MONOGRAFIE TECHNOLOGII BETONU

XII KONFERENCJA **DNI BETONU**
TRADYCJA I NOWOCZESNOŚĆ

WISŁA · 9–11 PAŹDZIERNIKA 2023

ORGANIZATOR

spc
STOWARZYSZENIE PRODUCENTÓW CEMENTU

DNI BETONU
TRADYCJA I NOWOCZESNOŚĆ

XII KONFERENCJA

DNI BETONU 2023

PATRONAT

PATRONAT HONOROWY

Ministerstwo Infrastruktury

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad

Główny Urząd Nadzoru Budowlanego

PATRONAT NAUKOWY

Sekcja Inżynierii Komunikacyjnej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

Sekcja Inżynierii Materiałów Budowlanych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

Sekcja Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

American Concrete Institute

PARTNERZY PROGRAMOWI

CHRYSO SAINT-GOBAIN

MASTER BUILDERS SOLUTIONS

MAPEI

MC BE SURE. BUILD SURE.

SBPB

SPBT Stowarzyszenie Producentów Betonu Towarowego w Polsce

Sika BUILDING TRUST

PERI

Trzuskawica A CRH COMPANY

ZRK SZUMOWO

SPONSORZY / FIRMY

Admitex

ALLTECH

ANDROMPEX

CONTROLS

ARCEN Polska

ASTRA

ELEMA

JUNJIN Polska

hansa

LEIMRO

SETBUD

SCHÜTTFLIX

FRD POLSKA Sp. z o.o. SIMEM

SPChB

TAURON

TrokoteX

REMEDIUM

ZM ROPCZYCE S.A.

PATRON MEDIALNY

BTA
www.bta-czasopismo.pl

SCAN ME

WSPÓŁPRACA MEDIALNA

AUTOSTRADY

budownictwo inżynieryjne pl

builder

chemia budowlana info

InfraBLOG

IZOLACJE

Inżynier budownictwa

cement wapno beton

Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne

kruszywa

Materiały Budowlane

MEDIA PRO

MOSTY

nanonet

powder.bulk

TECHNOLOGIE BUDOWNICTWO

Redakcja: **prof. Jan Deja**
dr inż. Bożena Środa
Paulina Gos
Grzegorz Krechowiecki
Dariusz Konieczny
Zbigniew Pilch

Skład i łamanie tekstu,
opracowanie graficzne: **AD-LINE.PL**

Projekt okładki: **Artur Darłak**

Publikacja zawiera referaty zrecenzowane i zakwalifikowane przez Radę Programową Konferencji. Materiały wydano na prawach rękopisów z gotowych materiałów dostarczonych przez Autorów.

© Copyright by Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2023

ISBN: 978-83-61331-47-6

Wydawca: Stowarzyszenie Producentów Cementu
ul. Lubelska 29, 30-003 Kraków
tel. +48 12 423-33-55
e-mail: wydawnictwo@polskicement.pl
www.polskicement.pl

Druk i oprawa: **Drukarnia Skleniarz, Kraków**

XII KONFERENCJA DNI BETONU

MONOGRAFIE
TECHNOLOGII BETONU

DNI BETONU
TRADYCJA I NOWOCZESNOŚĆ

Wisła, 9-11 października 2023

XII KONFERENCJA DNI BETONU 2023

KOMITET ORGANIZACYJNY

Przewodniczący **Jan Deja**

Członkowie
Artur Darłak
Bartosz Głowacz
Paulina Gos
Piotr Kijowski
Dariusz Konieczny
Grzegorz Krechowiecki
Zbigniew Pilch
Jolanta Stal
Bożena Środa
Anna Tarnowska

BIURO ORGANIZACYJNE

Stowarzyszenie Producentów Cementu
ul. Lubelska 29, 30-003 Kraków
tel.: +48 12 423 33 55
e-mail: biuro@polskicement.pl
www.polskicement.pl
e-mail: dnibetonu@polskicement.pl
www.dnibetonu.com

PATRONAT HONOROWY

Ministerstwo Infrastruktury

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad

Główny Urząd Nadzoru Budowlanego

PATRONAT NAUKOWY

Sekcja Inżynierii Komunikacyjnej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

Sekcja Inżynierii Materiałów Budowlanych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

Sekcja Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

American Concrete Institute

RADA NAUKOWA

Prof. Jan Biliszczuk
Prof. Lech Czarnecki
Dr hab. Wit Derkowski
Prof. Kazimierz Flaga
Prof. Kazimierz Furtak
Prof. Andrzej Garbacz
Prof. Zbigniew Giergiczny
Prof. Michał Glinicki
Prof. Jacek Gołaszewski
Prof. Anna Halicka
Prof. Józef Jasiczak
Prof. Maria Kaszyńska
Prof. Barbara Klemczak
Prof. Renata Kotynia
Prof. Wiesław Kurdowski
Prof. Paweł Łukowski
Prof. Cezary Madryas
Prof. Jan Małolepszy
Dr hab. Waldemar Pichór
Prof. Wojciech Radomski
Prof. Leszek Rafalski
Prof. Tomasz Siwowski
Prof. Janusz Szwabowski
Prof. Antoni Szydło
Prof. Jacek Śliwiński
Prof. Krzysztof Wilde

RADA PROGRAMOWA

Przewodniczący

Krzysztof Kieres – *Stowarzyszenie Producentów Cementu*

Członkowie

Grzegorz Bajek – *Stowarzyszenie Producentów Betonów*
Jan Biliszczuk – *Politechnika Wrocławska*
Dariusz Blocher – *Unibep SA*
Jacek Błoński – *Chryso Polska Sp. z o.o.*
Przemysław Borek – *Pekabex SA*
Jarosław Buszewski – *Buszrem SA*
Lech Czarnecki – *Instytut Techniki Budowlanej*
Robert Czołgosz – *Sika Poland Sp. z o.o.*
Wit Derkowski – *Politechnika Krakowska*
Łukasz Drobiec – *Politechnika Śląska*
Kazimierz Flaga – *Politechnika Krakowska*
Kazimierz Furtak – *Politechnika Krakowska*
Andrzej Garbacz – *Politechnika Warszawska*
Robert Geryło – *Instytut Techniki Budowlanej*
Zbigniew Giergiczny – *Politechnika Śląska*
Michał Glinicki – *Instytut Podstawowych Problemów Techniki PAN*
Jacek Gołaszewski – *Politechnika Śląska*
Michał Grys – *Stowarzyszenie Producentów Betonu Towarowego*
Izabela Hager – *Politechnika Krakowska*
Anna Halicka – *Politechnika Lubelska*
Józef Jasiczak – *Politechnika Poznańska*
Agnieszka Kalinowska-Sołtys – *Stowarzyszenie Architektów Polskich*
Maria Kaszyńska – *Zachodniopomorski Uniwersytet Techniczny*
Barbara Klemczak – *Politechnika Śląska*

Tomasz Klimala – *Master Builders Solutions Polska Sp. z o.o.*
Marta Kosior-Kazberuk – *Politechnika Białostocka*
Renata Kotynia – *Politechnika Łódzka*
Wiesław Kurdowski – *Instytut Mineralnych Materiałów Budowlanych*
Wojciech Lorenc – *Politechnika Warszawska*
Artur Łagosz – *Akademia Górniczo-Hutnicza*
Paweł Łukowski – *Politechnika Warszawska*
Piotr Mackiewicz – *Politechnika Wrocławska*
Cezary Madryas – *Politechnika Wrocławska*
Jan Małolepszy – *Akademia Górniczo-Hutnicza*
Tomasz Moskal – *MC-Bauchemie*
Piotr Nowicki – *Stowarzyszenie Producentów Betonowej Kostki Dro*gowej
Paweł Pichniarczyk – *ICiMB Sieć Badawcza Łukasiewicz*
Waldemar Pichór – *Akademia Górniczo-Hutnicza*
Andrzej Piwowarski – *Trzuskawica S.A.*
Wojciech Radomski – *Politechnika Warszawska, Związek Mostowców RP*
Leszek Rafalski – *Instytut Badawczy Dróg i Mostów*
Kazimierz Rupiński – *Zakłady Produkcji Kruszyw Rupińscy Sp.j.*
Krzysztof Schabowicz – *Politechnika Wrocławska*
Tomasz Siwowski – *Politechnika Rzeszowska*
Michał Stachów – *Mapei Polska Sp. z o.o.*
Krzysztof Starzyk – *Kruszywa Olsztyn Sp. z o.o.*
Janusz Szwabowski – *Politechnika Śląska*
Antoni Szydło – *Politechnika Wrocławska*
Jacek Śliwiński – *Politechnika Krakowska*
Tadeusz Wasąg – *MC-Bauchemie*
Krzysztof Wilde – *Politechnika Gdańska*
Piotr Woyciechowski – *Politechnika Warszawska*
Michał Wrzosek – *PERI Polska Sp. z o.o.*

PARTNER
DNI BETONU 2023

CHRYSO
SAINT-GOBAIN

EnviroMix

doskonałe połączenie wydajności
z niskoemisyjnością

CHRYSO®Enviromix

CHRYSO to kluczowy partner w rozwoju rozwiązań dla betonu niskoemisyjnego.

CHRYSO wprowadza **EnviroMix®**: unikalną ofertę produktów i doradztwa o globalnym zasięgu, która w znaczącym stopniu przyczynia się do redukcji i kontroli śladu węglowego betonu. Rozwiązania dostosowano do zróżnicowanych potrzeb producentów betonu towarowego i prefabrykatów.

- **CHRYSO®EnviroMix** umożliwia redukcję emisji CO_2 nawet o 50%.
- **CHRYSO®EnviroMix ULC** (ultra-niskowęglowy) zapewnia najwyższy poziom właściwości użytkowych, przy jednoczesnej redukcji śladu węglowego o ponad 50%.
- **EnviroMix®Impact**, to nowoczesne narzędzie cyfrowe ułatwiające obliczenia i ocenę wpływu projektu składu betonu na środowisko zgodnie z przyjętą strategią.

CHRYSO wspiera wdrażanie betonu niskoemisyjnego oferując system monitorowania dojrzałości betonu.

CHRYSO®Maturix umożliwia optymalizację składu betonu i procesu produkcyjnego z uwzględnieniem wymaganej charakterystyki rozwoju wytrzymałości betonu w elemencie.

CHRYSO POLSKA Sp. z o.o., al. Niepodległości 18, 02-653 Warszawa, Polska
Tel. +48 22 489 54 80, Mobile: +48 515850559 www.chryso.pl

SAINT-GOBAIN

MASTER®
BUILDERS
SOLUTIONS

Kompleksowa oferta chemii budowlanej z profesjonalnym wsparciem technicznym

- Domieszki do betonu
- Dodatki do cementu
- Rozwiązania dla budownictwa podziemnego
- Ochrona betonu
- Środki antyadhezyjne
- Włókna syntetyczne – konstrukcyjne i przeciwskurczowe

Wspólnie szukamy najlepszych rozwiązań!

PARTNER
PROGRAMOWY
DNI BETONU 2023

www.master-builders-solutions.com/pl

BETON

TOWAROWY

DOMIESZKI DO BETONU

PREFABRYKACJA

CIĘŻKA I LEKKA

MAPEI®

PLASTYFIKUJĄCE, UPŁYNNIAJĄCE,
NAPOWIETRZAJĄCE, OPÓŹNIAJĄCE,
PRZYSPIESZAJĄCE, STABILIZUJĄCE,
EKSPANSYWNE

O DEDYKOWANYCH WŁAŚCIWOŚCIACH

PREPARATY

ANTYADHEZYJNE, PIELĘGNACYJNE

MAPEI.PL

Evolucja betonu

MC-PowerFlow

Superplastyfikatory MC-PowerFlow evo:
pewne, wydajne, zaawansowane.

MC FOR
CONCRETE INDUSTRY

www.mc-bauchemie.pl

BE SURE. BUILD SURE.

Druk konstrukcji 3D

Zwiększ efektywność i uwolnij kreatywność

Przełom w technologii budowy

Trójwymiarowe drukowanie budynków przeszło z fazy eksperymentalnej do w pełni użytecznej technologii wykonawczej i ma potencjał zrewolucjonizowania przemysłu budowlanego jaki znamy.

Modułowa drukarka 3D BOD2 firmy COBOD oferuje wiele korzyści, takich jak m.in. skrócenie harmonogramu, redukcja kosztów czy swoboda projektowania.

PERI

PERI Polska Sp. z o.o
Deskowania
Rusztowania
Doradztwo techniczne
www.peri.com.pl
info@peri.com.pl

TECHNOLOGIE BETONU SIKA®

WSZĘDZIE TAM, GDZIE WZNOSZONE SĄ TRWAŁE KONSTRUKCJE BETONOWE

OPTYMALIZACJA PARAMETRÓW MIESZANKI BETONOWEJ	GWARANCJA SPRAWDZONYCH TECHNOLOGII – PONAD 100 LAT NA RYNKU	PRODUKTY PRZEZNACZONE DO BETONU TOWAROWEGO ORAZ PREFABRYKACJI
KOMPLEKSOWE WSPARCIE TECHNICZNE	REALIZACJA AMBITNYCH PROJEKTÓW W KRAJU I NA ŚWIECIE	

BUILDING TRUST

Stowarzyszenie Producentów Betonów

Ogólnokrajowa organizacja reprezentująca producentów wyrobów z betonu komórkowego i betonu kruszywowego

ul. Mączeńskiego 2, 02-829 Warszawa tel.: 22 643 64 79 www.s-p-b.pl biuro@s-p-b.pl

ROK ZAŁOŻENIA 1994

ZAPRASZAMY do UDZIAŁU w KONFERENCJI

BETON KOMÓRKOWY I PREFABRYKACJA BETONOWA W BUDOWNICTWIE

VIII KONFERENCJA **SPB 2024**, 7-9 X 2024, SEROCK

www.konferencja.s-p-b.pl

ZACHĘCAMY DO LEKTURY

Stowarzyszenie Producentów Betonów współpracuje z:
Europejskim Stowarzyszeniem Autoklawizowanego Betonu Komórkowego EAACA
i Międzynarodowym Stowarzyszeniem Prefabrykatów Betonowych BIBM

JEDEN MATERIAŁ
TAK WIELE MOŻLIWOŚCI

Stowarzyszenie Producentów Betonu Towarowego w Polsce dba o **JAKOŚĆ** i **ROZWÓJ** branży **BETONU TOWAROWEGO**.

SPBT

www.spbt.pl

trzuskawica.pl
Dla współczesnej infrastruktury nie ma kompromisów w zakresie jakości.
Stoneway
Kruszywa dla drogownictwa, dla każdej warstwy nawierzchni.
Clavical
Wapno do stabilizacji i ulepszania gruntów.
Strongbet
Kruszywa do obiektów mostowych i inżynieryjnych.
Trzuskawica
A CRH COMPANY

RUPIŃSCY

ZAKŁADY PRODUKCJI KRUSZYW

ZPK SZUMOWO

NATRIX

PDM SUWAŁKI

KRUSZBET S. A. SUWAŁKI

Obserwuj nas na Facebooku

W SKRÓCIE

Od ponad 25 lat zajmujemy się wydobyciem najwyższej jakości naturalnych kruszyw budowlanych i drogowych. Dotychczasowa działalność i dynamiczny rozwój sprawiły, że dziś Zakłady Produkcji Kruszyw Rupińscy są jednymi z kluczowych partnerów w dużych przedsięwzięciach infrastrukturalnych.

KRUSZYWA

Kruszywa drogowe i budowlane:
kruszywo drobne (piaski), żwiry, grysy, żwiry kruszone, mieszanki, materiały na nasypy

PREFABRYKATY

Prefabrykaty betonowe:
kostka brukowa, płyty brukowe, cieki wodne, bloczki fundamentowe

USŁUGI

Profesjonalny transport:
drogowy i kolejowy,
usługi sprzętem budowlanym

Zakłady Produkcji Kruszyw Rupińscy Spółka Jawna • 18-305 Szumowo, ul. Przemysłowa 28
biuro@zpkszumowo.pl • sprzedaz@zpkszumowo.pl • +48 86 224 40 50

SPONSOR
DNI BETONU 2023

www.admitex.pl

Admitex

Profesjonalizm w każdej **kropli**

NAJWYŻSZEJ KLASY POMPY DO BETONU I BETONOMIESZARKI

Wyłączny dystrybutor w Polsce:
ALLTECH sp. z o.o.
ul. Nowy Świat 42
80-299 Gdańsk
+48 58 551 44 93
biuro@alltech.info.pl
www.alltech.info.pl

ALLTECH

Putzmeister

ANDROIMPEX Spółka z o.o.®

NOWOCZESNOŚĆ I INNOWACJA W BUDOWNICTWIE

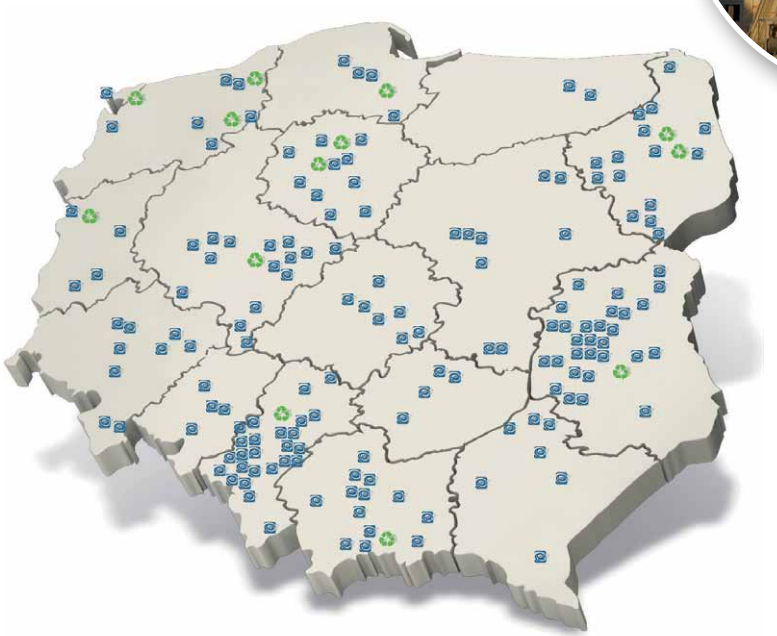
PRODUCENT DOMIESZEK DO BETONU

www.androimpex.pl

SPONSOR
DNI BETONU 2023

WĘZŁY BETONIARSKIE

Razem tworzymy rozwiązania!



ARCEN POLSKA
ul. Wygoda 9, 44-240 Żory
tel.: 32 435 01 72, kom.: 600 299 930
biuro@arcen.pl
www.arcen.pl

ISO 9001

ASTRA®

Więcej niż beton

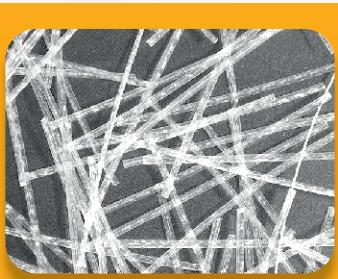
MOCNY BETON
Z WŁÓKNAMI POLYEX

WZROST WYTRZYMAŁOŚCI

OGRANICZENIE SPĘKAŃ

REDUKCJA ZBROJENIA STALOWEGO

Polyex MESH 2000



Polyex DURO

Pro MICRO

SPONSOR
DNI BETONU 2023

ASTRA TECHNOLOGIA BETONU Sp. z o.o.
ul. Starogardzka 77, 83-010 Straszyn k. Gdańska
www.astra-polska.com

Bioeko Grupa TAURON

PRODUKTY DO BETONU:

- Popiół lotny
- Kruszywo TAURONIT B

bioeko.tauron.pl

UPS@tauron.pl

Automatyczne maszyny wytrzymałościowe do betonu to teraz **standard.**

Niezawodne i dające powtarzalne wyniki.
Za każdym razem.

Pełna zgodność z Normami.

Redukuje ilość błędów ludzkich.
Po prostu naciśnij **START.**

CONTROLS

T: +48 22 403 68 07 lub 08 **E:** info-pl@controls-group.com

www.controls-group.com

ELEMA

DOZOWANIE, STEROWANIE, MASZYNY

- Komputerowe systemy sterowania węzłami betoniarskimi
- Modernizacje betonowni
- Wagowe dozowniki domieszek, farb płynnych, pigmentów proszkowych itp.
- Wagi wody, cementu, taśmy ważące dla kruszyw itp.
- Modernizacje wag mechanicznych
- Mikrofalowy pomiar wilgotności piasku i kruszyw
- Mikrofalowy pomiar wilgotności betonu (pomiar w mieszalniku)
- Wilgotnościomierze przenośne
- Układy recyklingu odpadów pobetonowych
- Zestawy ogrzewania wody i kruszyw
- Nadzór i pomiar wypełnienia silosów

- **Węzły betoniarskie**
- **Mieszalniki planetarne**
- **Mieszalniki dwuwałowe**

Maszyny i formy do prefabrykatów betonowych

ELEMA

ELEMA G. Podsiadły Spółka Komandytowa
ul. Rynek Praski 7, 98-200 Sieradz

tel. +48 43 826 70 60
tel. kom. +48 501 385 200

e-mail: elema@elema.pl
Strona internetowa: www.elema.pl

FRD
F. Recycling & Demolitioning Tec.
POLSKA Sp. z o.o.

SPONSOR
DNI BETONU 2023

WĘZŁY BETONIARSKIE

SPRZEDAŻ • SERWIS • CZĘŚCI ZAMIENNE

FRD Polska Sp. z o.o. wyłączny dostawca stacjonarnych/ mobilnych węzłów betoniarskich marki Simem.

Nasza firma FRD Polska świadczy usługi doradcze, serwisowe a także dostęp do części zamiennych na terenie całego kraju.

W swojej ofercie posiadamy także mobilne przesiewacze i kruszarki oraz wytwórnie masy bitumicznej.

Simem już od ponad 60 lat produkuje swoje mieszalniki dwuwałowe jak i planetarne a także kompletne węzły betoniarskie.

Zintegrowane rozwiązania zorientowane na jakość i wiedzę specjalistyczną, podejście do opracowywania rozwiązań w zakresie sprzętu do betonu zorientowanego na jakość ma kluczowe znaczenie, aby stać się zaufanym doradcą naszych klientów w zakresie lepszych osiągów i wyników. Znajomość branży produkcji betonu i omówienie wymagań pojedynczego projektu pozwala nam opracowywać pomysły, które uwzględniają naszą wiedzę specjalistyczną w zakresie betoniarni, automatyzacji prefabrykatów i rozwiązań podziemnych, również pod względem kontroli jakości i czasów realizacji produkcji.

FRD Polska Sp. z o.o.
ul. Warszawska 43
61-028 Poznań
tel. +48 504 900 223

Dział handlowy:
tel. +48 725 242 564

Dział serwisowy:
tel. +48 505 232 724

www.frdpolska.pl

hansa

SPRAWDŹ NASZĄ NOWĄ OFERTĘ

» POMPY DO BETONU, POMPOGRUSZKI
» BETONOMIESZARKI, ZMIENNE ZABUDOWY
» POJAZDY Z ŻURAWIEM (HDS), HAKOWCE
» CZĘŚCI ZAMIENNE, SERWIS

hansa
SPRZEDAŻ MASZYN
+48 795 100 231

hansa
CZĘŚCI ZAMIENNE
+48 662 48 48 44

hansa
SERVICE
+48 662 48 48 47

hansa
FINANCE
+48 662 830 508

HANSA S.A.
UL. KS. PIOTRA ŚCIEGIENNEGO 236
25-116 KIELCE

WWW.HANSA-EUROPE.COM

NOWOŚĆ W OFERCIE
Pojazdy z HDS, hakowce i bramowce

TRUCKS CONCRETE
WWW.TRUCKS-CONCRETE.PL

TU ZNAJDZIESZ
CZĘŚCI ZAMIENNE
DO SWOICH MASZYN

JUNJIN Polska

www.junjin.pl

NAPRAWY
DOZORY
TDT

NOWE POMPY
DO BETONU

CZĘŚCI
ZAMIENNE
i
MOBILNY
SERWIS

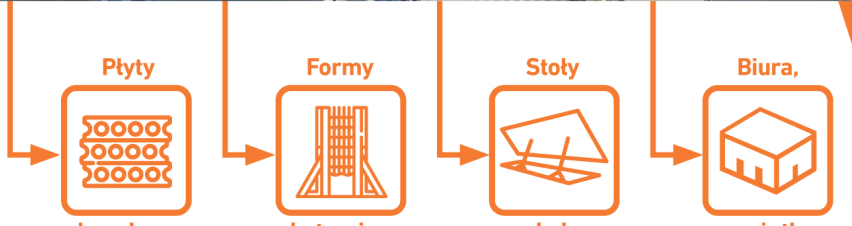
JUNJIN Polska Sp. z o.o.
ul. Żwirowa 40
32-050 Skawina
e-mail: info@junjin.pl

Dział Handlowy
Joanna Szalonek
Tel: +48 781 423 596
e-mail: j.szalonek@junjin.pl

Serwis i części
Krzysztof Madejski
Tel: +48 784 00 95 00
e-mail: serwis@junjin.pl

ROZWIĄZANIA GRZEWCZE
DLA PREFABRYKACJI BETONOWEJ

LEIMRO to renomowane, polsko-fińskie przedsiębiorstwo, specjalizujące się w branży betonowej, posiadające wieloletnie doświadczenie. Specjalizujemy się w dostarczaniu zaawansowanych, kompleksowych i ekologicznych systemów grzewczych dla fabryk prefabrykatów. Z naciskiem na efektywność, dostarczamy rozwiązania, które optymalizują procesy produkcyjne, jednocześnie minimalizując ich wpływ na środowisko.



Wszystkie nasze produkty są zaprojektowane tak, aby bezproblemowo integrować się z zewnętrznymi wymiennikami ciepła, co daje wszechstronne możliwości w wykorzystywaniu energii. Ta funkcja umożliwia efektywne grzanie kruszyw, wody, płyt kanałoych, stołów uchylnych, form bateryjnych, biur i innych przestrzeni. Wykorzystując tę możliwość, nasze systemy grzewcze zapewniają kompleksowe rozwiązania grzewcze dla szerokiego zakresu zastosowań w fabrykach prefabrykatów.

info@leimro.com

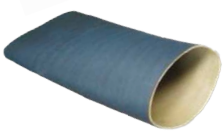
Wyłączny dostawca odlewów, elementów napawanych oraz widiowych RSW® dla branży betonów

HAWIFLEX®
official HAWIFLEX® reseller in Poland

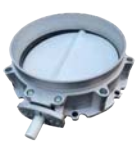
Wyłączny przedstawiciel na Polskę płyt i elementów specjalnych HAWIFLEX®, rękawów TRUCKFLEX® i lejów CONEFLEX®

SPONSOR
DNI BETONU 2023

SETBUD



Największy wybór alternatywnych systemów oraz części dla branży betonów

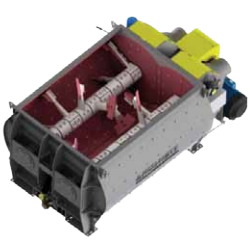


ARCOMET7 S.L.

Wyłączny przedstawiciel na Polskę węzłów i mieszalników ARCOMET7®

Wyłączny przedstawiciel na Polskę systemów automatyki w tym mycia, dozowania i pomiaru wilgotności ARCO ELECTRÓNICA®

arco electrónica



SCHÜTTFLIX®

USTAW SIĘ!

POZNAJ NAS NA https://schuettflix.com/pl/pl/

STOWARZYSZENIE
PRODUCENTÓW
CHEMII BUDOWLANEJ

SPChB

Niezależna organizacja osób
i podmiotów związanych z branżą chemii
budowlanej w Polsce.

www.spchb.pl

SPONSOR
DNI BETONU 2023

KompoZytki

Buduj z nami przyszłość... cdn...

Dowiedz się więcej

www.war-remedium.pl

REMEDIUM®

Budujemy Polskę od 30 lat

Nowoczesne rozwiązania wspomagające produkcję betonu

SPONSOR
DNI BETONU 2023

Tel: +48 22 789 01 43 | Fax: +48 22 789 06 37
Email: sekretariat@war-remedium.pl | www.war-remedium.pl
ul. Boryszewska 18, 05-462 Wiązowna k/Warszawy

ZM ROPCZYCE S.A.

NOWEJ GENERACJI ROZWIĄZANIA OGNIOTRWAŁE

Optymalne w zakładzie jakościowy i kosztowym dla przemysłu **CEMENTOWEGO**

STREFY

WYŁOŻONE WYROBAMI NOWEJ GENERACJI

- Niska gazo przepuszczalność - odporność na agresywną korozję chemiczną w piecach obrotowych opalanych dużą ilością paliw alternatowych
- Podwyższona wytrzymałość na zginanie w wysokich temperaturach - piece o obciążeniu mechanicznym.

ISO 9001:2015 ISO 14001: 2015 ISO 45001:2018

Więcej informacji na stronie
www.ropczyce.com.pl

Zakłady Magnezytowe
"ROPCZYCE" S.A.
Postępu 15c
02-676 Warszawa, Polska

REKLAMA

DNI BETONU 2023

3dArtech

Sp. z o.o. KIELCE ul. Górna 20 tel. 793 070 053
e-mail: janusz.wojcik@3dartech.com

Druk 3d betonem

szalunki krzywolinijne
wydruki techniczne
drukarki do betonu

BIP PROJEKT
concrete mixing dreams

www.bipp-projekt.pl
+48 661 568 755
biuro@bipp-projekt.pl

U NAS BETON
ZAWSZE W DOBREJ FORMIE

BIP-PROJEKT dostarcza szeroką gamę rozwiązań w zakresie przemysłowego przetwarzania materiałów. Maszyny, systemy i technologie do mieszania, prefabrykacji, kruszenia i mielenia. Dostarczamy linie do produkcji i prefabrykacji betonu, mieszarki do betonu, maszyny do kruszenia minerałów i kamieni, systemy produkcji piasku, a także młyny przemysłowe. Wykonujemy projekty częściowe, kompleksowe i niestandardowe.

Precast Moulds & On-Site Formwork

Construx

construx.eu

Shaping the Future of Concrete

+32 56 72 47 93 • info@construx.eu

Hulste (B) **Roeselare** (B) **Maarsbergen** (NL)
Genk (B) **Boortmeerbeek** (B) **Bucharest** (RO)

ISOLTECH SRL, Pierwsza na świecie firma know-how w technologii pianobetonu z ponad 50-cio letnim doświadczeniem.

Dostarczamy kompleksowo :

- Linie produkcyjne
- Dodatki chemiczne
- Analizy laboratoryjne surowców i opracowanie receptur
- Transfer know-how, uruchomienie i trening personelu

Obszary zastosowania :

- Podbudowy dróg
- Wypełnienia geotechniczne
- Prefabrykaty - bloczki
- Odlewy z szalunków
- Wypełnienia paneli budowlanych
- I wiele innych

Pianobeton jako podbudowa drogi
Wykonanie : Bremerhaven , Niemcy
przy zastosowaniu Faber Betonpompen.

Odwiedź nas na stoisku 41 A podczas „ Dni Betonu 2023"

Kontakt w Polsce :

DRAGLER SILO-TEC

www.dragler.pl
Tel. +48 693 717 787
e-mail : info@dragler.pl

ISOLTECH
Tecnologia del Calcestruzzo Cellulare
Cellular Concrete Technology

www.isoltech.it
info@isoltech.it

Instytut Techniki Budowlanej

BADANIA WYROBÓW, MATERIAŁÓW I KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH W AKREDYTOWANYM ZESPOLE LABORATORIÓW BADAWCZYCH

EUROPEJSKIE OCENY TECHNICZNE, KRAJOWE OCENY TECHNICZNE I REKOMENDACJE TECHNICZNE

CERTYFIKACJA NA CAŁYM ŚWIECIE

EKSPERTYZY OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

PRACE BADAWCZE

PROJEKTY KRAJOWE I MIĘDZYNARODOWE

INNOWACJE I UPOWSZECHNIANIE WIEDZY

Instytut Techniki Budowlanej
ul. Filtrowa 1, 00-611 Warszawa
Tel.: 22 825 04 71
E-mail: ci@itb.pl

www.itb.pl

ARCHITEKTURA BETONOWA

CONCRETE ARCHITECTURE

Przemysław Bigaj

Współczesna architektura betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą – synteza kształtów determinowana monolityczną technologią

CONTEMPORARY ARCHITECTURE OF CONCRETE HOUSES INSPIRED BY TRADITIONAL FORM – SYNTHESIS OF SHAPES DETERMINED BY MONOLITHIC TECHNOLOGY

Streszczenie

Okres ostatnich dekad w architekturze obfituje w liczne przykłady domów zrealizowanych z wykorzystaniem technologii i estetyki betonu. Zazwyczaj są to formy odwołujące się do modernistycznego dziedzictwa projektowego, niejednokrotnie wskazując na corbusierowską definicję architektury pochodzącą z dzieła *Vers une architecture*, która mówi, że *Architektura to przemyślana, bezbłędna, wspaniała gra brył w świetle*. Na tym tle dorobku twórczego współczesnych projektantów pojawiają się także realizacje, które swym kształtem starają się czerpać z tradycyjnych form odwołujących się do ikonicznego obrazu domu. Nie byłoby w tym nic zaskakującego, gdyby nie fakt przywołania tego nostalgicznie archetypicznego wizerunku domu w surowym i odsłoniętym betonie. Za sprawą najczęściej monolitycznych technologii powstaje architektura syntetyzująca i upraszczająca język estetycznych środków wyrazu, nadając tradycyjnym kształtom nowoczesny i powściągliwy charakter. Dzięki kilku pionierskim realizacjom z ostatnich dekad otworzyło się nowe pole do wykorzystania monolitycznych technologii betonów elewacyjnych w indywidualnym budownictwie mieszkaniowym, mającym często prestiżowy i medialny charakter osadzony w tradycji rozpoznawalnych form. Dziś trudno określić na ile zjawisko to należy uznać za trwałą tendencję a na ile za chwilową modę. Analiza przykładów pozwala wskazać na pewne wspólne cechy tego rodzaju architektury współczesnego domu ze szczególnym uwzględnieniem technologii betonów licowych.

Celem tekstu jest analiza i opisanie na wybranych przykładach zjawiska projektowania i realizacji monolitycznych domów inspirowanych tradycyjną formą, których uproszczony, syntetyczny kształt i detal jest determinowany zazwyczaj monolityczną technologią betonu (żelbetu) elewacyjnego. Dziś pretekstem do znalezienia bryły dla współczesnej architektury domu może okazać się nie tylko twórcze poszukiwanie pewnych ikonicznych

dr inż. arch. Przemysław Bigaj – Katedra Projektowania Architektonicznego; Wydział Architektury Politechniki Krakowskiej

kształtów, wzorców czy innych wizualnie zakodowanych form znanych z przeszłości, ale także technologie warunkujące nowe rozwiązania estetyczne wzbogacające kulturowy kod dorobku ludzkości. Analizę zawężono do przykładów domów, które zdaniem autora pozwalają opisać zjawisko łączenia tradycyjnego kształtu z technologią betonów elewacyjnych w sposób jak najbardziej obiektywny i obrazujący istotę problematyki badawczej. Spośród licznych przykładów wskazano te najbardziej reprezentacyjne, oddające charakter architektonicznego związku syntezy formy z tworzącą ją betonową materią.

Abstract

Recent decades in architecture have been replete with numerous examples of houses constructed with the use of concrete technology and aesthetics. These are usually forms that refer to the modernist design heritage, often pointing to Corbusieran definition of architecture that comes from the book *Vers une architecture* saying that *Architecture is the masterly, correct and magnificent play of masses brought together in light*. Against this backdrop of the creative output of contemporary designers, there also appear developments that try to draw on traditional forms referring to the iconic image of the house with their shapes. It would not be surprising if it were not for the fact that this nostalgically archetypal image of the house is invoked in raw and exposed concrete. It is most often monolithic technologies that enable one to create architecture that synthesizes and simplifies the language of aesthetic expression, giving traditional shapes a modern and restrained character. Thanks to several pioneering developments in recent decades, a new field has opened up for the use of monolithic architectural concrete technologies in individual residential construction, which often has a prestigious and media character, embedded in the tradition of recognisable forms. Today it is difficult to determine to what extent this phenomenon should be considered a permanent trend or a fad. The analysis of examples allows one to determine some common features of this type of architecture of the modern house with a special emphasis on the exposed concrete technology.

Referring to selected examples, the paper aims to analyse and describe the phenomenon of the design and construction of monolithic houses inspired by traditional forms whose simplified, synthetic shape and detail are usually determined by monolithic concrete (reinforced concrete) technology. Today, the pretext for finding a body for the contemporary house may turn out to be technologies conditioning new aesthetic solutions that enrich the cultural code of human heritage rather than a mere creative search for certain iconic shapes, patterns or other visually encoded forms known from the past. The analysis has been narrowed down to examples of houses which, the author believes, allow one to describe the phenomenon of combining traditional shape with architectural concrete technology in the most objective way and which illustrate the essence of the research problem. Of the numerous examples, the author has identified the most representative ones, reflecting the nature of the architectural relationship between the synthesis of form and the concrete material that forms it.

Dom jest pierwszym powodem istnienia architektury [1].
Mario Botta

1. Wstęp

Spośród licznych realizacji domów jednorodzinnych wzniesionych w technologiach betonu architektonicznego odnajdujemy przykłady budzące skojarzenia ze społecznie utrwalonym wizerunkiem archetypu formy domu mającym ścisłe konotacje z wernakularnym czy historycznym budownictwem. W publikacji Bonawentury Pawlickiego *Techniki budowlane w kompleksach zabytkowych. Słownik terminologiczny* pojęcie *archetypu* opisano jako: *(gr. archaios) dawny, pierwowzór, prawzór, prototyp budowli, wzorzec ukształtowania funkcji, formy, konstrukcji* [2]. Tego rodzaju archetypiczny kształt w przypadku domu wynikał najczęściej z zestawienia prostopadłej bryły nakrytej zazwyczaj dwuspadowym dachem. Z końcem XX wieku, a następnie w pierwszych dekadach XXI wieku, zaczęły pojawiać się w twórczości współczesnych architektów pewne próby łączenia tradycyjnego wizerunku formy domu z monolitycznymi technologiami betonu oraz zjawiskiem „szczerości materiałowej". Istotą szczerości materiałowej jest oddanie w estetyce budynku natury materii, z której go wzniesiono i zapisanie poprzez detal prawdy o technologii w jakiej został zrealizowany, a obserwator nie powinien doświadczać innych odczuć niż te, które dane tworzywo budowlane niesie dzięki swoim zasadniczym własnością i technikom wykorzystania w obiekcie [3].

Celem tekstu jest opisanie na wybranych przykładach pewnego zjawiska we współczesnej architekturze, które polega na próbie łączenia rozpoznawalnego w kulturze wizerunku archetypu domu z nietradycyjną dla tej formy estetyką betonu elewacyjnego. Połączenie to może wskazywać na początki pewnej tendencji, bądź chwilowej mody w projektowaniu domów jednorodzinnych inspirowanych tradycyjną formą, w których wykorzystano beton jako główny środek materialnego wyrazu architektury budynku. Przegląd współczesnych realizacji z użyciem technologii betonów elewacyjnych pozwala na wyodrębnienie z tego zbioru przykładów obrazujących cechy architektury inspirowanych tradycją kształtu domu.

Metodę badawczą oparto na analizie reprezentatywnych przykładów wskazujących główne cechy i sposoby łączenia obrazu tradycyjnej bryły domu z estetyką betonu architektonicznego. Nie wyodrębniano określonego obszaru terytorialnego dla analizowanych przykładów ze względu na uniwersalność występowania tego zjawiska w zglobalizowanym świecie. Zakres czasowy objął budynki powstałe od 1997 roku, w którym to pojawił się *Rudin House,* rozpoczynający medialne zainteresowanie tego typu przypadkami we współczesnej architekturze. Wnioski z analizy dobranych przykładów mają na celu zwrócenie uwagi na zjawisko współczesnej architektury betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą, które w kontekście coraz liczniejszych realizacji wymaga uporządkowania i uwypuklenia estetycznych i technologicznych pryncypiów rysującej się tendencji w projektowaniu.

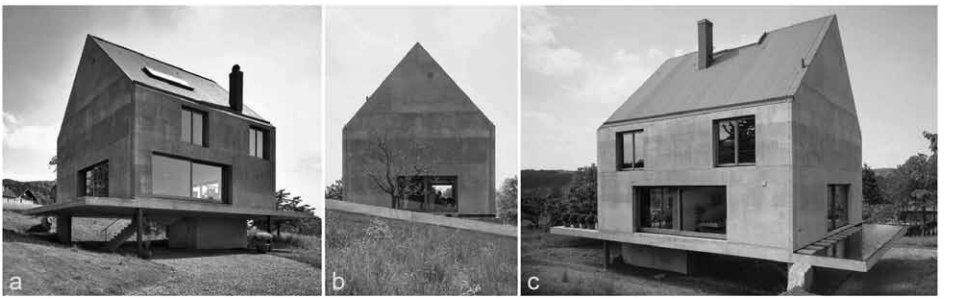
2. Betonowy dom – tradycja kształtu w niecodziennej materii

Tradycja kształtu została przywrócona w niecodziennej dla tego rodzaju architektury materii – to jest odsłoniętym, zazwyczaj monolitycznym betonie, którego technologia realizacyjna ukierunkowywała projektowane formy na bardziej surowy i purystyczny wyraz. Ostatecznie zestawienie to, dało zaskakujące efekty estetyczne, niejednokrotnie budzące emocje i kontrowersje wśród odbiorców i krytyków architektury współczesnej, stanowiąc pole do polemiki. Kluczem do tej twórczej polemiki wydaje się być społecznie utrwalone zjawisko nostalgii za wzorcami, ikonami, kształtami wypracowanymi na przestrzeni budowlanej działalności człowieka. Tomasz Kozłowski w publikacji *Architektura a sztuka*, pisząc o potrzebie archetypu, kieruje w jednym z poruszanych wątków uwagę na zagadnienie nostalgii w architekturze, które jak twierdzi: *może prowadzić ku myśli o archetypie, zapamiętanym doskonałym pierwowzorze. Czasem zapamiętanym z lekcji o sztuce, czasem z dzieciństwa*. Jak zauważa dalej: *Przecież pretekst możemy postrzegać jako odrodzenie formy, czyli pamięć wcieloną. Czegoś tak wpisanego w naszą podświadomość, że niemożliwego do odrzucenia w stu procentach* [4]. Współczesność, pomimo swych modernistycznych odniesień, niezapomniała o tradycyjnych kształtach, opartych o ikoniczne, dobrze rozpoznawalne bryły i wizualne wzorce, których świadomość w społecznym odbiorze jest niezwykle istotna w budowaniu dzisiejszej tożsamości kulturowej. Dom i jego archetypiczny wizerunek składający się z prostopadłościennej bazy nakrytej zazwyczaj dwuspadowym dachem jest mocno zakorzeniony w wernakularnym kodzie budowlanej działalności człowieka, a jego istotą jest idea schronienia, dająca poczucie bezpieczeństwa, polegające na odcięciu się od czynników i zagrożeń zewnętrznych i środowiskowych. W prehistorii synonimem domu była jaskinia. Dziś jej odpowiednikiem stał się betonowy dom. Atawizmy kryjące się w ludzkiej podświadomości wciąż potrafią zaskakiwać. Materialność zaklęta w betonowej materii, pomimo wielu pejoratywnych skojarzeń estetycznych po epoce wielkopłytowego budownictwa wielorodzinnego, jest wciąż utożsamiana z bezpieczeństwem, trwałością, solidnością. Beton (żelbet) jest więc doskonałym budulcem do realizacji architektury domu, rozumianej jako zaspokojenie pierwotnej ludzkiej potrzeby – schronienia. Za tradycją kształtu w niecodziennej materii kryje się architektura kilkudziesięciu domów zrealizowanych na przestrzeni niespełna trzech dekad, która oswoiła indywidualnego odbiorcę z estetyką surowego, nagiego betonu, czyniąc z natury tej materii rzecz wyjątkową, prestiżową, elegancką i wręcz modną. Opisane poniżej, starannie dobrane przykłady starają się oddać istotę tradycji kształtu domu w eksponowanym, monolitycznym betonie.

3. Analiza wybranych przykładów

3.1. *Rudin House*, Herzog & de Meuron (Jaques Herzog, Pierre de Meuron, Lukas Bögli), Leymen, Francja, 1996-1997

Wzniesiony w 1997 roku we francuskiej miejscowości Leymen budynek *Rudin House* (fot. 1a, 1b, 1c) szybko stał się medialną ikoną architektury za sprawą kontrowersyjnego połączenia, a mianowicie kształtu budzącego wizerunkową nostalgię wiejskiego domu z nietradycyjną estetyką odsłoniętego, monolitycznego betonu. To, jakby się wydawało, nieprzystające do siebie połączenie zyskało jednak sympatię odbiorców, dzięki pewnym przerysowaniom kompozycyjnym elementów (okien, komina, dwuspadowego dachu bez okapów, itp.), dających efekt zamierzonego architektonicznego żartu. Materiał pełni



Fot. 1a, 1b, 1c. *Rudin House*, Herzog & de Meuron, Leymen, Francja, 1996-1997.

tu nie tylko rolę konstrukcyjną, ale przede wszystkim estetyczną. Budynek i budząca emocje synergia formy i materii szybko zyskały popularność zarówno wśród krytyków architektury, jak i w środowisku twórczym. Stało się to za sprawą uzyskania wyjątkowo czytelnej lapidarności kształtu dającej efekt rozpoznawalności wizualnego przekazu, który urósł do rangi pewnej architektonicznej ikony współczesności końca XX wieku. Fakt ten dowiedziono licznymi publikacjami w albumach i prasie branżowej. Prostota wizualnego przekazu jest tu determinowana monolityczną technologią betonu (żelbetu), pozwalając na syntezę architektonicznych środków wyrazu i detali wynikających wprost z technologii budowlanych i materiałowych. Twórcami projektu są: Jaques Herzog, Pierre de Meuron, Lukas Bögli ze znanej i renomowanej pracowni architektonicznej Herzog & de Meuron. Autorów *Rudin House* należałoby uznać za prekursorów interesującego zjawiska łączenia archetypicznej formy domu z estetyką betonowej materii. Ich pionierski „incydent" projektowy w kolejnych dekadach inspirował i zachęcał innych twórców architektury współczesnych domów do podjęcia podobnych eksperymentów łączenia wizerunku tradycyjnej formy domu z uniwersalnością betonowego tworzywa.

Marcin Charciarek w monografii pod tytułem *Związki idei i materii w architekturze betonowej* tak oddaje istotę tego budynku, akcentując związki architektury z naturą:

Rudin House przenosi i konfrontuje monolityczny ciężar budynku z lekkością uniesienia go na słupach ponad teren, gładkie fasady odkrywają szorstkość papy na dachu, a architektura domu, pomimo „ucieczki od formy", cała „przepełniona jest formą". Gładki beton, stanowiący rodzaj „skóry" uwrażliwionej na działanie warunków atmosferycznych, światła, pór roku, wydaje się fragmentem otaczającej natury – w czasie deszczu jest mokry i z zaciekami, w słoneczne dni odkrywa przed widzem różnice w odcieniach ścian między północną a południową elewacją. Naturalny, gładki beton Herzoga i de Meurona jest „naiwnym" elementem, przyswajającym od przyrody warunki swojego trwania – ponieważ architektura według Szwajcarów stanowi afirmację natury [5].

Z kolei Wojciech Niebrzydowski w publikacji *Beton i żelbet a formy architektoniczne XX wieku*, omawiając problematykę form naśladujących i inspirowanych architekturą historyczną i tradycyjną, wskazuje na ikoniczny charakter bryły tego budynku, a także odnosi się do charakteru detali determinujących architektoniczny wyraz estetyki wynikającej wprost z technologii monolitycznego betonu:

Europejskim przykładem sprzęgnięcia betonu-żelbetu z formą o charakterze tradycyjnym jest Rudin House (…). Herzog & de Meuron stworzyli swoistą architektoniczną ikonę stanowiącą syntezę formy tradycyjnego domu, używając w manifestacyjny sposób nietradycyjnego tworzywa. Uproszczona żelbetowa bryła nakryta jest dwuspadowym dachem pozbawionym okapów. Monolityczne ściany przebite są dużymi prostokątnymi i kwadratowymi otworami. Formę archetypowego

wiejskiego domu uzupełnia wyrazisty komin. Budynek jest ustawiony na żelbetowej platformie uniesionej ponad terenem, co w pewien sposób łagodzi jego wizualną ciężkość i czyni całą kompozycję bardziej abstrakcyjną. Zaskakującym rozwiązaniem jest rezygnacja z rynien – woda deszczowa z dachu jest kierowana na jedną ze ścian szczytowych i spływa po jej powierzchni bezpośrednio do niewielkiej sadzawki umieszczonej na platformie [6].

Wpływ jaki osiągną *Rudin House*, poprzez sprzęgnięcie monolitycznej technologii betonu z kształtem nawiązującym do tradycyjnych wiejskich domów, wydaje się mieć pionierskie znaczenie, które aktywowało w pokładach wyobraźni współczesnych twórców architektury nowe podejście do wykorzystania sprawdzonych wzorców form dla współczesnego domu w nowej, społecznie rozpoznawalnej i akceptowalnej odsłonie. Dowodzą tego liczne realizacje, które powstały po 2000 roku, prezentując bogactwo rozwiązań dla dość ograniczonej i powtarzalnej formy.

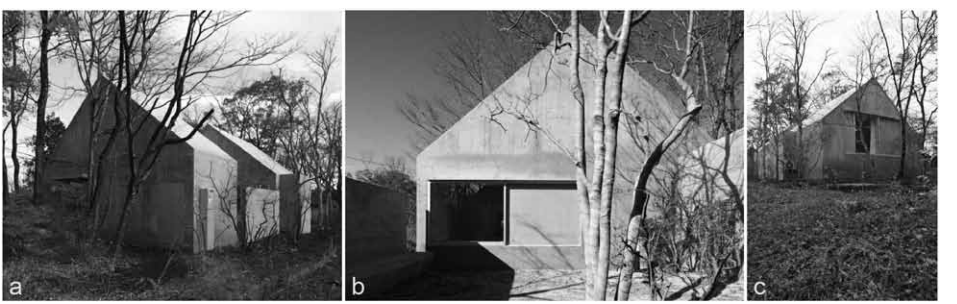
3.2. *Concrete Slit House*, AZL Architects (Zhang Lei, Meng Fanhao, Cai Menglei, Lu Yuan, Tang Xiaoxin), Nanjing, Jiangsu Province, Chiny, 2005-2007

Fot. 2a, 2b, 2c. *Concrete Slit House*, AZL Architects, Nanjing, Jiangsu Province, Chiny, 2005-2007.

Budynek swą nazwę zawdzięcza „szczelinie" dzielącej lapidarny kształt archetypicznej formy domu. Estetyczne uproszczenia i synteza bryły oraz efekt rozcięcia niejako na dwie części pozwolił uzasadnić wprowadzenie silnej w wyrazie formy na obszar dzielnicy mieszkaniowej z lat dwudziestych XX wieku z tradycyjną zabudową. Skala oraz rozwiązania estetyczno-materiałowe zastosowane w obiekcie w oryginalny sposób oddają charakter *genius loci* miejsca. *Concrete Slit House* (fot. 2a, 2b, 2c) należy do budynków realizujących ideę łączenia ikonicznej formy domu z betonową, monolityczną materią. Twórcy z pracowni AZL Architects wyjaśniają w autorskim opisie istotę przyjętych rozwiązań kształtujących estetykę z wykorzystaniem specyfiki technologii odsłoniętego betonu, ujawniającego skrupulatnie wykonany szalunek, determinowany kontekstem miejsca: *Concrete Slit House to współczesna betonowa rezydencja położona w cichej dzielnicy z czasów Kuomingtangu w centrum Nanjing. Cała konstrukcja i dach wykonane są z betonu wciśniętego w niestandardowy szalunek, wykonany ręcznie z pięciocentymetrowych poziomych listew drewnianych, aby zachować skalę z sąsiednimi stuletnimi budynkami z cegły. Szczelina w betonie tworzy przezroczystość, reagując na ruch wewnętrzny i zapewnia różne programy z odmiennymi wysokościami i elewacjami wnętrz, dzięki czemu skrzynie w górnych sypialniach przesuwają się o połowę objętości dla uzyskania prywatności. Salon zajmuje dwa piętra, część*

jadalna rozciąga się na półtora poziomu, a pozostałe sypialnie i gabinety zajmują parterowe przestrzenie [7]. Wartym podkreślenia jest też przełomowe znaczenie tego niewielkiego domu dla estetyki odsłoniętego betonu w Chinach, które zużywają prawie połowę światowych dostaw betonu. Twórcy projektu uznają *Slit House* za pierwszy szczery betonowy budynek w Nanjing. Monolityczna bryła nawiązuje do tradycyjnej formy domów przekrywanych dwuspadowym dachem. Wyjątkowa jakość pieczołowicie wykonanego szalunku i odlewu nobilituje ten rodzaj zaproponowanej architektury na tle historycznej już, sąsiedniej zabudowy, tworząc w ten sposób pewne pole dialogu między tradycją a nowoczesnością.

3.3. *House in Nasu*, Kazunori Fujimoto Architect & Associates, Tochigi, Japonia, 2009-2010

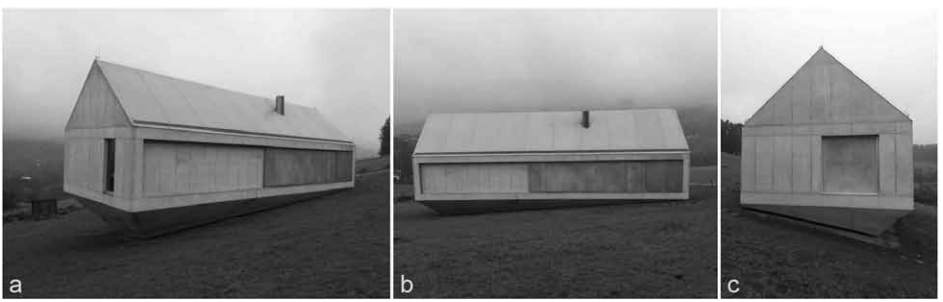


Fot. 3a, 3b, 3c. *House in Nasu*, Kazunori Fujimoto Architect & Associates, Tochigi, Japonia, 2009-2010.

Do realizacji weekendowego domu o powierzchni 85,44 m^2 w miejscowości Nasu (fot. 3a, 3b, 3c) wybrano monolityczny beton z gładkościennego szalunku. Jest on dobrym przykładem architektonicznej zabawy z archetypicznym obrazem domu zrealizowanym w estetyce betonowego budulca. Architektura budynku, dzięki wprowadzeniu wewnętrznego dziedzińca – podwórza (fot. 3b), dzielącego optycznie formę na oddzielne bryły, zyskuje introwertyczny i nieco tajemniczy charakter. Spójność estetyczną uzyskano dzięki płynnemu przejściu betonowych połaci dwuspadowych dachów w pionowe ściany. Dom wpisuje się w silnie zakorzenione w japońskiej kulturze tendencje minimalistyczne, które uzyskano w uproszczonym detalu determinowanym technologiami monolitycznymi betonu. Całość sprawia wrażenie weekendowego azylu, ukierunkowanego na zachowanie prywatności i budowaniu przyjaznej atmosfery wypoczynku, który zrealizowano na działce o powierzchni 504 m^2. Dopełnieniem architektury są pozostające w bezpośrednim sąsiedztwie wysokie drzewa, potęgując efekt odrębności świata zbudowanego przez człowieka i świata natury. Łącznikiem pomiędzy tymi światami są okna w ścianach szczytowych i podwórze otwarte na niebo. Ikoniczny obraz tego domu, rysujący się z lapidarnego kształtu, został stworzony przy minimalnym udziale środków artystycznego wyrazu, redukcji detalu, ograniczonej kolorystyce utrzymanej w szarych – naturalnych tonacjach betonu, a także gładkiej fakturze. Istotę zrealizowanego w 2010 r. projektu, oprócz zdjęć i rysunków, dodatkowo objaśnia autorski opis zamieszczony na portalu internetowym https://divisare.com/: *W tej okolicy możemy znaleźć wiele rodzajów domów weekendowych. Z tego powodu chciałem, aby ten dom był jak najbardziej cichy. Otoczony niewielkim lasem dom ten z zewnątrz jawi się jako podstawowa forma domu. Drzewa ukrywają*

jego kształt i zacierają zarys, otaczając go cichą i intymną atmosferą. W tym domu wyznaczono tylko jedną przestrzeń mieszkalną. Tutaj mała odsłonięta betonowa ściana działa jak „monolit", porządkując przestrzeń. Ściany i sufit pomalowano na biało, tworząc idealnie czystą atmosferę przydatną klientowi w ucieczce od codzienności w Tokio. Ze względu na niskie temperatury w sezonie zimowym postawiono tylko kilka otworów o dużych gabarytach. Z wnętrza przestrzeni mieszkalnej wycięty widok na las pozwala jedynie domyślać się otaczającej przyrody. Zamiast tego w ciepłych porach roku, kiedy wszystkie okna są otwarte, możemy poczuć ten dom jako jedną wyjątkową przestrzeń, w której wnętrze i zewnętrze doskonale się ze sobą łączą [8].

3.4. *Arka Koniecznego*, Robert Konieczny – KWK Promes, Brenna, Polska, 2011



Fot. 4a, 4b, 4c. *Arka Koniecznego*, Robert Konieczny – KWK Promes, Brenna, Polska, 2011.

Robert Konieczny wskazuje, że projektując swoją Arkę: *Realia górskiego krajobrazu oraz miejscowe prawo wymuszały zastosowanie dachu dwuspadowego. Dom miał formę typowej stodoły stojącej na trzech cienkich ścianach* [9]. Jest to przykład architektury, gdzie determinantami do poszukiwania związków tradycyjnej formy domu z estetyką surowego betonu okazały się wymogi prawne, a także wykorzystanie lokalnych uwarunkowań krajobrazowych. Uzyskano w ten sposób efekt nowoczesnej kontynuacji tradycji form w regionie. Wartym podkreślenia jest fakt, iż projekt ten dzięki licznym nagrodom, wyróżnieniom, nominacjom w krajowych i zagranicznych konkursach, a także licznym publikacjom w prasie branżowej, pretenduje do grona jednej ze współczesnych ikon architektury betonowej. Świadczy o tym choćby I nagroda w konkursie *Polski Cement w Architekturze 2016* [10]. *Arka Koniecznego* (fot. 4a, 4b, 4c) jest przykładem syntetycznej reinterpretacji tradycyjnej formy właściwej dla ikonicznej symboliki kształtu domu, która w nowoczesny sposób została przetworzona na potrzeby współczesności. Bryła, poza częścią dwuspadowego dachu pokrytego szczelną membraną TPO, o kolorystyce zbliżonej do betonowych ścian, została wykonana w technologii monolitycznego betonu (B35), o gładkościennej powierzchni. Płynny „kamień" przyjeżdżał na budowę z lokalnego zakładu, a całość procesu realizacji nie różniła się znacząco od tak zwanej technologii gospodarczej. Bryła budynku została pozbawiona okapów. Tradycyjna sylweta domu została uwydatniona ścianami szczytowymi. Betonowa bryła wydaje się unosić nad opadającym terenem. Ten dynamizm formy został spotęgowany poprzez podcięcia i skośne ściany dolnej części budynku, które przypominają odwrócony, czterospadowy dach. Paweł Pięciak pisze, że: *Architekt mówi o jak najmniejszej ingerencji w przyrodę, ale „jak najmniej" wygląda na pełną izolację, oglądanie świata ze sterylnej kapsuły* [11]. Dla twórcy i jednocześnie inwestora,

najważniejszy był widok na okolicę, toteż bryła posiada horyzontalne, duże przeszklenie na elewacji frontowej. Interesujący konstrukcyjnie jest także sposób posadowienia tego budynku, który nie tworzy bariery dla spływającej ze zbocza wody gruntowej. Stało się to dodatkowym pretekstem dla podkreślenia wrażenia lekkości monolitycznej bryły „unoszącej się" ponad terenem, co może przywodzić na myśl zbliżoną ideę zawieszenia bryły nad terenem znaną z *Rudin House*, Herzoga & de Meurona. Rozpoznawalność Arki Konieczny może stanowić inspirację dla innych twórców, zwłaszcza na obszarze Polski, którzy chcąc sięgnąć po archetypiczny obraz domu niejednokrotnie usankcjonowany zapisami lokalnego prawa, wskażą nową drogę do dalszych interpretacji i poszukiwań opartych na sprawdzonych wzorcach.

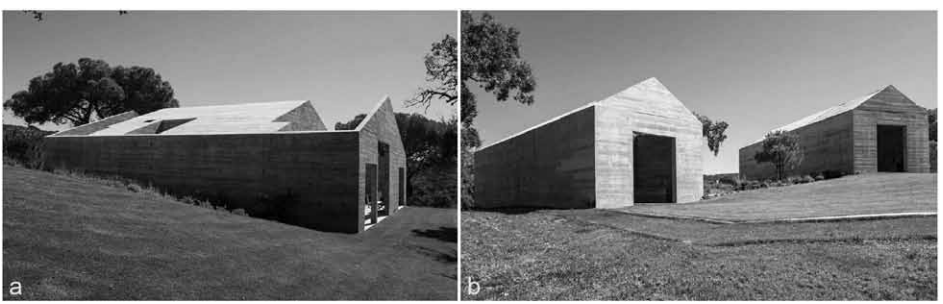
3.5. *27 dwelling in Sete Cidades*, Eduardo Souto de Moura, Adriano Pimenta, Lagoa das Sete Cidades, Azory, Portugalia, 2011

Fot. 5a, 5b. *27 dwelling in Sete Cidades*, Eduardo Souto de Moura, Adriano Pimenta, Lagoa das Sete Cidades, Azory, Portugalia, 2011.

W miejscowości Sete Cidades, Eduardo Souto de Moura i Adriano Pimenta zaprojektowali zespół mieszkaniowy składający się z 27 betonowych, wolnostojących budynków mieszkalnych (fot. 5a, 5b), których architektura czerpie inspirację bezpośrednio z archetypicznych form kamiennych domów. Tradycyjne rzemiosło kamieniarskie zastąpiono technologiami właściwymi dla „kamienia współczesności" – monolitycznego betonu. Każdy z tych domów ma ikoniczne cechy wywodzące się z tradycji budowlanej. Wśród nich wyróżnić można: trójkątne ściany szczytowe, dwuspadowy dach bezokapowy oraz wysoki komin, służący do odprowadzania spalin z dedykowanego pieca opalanego drewnem, który jest charakterystycznym elementem architektury domów z tej okolicy. Dzięki zastosowaniu monolitycznych połaci dachowych przechodzących bezpośrednio w pionowe ściany, uzyskano efekt estetycznej spójności, potęgujący wrażenie nie tylko odwzorowania jednolitości formy w betonowej materii, ale i percepcji urbanistycznej całości tego niewielkiego założenia mieszkalnego. Dodatkowo, wycięcia dwóch przeciwległych narożników bryły zostały wykorzystane jako strefa wejścia i źródła naturalnego oświetlenia wnętrz. Cała konstrukcja została wykonana jako monolit o brutalistycznej estetyce, z widocznym śladem po poziomym deskowaniu. Projekt został zrealizowany przy zachowaniu ściśle określonych warunków kosztowych. Przykład ten ilustruje, że betonowe reinterpretacje archetypicznej formy domu mogą być wielokrotnie powielane w sposób pozbawiony monotonii, nawet gdy podstawowe względy estetyczne są podporządkowane ekonomii przyjętych rozwiązań. Zastosowane tu współczesne rozwiązania

funkcjonalne, materiałowe i estetyczne zostały włączone w taki sposób, aby szanować tradycyjną, ikoniczną sylwetkę domu, która jest zakorzeniona w kulturowej świadomości lokalnej społeczności. Z opisu dostarczonego przez architektów dowiadujemy się, że: *Projekt ten obejmuje 27 domów jednorodzinnych wybudowanych w systemie cen kontrolowanych, dlatego podstawowym celem była optymalizacja jego efektywności kosztowej. Projekt ma na celu zwiększenie wszechstronności zastosowań i późniejsze potencjalne modyfikacje fizycznych cech przestrzeni. Obszar działania, który ma łagodne zejście w kierunku wschodnim w dół do jeziora, obejmuje 13,202 m¸ i znajduje się w strefie przejściowej Vila das Sete Cidades. Wydłużona działka w kształcie trapezu posiada od strony zachodniej ulicę z ciągiem dwukondygnacyjnej zabudowy, od północy i wschodu działki rolne, od południa teren zalesiony, niezabudowany* [12].

3.6. *House in Melides II*, Aires Mateus Architects, Melides, Portugalia, 2015



Fot. 6a, 6b. *House in Melides II*, Aires Mateus Architects, Melides, Portugalia, 2015.

Manuela i Francisco Aires Mateus zaprojektowali zespół budynków tworzący mieszkalną enklawę (fot. 6a, 6b). Dialog form z otoczeniem odbywa się na zasadzie kontrastu monolitycznych brył z otwartymi polami śródziemnomorskiej portugalskiej wsi. Na założenie składają się cztery wolnostojące budynki tworzące funkcjonalną całość. Główny budynek (fot. 6a) mieści wspólną przestrzeń życiową domowników i mieści pokój dzienny, kuchnię i główny apartament, funkcje te zostały zorganizowane wokół dziedzińca. Mniejsze moduły-domy sypialne (fot. 6b), to abstrakcyjna interpretacja prymitywnej chaty, o identycznej formie. Rozmieszczono je po bokach głównego budynku w sposób asymetryczny, w układzie o swobodnej relacji przestrzennej z głównym budynkiem, dopasowując się do ukształtowania terenu. Każdy z budynków mieści jedną sypialnię dającą poczucie intymności i prywatności. Z autorskiego opisu dowiadujemy się jaki cel przyświecał twórcom: *Przełamując program, między różnymi przestrzeniami powstają zasłony intymności. Narysowano główny dom z trzema małymi domami. Główna konstrukcja chroni kuchnię, salon i główny apartament. Te trzy funkcje są zdefiniowane jako czyste przestrzenie i mają rozpoznawalną formę. Jedna ogólna forma ujawnia trzy wewnętrzne przestrzenie, które odnoszą się do widoku krajobrazu przez dwa duże dziedzińce. Trzy mniejsze konstrukcje rozwijają się jako chaty, każda z apartamentem. Ich archetypiczna forma rozciąga się na małe dziedzińce, odsłaniając związek z widokiem. Konstrukcje nawiązują niepowtarzalne relacje z istniejącymi drzewami, widokami i odległym morskim horyzontem. Basen został zaprojektowany z uwzględnieniem topografii. Jedna ściana zawiera plan wodny, tworząc moment odniesienia do krajobrazu* [13]. *House in Melides II* to przykład współczesnej architektury betonowych domów

inspirowanych tradycyjną formą. Synteza kształtów jest tu wyraźnie determinowana monolityczną technologią. Podkreślają to charakterystyczne ściany szczytowe z przodu i z tyłu brył, tworząc archetypiczny obraz nowoczesnych wiejskich chałup tworzących swobodnie zakomponowany zespół na kształt siedliska, dzięki czemu skala założenia wydaje się bardziej przyjazna proporcją odbieranym przez człowieka. Dominującym materiałem zewnętrznym jest monolityczny żelbet z odciskiem szalunku z poziomym układem desek. Ściany jednowarstwowe podkreślają jedność formy i materii, z której ją wzniesiono. W jednym z opisów tej realizacji czytamy, że: *Zbudowane z szarego betonu ściany i wyłożone ciepłymi drewnianymi panelami domy nie otwierają się bezpośrednio na krajobraz, ale na dwa różnej wielkości dziedzińce, które znajdują się na końcach. Te dziedzińce obramowują widoki na okolicę i są chronione delikatnym pokryciem z trzciny cukrowej* [14]. Monolityczny beton elewacyjny nie jest pozbawiony niedokładność, co jeszcze bardziej podkreśla rustykalny charakter architektury. Z bliska dostrzeżemy w licu ścian rysunek słojów desek szalunkowych, ich łączenia, niedokładności odlewu, zastygnięte w betonowej strukturze pęcherzyki powietrza. To wszystko sprawia, że pod wpływem ostrego słońca elewacja „ożywa", tworząc fakturowy spektakl światła i cienia.

3.7. *Floating Hut*, Tomohiro Hata Architect and Associates, Otsu, Japonia, 2016

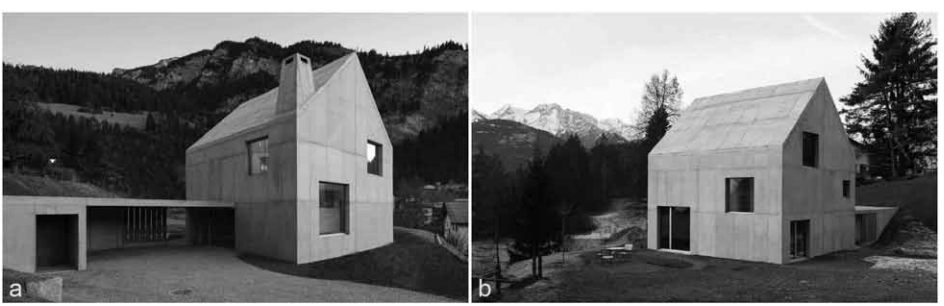
Fot. 7a, 7b. *Floating Hut*, Tomohiro Hata Architect and Associates, Otsu, Japonia, 2016.

"Pływająca chata" to niewielki budynek, o powierzchni 78 m¸ (fot. 7a, 7b). Intrygująca nazwa jest efektem osadzenia głównej bryły na „pływającym" tarasie łączącym wnętrze i zewnętrze, tworząc rodzaj częściowego podcienia, który zadasza strefę podjazdu i parkingu. Architektura domu wynika wprost z kontekstu, gdzie kształt dachu stał się symbolem dzielnicy mieszkalnej w Otsu powstałej 30 lat temu. Wymóg formy zwieńczonej dachem, na wniosek mieszkańców, został wpisany do ustawy regulującej sposób zabudowy. Plan dzielnicy zakładał, aby nowe, jak i przebudowywane domy miały dach. Architekci otwarcie wskazują, że konotacje i nawiązania do archetypu formy domu nie wynikają tylko z zapisów prawnych, ale i z chęci przywołania marketingowego hasła „Mój dom", które towarzyszyło firmom wznoszącym budynki w latach 80-tych i 90-tych XX wieku w Japonii. Jak wskazują twórcy: *Symbol „Mój dom" powstały jako dach dwuspadowy. W tej sytuacji trudno znaleźć inny przekonujący powód dla tego kształtu niż symbol „Mój dom". Postanowiliśmy zachować najbardziej rozsądne, ale bezgłębne znaczenie: jest to sposób na przepuszczanie słońca przez sąsiednią ziemię. Następnie wykorzystaliśmy ten kształt, aby ujednolicić wewnętrzną tożsamość przestrzenną domu poprzez stworzenie centralnego atrium* [15].

Centralna część mieszkalna o wysokości dwu kondygnacji, powstała aż po połacie dachu. Stworzono w ten sposób atrakcyjną, dobrze doświetloną przestrzeń do życia z antresolą.

Dom został zrealizowany w technologii monolitycznej elewacji o gładkiej fakturze. Beton odlano z dużą starannością i pietyzmem, z czego znane są japońskie realizacje począwszy od tych najmniejszych – indywidualnych domów, po budownictwo publiczne. Na uwagę zasługuje dobrze zaprojektowany, dający delikatny rysunek, pionowy układ płyt szalunkowych z zaprawionymi na gładko w licu otworami po ściągach. Na uwagę zasługuje także rozwiązanie polegające na płynnym przejściu ukośnych połaci dachu, wykonanych także w technologii monolitycznych betonów elewacyjnych, w pionowe ściany. Estetyka tej materii pojawia się nie tylko na zewnątrz, ale także jest ważnym elementem wnętrz, tarasów i stropów, podkreślając architektoniczną jedność idei i materii. *Floating Hut*, to przykład współczesnej architektury, której powściągliwy detal, purystyczna estetyka betonu jest wynikiem zastosowanej technologii realizacji indywidualnej architektury w oparciu o technologię gładkościennego szalunku. Technologia stała się determinantą dla formy, wpisującą się w estetykę japońskiego minimalizmu, opartego o racjonalne przesłanki, co znalazło odzwierciedlenie w skrupulatnie przemyślanym sposobie realizacji obiektu z uwzględnieniem architektonicznych pryncypiów przestrzennych.

3.8. *Trin Cabin*, Schneller Caminada Architects, Trin, Szwajcaria, 2016



Fot. 8a, 8b. *Trin Cabin*, Schneller Caminada Architects, Trin, Szwajcaria, 2016.

Koncepcja budynku czerpie z archetypicznych form, co widoczne jest w ikonicznym kształcie samej bryły (fot. 8a, 8b). Efekt spójności estetycznego wyrazu uzyskano dzięki zastosowaniu betonu elewacyjnego o kolorystyce wzorowanej na lokalnym cemencie. Całość została wykonana w technologii gładkościennego szalunku. Jasnoszare płaszczyzny wyróżniają się na tle skalistego łańcucha górskiego. Z żelbetu stworzono zarówno ściany, połacie dwuspadowego i bezokapowego dachu oraz charakterystyczną formę komina. Nowoczesny wyraz budynku podkreślają kwadratowe okna o różnych wielkościach, które zostały swobodnie i asymetrycznie zakomponowane w bryle. Szczególnym akcentem wpływającym na odbiór estetyki domu jest betonowy, zwężający się ku górze komin, wyróżniający się z głównej struktury budynku. Wnętrza domu odsłaniają wyeksponowaną, gładką powierzchnię betonu, połączoną z drewnianymi elementami wyposażenia. Purystyczna i elegancka bryła oraz połączenie rustykalnego charakteru drewna z surowością betonu tworzą lapidarny, unikalny wyraz architektury determinowany technologią monolitycznego betonu (żelbetu). Mieszcząca trzy kondygnacje forma budynku zachowuje archetypicznie przerysowaną sylwetkę, dzięki monolitycznemu cha-

rakterowi zaproponowanej estetyki gładkiego szalunku. Jest to nowoczesny dom z betonu zachowujący stereotypowy, nawiązujący do archetypu wizerunek, jednak z elementami mogącymi wzbudzać u widza poczucie groteskowości czy architektonicznego żartu, za co odpowiedzialne jest umiejętne zakomponowanie otworów okiennych i odpowiednie uformowanie komina. Nowoczesne przestrzenie mieszkalne realizują w pełni program funkcjonalny współczesnego domu, którego architektura jest reinterpretacją tradycyjnych kształtów nierezygnujących z nowoczesnych sposobów kształtowania wnętrz opartych o dzisiejsze standardy i jakość zamieszkiwania. Projekt zakładał stworzenie miejsca do życia w oparciu o program użytkowy bazujący na pokoju dziennym, jadalni, kuchni, dwóch sypialniach z łazienką i garderobą, domowej bibliotece, części z pracownią oraz piwnicy na wino. Obok głównej bryły budynku znajduje się parterowa część definiująca strefę wejściową do budynku z zadaszonymi miejscami postojowymi dla dwóch samochodów [16]. *Trin Cabin* jest ikonicznym przykładem współczesnej architektury betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą, gdzie synteza kształtów jest determinowana monolityczną technologią, opartą na gładkościennym systemie szalunkowym i jasno szarej kolorystyce betonu.

3.9. *Casa TT*, GRUPO Studio, Villa Allende, Córdoba, Argentyna, 2020

Fot. 9a, 9b. *Casa TT*, GRUPO Studio, Villa Allende, Córdoba, Argentyna, 2020.

Casa TT (fot. 9a, 9b) to inspirujący przykład betonowego domu, którego forma nawiązuje do tradycyjnych kształtów, których wyróżnikiem jest dwuspadowy dach. Architekci z Grupo Studio zaprojektowali ten dom w Villa Allende, na działce o powierzchni około 1700 m¸, w bezpośrednim sąsiedztwie swojej innej realizacji, to jest *Casa SI*, wykonanej także w technologii monolitycznego betonu, jednakże o bardziej modernistycznej formie. Od samego początku budynek powstał z myślą o podwójny przeznaczeniu. Z jednej strony miał mieć charakter domu wypoczynkowego, na wyjazdy weekendowe, wakacyjne czy urlopowe, z drugiej zaś strony powstał jako pewnego rodzaju inwestycja, pozwalająca na generowanie zysku z czasowego najmu, gdy budynek nie jest wykorzystywany przez właścicieli. Forma domu jest wyraźnie podłużna, podzielona na dwie rysujące się części, mieszczące odrębne strefy - część dzienną z salonem, jadalnią i kuchnią oraz część prywatną z dwiema sypialniami. Obie strefy zostały powiązane rodzajem łącznika, a ich odrębność została zaakcentowana przerwą w ciągłości formy dachu. To co wyróżnia ten dom to powiązanie ikonicznej formy tradycyjnego domu z estetyką surowego betonu, w którego licu odciśnięto rysunek pionowych desek. Jak wskazują sami twórcy: *Jego zewnętrzna część jest w całości zbudowana z betonu ze względów estetycznych i wymaga*

niewielkiej konserwacji. Hołd dla klasycznego archetypu dachu dwuspadowego ze współczesną rozdzielczością od technicznej do estetycznej [17]. Wartym podkreślenia jest fakt, iż o ile ściany zewnętrzne wykonano z lanego na miejscu, monolitycznego betonu, tak połacie dachowe zostały pokryte systemem prefabrykowanych, betonowych płyt z zachowaniem regularnej modularności [18]. Dzięki temu zabiegowi uzyskano jedność estetyczną bryły, oraz kolorystyczną konsekwencję poprzez użycie tej samej materii. *Casa TT* wpisuje się we współczesną architekturę betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą, gdzie synteza kształtów jest determinowana zarówno monolityczną, jak i prefabrykowaną technologią. Istotę estetyki tej betonowej realizacji dobrze oddaje opis zamieszczony na jednym z portali internetowych: *W zasadzie, Casa TT stara się być dużym osiągnięciem za pomocą prostoty, oddając hołd Miesowi. Jest prosta, piękna, funkcjonalna, praktyczna, wykonana ze szlachetnych materiałów i w połączeniu tych elementów rozkwita jej urok* [19].

3.10. *Alexander Kielland House*, Trodahl Arkitekter, Sandnes, Norwegia, 2021

Fot. 10a, 10b, 10c. *Alexander Kielland House*, Trodahl Arkitekter, Sandnes, Norwegia, 2021.

Trodahl Arkitekter zaprojektowali w pobliżu miejskiego centrum Sandnes w Norwegii budynek wpisujący się w konwencję architektury betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą z charakterystycznym dwuspadowym dachem (fot. 10a, 10b, 10c). Na wybór takiego kształtu wpłynęło kilka istotnych czynników wynikających z lokalizacji i kontekstu miejsca. Wymienić należy tu przede wszystkim morski klimat obfitujący w opady deszczu, który występuje na południowo-zachodnim wybrzeżu Norwegii. Istotną determinantą stała się także działka o bardzo dużym spadku terenu, sięgającym około 7 metrów różnicy między poziomami. Opadający na wschodnią stronę teren stał się jedną z głównych determinant do ukształtowania dynamicznej formy tego domu, z charakterystyczną częścią wspornikową, zawieszoną nad terenem. Dopełnieniem kompozycji domu jest okazała wiata (fot. 10a), tworząca rodzaj akcentu, utrzymana w tej samej konwencji estetyczno-materiałowej co główna bryła budynku (betonowe ściany, dwuspadowy dach). Ta gospodarcza część mieści zestaw koszy do segregacji odpadów i miejsce na rowery. Budynek domu jest okazały, ma powierzchnię 2368 stóp kwadratowych (około 722 $m_{.}$) i został zaplanowany na 3 kondygnacjach [20]. Różnice terenu pozwoliły na to, aby najwyższe piętro było jednocześnie zrównane z najwyższym poziomem działki co zapewnia maksymalizację widoków i długą ekspozycję wnętrza na słońce. Mieszczą się na nim główne funkcje mieszkalne (dzienne) z kuchnią. Przez kuchnię zapewniony jest dostęp na górny (zachodni), zadaszony taras, na który utworzony dzięki cofnięciu

w bryle (fot. 10b). Na drugim poziomie znajduje się część nocna z sypialniami, toaletami oraz salonem rozrywkowym. Najniższy poziom zawiera funkcje magazynu i pralni. W budynku znajduje się także odrębne mieszkanie, które jest oferowane do wynajęcia. Całość została starannie zaprojektowana z wykorzystaniem technologii monolitycznego betonu, którego estetykę wyeksponowano zarówno na zewnątrz, jak i we wnętrzach. Gładkościenna faktura lica ścian ujawnia rysunek skrupulatnie rozliczonych linii płyt szalunkowych, które zostały przesunięte o 1/2 długości pomiędzy kolejnymi, następującymi po sobie partiami deskowania. Dało to efekt przypominający tradycyjne wiązanie wielkogabarytowych bloków kamiennych. Ściany zaprojektowano jako trójwarstwowe (wewnętrzna i zewnętrzna warstwa z betonu architektonicznego ze środkową warstwą izolacji termicznej). Na uwagę zasługują duże przeszklenia otworów okiennych, które uszczelniono bezpośrednio w betonie. Z pietyzmem wykonano również betonowe parapety przyokienne, których szerokość pozwala wygodnie zasiąść w celu podziwiania widoków. Część posadzek wykonano w technologii polerowanego betonu. Zadbano o odpowiedni montaż elementów instalacji i opraw oświetleniowych, zatopionych w betonowych ścianach, dopełniając efekt integralności technologii i architektury. Na uwagę zasługują także okazałe schody zewnętrzne w całości wykonane z betonu, dzięki którym umożliwiono pokonanie różnic terenowych na działce. Bezokapowy dach zrealizowano w konstrukcji stalowej, o kolorystyce ciemnych połaci z pasów papy dobrze kontrastujących z szarymi ścianami. Całość tworzy elegancką w prostocie i wyważoną formę, utrzymaną w duchu skandynawskiego designu.

4. Podsumowanie

Na powyższych dziesięciu przykładach starano się wykazać, że na przestrzeni ostatnich dekad kształtuje się pewna wyrazista tendencja we współczesnej architekturze betonowej, polegająca na inspirowaniu się przez twórców tradycyjną formą archetypu domu, tworząc nową jakość związaną z zamieszkiwaniem. Podstawową cechą tej ikonicznej architektury jest synteza kształtów, która determinowana jest monolityczną technologią. Dla zobrazowania tego zjawiska, można wskazać o wiele więcej podobnych przykładów z różnych stron świata. Wystarczy wspomnieć jeszcze choćby o kilku z nich: *House Meuli* (Bearth & Deplazes, Fläsch, Szwajcaria, 1997-2001); *Hall House 2* (Alphaville Architects, Shiga, Japonia, 2006); *Refugi Lieptgas* (Selina Walder, Georg Nickisch, Flims, Graubünden, Szwajcaria, 2012); *Casa Tiny* (Aranza de Ariño, Puerto Escondido, okolice Puerto Escondido, Meksyk, 2014); *House T* (Atelier Ulrike Tinnacher, Gamlitz, Austria, 2015). Przykłady te dowodzą, że wciąż istnieje dialog między tradycją a nowoczesnością, którego jednym z przejawów są betonowe reinterpretacje archetypu formy domu we współczesnej architekturze [21].

Spośród analizowanych i wskazanych w tekście przykładów, będących pewną reprezentacją zjawiska łączenia ikonicznego obrazu archetypu domu z estetyką zazwyczaj monolitycznego betonu, można sformułować wnioski dotyczące twórczych motywacji, jakie towarzyszyły projektantom w procesie wymyślania i powstawania tego typu architektury domów. Wymienić można tu:

– intencjonalną próbę połączenia często odmiennych estetycznie i sprzecznych ideowo „światów", dążąc do kompromisu pomiędzy zaspokojeniem twórczych ambicjami projektanta, bazujących na doktrynach i oficjalnie obowiązujących dogmatach języka współczesnej architektury, a oczekiwaniach inwestora, związanych ściśle z wyobrażeniami architektury prywatnej, będącej emanacją pewnych rozpoznawalnych kodów

kulturowych, powszechnie akceptowanych społecznie w przestrzeni; bez wątpienia takim kodem w architekturze tradycyjnej jest wizualna ikona domu – zazwyczaj prostopadłościenna bryła przykryta dwuspadowym dachem, z wyrazistymi otworami okiennymi, ścianami szczytowymi, elementami architektury jak np. wyraźnie zarysowany w bryle komin – symbol „ogniska domowego";
– regulacje prawne, wynikające zazwyczaj z zapisów prawa miejscowego, obligującego twórcę do stosowania narzuconych dla danego obszaru rozwiązań co do sposobu ukształtowania formy wedle narzuconych reguł;
– lokalne uwarunkowania kontekstu, w ramach których twórca decyduje się na harmonijne wpisanie się nowoprojektowanym budynkiem w istniejącą strukturę kulturowego otoczenia.
– poszukiwanie rozwiązań kompromisowych, spełniających oczekiwania inwestora, a związanych z potrzebą kreacji nowej przestrzeni życiowej zgodnej z duchem czasu, lecz wywodzącej się z poczucia pewnej nostalgii za formami i rozwiązaniami pochodzącymi wprost z tradycji budowlanej;
– motywacje artystyczne – idące w kierunku przemyślanej i zamierzonej konfrontacji lub polemiki artysty-architekta z istniejącym i silnie zakorzenionym w społecznym odbiorze ikonicznym wizerunkiem archetypu domu;

W tych twórczych motywacjach nie byłoby nic dziwnego, gdyby nie fakt zastosowania nietradycyjnego materiału jakim jest eksponowany beton. To za sprawą monolitycznych technologii i estetyki „płynnego kamienia" współczesności, możliwa stała się architektura wzbudzająca kontrowersje i często skrajne odczucia, zarówno wśród zwolenników budowania w tzw. „duchu tradycyjnym", jak i twórców odwołujących się do etosu i następstw modernizmu. Zjawisku temu towarzyszą z jednej strony podejmowane próby wprowadzania syntetycznych uproszczeń, redukcja detalu oraz nadawanie purystycznego charakteru obiektom poprzez zastosowanie jako głównego środka materialnego wyrazu – eksponowanego betonu. Z drugiej zaś strony widoczne jest wprowadzenie kompozycyjnych przerysowań i kontrastów, nadających często groteskowy czy wręcz ironiczny charakter budowlom, który urasta niekiedy formą do rangi zamierzonego przez twórcę „architektonicznego żartu", co pozwala spojrzeć na taką metodę kształtowania architektury w sposób incydentalny w całokształcie twórczych postaw poszczególnych architektów. Coraz liczniej pojawiające się z każdym kolejnym rokiem realizacje, utrzymane w tej konwencji stylistycznej kształtowania ikonicznej formy domu z użyciem estetyki betonu, sprawią, iż można mówić o krystalizowaniu się pewnej trwałej tendencji w dzisiejszej architekturze, a nie spoglądać na to zjawisko w sposób efemeryczny, poparty tylko kilkoma realizacjami.

W architekturze domów z betonu inspirowanych tradycyjną formą, kluczowa jest synteza kształtów, która determinowana jest monolitycznymi technologiami betonu (żelbetu). Dzięki temu, wizualny wyraz wielu realizacji utrzymanych w tej konwencji estetycznej, często zyskuje status architektonicznej ikony, pokłosiem czego jest medialna rozpoznawalność i zapadająca w pamięci odbiorcy sylweta kształtu domu.

Do podstawowych cech wyróżniającą współczesną architekturę betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą możemy zaliczyć:
– uproszczony, syntetyczny kształt ogółu bryły i detali architektonicznych determinowany monolitycznymi technologiami betonu (żelbetu);
– dwuspadowy dach, zazwyczaj bezokapowy, którego połacie w wielu przypadkach również zostały zrealizowane w technologii monolitycznych betonów elewacyjnych;
– płynne przejście pionowych ścian w skośną formę połaci dachu;

– wyraziste ściany szczytowe z eksponowanego betonu, jako główny element nawiązujący do obrazu tradycyjnej formy archetypu domu;
– symetrię bryły zestawia się zazwyczaj z asymetryczna kompozycją otworów okiennych i drzwiowych na elewacjach, otwory bywają gabarytowo przerysowane w stosunku do proporcji otworów okiennych w tradycyjnych i historycznych wzorcach;
– dopracowany detal betonowego komina jako ważny element kompozycji – symbol „ogniska domowego";
– dominuje gładkościenna lub brutalistyczna faktura (z odciskiem deski szalunkowej) eksponowanych ścian; sporadycznie lico ścian jest specjalnie projektowane pod kontem przestrzennym;
– niektóre realizacje cechuje dynamizm poprzez uniesienie bryły nad teren za pomocą słupów, podcięć czy wsporników;
– materialność formy – wynikająca z zasady „szczerości materiałowej" zastosowanego betonu;
– purystyczny, minimalistyczny, brutalistyczny charakter estetyki budynku;
– polemikę z tradycją, zabawę z kulturowo utrwalonym wzorcem formy domu, konwencję „architektonicznego żartu", jako elementy budujące groteskowy charakter architektury ukierunkowaną na rozpoznawalność i ikoniczność wizualnego przekazu.

Ostatnie trzy dekady wniosły do historii współczesnej architektury realizacje domów inspirowanych tradycyjną formą, które otworzyły nowe pole do wykorzystania monolitycznych technologii betonów elewacyjnych w indywidualnym budownictwie mieszkaniowym. Architektura ta ma niejednokrotnie prestiżowy i często medialny charakter, osadzony w tradycji rozpoznawalnych form za sprawą ikonicznych, uproszczonych – syntetycznych kształtów determinowanych monolitycznymi technologiami betonu. Zjawisko z kolejnymi latami wydaje się mieć trwały charakter. Owocem architektonicznych eksperymentów, pojawiających się incydentalnie w twórczości grupki architektonicznych pionierów jest nowy sposób implementacji estetyki betonu w kontekście tradycyjnej formy domu i jej reinterpretacji. Spowodowało to, że pojawiło się grono naśladowców, inspirujących się nowymi możliwościami wykorzystania ikonicznych kształtów wizerunku domu o archetypicznych konotacjach. Dało to bodziec do dalszych poszukiwań nie tylko dla rozwiązań architektonicznych, ale także technologicznych i materiałowych, związanych z eksponowanymi betonami. Wartym podkreślenia jest także fakt, że estetyka betonu zaczyna coraz częściej wkraczać na pole indywidualnego budownictwa mieszkaniowego, które dotąd było zarezerwowane dla prestiżowych realizacji o wysokim standardzie, przeznaczonym dla grona osób o wyrafinowanych potrzebach estetycznych. Przedstawione w badaniach przykłady dowodzą popularyzowania się estetyki betonu w różnych częściach świata, niezależnie od kontekstu kulturowego oraz dzięki uniwersalności przekazu formy ujętej w syntetycznych ramach tradycji kształtów zakorzenionych w społecznym odbiorze.

Literatura

[1] M. Botta, *Quasiun diario,* Casa Editrice Le Lettere, Firenze 2003, s. 260.
[2] B. M. Pawlicki, *Techniki budowlane w kompleksach zabytkowych. Słownik terminologiczny*, Wyższa Szkoła Zarządzania i Administracji w Zamościu, Kraków – Zamość 2011, s. 84.
[3] W. Niebrzydowski, *Nieszczera szczerość materiału*, [w:] D. Kozłowski (red.), Czasopismo Techniczne – Architektura – Z. 9-A/2006 rok – numer specjalny, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2006, s. 317.

[4] T. Kozłowski, *Architektura a sztuka*, Politechnika Krakowska, Kraków 2018, s. 139-141.
[5] M. Charciarek, *Związki idei i materii w architekturze betonowej*, Monografia 486, Politechnika Krakowska, Kraków 2015, s. 126.
[6] W. Niebrzydowski, Beton i żelbet a formy architektoniczne XX wieku, Rozprawa naukowa Nr 163, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2008, s. 96.
[7] https://www.archdaily.com/132139/concrete-slit-house-azl-architects (data dostępu: 06.07.2023).
[8] https://divisare.com/projects/158473-kazunori-fujimoto-architect-associates-house-in-nasu (data dostępu: 07.07.2023).
[9] https://www.archdaily.com/799909/konieczny-ark-kwk-promes (data dostępu: 10.07.2023).
[10] P. Piestrzyński, *Czas odkrywania architektury w betonie i betonu w Architekturze*, [w:] Budownictwo, Technologie, Architektura, Nr 1(77)/2017, s. 22-25.
[11] P. Pięciak, *Arka zacumowana do brzegu*, [w:] Budownictwo, Technologie, Architektura, Nr 1(77)/2017, s. 28.
[12] https://www.archdaily.com/619204/27-dwellings-in-sete-cidades-eduardo-souto-de-moura-adriano-pimenta (data dostępu: 10.07.2023).
[13] https://www.archidiaries.com/projects/house-in-melides-ii-aires-mateus/ (data dostępu: 10.07.2023).
[14] https://arquitecturaviva.com/works/melides-house (data dostępu: 10.07.2023).
[15] https://www.hata-archi.com/en/projects/detail.php?id=11 (data dostępu: 15.07.2023).
[16] https://archello.com/project/single-family-house-18 (data dostępu: 15.07.2023).
[17] https://www.grupo.studio/proyecto/CASA-TT (data dostępu: 16.07.2023).
[18] https://www.designboom.com/architecture/grupo-studio-house-tt-casa-villa-allende-argentina-gonzalo-viramonte-07-17-2021/ (data dostępu: 16.07.2023).
[19] https://revistaestilopropio.com/obra/casa-tt-en-villa-allende/ (data dostępu: 16.07.2023).
[20] https://www.archdaily.com/954423/alexander-kielland-house-trodahl-arkitekter (data dostępu: 17.07.2023).
[21] P. Bigaj, *Between tradition and modernity - concrete reinterpretations of the archetypal form of the house in contemporary architecture*, [w:] T. Kozłowski (red.), *Defining the Architectural Space - Tradition and modernity in architecture*, Vol. 4, Oficyna Wydawnicza ATUT, Wrocław 2019, s. 37-54.

Źródła fotografii

Fot. 1a, 1b, 1c – źródło: https://www.herzogdemeuron.com/projects/128-house-in-leymen/ (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Margherita Spillutini.
Fot. 2a, 2b, 2c – źródło: https://www.archdaily.com/132139/concrete-slit-house-azl-architects (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Iwan Baan.
Fot. 3a, 3b, 3c – źródło: https://www.archdaily.com/115008/house-in-nasu-kazunori-fujimoto-architect-associates (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Kazunori Fujimoto Architect & Associate.
Fot. 4a, 4b, 4c – źródło: fot.: Przemysław Bigaj.
Fot. 5a, 5b – źródło: https://www.archdaily.com/619204/27-dwellings-in-sete-cidades-eduardo-souto-de-moura-adriano-pimenta (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Luís Ferreira Alves.
Fot. 6a, 6b – źródło: https://www.archidiaries.com/projects/house-in-melides-ii-aires-mateus/ (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Francesco Martello.
Fot. 7a, 7b – źródło: https://www.archdaily.com/891976/floating-hut-tomohiro-hata-architect-and-associates (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Toshiyuki Yano.
Fot. 8a, 8b – źródło: źródło: https://www.ignant.com/2017/10/18/the-trin-cabin-by-schneller-caminada-architects/ (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Gaudenz Danuser.
Fot. 9a, 9b – źródło: https://www.grupo.studio/proyecto/CASA-TT (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Gonzalo Viramonte.
Fot. 10a, 10b, 10c – źródło: https://www.archdaily.com/954423/alexander-kielland-house-trodahl-arkitekter (data dostępu: 22.07.2023), fot.: Rasmus Norlander.

Marcin Charciarek

Nowa prefabrykacja betonowa w architekturze domów jednorodzinnych – wybrane przykłady

NEW CONCRETE PREFABRICATION IN THE ARCHITECTURE OF SINGLE-FAMILY HOUSES –SELECTED EXAMPLES

Streszczenie

Głównym celem artykułu jest prezentacja idei przemysłowego budowania domów w technologii prefabrykacji betonu. Pośród analizowanych przykładów historycznych i współczesnych tekst ukazuje autorskie projekty domów w technologii prefabrykacji betonowej będących próbą odzwierciedlenia utrwalonych w architekturze – racjonalnych (a więc najprostszych) stylistyk architektonicznych. Taka estetyka wynikająca z elementarnego podejścia do problemu funkcji, formy i materii wydaje się podstawą budowania świata architektury mieszkaniowej na najbliższe dziesięciolecia. Dodatkowym celem pracy jest wskazanie metody wykorzystującej narzędzia będących podstawą tworzenia w betonowej prefabrykacji – powtarzalności produkcji, modułowości struktury architektonicznej, standardu, stosowanie geometrii kąta prostego, ekonomizacja i racjonalizacja problemów techniczno-budowlanych.

Abstract

The main purpose of the article is to present the idea of industrial house building in prefabricated concrete technology. Among the analyzed examples, the text shows original designs of houses in prefabricated concrete technology, which are an attempt to reflect the rational, (and therefore the simplest) architectural styles fixed in architecture. Such aesthetics resulting from an elementary approach to the problem of function, form and matter seem to be the basis for building the world of residential architecture for the coming decades. An additional purpose of the work is to indicate the method using the tools that are the basis for creating in concrete prefabrication - repeatability of production, modularity of the architectural structure, standard, right angle geometry, economization and rationalization of technical and construction problems.

dr hab. inż. arch. Marcin Charciarek, prof. PK – Wydział Architektury Politechnika Krakowska, Katedra Projektowania Architektonicznego A-6

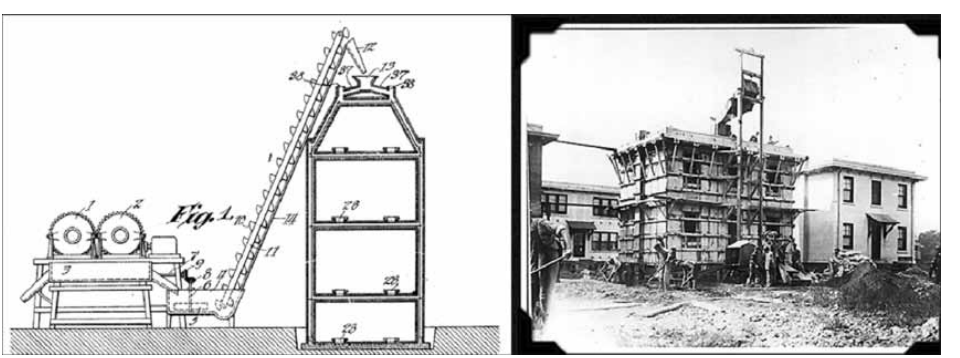
1. Wstęp

Prezentowane w artykule przykłady obrazują dwa uniwersalne założenia ustalające formułę tekstu. Po pierwsze – architektura jest zawsze próbą *materializacji idei* – zatem wykorzystana materia musi pokazać jak najpełniejszy obraz demonstrowanych rzeczy ideowej. Po drugie – poprzez prezentację techologii i detali architektonicznych autor chce ukazać kolejne wersje *idealizacji materii,* wywyższenia budulca i techniki, które rozszerzają ciagłe zainteresowanie betonem w architekturze. Tak ustanowiony porządek jest sposobem przedstawienia prefabrykowanej architektury betonowej poprzez jej formalną reprezentację oraz kreację znaczeń polegającej na przeniesieniu indywidualnej emocji w konkretny budulec. W tym kontekście detal jest oczywistym końcem tak dla materializacji idei jak i początkiem idealizowania architektury betonowej.

Problemem badawczym artykułu jest wskazanie na fenomen mieszkaniowej architektury prefabrykowanej, która chociaż kojarzona z unifikacją i jednorodnością zastosowania odkrywa różnorodność świata form i znaczeń. Budynki prefabrykowane różnią się od siebie nie tylko wyrazem formalnym, ale także twórczym podejściem co do istoty architektury. Detal, wydaje się – w tym kontekście – szczegółową logiką, która stara się kontynuować opowieść twórcy o budynku i wydaje się mieć tę samą moc, którą architekt zawarł w całej strukturze budowli.

2. Pierwsze domy z betonu.

W XIX wieku oprócz tego, że beton był używany głównie w budynkach przemysłowych to z racji braku swojej „ikoniczności" uznano go za społecznie nieakceptowany materiał budowlany ze względów estetycznych. Pierwsze szerokie zastosowanie cementu portlandzkiego w budowie domów miało miejsce w Anglii i Francji w latach 1850-1880, gdzie aplikowano stalowe pręty i profile w mieszankę cementową, aby zapobiec rozwarstwianiu się ścian zewnętrznych. Pierwszym domem zbudowanym ze zbrojonego betonu był dom dla służby zbudowany w Anglii przez Williama B. Wilkinsona w 1854 roku. We Francji w 1853 roku powstał dom w Saint-Denis autorstwa fabrykanta Francois Coigneta. A w 1875 roku amerykański inżynier mechanik William Ward ukończył pierwszy żelbetowy dom w USA, który do dziś stoi w Port Chester w stanie Nowy Jork.



Rys. 1. Thomas Edison, Patent na budowę domów betonowych, 1917

W 1906 roku, niedługo po niszczycielskim trzęsieniu ziemi w San Francisco, Thomas Edison ogłosił swoją propozycję masowej produkcji betonowych domów, które byłyby odporne na ogień i wstrząsy. I choć wydawało się, że plan Edisona dotyczący budowy na skalę przemysłową obniżyłby ceny to jednak po kilku latach, ze względu na koszty, zaprzestano produkcji domów monolitycznych. Domy budowano na zamówienie ze zbrojonego betonu przez kilkadziesiąt lat, ale zrezygonowano z ich wytwarzania z powodów kosztów budowy oraz kosztów w utrzymaniu (Rys.1).

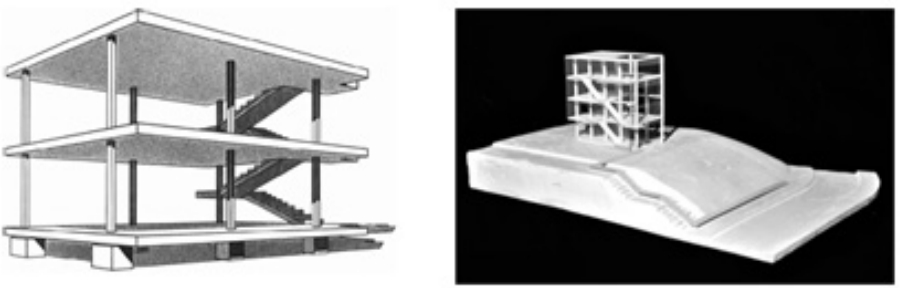
3. Le Corbusier i system *Dom-ino*; Walter Gropius i system *Baukasten im Großen*.

Właściwie należałoby uznać, że cały modernizm opierał się na przesłankach socjanych – jednym z nich było poszukiwanie nowych i tanich systemów mieszkaniowych, które nadawałby sie do stworzenia wielokrotnych konfiguracji. W 1915 roku szkic Le Corbusiera obrazujący system *Dom-ino* (Rys. 2) ogłosił światu nowy typ planu, elewacji, przekroju budynku – nowej architektury. Prosty rysunek (trzy płaszczyzny połączone sześcioma słupami, całość złączona klatką schodową), uznany za źródłowy dla późniejszych *pięciu zasad współczesnej architektury*, ilustruje przede wszystkim możliwości zastosowania żelbetu w systemie płytowo-słupowym. Rysunek jest także zapowiedzią odrzucenia terminu „stylowy", a brak widocznych zewnętrznych ścian ma w pełni uświadomić sens tworzenia architektury w przestrzeni abstrakcyjnej – pozbawionej ciężaru i masy materii. Le Corbusier pisze o tego rodzaju obiektywnej ekspresji jako o „nagim fakcie", będącym podstawą do wypełniania nowym duchem współczesności: [...] *Architektoniczna abstrakcja ma tę szczególną, wspaniałą cechę, że zakorzeniając się w nagim fakcie, uduchowia go, gdyż nagi fakt nie jest niczym innym jak materializacją, symbolem możliwej idei. Nagi fakt należy do idei dopiero dzięki narzuconemu przez nas porządkowi.* [...] *Trzeba stworzyć ducha produkcji seryjnej, ducha produkcji seryjnej domów*[*]. W swej książce *W stronę architektury* pisał, że jeśli wyeliminujemy stereotypowe, przestarzałe myślenie o domu i popatrzymy na problem krytycznym i obiektywnym (racjonalnym) spojrzeniem, to dojdziemy do idei *domu-maszyny* - domu masowej produkcji, który jest zdrowy, moralny i piękny podobnie jak narzędzia i instrumenty, jakie towarzyszą naszemu życiu.

Dom-ino sygnalizuje także potencjalną podzielność i możliwość dowolnych połączeń. W tym sensie jest znakiem systemu, który odnosi się do najbardziej źródłowych podstaw architektury, wykształconych z czystej geometrii, wyróżnionych potencjalną użytkowością i treścią. Ten tani system szkieletowy, który uwalniał drogę dla komponowania nowej przestrzeni architektonicznej, był pra-metaforą „*machine à habiter*", wyznaczającej w przyszłości zarówno szerokie spektrum dla stylistyki architektonicznej, jak i podbudowę ideową domów produkowanych na masową skalę. W tym duchu powstały pierwsze domy w Pessac (1926) oraz seria domów systemu Monol i Citrohan (1924) – oba typy zmaterializują się w postaci domu wybudowanego na eksperymentalnej wystawie Werkbundu w Stuttgarcie w 1927 roku. W swej książce *Vers une architecture* pisał, że jeśli wyeliminuje się stereotypowe, przestarzałe myślenie o domu i popatrzymy na problem

* System *Dom-ino* był pomysłem Charles'a-Édouarda Jeannereta na realizację taniego, betonowego budownictwa dla regionów zniszczonych w I wojnie światowej; [zob.] listy Le Corbusiera do szwajcarskiego inżyniera betonu Maxa Du Bois (od grudnia 1914 do grudnia 1915 roku); także: *Lettre ŕ Du Bois* Fondation FLC El. 19.(110) – FLC El. 19.(237). Pierwsza publikacja systemu *Dom-ino* ukazała się na łamach pierwszego wydania *Vers une architecture* w 1923 roku.

krytycznym i obiektywnym spojrzeniem, to dojdziemy do idei domu masowej produkcji, który jest zdrowy, moralny i piękny podobnie jak narzędzia i instrumenty, jakie towarzyszą naszemu życiu.



Rys 2. Le Corbusier, *System Dom-ino* (1915) oraz analiza formy dla typu Maison Citrohan w Weissenhof, Stuttgart, 1927.

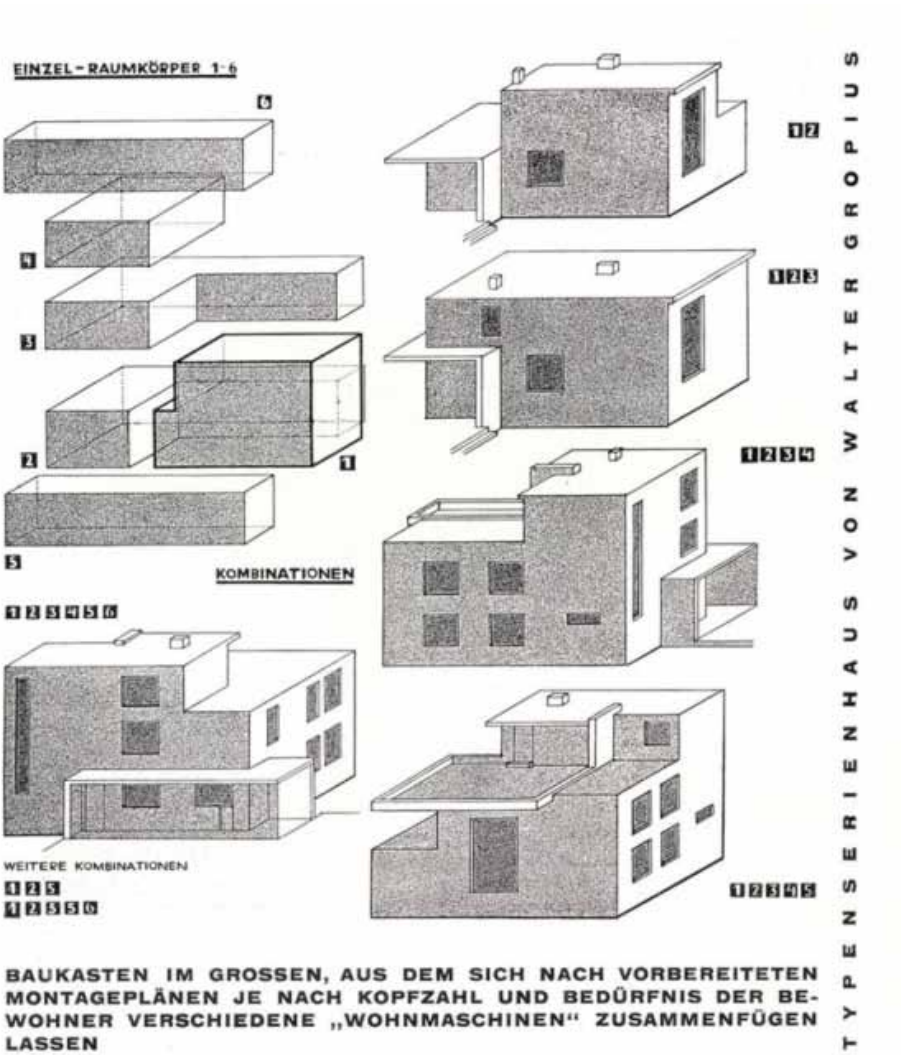
Dla Waltera Gropiusa, budowa pokazowych domów na obszarach Weissenhof w Stuttgarcie w 1927 roku była okazją do sformułowania swoich przemyśleń na temat ogólnych zasad prefabrykacji mieszkaniowej. Projekt i budowa na Weissenhofsiedlung pokazała po raz pierwszy realizację celów wytyczonych przez architekta – jeszcze przed powstaniem Bauhausu w 1919 roku.

Należy podkreślić główne punkty zainteresowań Gropiusa: optymalizacja projektowania mieszkań w oparciu o uogólnione badania wymagań użytkowników; maksymalne wykorzystanie nowych materiałów i technik konstrukcyjnych, a w szczególności technik prefabrykacji betonowej i stalowej; składowanie gotowych komponentów, wyprodukowanych zgodnie z ustalonymi normami i standardami; racjonalizacja systemów transportu, badanie efektywności procedur na placu budowy w odniesieniu do materiałów, robocizny i sprzętu zmechanizowanego. Prefabrykacja, czyli masowa produkcja środkami przemysłowymi, to nie tylko poszukiwanie ilości, ale przede wszystkim sposób na osiągnięcie jakości. Należy podkreślić główne punkty zainteresowań Gropiusa: optymalizacja projektowania mieszkań w oparciu o uogólnione badania wymagań użytkowników; maksymalne wykorzystanie nowych materiałów i technik konstrukcyjnych, a w szczególności technik prefabrykacji betonowej i stalowej; składowanie gotowych komponentów, wyprodukowanych zgodnie z ustalonymi normami i standardami; racjonalizacja systemów transportu, badanie efektywności procedur na placu budowy w odniesieniu do materiałów, robocizny i sprzętu zmechanizowanego. Prefabrykacja, czyli masowa produkcja środkami przemysłowymi, to nie tylko poszukiwanie ilości, ale przede wszystkim sposób na osiągnięcie jakości.

Architekt zwraca się ku alternatywnej drodze podejścia i stara się czerpać korzyści z prefabrykacji poprzez wytwarzanie raczej znormalizowanej części niż całości, pozostawiając syntezę zdefiniowaną przez potrzeby użytkownika i umiejętności twórcze architekta. Stosunek Gropiusa do prefabrykacji jest więc próbą rozwiązania konfliktu jednolitości i zmienności, standaryzacji i różnorodności, w nowej technologii. Gropius odnajduje rozwiązanie tego paradoksu nie w wyborze alternatyw, ale w pogodzeniu przeciwieństw w nowej syntezie. Jako instrument tej syntezy, jako środek osiągnięcia

jedności całości, standaryzacja części staje się sprawą pierwszorzędnego znaczenia. Proces syntezy zależy od charakteru i jakości części składowych. Gropius sugerował także, że produkowane fabrycznie domy pozostają nie tylko otwartym polem dla inwencji twórczej, ale dzięki możliwości zestawienia gotowych elementów w ramach jednego systemu, mogą realizować indywidualne potrzeby przyszłych nabywców. Prace Gropiusa bardziej polegały na poszukiwaniu właściwej formy niż produktu idealnego, cały czas, bowiem mając na uwadze wymagania dyktowane przez procesy produkcyjne, poszukiwał elastycznego systemu.

Baukasten im Großen (ang. *Big Construction Kit*) (Rys. 3) to nowatorski system modularny składający się z sześciu równoważnych podstawowych modułów różnych rozmiary, które można łączyć ze sobą i zestawiać w różne typy „Wohnmaschinen" („maszyna do



Rys. 3. W. Gropius, A. Meyer, *Baukasten im Grossen*, 1923

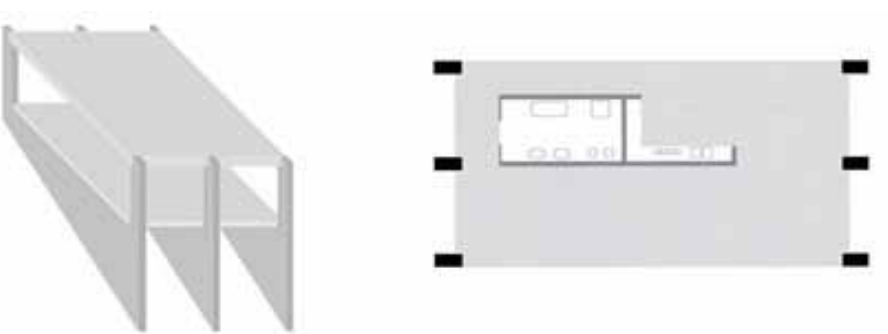
mieszkania") w zależności od ilości użytkowników i potrzeb mieszkańców oraz odpowiednio przygotowanego montażu planu mieszkaniowego. Zasadniczo używanym materiałem jest tu beton żużlowy, który łaczy się z drewnem, stalą i szkłem. Zgodnie ze schematem rysunkowym układy przestrzenne tworzona są od głównego modułu nr 1, do którego może być dodawany do drugiego bloku wraz z jego kolejnymi modułami (moduły 2-6), osadzonych i podzielonych zgodnie zgodnie z programem użytkowym; łącząc te moduły, osiągamy różne typologie prefabrykowanych mieszkań (domów). Elastyczny montaż i konfiguracja elementów w całość tworzy po raz pierwszy nowy obraz pojęcia totipotencji, które pojawiło się w architekturze pod koniec XVIII wieku i stanowi jeden z podstawowych warunków wstępnych dla przejście od produkcji rzemieślniczej do elastycznej produkcji przemysłowej.

4. Aktualne kierunki rozwoju prefabrykacji betonowej w domach jednorodzinnych.

Współcześnie, dzięki różnorodności materiałowej wyznaczającej nową jakość technologii betonowej, jak i poprzez sposób projektowania i realizacji (np. środowisko projektowe BIM) tendencje w projektowaniu fabrycznie produkowanych domów mieszkalnych zmierzają do opracowania nowych, nietypowych przykładów konstrukcyjno-materiałowych w ramach, w których powstają poszczególne obiekty.

Wyjątkowe podejście do idei prefabrykacji betonowej wykorzystywanych w domach jednorodzinnych cechuje architektów szwajcarskich. Od wielu dziesięcioleci realistyczna twórczość szwjacarów to cheć ciągłego powrotu do estetyki realizmu, strukturalizmu i konstruktywizmu. Odrzucając eksperymenty formalne architektura szwajcarska polega na głębokiej świadomości procesu budowania, fizyczności mającej wpływ na końcowy efekt projektowania; na świadomości materiału i technologii, ale także na perfekcji wykonania. Interesuje ich wyrażanie i progresja podstawowych pojęć architektonicznych, takich jak materia, przestrzeń czy światło.

W 1992 roku architekt Livio Vacchini wybudował w Costa Tenero dom własny (Rys. 4) realizujący zasadę maksymalnej powierzchni użytkowej bez pośrednego podparcia prefabrykowaego stropu. W pracach Livia Vacchiniego i innych twórców architektury betonowej ze szkoły rejonu Ticino niewyszukany i super-racjonalny szkielet struktural-



Rys. 4. L. Vacchini, Dom w Costa Tenero,1992, wizualizacja aksonometrii i rzut (bez skali).

ny formalizuje język architektonicznej tak aby jedność koncepcyjna budynku stała się syntezą poprzez analityczny rygor i porządek nadających dziełu proporcji i hierarchii. Wykorzystanie przez Vacchiniego przemysłowego sprężonego stropu (o grubości 50 cm i rozpiętości 17,74 m opartego na sześciu zewnętrznych filarach) jest pretekstem dla stworzenia jednorodnej przestrzeni w tzw. *planie wolnym* oraz osiągnięcia abstrakcji i porządku wymaganego dla osiągnięcia uniwersalnej estetyki obiektu. Wszystko jest efektem niespotykanej logiki argumentacji formy domu i wyrafinowanej techniki konstrukcyjnej.

Innym szwajcarskim przykładem realizacji postulatu o zastosowaniu systemów modularnych w prefabrykacji jest dom w Collonges (2015) zaprojektowany przez Pierre-Alaina Dupraza. Wydaje się, że idea architekta jest interpretacją znanego z wystawy światowej w Montrealu z 1967 roku konceptu *Habitat 67* (arch. Moshe Safdi) umniejszonego do pojedynczej figury funkcjonalnej. Tektonika położnych na sobie prostopadłościennych kostek jest w tym przypadku obrazem domu przypominającego także gropiusowski *Baukasten im Großen* i jego zasadę swobody i elastycznego montażu w zależności od potrzeb czy kontekstu przestrzennego działki (Rys. 5).

Rys. 5. P. A. Dupraz, Dom w Collonges, 2012

Prefabrykacja nie oznacza więc tylko seryjnej produkcji jednego wzoru, lecz także jego poszczególnych elementów pozwalających na tworzenie niezliczonej liczby kombinacji w ramach dowolnych racjonalnych wzroców. Profetyczne słowa Gropiusa o nowoczesnej technice prefabrykacji stały się nie tylko środkiem do pogodzenia niższego kosztu realizacji produkcji, ale obrazuje wysoką jakość i swobodę w doborze dobrego uformowania. Dodatkowo, prefabrykacja stwarza ogromną szansę na rozwinięcie budownictwa ekologicznego. Kontrolowane zużycie betonu, jego recykling i świadomość zużycia materiałów, optymalizacja zastosowanych systemów energooszczędnych instalacji wydaje się łatwiejsze do uzyskania w fabrycznych warunkach wykonywania domów i elementów prefabrykowanych.

Do ważnych kierunków rozwoju materiałowego w prefabrykacji to także: obniżanie śladu węglowego betonów (betony „zeroemisyjne") oraz zastosowanie innowacyjnych spoiw, jak np. geopolimery, a także rozwój betonów ultrawysokiej wytrzymałości (betony BUWW), wykorzystujących np. proszki reaktywne (RPC). Rośnie także wykorzystanie nowoczesnych betonów ze stalowym mikrozbrojeniem rozproszonym (fibrobetony), niezawierających zbrojenia głównego, jak również betonów zawierających zbrojenie główne niestalowe (pręty z włókna szklanego, bazaltu, kevlaru). Wykorzystanie materiałów odpadowych w prefabrykacji wpisuje się w zrównoważony rozwój w budownictwie,

obejmując zarówno wykorzystanie różnych przemysłowych produktów ubocznych, jak i recykling odpadów z procesu produkcji prefabrykatów. Dla przykładu - wśród współczesnej prefabrykowanej architektury betonowej istnieje wybudowany w Madrycie w 2008 roku *Hemeroscopium House* (Rys. 6) autorstwa Antóna Garcii-Abrila. Rzecz wyobrażona i zbudowana jako siedem potężnych, prefabrykowanych belek-ścian nałożonych na siebie (największa 20 m długości, 3 m wysokości), dzięki logice statyki wyznacza kolejny sens architektury pasującej do manifestu tworzenia budowli z rzeczy dostępnych w produkcji fabrycznej. *Hemeroscopium House* to dom, którego realizacja zajęła tylko 7 dni i jest wzorcem wykorzystania elementów prefabrykowanych z recyklingu. W domu surowe, betonowe prefabrykaty wcześniej zostały już wykorzystane w odmiennych konstrukcjach (na przykład wiszący basen na piętrze to fragment ocalały po rozmontowaniu autostradowego wiaduktu) tak jak pozostałe fragmenty służyły niegdyś jako konstrukcje inżynierskie. Całość przyjmuje znaczenie nowatorskiego i niekonwencjonalnego podejścia do architektury, które w założeniu wykorzystuje powszechnie dostępne elementy budowlane w celu kreowania nowej wartości w prefabrykacji.

Rys. 6. Antón Garcia-Abril (Ensamble Studio), *Hemeroscopium House*, 2008, Madryd

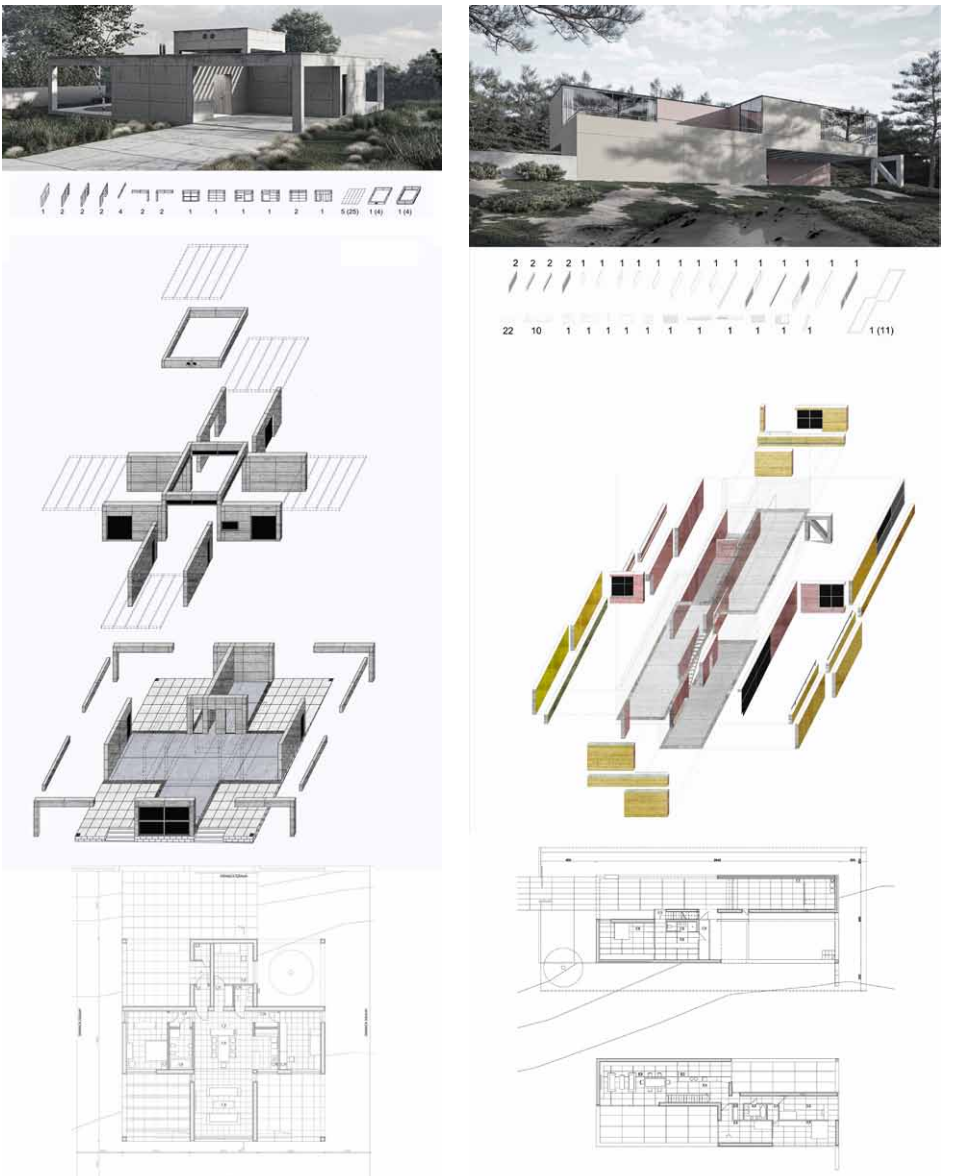
5. Trzy autorskie domy – trzy modele.

Propozycją realizacji modelowej prefabrykacji są trzy domy o określonym programie oraz powierzchni użytkowej na teoretycznych działkach. Celem badawczym zlecenia na domy wzorcowe od Stowarzyszenia Producentów Cementu stało się poszukiwanie różnych wersji rozwiązań przestrzennych domów prefabrykowanych, które miały dać w efekcie alternatywny sposób rozumienia terminu jednorodzinne budownictwo „wielkopłytowe".

Dla autora - pretekstem dla projektownia było także pytanie – jak może dzisiaj wyglądać kolejna wersja „racjonalistycznej architektury" wobec stosowania nowych i doskonalszych narzędzi technologicznych? Czy estetyka tej architektury może być zdefiniowana poprzez tradycyjną, prefabrykowaną powtarzalność budowlaną, ekonomiczność rozwiązań i dyscyplinę w projektowaniu form? Według autora, drogą do zrozumienia prezentowanych domów jest kompozycja użytej nejprostszej geometrii, umiarowego podziału bryły, idei wscheobecnego „kąta protego" oraz rozumienia cech oraz reżimu wytwarzania i wbudowania elementu prefabrykowanego. Każda z propozycji wpisuje się w założenie określające konkretny model użytkowy (trzy typy: dom parterowy (bez garażu) – ok. 140m^2, dom dwukondygnacyjny (za garażem) - ok. 200m^2 , dom dwu-kondygnacyjny (z garażem) - ok. 240 m^2).

Villa Prefabricata I i *Villa Prefabricata II* są pomysłem na realizację domów o powtarzalnych elementach przestrzennych przyjmujących (w zależności od programu) różne funkcje mieszkalne. W pierwszym przykładzie (Rys. 7) parterowy dom realizuje koncepcję formy, która kojarzy się z klasycznymi rozwiązaniami podmiejskich rezydencji. W pełni symetryczny i powtarzalny podział funkcjonalny i przestrzenny (plan na rzucie krzyża, pięć kwadratów 600x600cm) jest świadomym poszukiwaniem pełnej modularności (moduł 120x120cm), minimalizacji kubatury oraz – co najważniejsze – powtarzalności technologicznej poszczególnych elementów prefabrykowanych na maksymalnej długości 600 cm i wysokości 360cm (warstwy ściany zewnętrznej: 16cm – żelbet, termoizolacja - 15cm, ściana licowa - 6cm). Świadome zastosowanie taniego płaskiego dachu ze stopodachem pełnym (płyta kanałowa – HC 200cm, paroizolacja, termoizolacja – 18cm, membrana wierzchnia i podkładowa) jest atrybutem podkreślającym nie tylko ekonomikę przyjętego rozwiązania ale także podkreśla abstrakcję oraz uniwersalność tej architektury. Nieduży, kwadratowy, wyniesiony nad stropodachem świetlik jest autorską wersją powidoku domów o centralnym rozplanowaniu – *Villi Rotondy* (1586) Andrei Palladio ale także pierwszego eksperymentalnego domu Bauhausu o funkcjach reprezentatywnych – *Haus am Horn* (1923) Georga Muche i Waltera Gropiusa. Zasadą domu jest centralne rozplanowanie holu i jadalni „pod kopułą" świetlika oraz funkcja jego „ramion", ktore można dostosować do funkcji w zależności od rozplanowania na działce, orientacji w stosunku do światła słonecznego, drogi itp. Plan na równoramiennym krzyżu pozwala na stworzenie zewnętrznych przestrzeni, które także można organizować indywidualnie (taras, wiata garażowa). Rozmiar, układ fukcjonalny, geometria, kompozycja oraz nieduża skala tego budynku powoduje, że dom swoją kubatura wpisuje się na dowolną działkę o powierzchni ok. 700 m2 lub może być wykorzystany do parterowej zabudowy szeregowej. Całość kubatury nadziemnej składa się z 55 prefabrykowanych elementów.

Villa Prefabricata II (Rys. 8) to horyzontalny dom w typie „architektury kontenerowej" a więc podkreślający powtarzalność kubaturowych horyzontalnych modułów, które swoim założeniem przestrzennym odkrywają zalety doboru funkcji niezależnie od kondygnacji i programu. Sam układ domu nawiązuje do zasady życia na piętrze (*piano nobile*) i kontynuuje zasadę rezydencjonalnego „oderwania" od otaczającego terenu. Wyniesiona nad działkę przestrzeń domu podkreśla kierunki we wnętrzu oraz otwarcia na zewnątrz. Willa jest próbą interpretacji modernistycznego *Baukasten im Großen* (1927) Waltera Gropiusa i będących jej powidokami neoracjonalnych, post-corbusierowskich domów z rejonu szwajcarskiej Tessyny. Struktura budynku rozdziela funkcję na część parterową – techniczną oraz gościnną od części na 1 piętrze - zawierającą stefę rodzinną (dzienną i nocną). Każda z tych stref ma dostęp do zewnętrznego tarasu oraz zawiera idee otwarcia przestrzeni mieszkalnej na „zewnątrz". Służy temu odpowiedni dobór prefabrykowanych konstrukcji



Rys. 7., Rys. 8, Marcin Charciarek, *Villa Prefabricata I i Villa Prefabricata II*, 2021, wizualizacja, aksonometria, rzuty kondygnacji (bez skali)

belkowych opartych na ścianach i podciągach oraz zastosowanie horyzontalnych przeszkleń we wnętrzu. Wydłużony układ budynku o wąskim trakcie każdego z segmentów (410+550cm) daje w efekcie równy dostęp do światła dziennego większości pomieszczeń a widoczna zasada wybrania na każdej kondygnacji przeciwległych narożników dopełnia

zasady geometrycznej gry w prostokreślną geometrię. Wyzwaniem konstrukcyjnym jest zastosowane dla fragmentów wspornikowych nadwieszonych kondygnacji piętra stropów prefabrykowanych sprężonych (np. TT) opartych na zewnętrznym podciągu.

Villa Prefabricata III (Rys. 9) to dwukondygnacyjny dom, który ma być odpowiedzią na poszukiwanie „kompaktowej" formy na dowolną działkę nie mniejszą niż 550m2. Jest od-

Rys. 9. Marcin Charciarek, *Villa Prefabricata III*, 2021, wizualizacja, aksonometria, rzuty kondygnacji (bez skali)

powiedzią na nową wersję polskiego „domu-kostki". Rozdział funkcji z pomieszczeniami technicznymi i wydzieloną przestrzenią dzienną (parter) oraz z przetrzenią wypoczynku na (piętro) realizuje tradycyjną koncepcję domu z dostępem do ogrodu z poziomu parteru i zamkniętą strefą sypialni (na 2 kondygnacji). Geometria domu oparta na kwadracie 14,40 x 14,40m pozwala na realizację idei obiektu dostępnego od jego „centrum" i rozprowadzenie funkcji po bokach prostopadłościanu. Konsekwentną koncepcją dla tego sposobu myślenia jest rozbicie i separowanie funkcji, mającej służyć za izolację akustyczną, co także jest pretekstem dla ukierunkowania wewnętrznych otwarć i wytworzenia tarasów na obu kondygnacjach. Wątek modułów ściennych, pokratkowana wizualnie elewacja jest uznaniem tej architektury jako emblematu rozumu, logiki i porządku. Zastosowane technologie to system ścian trójwarstwowych (warstwa elewacyjna – 6cm, termoizolacyjna – 18cm, nośna –16cm) i stropów w całości w technologii typu Filigran.

6. Wnioski.

Tak jak przed stu laty, prefabrykacja nie jest zwykłym procesem technologicznym, lecz poszukiwaniem wiedzy i znaczenia, za którym kryją się złożone treści racjonalne, estetyczne ale także znaczenia architektury powstałe poprzez doskonalenie narzędzi architektury w XX i XXI wieku. Owa przemiana w świadomości ludzkiej, która dokonała się przed stu laty w zrozumieniu racjonalnych potrzeb ludzkości – spowodowała, że dziś musimy zacząć zastanowić się na nowo – czym jest funkcja domu, czym jest jego reprezentacja a czym jest ekonomika zamieszkania. Owo racjonalne i rajonalistyczne podejście do budowy domu spowodowało przemianę jego technologii i architektury. Przykłady wzorców, za którymi podążają współcześni architekci dają także dowód na to, że prefabrykowany dom może stać się „architekturą idealną" tworząc całość z formy, funkcji, konstrukcji i materii.

Wydaje się, że współczesny dom prefabrykowany nie może być poddawany stereotypowej ocenie i założeniu, że w procesie przemysłowym architektura ulega pogorszeniu. Wciąż aktualna jest idea stworzona przez Walter Gropiusa mówiąca o tym, że nie ma powodów, by obawiać się monotonii uformowań prefabrykowanych – standardyzacja służy technologii natomiast do architektów należy zróżnicowanie elementów na rzecz wymyślonej konfiguracji. Źle kojarzona monokultura prefabrykacji z „wielkiej płyty" widoczna w stosowanych przez dziesięciolecia systemach budowlanych (np. w krajach bloku wschodniego) zostaje zastepowana przez zaawansowane metody projektowania i budowania.

Nie zmieniła się zasada prefabrykacji. Betonowy dom jest zbiorem elementów, które architekt musi wymyśleć zanim poszczególne składowe zostaną sfabrykowane i wysłane na budowę. Sens tej pracy odkrywa po raz kolejny pewien niemały zasób wiedzy o prefabrykacji z zakresu logistyki (dowóz na miejsce prefabrykatów), sensu seryjności i powtarzalności elementów (niższy koszt budowy), modularności wymiarowej i wykonawczej – wszystkiego co odkrywa przed nami termin racjonalnego podejścia do projektu i budowy. Takie stanowisko nie wyklucza myślenia o architekturze jako dziele jednostkowym dla odbiorcy, który poszukuje domu w indywidualnej odsłonie. Racjonalizacja formy jest ciągłym poszukiwaniem związku pomiędzy formą a materią betonowego prefabrykatu.

Literatura

[1] G. Adamczewski, P. Woyciechowski. P. (2021) *Prefabrykacja betonowa. Materiałowe aspekty produkcji, cz. 5*', "Builder", 71(7), pp. 70-74.
[2] D. Bennett (2005), *The Art of Precast Concrete. Colour, texture, expression*, Bazylea, Birkhaüser.
[3] R. Banham, R. (1966), *The New Brutalism: Ethic o Aestethic?*, New York, Ed. Reinhold Publishing.
[4] J. Bielawski, G. Chrabczyński, W. Hładyniuk (1974), *Formowanie elementów prefabrykowanych*, Warszawa, Arkady.
[5] W. Bielicki, S. Błociszewski, (1973), *Faktury zewnętrzne prefabrykatów i betonu licowego*, Warszawa, Arkady.
[6] L. Cejzner, *Prefabrykacja budowlana* cz. 1 i cz. 2 (1976), Warszawa, WSiP.
[7] M. Charciarek (red.) (2018), *Detale architektury betonowej vol. 1,* wyd. SPC, Kraków.
[8] M. Charciarek (red.) (2021), *Detale architektury betonowej vol. 2,* wyd. SPC, Kraków.
[9] M. Charciarek (red.) (2015) *Związki idei i materii w architekturze betonowej,* Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
[10] K. S. Elliott (2017), *Precast Concrete Structures*, CRC Press.
[11] M. Ferreira, L. B. Jayasinghe, D. Waldmann, (2020) *Recyclable Architecture: Prefabricated and Recyclable Typologies*, "Sustainability" 2020, 12(4), 1342.
[12] J. Ferrando, (2019) *Architectural Material & Detail Structure Concrete* , ed. Design Media Publishing, London.
[13] A. Forty A. (2009), *Beton i pamięć*, „Konteksty", nr 1–2, Kraków.
[14] P. Grabarczyk (2002), *Technologia prefabrykowanych elementów z betonu architektonicznego (cz. II).* „Przegląd Budowlany" 12/2002, Warszawa.
[15] W. Gropius, W. (2014), *Pełnia architektury*, tłum. K. Kopczyńska K., Kraków, wyd. Karakter.
[16] M. Hawrylak, (2018) *Potencjał, uniwersalność i symbolika betonu w architekturze* [w:] *Dwie dekady Dni betonu - materiały jubileuszowe konfencji Dni Betonu 2018*, wyd. SPC, Kraków-Wisła.
[17] K. Hodor K., M. Sawicka (2014), *Kształtowanie przestrzenia betonem architektonicznym*, „Budownictwo-Technologie-Architektura" 2/2014.
[18] JEMS Architekci 1998-2012, ed. Muzeum Architektury, 2013, Wrocław.
[19] F. Kind-Barakauskas, B. Kauhsen, S. Polonyi, B. Jörg (2001), *Concrete Construction Manual*, Birkhäuser 2001, Munich.
[20] K. Kuniczuk, (2011), *Beton architektoniczny – wytyczne techniczne*, ed. SPB, Kraków.
[21] K. Kuniczuk, (2008), *Beton architektoniczny – uwagi praktyczne*, Materiały konferencyjne.
[22] Krause C. (1974), *Prefabrykowane ściany zewnętrzne*, Warszawa, Arkady.
[23] P. Mika (2016), *Wpływ prefabrykowanych, betonowych rozwiązań fasadowych na estetykę obiektów architektonicznych,* praca doktorska, Wydział Architektury Politechnika Krakowska.
[24] J. H. Ostoja-Pętkowski (1970), *Wpływ konstrukcji budynków mieszkalnych na architekturę ich elewacji*, Arkady, Warszawa.
[25] D. Philips, M. Yamashita, (2012), *Detail in Contemporary Concrete Architecture,* Laurence King Publ., London.
[26] P. Stawiarski P. (2007), *Technologia betonów architektonicznych*, „Przegląd Budowlany" 6/2007.
[27] A. Steinle, H. Bachmann, M. Tillmann (2019), *Precast Concrete Structures,* (2nd Edition), Ernst & Sohn.
[28] Seelow, A.M. (2018) *The Construction Kit and the Assembly Line – Walter Gropius' Concepts for Rationalizing Architecture,* MDPI Arts, 7(4). *Arts* 2018, *7*(4), 95.

Wojciech Ciepłucha
Marcin Majta

BIM w koordynacji projektu o konstrukcji żelbetowej

BIM IN THE COORDINATION OF A REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION PROJECT

Streszczenie

Artykuł naukowy przedstawia zastosowanie technologii BIM (Building Information Modeling) w koordynacji projektu budynku o konstrukcji żelbetowej. W ostatnich latach technologia BIM stała się kluczowym elementem w cyfryzacji procesu budowy, umożliwiając efektywną współpracę pomiędzy różnymi uczestnikami projektu oraz optymalizację czasu i kosztów realizacji. W artykule szczególny nacisk położono na zastosowanie programu Revit jako narzędzia wspomagającego koordynację projektu. Przedstawiono proces modelowania, analizy i koordynacji różnych elementów konstrukcji. Omówiono także, jak Revit wspomaga kontrolę jakości projektu poprzez sprawdzanie poprawności geometrii, zliczanie ilości materiałów, a także przewidywanie gabarytów elementów konstrukcyjnych.

Abstract

The scientific article presents the application of BIM (Building Information Modeling) technology in the coordination of a reinforced concrete building project. In recent years, BIM technology has become a key element in the digitization of the construction process, enabling efficient collaboration between various project participants and the optimization of time and costs of execution. The article particularly emphasizes the use of Revit software as a tool aiding project coordination. The process of modeling, analysis, and coordination of different construction elements was presented. The article also discusses how Revit supports the quality control of the project by checking the correctness of geometry, counting material quantities, and predicting dimensions of construction elements.

mgr inż. arch. Wojciech Ciepłucha – Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Wydział Architektury
mgr inż. Marcin Majta – NDI S.A.

1. Wstęp i przegląd technologii BIM

Technologia BIM, czyli modelowania informacji o budynku, zrewolucjonizowała branżę budowlaną, stając się kluczem do efektywnej współpracy między różnymi dyscyplinami i etapami realizacji projektu [1]. W niniejszym rozdziale dokonamy głębszego zanurzenia w świat BIM, aby zrozumieć jego genezę, ewolucję i wpływ na sektor budowlany. BIM nie jest jedynie technologią – to raczej filozofia pracy, która promuje ideę centralizacji danych i współpracy w czasie rzeczywistym. W ciągu ostatnich lat, rozwój BIM był napędzany postępem technologicznym oraz rosnącym zapotrzebowaniem na bardziej efektywne i zintegrowane metody projektowania i realizacji obiektów budowlanych.

Jednym z kluczowych aspektów technologii BIM jest jej zdolność do tworzenia dokładnych, trójwymiarowych modeli wirtualnych budynków. Te modele nie tylko przedstawiają wizualny obraz budynku, ale także integrują różnorodne informacje, takie jak dane konstrukcyjne, informacje o materiałach, koszty oraz harmonogramy. Dzięki temu zespoły projektowe, wykonawcy i właściciele mają dostęp do tych samych, aktualnych danych, co znacząco redukuje ryzyko błędów, opóźnień i nieprzewidzianych kosztów. Ale BIM to nie tylko narzędzie dla projektantów. Wpływa on na cały cykl życia budynku - od koncepcji, przez budowę, aż po eksploatację i zarządzanie obiektem. Jego zastosowanie przynosi korzyści na każdym z tych etapów, od skrócenia czasu projektowania, poprzez zwiększenie dokładności kosztorysowania, aż po ułatwienie zarządzania obiektem po jego oddaniu do użytku.

1.1. Wstęp

Branża budowlana od dawna borykała się z problemami związanymi z nieefektywnymi procesami i barierami komunikacyjnymi. Prace nad projektami bywały często powolne i chaotyczne, a komunikacja pomiędzy różnymi zespołami projektowymi - architektami, inżynierami, wykonawcami i klientami - bywała skomplikowana i niespójna. Ponadto, brak centralnego miejsca do przechowywania informacji o projekcie często prowadził do błędów, powtórzeń i nieporozumień [2].

Właśnie w tym kontekście technologia BIM, czyli Building Information Modeling, zaczęła odgrywać kluczową rolę. BIM, będąc cyfrowym reprezentantem fizycznego i funkcjonalnego aspektu budynku, stał się narzędziem do adresowania powyższych problemów. Dzięki swoim zaawansowanym funkcjom, BIM oferuje zintegrowany sposób zarządzania informacją o projekcie, co znacznie usprawnia procesy i ułatwia komunikację.

BIM pozwala na tworzenie precyzyjnych modeli 3D, które są nie tylko wizualizacją projektu, ale również zawierają szereg szczegółowych informacji na temat każdego elementu budynku. Dzięki temu, różne zespoły zaangażowane w projekt mogą łatwo dostosowywać, aktualizować i dzielić się informacjami, prowadząc do bardziej efektywnego i zintegrowanego procesu projektowania.

Rozwiązaniem problemów komunikacyjnych, które często występują w branży budowlanej, jest możliwość pracy wielu zespołów na jednym modelu BIM. Wszystkie zespoły mają dostęp do aktualnych informacji, co znacznie zwiększa spójność i efektywność komunikacji. W efekcie, BIM zmniejsza ryzyko błędów, przyspiesza procesy i prowadzi do lepszej jakości końcowego produktu.

Warto zauważyć, że BIM jest nie tylko narzędziem technologicznym, ale również podejściem, które zmienia sposób myślenia o procesie budowy. Poprzez promowanie

współpracy, integracji i zarządzania informacją, BIM ma potencjał do dalszego usprawnienia i cyfryzacji branży budowlanej.

1.2. Historia i rozwój technologii BIM

Technologia BIM, choć obecnie jest szeroko stosowana, na początku napotkała na pewne opory ze strony branży budowlanej. Wprowadzenie BIM oznaczało znaczącą zmianę w stosunku do tradycyjnych procesów projektowania i budowy, które były głęboko zakorzenione i stosowane od dziesięcioleci. BIM wymagał od profesjonalistów z branży budowlanej nie tylko nauki nowych umiejętności i narzędzi, ale także zmiany w sposobie myślenia o projekcie jako całości.

Początkowo, jednym z problemów związanych z adaptacją technologii BIM były również jej wysokie koszty. Zakup oprogramowania, szkolenie personelu i konieczność aktualizacji sprzętu komputerowego były barierami, które wiele firm nie mogło przekroczyć. Jednak z czasem, jak technologia stała się bardziej dostępna, a korzyści z jej wykorzystania stały się bardziej oczywiste, branża budowlana zaczęła stopniowo adoptować BIM. Rozwój i popularyzacja narzędzi BIM, takich jak Revit lub ArchiCAD, odgrywały kluczową rolę w procesie adaptacji. Te zaawansowane narzędzia umożliwiły tworzenie precyzyjnych modeli 3D, które nie tylko dawały wizualny obraz projektu, ale również umożliwiały zarządzanie wieloma aspektami budynku, takimi jak kosztorysowanie, harmonogramowanie, analiza energetyczna i wiele innych.

Przykładowo, jedna z aplikacji do modelowania w BIM, program Revit, stał się popularny dzięki swoim zaawansowanym funkcjom modelowania i możliwości wykorzystania stworzonych w nim modeli do koordynacji międzybranżowej. Aplikacje do BIM, umożliwiły identyfikację i rozwiązywanie potencjalnych problemów na wczesnym etapie projektowania. Ponadto, funkcje te znacznie usprawniły procesy decyzyjne, poprawiając jakość końcowego produktu. Korzyści z zastosowania BIM, takie jak poprawa efektywności, redukcja błędów i zwiększenie jakości, stały się coraz bardziej oczywiste dla sektora budowlanego. Dzięki temu, opór wobec tej technologii zaczął maleć, a akceptacja wzrosła.

Podsumowując, rozwój i ewolucja technologii BIM były procesem, który początkowo napotkał na pewne wyzwania. Jednak dzięki zaangażowaniu producentów oprogramowania oraz dostrzeżeniu korzyści płynących z zastosowania BIM przez branżę budowlaną, technologia ta stała się kluczowym elementem nowoczesnego projektowania i budowy.

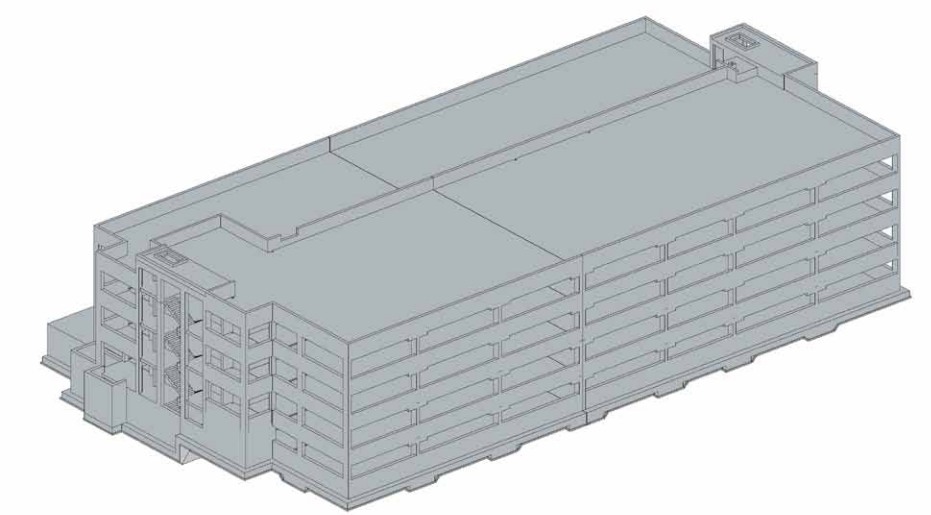
1.3. Kluczowe funkcje technologii BIM

Zarządzanie projektami budowlanymi często wiąże się z różnymi wyzwaniami, w tym z problemem koordynacji i komunikacji między różnymi zespołami projektowymi. Informacje są często rozproszone, niejasne lub sprzeczne, co prowadzi do błędów, opóźnień i nadmiernych kosztów. Technologia BIM, dzięki swoim kluczowym funkcjom, pomogła rozwiązać te problemy.

Centralne zarządzanie informacją jest jedną z najważniejszych cech technologii BIM [3]. W modelu BIM, wszystkie informacje o projekcie, od wymiarów poszczególnych elementów konstrukcji, przez materiały i wyposażenie, po harmonogramy i kosztorysy, są gromadzone w jednym miejscu. Dzięki temu, wszystkie zespoły projektowe mają dostęp do tych samych, aktualnych danych, co eliminuje niejasności i nieporozumienia. Platformy CDE (ang. Common Data Environment) są kluczowym elementem w procesie

BIM, pozwalającym na centralne zarządzanie danymi i informacją. Oto kilka popularnych platform CDE dostępnych na rynku:

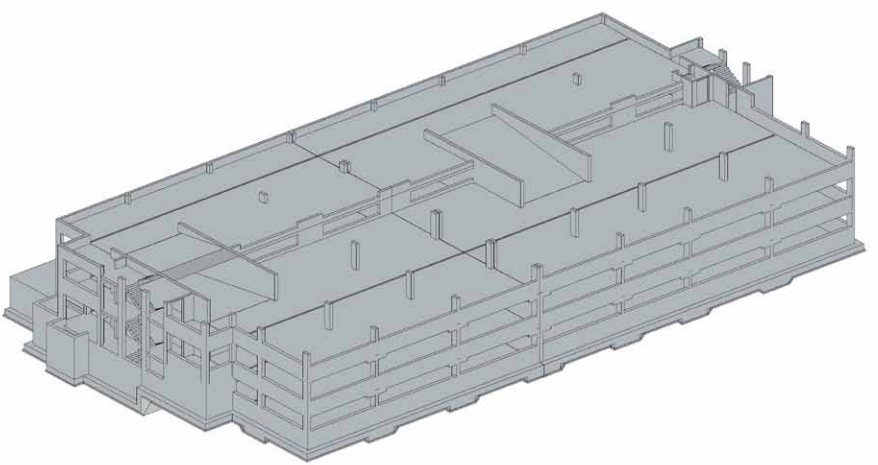
- Bentley ProjectWise: Umożliwia zarządzanie, wyszukiwanie i udostępnianie rysunków, dokumentacji i plików BIM. Zintegrowane jest z wieloma popularnymi narzędziami projektowymi.
- Autodesk Construction Cloud: Jest to zintegrowane narzędzie do zarządzania projektem, które umożliwia współpracę w chmurze. Pozwala na śledzenie zmian w modelu, kontrolę wersji oraz dostęp dla wielu użytkowników w czasie rzeczywistym.
- Aconex: Platforma zarządzania projektem skupiająca się na komunikacji i zarządzaniu dokumentami, idealna dla dużych projektów infrastrukturalnych.
- Viewpoint for Projects: Jest to chmurowa platforma do zarządzania projektami i współpracy, która umożliwia kontrolę nad dokumentami, rysunkami i modelem BIM.
- Newforma Project Center: Choć jest to bardziej narzędzie do zarządzania dokumentami niż typowa platforma CDE, ma funkcje umożliwiające zarządzanie informacją w procesie BIM.
- thinkproject: Chmurowe rozwiązanie do zarządzania projektem z szeroką gamą narzędzi do zarządzania dokumentami, kontrolą jakości i współpracą.
- Bimsync: Chmurowa platforma do zarządzania danymi BIM, która umożliwia współpracę, kontrolę jakości i przeglądanie modeli w przeglądarce internetowej.
- Conject: Platforma do zarządzania projektami skupiająca się na zarządzaniu dokumentami, komunikacji i kontrolach.
- M-Files: System zarządzania dokumentami, który można dostosować do potrzeb zarządzania danymi BIM.
- Procore: Chociaż pierwotnie skupia się na zarządzaniu budową, Procore oferuje również narzędzia do współpracy i zarządzania dokumentami, które są kompatybilne z BIM.



Rys. 1. Konstrukcja żelbetowa.

Wybór odpowiedniej platformy CDE zależy od specyfiki projektu, wielkości zespołu, wymagań dotyczących funkcjonalności oraz budżetu. Ważne jest, aby dokładnie przeanalizować potrzeby projektu i porównać dostępne opcje przed podjęciem decyzji o wdrożeniu konkretnej platformy. Wizualizacja 3D jest inną kluczową funkcją BIM, która znacząco ułatwia komunikację i zrozumienie projektu. Model 3D nie tylko daje lepszy obraz przestrzenny budynku, ale również umożliwia łatwiejsze zidentyfikowanie potencjalnych problemów, takich jak kolizje pomiędzy elementami konstrukcji. W ten sposób, problemy mogą być rozwiązane już na etapie projektowania, zanim staną się poważnymi kwestiami podczas budowy.

Inną istotną funkcją BIM jest zdolność do śledzenia zmian w projekcie [4]. Każda modyfikacja modelu jest rejestrowana, co pozwala na pełną kontrolę nad procesem projektowania i łatwe wykrywanie, kiedy i przez kogo została wprowadzona dana zmiana. To nie tylko poprawia odpowiedzialność, ale także pomaga uniknąć błędów i niejasności. Funkcje te czynią technologię BIM niezwykle wartościowym narzędziem w zarządzaniu projektami budowlanymi. Przez skupienie informacji w jednym miejscu, umożliwienie jej wizualizacji w formie 3D i śledzenie zmian, BIM znacząco poprawia koordynację, komunikację i jakość projektu, co ostatecznie prowadzi do oszczędności czasu i kosztów.



Rys. 2. Fragment konstrukcji żelbetowej.

1.4. Znaczenie BIM w branży budowlanej

Branża budowlana jest jednym z najbardziej złożonych sektorów, gdzie zespoły projektowe, inżynierowie, wykonawcy i inwestorzy muszą współpracować w celu dostarczenia skomplikowanych projektów na czas i w ramach budżetu. Jednym z kluczowych problemów, z którym branża budowlana zmagała się od lat, było wykrywanie i rozwiązywanie potencjalnych kolizji i problemów na wczesnym etapie projektu. Tradycyjne metody projektowania często prowadziły do późnego wykrywania problemów, co z kolei prowadziło do opóźnień i dodatkowych kosztów.

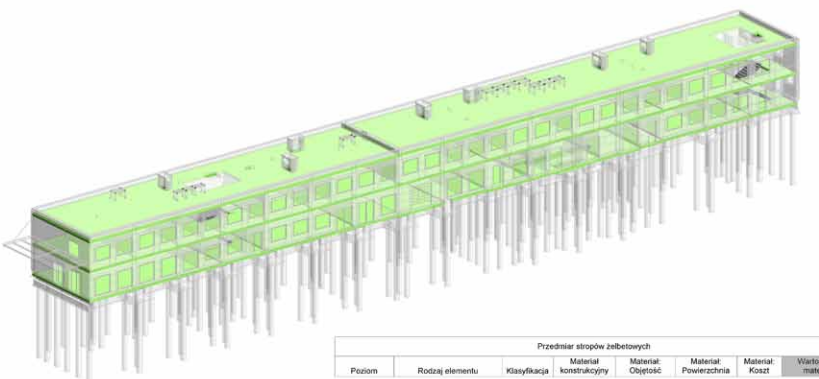
Technologia BIM zrewolucjonizowała branżę budowlaną, dostarczając narzędzi umożliwiających wczesne wykrywanie i rozwiązywanie problemów. Wykorzystanie trójwymiarowych modeli cyfrowych budynków umożliwiło inżynierom i projektantom

wizualizację całej struktury jeszcze przed rozpoczęciem budowy. Dzięki temu, potencjalne kolizje i problemy konstrukcyjne mogą być wykrywane i rozwiązane na etapie projektowania, co znacznie redukuje koszty poprawek podczas budowy.

Dodatkowo, BIM umożliwia zintegrowane planowanie i zarządzanie procesem budowy [5]. Za pomocą BIM, zespoły mogą lepiej przewidzieć zmiany w harmonogramach, zarządzać zasobami i kosztami, co prowadzi do efektywniejszej i bardziej płynnej realizacji projektu. BIM umożliwia również lepszą komunikację między zespołami, co jest kluczowe dla skoordynowania złożonych działań, które są częścią każdego projektu budowlanego.

Kolejną korzyścią BIM jest jego zdolność do integracji z innymi technologiami cyfrowymi. Na przykład, BIM może być połączony z technologią wirtualnej rzeczywistości, aby umożliwić inwestorom i zespołom projektowym „spacerowanie" po modelu budynku jeszcze przed jego budową. Możliwość doświadczenia przestrzeni na wczesnym etapie projektowania pozwala lepiej zrozumieć projekt i podejmować bardziej świadome decyzje.

Podsumowując, technologia BIM przyniosła znaczące korzyści dla branży budowlanej, umożliwiając wczesne wykrywanie i rozwiązywanie problemów, lepszą koordynację i komunikację, efektywne zarządzanie procesem budowy oraz integrację z innymi technologiami cyfrowymi. Dzięki temu BIM stał się nieodłącznym elementem współczesnej branży budowlanej, przyczyniając się do zwiększenia efektywności, redukcji kosztów i poprawy jakości projektów budowlanych.



Przedmiar stropów żelbetowych

Poziom	Rodzaj elementu	Klasyfikacja	Materiał: konstrukcyjny	Materiał: Objętość	Materiał: Powierzchnia	Materiał: Koszt	Wartość za materiał
Parter	Płyta żelbetowa gr. 20cm	Stropy żelbetowe	Beton, C30/37	4,85 m³	24,24 m²	350,00	1696,80
Piętro 1	Strop żelbetowy gr. 26cm	Stropy żelbetowe	Beton, C30/37	109,06 m³	419,47 m²	350,00	38171,90
Piętro 1	Strop żelbetowy gr. 26cm	Stropy żelbetowe	Beton, C30/37	139,64 m³	537,39 m²	350,00	48874,10
Stropodach	Strop żelbetowy gr. 26cm	Stropy żelbetowe	Beton, C30/37	107,44 m³	413,22 m²	350,00	37602,55
Suma ogólna:: 4				360,99 m³	1 394,32 m²		126345,35

Rys. 3. Przedmiar stropów żelbetowych wraz z widokiem 3D.

1.5. BIM jako skuteczne narzędzie

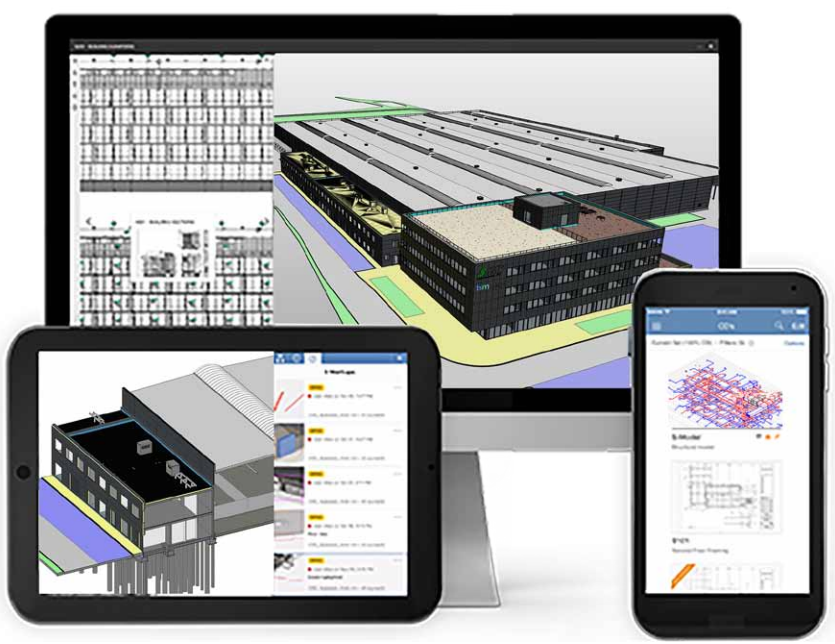
Początkowo, adaptacja technologii BIM w branży budowlanej napotkała na wiele wyzwań, zarówno technicznych, jak i kulturowych. Zmiana z tradycyjnych metod projektowania na zintegrowany model BIM wymagała znaczącej zmiany myślenia, jak również inwestycji w nowe narzędzia i szkolenia. Wielu praktyków branży budowlanej było sceptycznych co do wprowadzenia tak radykalnych zmian w ich ustalonych procesach.

Jednakże, z biegiem czasu, korzyści wynikające z zastosowania technologii BIM stały się coraz bardziej oczywiste. Przede wszystkim, BIM zwiększył efektywność procesów budowlanych, umożliwiając szybsze i bardziej dokładne projektowanie, a także lepsze zarządzanie zasobami i harmonogramami. Dzięki centralizacji informacji i wizualizacji 3D, zespoły mogły lepiej zrozumieć i komunikować się na temat projektów, co skutkowało mniejszą liczbą błędów i nieporozumień [6].

BIM okazał się być szczególnie skuteczny w projektach budynków o konstrukcji żelbetowej, gdzie precyzja i zrozumienie złożonych interakcji strukturalnych są kluczowe. Dzięki możliwości modelowania 3D, zespoły projektowe mogły lepiej zrozumieć i zoptymalizować konstrukcje żelbetowe, co przekładało się na oszczędności czasu i kosztów. Ponadto, możliwość wczesnego wykrywania kolizji i problemów strukturalnych pozwoliła na uniknięcie kosztownych poprawek podczas fazy budowy.

BIM stał się również istotnym narzędziem w komunikacji z klientami i inwestorami. Dzięki realistycznym wizualizacjom 3D, nie-techniczni stakeholderzy mogli lepiej zrozumieć projekty, co prowadziło do lepszego zaangażowania i zadowolenia.

Ostatecznie, BIM okazał się być skutecznym narzędziem do rozwiązywania różnych problemów w branży budowlanej. Pomimo początkowych wyzwań, branża dostrzegła wartość i korzyści płynące z tej technologii, co doprowadziło do jej powszechnego przyjęcia. Wpływ technologii BIM jest szczególnie widoczny w projektach budynków o konstrukcji żelbetowej, gdzie jego zdolność do zarządzania złożonością i poprawy precyzji miała decydujący wpływ na efektywność i jakość realizowanych projektów.



Rys. 4. Przegląd modelu w różnych aplikacjach do BIM.

2. Wykorzystanie oprogramowania BIM w koordynacji projektu o konstrukcji żelbetowej

Koordynacja w procesie BIM jest kluczem do efektywnego projektowania, budowy i zarządzania obiektem. Współczesne oprogramowanie BIM ułatwia koordynację międzybranżową, umożliwiając wielobranżowym zespołom efektywne zarządzanie informacjami i koordynację działań na wszystkich etapach życia obiektu. Możemy wyróżnić następujące etapy tworzenia modelu BIM:
Tworzenie modelu projektu:

- Oprogramowania takie jak Revit lub ArchiCAD umożliwiają tworzenie wielobranżowych modeli.
- Różne branże, takie jak architektura, konstrukcja, instalacje elektryczne, HVAC czy sanitaria mogą pracować równocześnie, tworząc kompleksowy model budynku.

Model centralny i współpraca:

- Dzięki platformom CDE (Common Data Environment) lub serwerom zespołowym, modele tworzone przez różne branże są regularnie aktualizowane i scalane w jeden model złożeniowy.
- Przykładowe narzędzia to Autodesk Construction Cloud czy ProjectWise.

Koordynacja i wykrywanie kolizji:

- Narzędzia takie jak Navisworks Manage, BIMvision czy BIMcollab Zoom pozwalają na wcześniejsze wykrywanie konfliktów i kolizji w modelu.
- Poprzez analizę modelu, koordynatorzy mogą identyfikować problemy i nakierowywać zespoły na ich rozwiązanie, jeszcze zanim pojawią się one na placu budowy.

Przegląd modelu i kontrola jakości:

- Modele mogą być eksportowane do formatu IFC, co umożliwia przeglądanie ich w wielu narzędziach bez możliwości edycji geometrii.
- Ten krok jest kluczowy do zapewnienia, że model jest kompletny, dokładny i gotowy do przeniesienia do fazy budowy.

Wykorzystanie modelu na budowie:

- Generalny wykonawca może korzystać z modelu do planowania, kosztorysowania i symulacji procesu budowy.
- Navisworks Manage czy Synchro4D umożliwiają przeglądanie modelu, identyfikację problemów logistycznych i tworzenie harmonogramu budowy w oparciu o model BIM.

Wykorzystanie modelu w FM (Facility Management):

- Po zakończeniu budowy, model BIM staje się cennym zasobem dla zarządzania budynkiem.
- Zintegrowane systemy FM mogą korzystać z danych zawartych w modelu do zarządzania konserwacją, monitorowania zużycia energii czy planowania przyszłych przebudów.

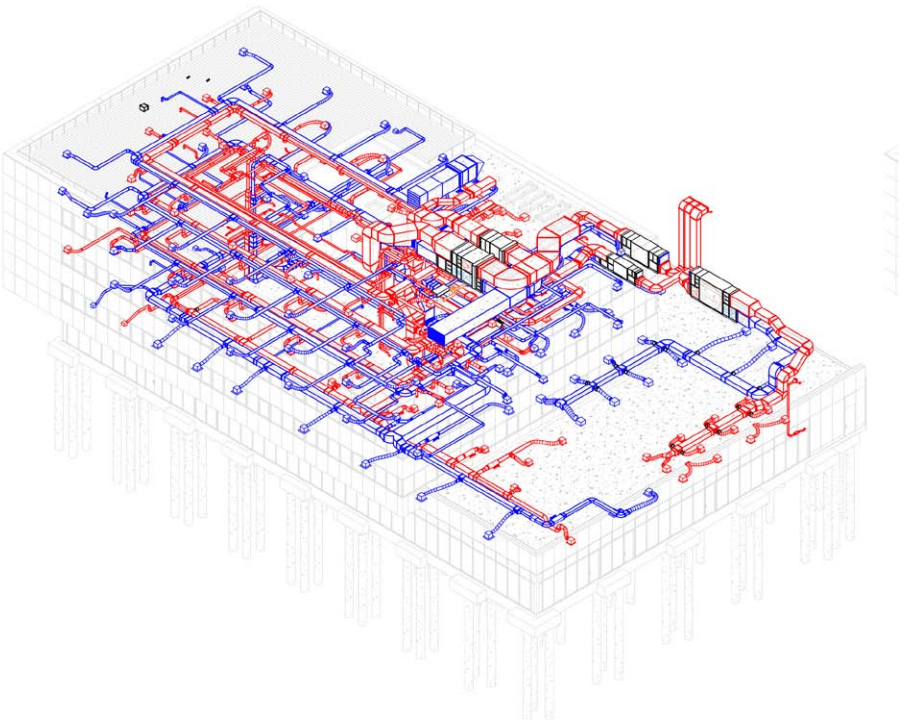
W całym tym procesie, kluczem do sukcesu jest efektywna komunikacja i współpraca między wszystkimi uczestnikami projektu. Narzędzia BIM wspierają tę współpracę, zapewniając centralne, spójne i aktualne źródło informacji o projekcie.

2.1.Wprowadzenie do modelowania

Jednym z programów, który posłuży do omówienia specyfiki pracy przy modelowaniu budynku w technologii BIM, jest program Autodesk Revit, czołowe oprogramowanie do modelowania informacji o budynku (BIM), które pozwala na projektowanie, analizę i dokumentowanie budynków o różnych konstrukcjach, w tym żelbetowych. Dzięki temu narzędziu, architekci, inżynierowie i wykonawcy mogą współpracować w jednym zintegrowanym środowisku projektowym na modelu centralnym [7]. Główne cechy programu, które można wymienić w kontekście modelowania konstrukcji żelbetowej:

- Komponenty konstrukcyjne: Revit oferuje bogatą bibliotekę prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych, takich jak słupy, belki, płyty i fundamenty żelbetowe. Te komponenty mogą być dostosowywane do indywidualnych potrzeb projektu.
- Zbrojenie: Użytkownicy mogą projektować i dokumentować zbrojenie dla elementów żelbetowych. Funkcje takie jak układ zbrojenia, haki i złącza są łatwo dostępne.
- Współpraca z Autodesk Robot Structural Analysis: Dzięki płynnej integracji z Robot Structural Analysis, inżynierowie mogą dokładnie analizować i optymalizować projektowane konstrukcje żelbetowe w odniesieniu do różnych obciążeń i warunków.
- Wizualizacje i analizy: Revit umożliwia tworzenie zaawansowanych wizualizacji, które pomagają w zrozumieniu skomplikowanych konstrukcji żelbetowych. Ponadto, narzędzia analizy światła, energii i obciążenia są wbudowane w oprogramowanie, umożliwiając dokładne badanie projektu.
- Parametryczne modelowanie: Funkcje parametryczne w Revicie pozwalają użytkownikom łatwo modyfikować i aktualizować modele żelbetowe, reagując na zmieniające się wymagania projektowe lub warunki budowy.
- Interoperacyjność: Revit umożliwia płynną wymianę danych z innymi narzędziami BIM i CAD, co ułatwia współpracę między różnymi dyscyplinami i etapami projektowania.

Dzięki zintegrowanemu środowisku, aplikacje takie jak Revit czy ArchiCAD umożliwiają skomplikowane projektowanie konstrukcji żelbetowej, umożliwiając architektom, inżynierom i wykonawcom efektywną współpracę na jednym centralnym modelu. Nacisk kładzie się na zaawansowaną bibliotekę komponentów żelbetowych, głębokie funkcje zbrojeniowe oraz precyzyjną integrację z programami obliczeniowymi (Robot, RFEM, Tekla). Dodatkowo, narzędzia do analizy i tworzenia zestawień są nieocenione dla zrozumienia i badania konstrukcji żelbetowych. Możliwości parametrycznego modelowania oraz doskonała współpraca z innymi platformami projektowymi czynią aplikacje BIM nieodzownym dla każdego, kto pragnie efektywnie pracować nad projektami żelbetowymi.



Rys. 5. Model instalacji wentylacji.

2.2. Wykrywanie kolizji i zarządzanie modelem

Pracując w programie do BIM, różne dyscypliny tworzą modele w osobnych plikach zapewniając jednocześnie ich spójność. Współpraca pomiędzy branżami zakłada modelowanie konstrukcji, architektury i modeli instalacji, tak aby była możliwość wykrywania kolizji połączonych modeli i ich bieżąca weryfikacja [8]. Prace nad modelem można opisać w następujących krokach:

- Modelowanie różnych branż w osobnych plikach: W większych projektach BIM, różne dyscypliny (architektoniczna, konstrukcyjna, instalacyjna) często pracują na oddzielnych modelach. Dzięki temu każda branża ma niezależność w tworzeniu i modyfikowaniu swojego modelu, jednocześnie zapewniając spójność całego projektu.
- Łączenie modeli w jednym środowisku: Funkcja łączenia modeli umożliwia łączenie modeli z różnych branż w jednym projekcie. To pozwala na zbiorczą koordynację całościowej koncepcji budynku.
- Monitorowanie i wykrywanie kolizji: W oprogramowaniu dostępne są narzędzia do monitorowania zmian w połączonych modelach oraz wykrywania kolizji. Funkcje te automatycznie identyfikują miejsca, w których elementy z różnych modeli nakładają się na siebie, co może wskazywać na potencjalne problemy w realizacji projektu.
- Integracja z plikami IFC: Revit pozwala na importowanie i eksportowanie modeli w formacie IFC, co jest kluczowe, gdy modele nie zostały stworzone w tym samym

oprogramowaniu. Pliki IFC to standardowy format wymiany informacji w branży BIM, co ułatwia komunikację między różnymi platformami projektowymi. Po załadowaniu modeli w formacie IFC do Revita, można również przeprowadzić analizę kolizji, tak jak w przypadku natywnych modeli Revit.
- Generowanie raportów kolizji: Po wykryciu kolizji, Revit umożliwia stworzenie dokładnego raportu, który zawiera wszystkie identyfikowane kolizje, ich lokalizacje oraz inne istotne informacje. Taki raport może być następnie przesłany do odpowiednich projektantów branżowych, umożliwiając szybkie rozwiązanie problemów i uniknięcie błędów podczas realizacji projektu. Raport jest dostępny w formacie .html, każdy posługujący się przeglądarką internetową może taki raport wyświetlić.

Dzięki tym mechanizmom, oprogramowanie do BIM m.in. Revit zapewnia efektywną i zintegrowaną współpracę między różnymi dyscyplinami projektowymi, minimalizując ryzyko błędów i nieścisłości w finalnym projekcie. Warto także omówić metody zarządzania i rozwiązywania wykrytych problemów. Do komunikacji i zarządzania zmianami oraz wykrytymi nieścisłościami pomiędzy modelami branżowymi posłużą aplikacje obsługujące format BCF (z ang. BIM Collaboration Format). Format ten pomaga w następujący sposób:
- Zgłaszanie problemów: BCF umożliwia użytkownikom zapisanie konkretnego widoku w modelu BIM wraz z komentarzem czy uwagą dotyczącą potencjalnego problemu lub pytania. Dzięki temu, inni uczestnicy projektu mogą szybko zidentyfikować i zrozumieć zgłoszone kwestie.
- Zachowanie kontekstu: Zgłoszenie w formacie BCF nie tylko zawiera informacje tekstowe, ale również graficzne. Zapisuje konkretny widok modelu, co pozwala na dokładne zrozumienie, gdzie i dlaczego występuje dany problem.
- Interoperacyjność: Jako format wymiany danych, BCF jest kompatybilny z wieloma narzędziami BIM. Dzięki temu zgłoszenia mogą być łatwo importowane i eksportowane między różnymi platformami projektowymi.
- Efektywna komunikacja: Użycie BCF może znacząco przyspieszyć proces rozwiązywania problemów. Zamiast długich opisów czy spotkań, zespół może skupić się na konkretnych, dobrze zilustrowanych zgłoszeniach.
- Śledzenie postępów: Format BCF umożliwia nie tylko zgłaszanie problemów, ale również śledzenie ich statusu. Dzięki temu można łatwo monitorować, które kwestie zostały już rozwiązane, a które wciąż czekają na działanie.

Aplikacje, które umożliwiają płynną komunikację na podłączonych modelach różnych branż to na przykład: BIMcollab, BIM Track, Solibri Model Checker, Revizto.

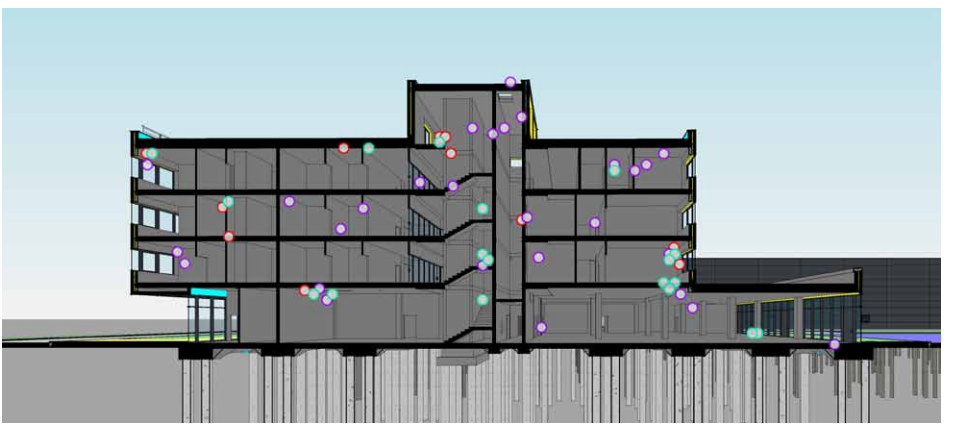
2.3. Koordynacja w BIM

Koordynacja w BIM będzie polegała na stworzeniu środowiska dla wszystkich osób biorących udział w procesie powstawania modeli i ich obsłudze, bieżącym sprawdzaniu modeli pod kątem poprawności wymodelowanej geometrii dla potrzeb projektowych oraz potrzeb budowy, kontrolowaniu informacji (parametrów), które zawiera dana geometria w modelu i sprawdzaniu czy dane zmiany wprowadzane są poprawnie i na czas.

Model BIM nie jest tylko reprezentacją graficzną budynku – zawiera również bogate informacje dotyczące właściwości materiałowych, kosztów, harmonogramu budowy i wielu innych aspektów projektu. Dlatego ważne jest regularne sprawdzanie i aktualizowanie tych informacji, aby zapewnić ich dokładność i spójność. Inne informacje dla potrzeb

projektowych będą wprowadzać branżyści a inne informacje będą wprowadzały osoby pracujące w generalnym wykonawstwie. Zmiany są nieuniknione w każdym projekcie budowlanym. Kluczowe jest jednak monitorowanie tych zmian, aby upewnić się, że są one wprowadzane poprawnie, nie wpływają negatywnie na inne elementy projektu i są dokładnie dokumentowane [9].

Koordynacja w BIM to nie tylko techniczny proces sprawdzania modelu, ale także holistyczne podejście do zarządzania projektem, które zapewnia, że wszystkie strony są zaangażowane, informowane i pracują wspólnie nad osiągnięciem wspólnego celu.



Rys. 6. Koordynacja zmian na modelu.

3. Korzyści wynikające z zastosowania BIM w koordynacji projektu o konstrukcji żelbetowej

Modelowanie budynku w technologii BIM przynosi wiele korzyści na różnych etapach realizacji projektu. Dzięki zastosowaniu cyfrowych narzędzi redukowane są błędy, skracany jest czasu realizacji, oszczędzane koszty realizacji i poprawiona jest komunikacja pomiędzy zespołami projektowymi, wykonawcami i inwestorami [10]. Oto kilka wybranych, najważniejszych korzyści:

- Dokładne odwzorowanie w modelu 3D: Choć praca w technologii 3D może być bardziej czasochłonna niż tradycyjne rysunki 2D, model BIM odzwierciedla dokładnie przyszły budynek, eliminując nieścisłości i niedokładności, które często pojawiają się w rysunkach 2D.
- Kompleksowy model budynku: Model BIM łączy w sobie zarówno konstrukcję budynku, jak i elementy architektoniczne; stan surowy, izolacje i wykończenia. Każdy element modelu zawiera informacje o swoich właściwościach, takich jak gabaryty, oznaczenia do dokumentacji czy materiały, co ułatwia prace projektowe.
- Elastyczność i optymalizacja: Model BIM umożliwia szybką i łatwą modyfikację projektu, co pozwala na optymalizację konstrukcji pod kątem różnych kryteriów, a co za tym idzie, nośności elementów konstrukcyjnych, funkcjonalności budynku czy powierzchni użytkowej.

- Koordynacja przebić i otworowań: Model zawiera wszystkie niezbędne przebicia i otworowania, co ułatwia koordynację prac między branża konstrukcyjną, architektoniczną a projektantami instalacji i zapobiega potencjalnym konfliktom pomiędzy różnymi elementami projektu.
- Automatyzacja dokumentacji: Dzięki informacjom zawartym w modelu BIM, można automatycznie generować dokumentację techniczną, opisy przegród i wymiarowanie, co znacząco przyspiesza proces tworzenia dokumentacji technicznej na potrzeby pozwolenia na budowę i projektu wykonawczego.
- Zestawienia i kosztorysowanie: Model BIM umożliwia automatyczne generowanie zestawień i kosztorysów, które są aktualizowane w czasie rzeczywistym wraz z modyfikacjami modelu.
- Planowanie procesu budowy: Dokładnie wymodelowana geometria budynku ułatwia symulację i planowanie procesu budowy, co przekłada się na efektywniejszą realizację projektu na placu budowy.
- Wsparcie dla utrzymania budynku: Po zakończeniu budowy, model BIM może być używany jako narzędzie wsparcia w zakresie utrzymania, serwisowania i modernizacji budynku.

BIM to nie tylko narzędzie do tworzenia modeli 3D, ale przede wszystkim kompleksowe rozwiązanie, które ułatwia pracę na każdym etapie realizacji projektu - od wstępnych koncepcji, przez etap projektowy, budowę, aż po utrzymanie budynku.

4. Podsumowanie i perspektywy dalszego rozwoju

Artykuł omawia kluczowe aspekty technologii BIM w kontekście projektowania budynków o konstrukcji żelbetowej. BIM, przy użyciu narzędzi takich jak Autodesk Revit lub ArchiCAD i innych aplikacji wspomagających proces komunikowania się pomiędzy branżami, pozwala na precyzyjne i trójwymiarowe modelowanie budynków, odzwierciedlając ich rzeczywistą strukturę, co eliminuje wiele potencjalnych błędów. Współpraca międzybranżowa jest ułatwiona dzięki możliwości łączenia modeli i monitorowania kolizji. Oprogramowanie obsługuje również format BCF, który umożliwia efektywną komunikację między zespołami. Główną korzyścią stosowania BIM jest dokładność modelowania oraz możliwość szybkiej optymalizacji i aktualizacji projektu. Włączanie do modelu użytecznych parametrów znacząco ułatwia koordynację z innymi branżami. Automatyzacja procesu tworzenia dokumentacji technicznej oraz zestawień jest kolejnym atutem. Model BIM jest też cennym narzędziem w fazie eksploatacji budynku. W skrócie, technologia BIM przynosi znaczące korzyści w projektowaniu konstrukcji żelbetowych, usprawniając cały proces inwestycyjny i zapewniając większą precyzję. Używanie BIM to nowoczesny standard branży budowlanej, który przynosi realne korzyści na każdym etapie projektu.

Literatura

[1] Eastman C.M., Teicholz P.M., Sacks R., & Liston K., *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling*, John Wiley & Sons, New York 2018.
[2] Underwood J. & Isikdag U., *Handbook of Research on Building Information Modeling and Construction Informatics: Concepts and Technologies*, IGI Global, Hershey 2013.

[3] Kensek K.M. & Noble D., *Building Information Modeling: BIM in Current and Future Practice*, John Wiley & Sons, New York 2014.
[4] Wong A.K.D., Wong F.K.W., & Nadeem A., *Building Information Modelling for Tertiary Construction Education*, Journal of Information Technology in Construction (ITcon), Vol. 15, 2010.
[5] Succar B., *Building Information Modelling Framework: A Research and Delivery Foundation for Industry Stakeholders*, Automation in Construction, Vol. 18, Issue 3, 2009.
[6] Azhar S., *Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry*, Leadership and Management in Engineering, Vol. 11, Issue 3, 2011.
[7] Zhang J.P., Issa R.R.A., & Suermann P.C., *Building Information Modeling (BIM) and Safety: Automatic Safety Checking of Construction Models and Schedules*, Automation in Construction, Vol. 29, 2013.
[8] Smith D.K. & Tardif M., *Building Information Modeling: A Strategic Implementation Guide for Architects, Engineers, Constructors, and Real Estate Asset Managers*, John Wiley & Sons, New York 2009.
[9] Fischinger M. (ed.), *Performance-Based Seismic Design of Concrete Structures and Infrastructures*, IGI Global, Hershey 2012.
[10] Nawy E.G., *Reinforced Concrete: A Fundamental Approach*, Prentice Hall, Upper Saddle River 2009.

Tomasz Kozłowski

Warsztaty Architektura Betonowa jako droga do lepszego poznania betonu

CONCRETE ARCHITECTURE WORKSHOPS
AS A WAY TO GET TO KNOW CONCRETE BETTER

Streszczenie

W niniejszym artykule starano się podjąć próbę przedstawienia zmiany sposobu prowadzenia zajęć ze studentami Wydziału Architektury. Nauczanie o zastosowaniu betonu w szkołach artystycznych nieuchronnie opiera się na pracy bardzo teoretycznej.

Wykładowcy na Wydziale Architektury nie mają sposobności w pełni zademonstrować zalet tego wspaniałego materiału. Podczas zajęć projektowych oczekuje się, od studentów zademonstrowania wiedzy teoretycznej, której nauczyli się z książek. Taki brak realizmu często nie wynika ze złych nauczycieli, ale z niemożności przedstawienia praktycznych zastosowań technologii betonu. Dlatego głównym celem takich warsztatów jest przejście od edukacji, którą możemy nazwać teoretyczną do edukacji czysto praktycznej. Praca w grupach z wykorzystaniem metody Project Based Learning ma na celu pomóc uczniom w rozwijaniu nowych umiejętności także społecznych.

Abstract

This article attempts to present a change in the way classes are conducted with students of the Faculty of Architecture. Teaching about the use of concrete in art schools is inevitably based on very theoretical work.

Lecturers at the Faculty of Architecture do not have the opportunity to fully demonstrate the advantages of this wonderful material. During project classes, students are expected to demonstrate the theoretical knowledge they have learned from books. This lack of realism is often not due to bad teachers, but rather to an inability to present practical applications of concrete technology. Therefore, the main goal of such workshops is to move from what we can call theoretical education to purely practical education. Working

prof. dr hab. inż. arch. Tomasz Kozłowski – Katedra Projektowania Architektonicznego, Wydział Architektury Politechnika Krakowska

in groups using the Project Based Learning method is aimed at helping students develop new skills, including social ones.

Odbywające się co dwa lata we wrześniu, spotkanie ze studentami mają na celu uzupełnienie ich edukacji akademickiej i mają stać się wyrazem uczenia się opartego na projektach (PBL), i oczywiście zgłoszenia na warsztaty są dobrowolne. Podczas warsztatów studenci pracują przez pięć dni, muszą rozwiązać praktyczne zadanie polegające na zbudowaniu betonowego tronu. Praca ta ma łączyć zarówno teoretyczne, jak i praktyczne zagadnienia. Wcześniej zdobyta wiedza projektowa musi zostać uzupełniona o nowe umiejętności, a co najważniejsze, praca zostanie później pokazana i oceniona na wystawie podczas spotkań profesjonalistów z branży betonowej. Wykłady i pomoc specjalistów od betonu mogą stać się pomocne w poszerzeniu wiedzy zdobytej w macierzysty szkołach. Uczestnicy muszą przygotować własne projekty, a w kolejnych etapach muszą wykazać się kreatywnością, biorąc udział w budowie szalunku, tworzeniu zbrojenia i własnoręcznego zalewaniu form. Przecież jesteśmy na prawdziwej budowie i projekty muszą być całkowicie realistyczne. Niezależnie od tego, czy chodzi o masę betonu, przekroje poszczególnych elementów czy ich kształt, zespół projektowy musi podejmować wyzwania na każdym etapie pracy. Pojawiają się także inne wyzwania. Zespoły składają się ze studentów różnych wydziałów architektury, a to zmusza uczestników do współpracy, nie tylko na poziomie własnej uczelni.

Wydział Architektury na Politechnice Krakowskiej organizował już wcześniej warsztaty o tej samej nazwie dla doktorantów. Doktoranci swoje dokonania prezentowali w formie malowanych projektów pod tytułem *Tron czarnoksiężnika Abraxasa*. Było to jednak tylko formalnie ćwiczenie rysunkowe, które nie dawało pewnej satysfakcji i nie skłaniało do zastanowienia się nad ostateczną formą tronów i ich budową. Praca bez dostępu do prawdziwych materiałów budowlanych była daleka od ideału. Metr sześcienny betonu waży 2.5 tony, a studenci mieli zaprojektować swoją pracę, wykorzystując 0.3 m^3. Jednak ile może ważyć beton na papierze? Taki brak realności i zaangażowania studentów w do-

Foto. 1. Początek projektowania. Foto. Jan Zych

Foto. 2. Konsultacje ze specjalistami. Foto. Jan Zych

Foto. 3. Samodzielna praca. Foto. Jan Zych

słowny proces tworzenia architektury pokazał, że należy stworzyć możliwości grupom studenckim, na uczestniczenie w czymś zgoła innym. Należało zapewnić warunki do zwiększenia możliwości samokształcenia i poznania rzeczywistej złożoności projektowania z betonu. Użycie ustalonej ilości betonu, która wynikała z tematu pracy, była trudna do ustalenia na rysunkach. Studenci mieli również trudności z dowodzeniem słuszności zastosowanych kompozycji, które uznali za piękne na szkicach. Część z nich nie potrafiła wykonać modelu swojego tronu. Ta sytuacja uświadomiła organizatorom potrzebę wprowadzenia innego sposobu uczenia projektowania. Zdobywanie wiedzy powinno w większym stopniu opierać się na samokształceniu, a prezentowane treści powinny być weryfikowalne przez samych uczących się. Nauczanie powinno współcześnie także obejmować naukę współpracy w grupach projektowych. Wszystkie działania powinny być poddane jak najbardziej bezstronnej ocenie i prostej weryfikacji. Konieczna okazała się współpraca z partnerem spoza uczelni. Stowarzyszenie Producentów Cementu jako organizacja zajmująca się promocją, ale także doskonaleniem wiedzy o betonie wydawała się naturalnym partnerem w tych działaniach. Współorganizatorzy zasugerowali możliwość zaangażowania wykładowców związanych z firmami budowlanymi i technologów betonu. A co najważniejsze pojawiła się możliwość zatrudnienie profesjonalnej ekipy wykonawców i wreszcie samej realizacji projektów.

Analiza poprzednio wykonanych projektów przez studentów wykazała, że nie rozumieli oni do końca specyfiki pracy z betonem. Trudno przecież wyobrazić sobie ciężar a czasem i narysowany kształt zaprojektowanych elementów, a zatem trudno było je wybudować. Jednak względy techniczne nie były brane pod uwagę w poprzednich projektach. Pokazało to potrzebę innego podejścia w nauczaniu architektury. Kształt projektowanych tu dzieł oznaczał, że twórcy musieli użyć odpowiednich materiałów i zdobyć odpowiednią wiedzę na ich temat.

Dlatego podjęto próbę zmiany sposobu organizacji warsztatów. Pojawia się więc nowy praktyczny aspekt zdobywania wiedzy. Przyjęte teoretyczne założenie projektowe można zweryfikować jedynie poprzez ich wykonanie, a same modele mogą nie wystarczyć. Wydawało się, że przygotowanie czegoś zbliżonego do rzeczywistej budowlanej, nawet jeśli niewielkich rozmiarów może wyeliminować błędy projektowe i nakłonić studentów do nowego podejścia do samego procesu projektowania.

Temat projektu pozostaje w dużej mierze ten sam, ale dzięki współpracy Stowarzyszenia Przemysłu Betonowego i Katedry Technologii Materiałów Budowlanych WIMiC AGH studenci mogą teraz samodzielnie tworzyć rzeźby ze swoich rysowanych projektów. Jest to najciekawsza zmiana i największa, która otwiera możliwość pracy PBL. Tym samym warsztaty architektury betonowej zmieniły swój charakter na interdyscyplinarny, a najważniejszym elementem jest tu całkowita realność prac budowlanych. Uczestnicy zostaną podzieleni na pięć grup. Projekt musi być najpierw przedstawiony na pojedynczej planszy o wymiarach 50x70 cm i jasno wyjaśniać koncepcję. Skala rysunku powinna być odpowiednia w zależności od przyjętej koncepcji. Dopuszczalna jest każda technika, pozwalająca na reprodukcję, ale bez możliwości użycia komputera na tym etapie projektu. W tym miejscu dochodzimy do stwierdzenia, że aby architektura przedstawiona na szkicach i rysunkach mogła zaistnieć, musi dać się przekształcić jej w projekt techniczny. Uczestnicy muszą zatem zamienić swoje kompozycyjne ze szkiców i styropianowych modeli przy pomocy programów komputerowych na bardziej precyzyjne. Ostatnim etapem powstawania tronów jest ich samodzielna budowa. Każdy zespół może użyć na potrzeby projektu maksymalnie 0,3 m3 betonu. Odlewy wykonywane są w indywidualnych formach zaprojektowanych zmontowanych przez uczestników warsztatów i mają

Foto. 4. Przygotowanie szalunków. Foto. Jan Zych

wymiary około 50x50x160 cm. Całość tych działań można opisać jako budowę na małą skalę lub może po prostu jako budowę.

Spotkania podczas Warsztatów Architektura Betonowa są podzielona na pięć dni lekcyjnych. Praca podzielona jest na etapy związane z projektowaniem i realizacją projektów. Zaczynamy od wykładów wprowadzających uczestników w tematykę warsztatów. Uczestnicy biorą udział w spotkaniach prowadzonych zarówno przez architektów, jak i ekspertów od betonu. Te ostatnie są dla nich o tyle ciekawe, że wykładowcy niezwiązani z Wydziałem Architektury przekazują wiedzę z nieco innej perspektywy niż ta, do której przyzwyczajeni są studenci. Zaczyna się teraz również pracę w grupach. Składają się one z uczniów różnych szkół, a poszczególne osoby dobierane są losowo. To ważny element warsztatów - umiejętność pracy zespołowej. Oczywiście umożliwia to nie tylko nawiązanie nowych przyjaźni, ale także poznanie specyfiki różnych szkół architektonicznych, z których przyjechali uczestnicy. Faza projektowania tak naprawdę zaczyna się tutaj. Na początku rysunki są nieśmiałe, odręczne i nieco niejasne. Grupy liczą pięć osób i tyle pojawia się wstępnych koncepcji. Na tym etapie wszelkie pomysły są jeszcze dozwolone. Jednak ze względu na ograniczenia czasowe i możliwości techniczne, grupa może wykonać tylko jeden wspólny projekt. Uczestnicy muszą ocenić i wybrać ostateczną wspólną koncepcję do dalszej pracy. Projekty nie są jeszcze w pełni możliwe do zrealizowania i nie wszystkie z nich nadają się do samodzielnego wykonania przez studentów. W tym miejscu przydatne mogą być modele ze styropianu. Pokazują one, co można samodzielnie wyciąć i skleić. Uczniowie powinni wykazać się znajomością materiałów budowlanych i zdolnością wykorzystania ich w kształtowaniu małej formy architektonicznej.

Kolejnym ważnym etapem warsztatów są konsultacje z technologami i specjalistami od betonu. Wykonane wcześniej rysunki i modele, ułatwiają dyskusje. Inżynierowie

Foto. 5. Transport na miejsce betonowania. Foto. Jan Zych

mogą doradzić najlepszy kształt i odpowiednie wymiary elementów. To, co wydaje się najważniejsze na tym etapie, to zauważenie przez uczestników realizmu w całym projekcie, narysowana praca musi być możliwa do wybudowania. Studenci muszą się wykazać trochę inną kreatywnością niż podczas studiów uniwersyteckich, musi pojawić się podejście bardziej inżynierskie, a nie czysto twórcze. Oczywiście całe działanie musi być artystyczne i innowacyjne, ale uczestnicy muszą być świadomi swoich ograniczeń. Projekty zmieniają się w wyniku tych konsultacji. Na tym etapie mogą również pojawić się nowe modele dostosowane do możliwości technicznych.

Każda grupa powinna już uzgodnić wspólny projekt. Praca zespołowa przyniosła dobre rezultaty. Dalsze konsultacje umożliwią wykonanie cyfrowych modeli i oczywiście nowych modeli ze styropianu. Ważne są te komputerowe, które można łatwo edytować i wprowadzać zmiany. Studenci tworzą rysunki techniczne, które pomogą w dalszej samodzielnej pracy. Plany, elewacje i przekroje są niezbędne do pracy na budowie. Przygotowywane są również rysunki aksonometryczne w odpowiedniej skali, mogą one potwierdzić słuszność koncepcji. Odbywają się także już ostateczne ustalenia z wykładowcami z Wydziału Architektury co do całości formy, a w sprawach technicznych ze specjalistami od betonu. Ważne na tym etapie jest także zaprojektowanie odpowiedniego zbrojenia betonowych tronów. Tutaj studenci powinni wykazać się wiedzą w zakresie doboru odpowiednich materiałów. Nasz „mały" projekt musi uwzględniać możliwości techniczne, jakie pojawią się na naszym placu budowy. Współorganizatorzy zapewniają różne materiały, które można wykorzystać do pracy, ale nie wszystkie możliwe.

W kolnych dniach zaczyna się już pracy na naszej budowie. Uczniowie otrzymują wszystkie niezbędne narzędzia. Gotowe pudła stanowią początek szalunków i oczywiście kawałek formy. Studenci samodzielnie przygotowują poszczególne części, tną je i szlifują.

Foto. 6. Samodzielne betonowanie. Foto. Jan Zych

Muszą być bardzo precyzyjni, wszelkie wady i niedoskonałości powierzchni zostaną odzwierciedlone w zastosowanym samozagęszczalnym betonie. Muszą również zoptymalizować każdy element tronu, dla zapewnienia minimalnej wagi, ale i wystarczającej wytrzymałości elementów. Uczestnicy muszą wykazać się umiejętnością koordynowania projektu jako całości i także umiejętnością negocjowania z pomagającą im specjalistyczną firmą. W najtrudniejszych pracach wyspecjalizowane firma budowlana wspiera uczestników. Gdy szalunek jest już skończony, kolejnym krokiem jest wykonanie zbrojenia. Tutaj inżynierowie budownictwa zapewniają kolejną pomoc. Uczestnicy znają teorię, ale nigdy nie brali udziału w realnym budowaniu. Pojawiają się kolejne porady i wskazówki ekspertów, tym razem dotyczące wykończenia powierzchni szalunku i zastosowania środka antyadhezyjnego. Jest to kluczowa część nauki, ponieważ szalunek jest demontowany po 24 godzinach, a beton nie jest jeszcze w pełni utwardzony. Uczestnicy dowiedzą się, jak chronić gotowe elementy przed czynnikami fizycznymi i chemicznymi.

Nadszedł moment, na który czekali uczestnicy i nauczyciele. Rzeźby zostają ustawiona pionowo, a specjalny zespół usuwa formy i transportuje konstrukcję na miejsce pierwszej wystawy. Studenci nie mogą zrobić tego sami, ponieważ beton nie jest w pełni utwardzony. Uczestnicy mogą teraz podziwiać swoje prace. Naszedł moment na omawianie ich formy i prezentację projektów. Nie są tu oczywiście wystawiane żadne oceny. Jedynie fakt, że wszystkie grupy ukończyły pracę na czas, jest nagrodą, a przede wszystkim pokazuje, że warsztaty zakończyły się sukcesem.

Przejście w naszych warsztatach na system uczenia się opartego na projektach (PBL) przyniosło możliwość prostszej oceny projektów. Działania studentów nie były oceniane w skali 2-5 jak w szkołach. Jedynym kryterium było to, czy projekty zostały pomyślnie wykonane i zamienione na rzeczy zbudowane. W pierwotnej wersji warsztatów prowadzą-

Foto. 7. Dumni uczestnicy przy własnych projektach. Foto. Jan Zych

Foto. 8. Radość uczestników i organizatorów. Foto. Jan Zych

cy musieli uzasadniać swoje oceny. Można wymienić kilka kryteriów, jakie się pojawiały: zgodność projektu z wymaganiami funkcjonalnymi, kompletność opracowania, użyte materiały i rozwiązania konstrukcyjne. Bardzo ważną rolę odgrywała jakość rysunków, choć jest to rzecz całkowicie subiektywna. Najważniejszą rzeczą w naszym projekcie PBL nie był sam rysowany projekt, ale skuteczność w budowaniu czy uzgodnieniach ze specjalistami. Należy zauważyć, że wszystkie grupy studentów pracowały niezależnie. Udało się zbudować pięć tronów w ciągu pięciu dni. Trudno jest jednoznacznie ocenić jakość projektów. Jednak wszystkie grupy projektowe były w stanie wykonać swoje zadania w tak krótkim czasie, przesłankę tę należy ocenić wyłącznie pozytywnie. Prace prezentowane podczas wystawy są perfekcyjnie wykonane. Co najważniejsze, efekt samodzielnej pracy z betonem widać na zdjęciach ukończonych budowli. Zbudowane trony można podziwiać, a ich kształty są niezwykłe. Zarówno konstrukcja brył, jak i ich faktura świadczą o wybitnym wkładzie studentów i wykładowców. Specjaliści od betonu pokazali uczestnikom możliwości prawidłowego wykorzystania tego materiału, cel został osiągnięty. Pojawia się także smutna konstatacja o niemożności przełożyć takiej metody nauki o betonie na codzienne projekty studentów szkół architektonicznych.

Krzysztof Kuniczuk

Beton architektoniczny warstwowy – projektowanie i wykonawstwo

LAYERED ARCHITECTURAL CONCRETE – DESIGN AND MANUFACTURE

Streszczenie

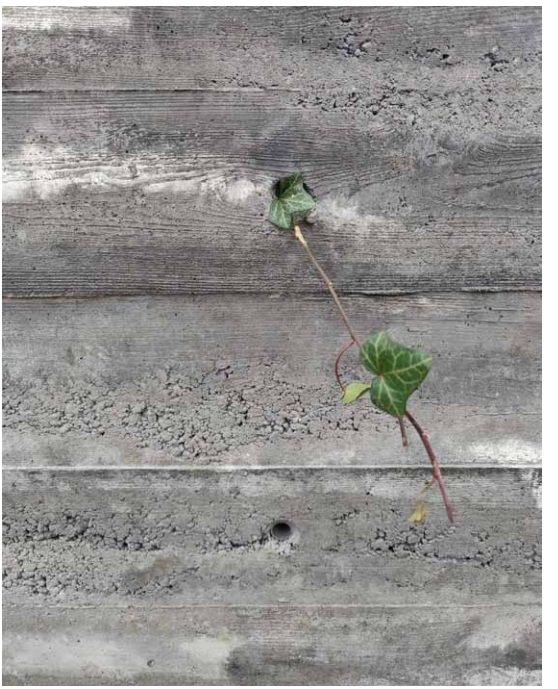
Poszukiwania odpowiedniego wyrazu wizualnego dla danej konstrukcji rozpoczynają się już na etapie koncepcji architektonicznej. Wraz z postępem prac nad projektem zmienia się oczekiwanie odnośnie wyglądu powierzchni elewacji i elementów wewnętrznych. Wybór betonu architektonicznego jako tworzywa do realizacji projektu nie tylko pozwala na dowolne jego kształtowanie, przez różne deskowania czy obróbkę powierzchni, ale również wprowadza pewne ograniczenia, których należy być świadomym. Żonglowanie teksturami i kolorami powierzchni betonowej wydaje się wręcz nieograniczone, pod warunkiem, że wykonanie będzie realne przy wykorzystaniu danego rozwiązania konstrukcyjnego. Artykuł jest próbą przybliżenia warunków jakim powinna odpowiadać konstrukcja, żeby z powodzeniem stosować różnego typu betony architektoniczne warstwowe. Zostaną przedstawione doświadczenia m.in. z projektowania i wykonania ścian z betonu warstwowego Kopca Powstania Warszawskiego i Izby Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy.

Abstract

The search for the right visual expression for a structure begins at the architectural concept stage. As the project progresses, the expectations regarding the appearance of the facade surfaces and interior elements change. The choice of fair-faced concrete as the material of choice for a project not only allows free shaping, through different formwork or surface treatments, but also introduces certain limitations that must be borne in mind. The juggling of textures and colours of the concrete surface seems almost limitless, provided that the execution is feasible using a given design solution. This article is an attempt to provide an overview of the conditions to which a structure must conform in order to successfully

Krzysztof Kuniczuk – Technologia Betonów Architektonicznych i Specjalistycznych

use various types of architectural layered concrete. Experiences from, among others, the design and execution of walls made of layered concrete of the Warsaw Uprising Mound and the Memorial Chamber at the Warsaw Insurgents' Cemetery will be presented.



Fot. 1. Beton architektoniczny warstwowy (zmiana składu i konsystencji)

1. Wstęp

Betony architektoniczne warstwowe wykonywane są od wielu lat, choć czasami powstają jako niezamierzony efekt błędów podczas wykonywania betonu architektonicznego. Zmiany składu np. w wyniku zmiany w/c sprawiają, że na powierzchni betonu pojawiają się widoczne poszczególne warstwy betonu. Podobną sytuację można obserwować, gdy jedna z wbudowywanych warstw jest w mniejszym stopniu zagęszczona. Oba te przypadki są błędami wykonawczymi i jako takie nie są akceptowalne. Inaczej jest gdy architekt celowo zamierza uwidocznić uwarstwienie betonu, albo w celu upodobnienia betonu do naturalnych warstw ziemi, albo w celu podkreślenia warstwowej budowy elementu. Niezależnie od motywacji kierujących autorami projektów z betonem architektonicznym warstwowym należy być świadomym faktu, że tego typu konstrukcje wymagają spełnienia określonych założeń konstrukcyjnych i wykonawczych. Założenia te są uzależnione od przyjętej technologii.

Jako kryterium przyporządkowania do betonu architektonicznego warstwowego poszczególnych rodzajów powierzchni przyjęto widoczne uwarstwienie powstałe wskutek samej technologii wbudowywania bądź w skutek celowych zabiegów związanych ze zmianą składu lub parametrów betonu. I tak jako beton architektoniczny warstwowy przyjęto:

– beton ubijany będący rodzajem ziemi ubijanej (rammed earth - RE),
– beton z warstw powstałych w wyniku celowej zmiany składu lub parametrów mieszanki,
– beton drukowany.

2. Ziemia ubijana (rammed earth - RE)

Technologia ubijania ziemi znana jest od tysięcy lat, a konstrukcje wykonane przy użyciu tej technologii można podziwiać do dziś. Doskonałym przykładem jest Wielki Mur Chiński, którego liczne odcinki zostały wykonane w technologii ziemi ubijanej około 4000 lat temu [1]. Obserwowany w ostatnich dziesięcioleciach powrót do tej technologii wiąże się zarówno z aspektem ekologicznym jak i estetycznym. W pierwszym przypadku istotny jest fakt, że przy wykonywaniu elementów z ziemi ubijanej stosuje się lokalne materiały, a konstrukcje takie charakteryzują się niskim zapotrzebowaniem na energię, oraz przy ich wykonywaniu powstaje mała ilość odpadów. Z drugiej strony wielu architektów przekonuje układ warstw odzwierciedlający naturalny układ warstw ziemi, a także surowy wygląd powierzchni.

Fot. 2. Aquatic Centre – przykład technologii RE [11]

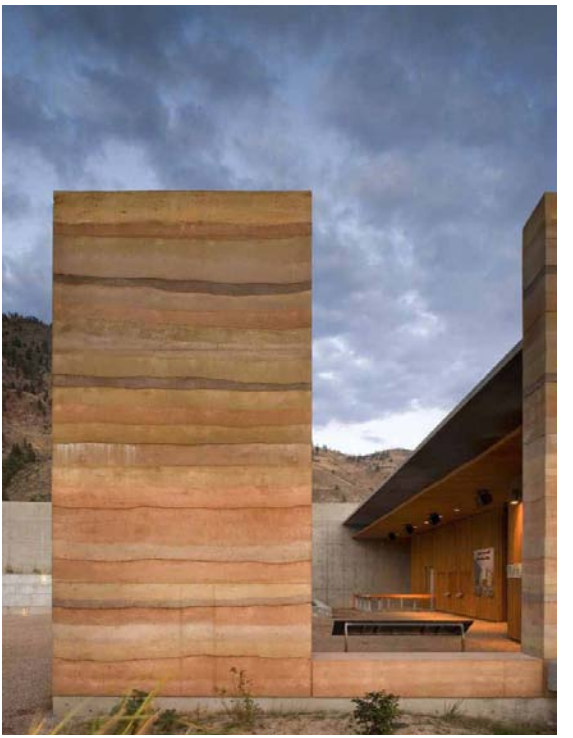
Niezależnie od przyczyn wybrania ziemi ubijanej jako metody wznoszenia konstrukcji konieczne jest zapoznanie się z wybraną technologią.

Przy wyborze technologii ubijanej ziemi należy zwrócić uwagę na dwie podstawowe kwestie:

– skład materiałowy,
– technologie wbudowania.

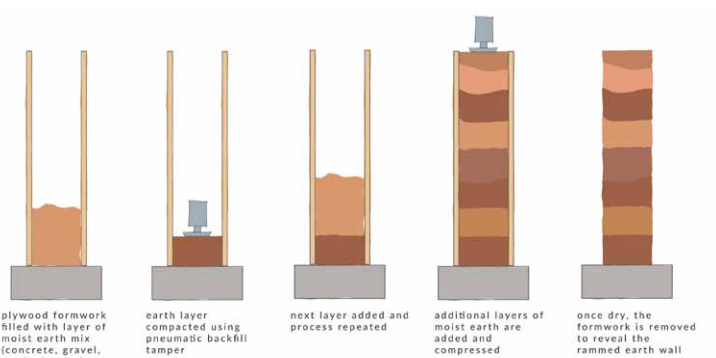
Surowcami używanymi do wykonania ziemi ubijanej są najczęściej: piasek, żwir (rzadziej grys), surowce ilaste (rzadziej inne materiały pylaste) i ewentualnie stabilizator.

Ze względu na skład technologia RE dzieli się na: ziemię ubijaną (rammed earth – RE), ziemię ubijana stabilizowaną (stabilised rammed earth – SRE), ziemię ubijaną stabilizowana cementem (cement stabilized rammed earth – CSRE).



Fot. 3. Technologia RE - NK'Mip Desert Cultural Centre DIALOG[12]

Technologia wbudowywania ziemi ubijanej polega na ubijaniu wilgotnej mieszanki w deskowaniu. Do wstępnie wymieszanych suchych materiałów dodawana jest woda, a następnie mokra mieszanka wrzucana jest do deskowania. Po zagęszczeniu warstwy ubijakami ręcznymi lub pneumatycznymi wbudowywana jest kolejna warstwa. Technologia ta pozwala na uzyskanie w miarę jednolitej barwy i tekstury przy zachowaniu dużej dokładności realizacji lub na celową zmianę kolorystyki i/lub tekstury w wyniku modyfikacji składu materiałowego i/lub wilgotności mieszanki.



Fot. 4. Proces wykonania RE [13]

Sposób wbudowywania ziemi ubijanej (konieczność użycia ubijaków) powoduje, że szczególną uwagę należy zwrócić zarówno na wymiary elementów, jak i na sposób zbrojenia. W literaturze brak jest jednoznacznego określenia minimalnej grubości ścian, a wartości wahają się między 0.2 m a 0,45 m. Podobna sytuacja jest w przypadku maksymalnej długości ścian, gdzie najczęściej wartość ta jest uzależniona od tego, czy ściana jest niepodparta lub podparta np. przez ściany dochodzące lub przypory. Długość ścian niepodpartych uzależniona jest od grubości ścian i tak na przykład w przypisie [3] podano jako maksymalna długość 15-krotność grubości, a w przypisie [4] 10-krotność grubości.

Szereg publikacji różni również podejście do zbrojenia ścian wykonanych z ziemi ubijanej. W większości przypadków pomija się zbrojenie poziome jako kłopotliwe do wbudowania przy wykorzystaniu tej technologii, a przy konieczności jego zastosowania np. w przypadku nadproży typowe pręty zbrojeniowe często zastępowane są przez konstrukcje stalowe.

3. Beton z warstw

Wykonywanie konstrukcji z betonu warstwowego jest technologią, która z jednej strony eliminuje niektóre kłopotliwe aspekty technologiczne ziemi ubijanej przy zachowaniu zbliżonego wyglądu powierzchni konstrukcji do „rammed earth". W przypadku betonu z warstw możliwe jest zastosowanie dowolnej wytrzymałości z zastrzeżeniem, że im wyższa wytrzymałość tym wygląd bardziej odbiega od ziemi ubijanej pod względem tekstury.

W przypadku betonu z warstw rozróżnia się trzy podstawowe rozwiązania technologiczne, które pozwalają na uzyskanie widocznego układu warstw na powierzchni betonu:

1. wbudowywanie warstw różniących się składem i/lub konsystencją;
2. wbudowywanie warstw przy zastosowaniu innego materiału niż typowe deskowania jako formę;
3. celowe rozszczelnienie standardowego deskowania plus ewentualna dodatkowa obróbka powierzchni

Fot. 5. Centrum Nauki Leonarda da Vinci w Podzamczu Chęcińskim

Doskonałym przykładem pierwszego typu technologii betonu warstwowego jest budynek *Centrum Nauki Leonarda da Vinci w Podzamczu Chęcińskim* zaprojektowany przez eM4. Pracownia Architektury. Brataniec, gdzie układ warstw uzyskano w wyniku wbudowywania betonu o zróżnicowanej barwie.

Fot. 6. Centrum Nauki Leonarda da Vinci w Podzamczu Chęcińskim – fragment ściany

Przykładem drugiej technologii w pełni pokazującym jaki efekt osiąga się za jej pośrednictwem jest Park Kopiec Powstania Warszawskiego zaprojektowany przez pracownie Archigrest i topoScape.

Natomiast przykładem ostatniego rozwiązania technologicznego może być Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców *Warszawy* zaprojektowana przez Bujnowski Architekci.

3.1. Park Kopiec Powstania Warszawskiego

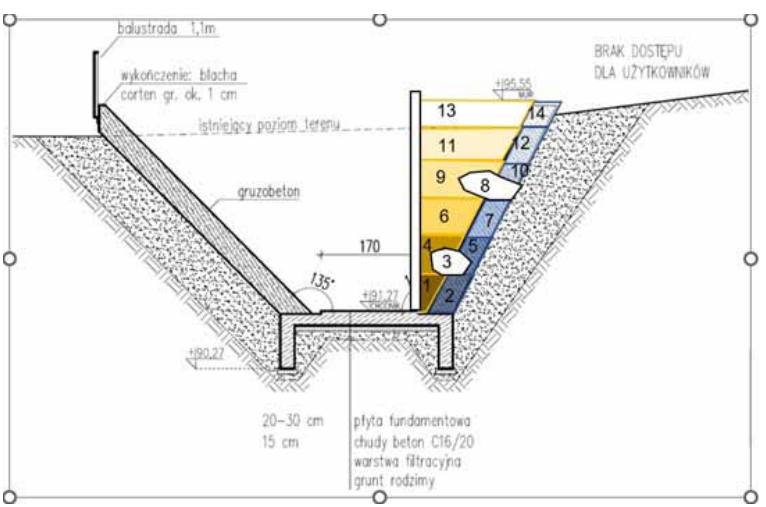
Założeniem projektu było uzyskanie powierzchni ścian oporowych odzwierciedlających układ warstw ziemi w kopcu oraz użycie do wykonania ścian materiałów wydobytych z kopca w trakcie prowadzenia prac ziemnych. W celu uzyskania charakterystycznych warstw z wbudowanymi elementami wydobytego gruzu jako element deskowania użyto piasek, który częściowo wypełniał szalunek, nadając wbudowanemu betonowi nieregularną formę. Założono, że:

– jako zatapiane elementy gruzu użyte będą zarówno gruz betonowy jak i gruz ceglany wydobyty podczas profilowania skarp;
– elementy z gruzu powinny być zatopione w gruzobetonie w 2/3 swojej objętości;

– teksturę powierzchni należy uzyskać przez układanie betonu warstwami o grubości 10-15cm;
– ilość warstw uzależniona będzie od wysokości wykonywanego elementu;
– kolejność wykonania prac:
  • ustawienie deskowania (np. deskowanie rozporowe lub użycie zastrzałów),
  • wbudowanie piasku, gruzobetonu i elementów z gruzu (zgodnie z rysunkiem numer 7) w następującej kolejności:

1. piasek warstwa 1,
2. beton warstwa 1,
3. gruz element 1,
4. piasek warstwa 2,
5. beton warstwa 2,
6. piasek warstwa 3,
7. beton warstwa 3,
8. gruz element 2,
9. piasek warstwa 4,
10. beton warstwa 4,
11. piasek warstwa 5,
12. beton warstwa 5.

  • usunięcie deskowania,
  • usunięcie piasku,
  • wymycie pozostałości piasku wodą pod ciśnieniem.



Fot. 7. Schemat wbudowywania warstw w mur Kopca Powstania Warszawskiego.

Przed przystąpieniem do sporządzania specyfikacji wykonano elementy próbne w celu określenia właściwej konsystencji, a co za tym idzie wymaganego wyglądu powierzchni.

Ostatecznie w trakcie realizacji użyto obu technologii czyli betonu o konsystencji S1 ubijanego i betonu o konsystencji S2.

Fot. 8. Elementy próbne dla Kopca Powstania Warszawskiego (z lewej konsystencja S2, z prawej konsystencja S1).

Fot. 9. Fragment muru Kopca Powstania Warszawskiego przy konsystencji S2

Fot. 10. Fragment muru Kopca Powstania Warszawskiego przy technologii S1

Fot. 11. Mur Kopca Powstania Warszawskiego w trakcie odsłaniania

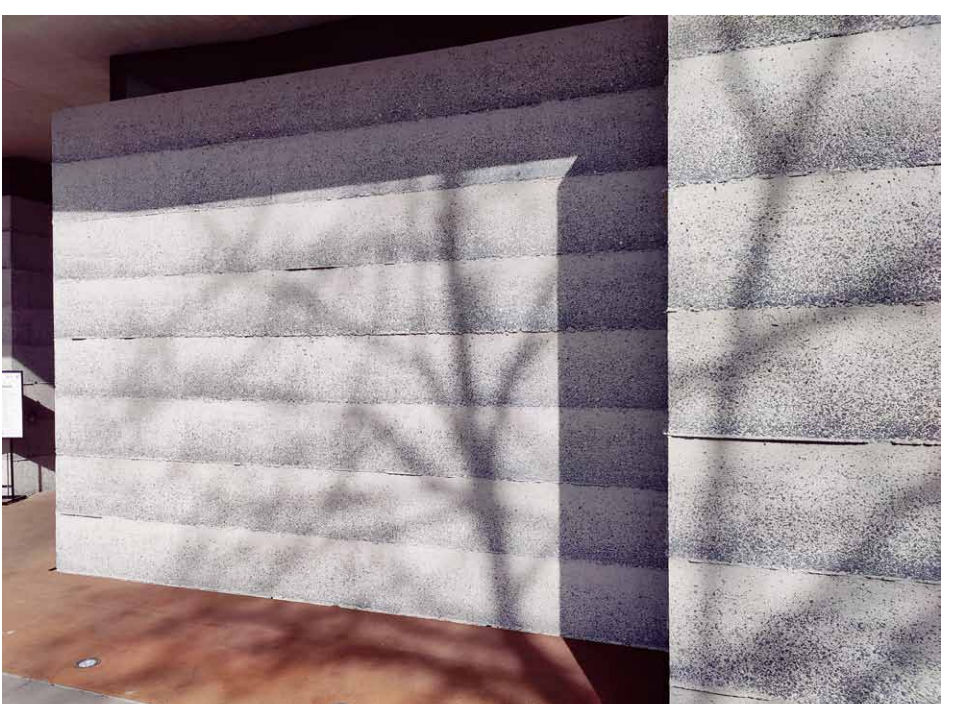
Fot. 12. Mur Kopca Powstania Warszawskiego z zatopionymi fragmentami gruzu

Fot. 13. Fragment muru Kopca Powstania Warszawskiego po zakończeniu prac ziemnych

3.2. Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy

Projekt Izby Pamięci zakładał wykorzystanie kilku rodzajów betonu architektonicznego. Pawilon wejściowy został zaprojektowany z gładkiego betonu kategorii BA3, natomiast pawilon pamięci i mur z betonu warstwowego. Pierwotnie w projekcie zakładano zastosowanie typowej ziemi ubijanej, jednak ze względu na ograniczenie miejsca zdecydowano się na użycie betonu warstwowego. Jako wzorzec mający ukierunkować wykonawcę na efekt jaki powinien zostać osiągnięty, w specyfikacji betonu architektonicznego wskazano budynek autorstwa Peter'a Zumthora – Secular Reatreat zlokalizowany w południowym Devon'ie. Po szeregu prób podjęto decyzję o zastosowaniu rozwiązania polegającego na rozszczelnieniu deskowania, co miało prowadzić do odcięcia poszczególnych warstw, a następnie piaskowaniu uwidaczniającemu kruszywo i podkreślającemu uwarstwienie betonu. Takie rozwiązanie dawało większą pewność, że na połączeniu warstw nie powstaną pustki przepuszczające wodę do zbrojenia, a tym samym zmniejszające trwałość konstrukcji.

Fot. 14. Secular Reatreat – projekt autorstwa Petera Zumthora [5]

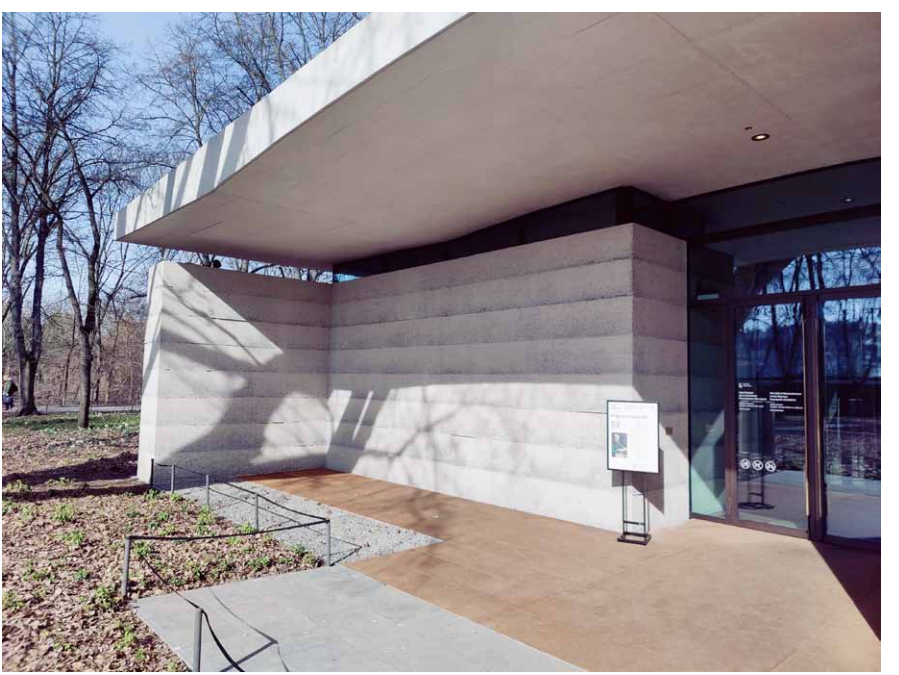


Fot. 15. Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy

Fot. 16. Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy – fragment narożnika

Fot. 17. Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy – ściana boczna

Fot. 18. Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy – widok ogólny wejścia



Fot. 19. Izba Pamięci przy Cmentarzu Powstańców Warszawy od strony wejścia.

4. Beton drukowany

Druk 3D pojawił się w budownictwie z nadzieją na całkowitą rewolucję w konstrukcji betonowej ze względu na liczne zalety takie, jak, eliminacja szalunków, zoptymalizowane wykorzystanie materiałów, większa swoboda projektowania, zmniejszone straty materiałowe, minimalizacja niezbędnej pracy lub personelu i optymalizacja kosztów. Obecnie możemy obserwować dynamiczny rozwój tej technologii pozwalający domniemywać, że za jakiś czas będzie miała liczący się udział w rynku konstrukcji betonowych [10]. Pomimo, że nadal trwają prace na nad rozwiązaniem szeregu problemów związanych z tą technologią, badania w dużej mierze skupiają się nad rozwiązaniem kłopotów związanych ze zbrojeniem elementów czy też krzywizn konstrukcji wynikających z technologii wbudowywania, to już w dzisiejszej rzeczywistości powstają całe budynki z betonu 3D. Doskonałym przykładem wykorzystania tej technologii są np. budynek Two-Story Detached House o powierzchni 160 metrów kwadratowych zaprojektowany przez biuro architektoniczne Mense-Korte będący pierwszym domem wykonanym w technologii druku betonu 3D w Niemczech, czy też House Zero o powierzchni 186 metrów kwadratowych w Austin zaprojektowany przez biuro architektoniczne Lake Flato.

Mimo, że technologia jest dopiero wdrażana to już teraz można stwierdzić, że będzie stanowiła istotny wkład w rozpowszechnianie betonów warstwowych.

Fot. 20. Two-Story detached House [13]

Fot. 21. House Zero w Austin [14].

5. Podsumowanie

Biorąc pod uwagę szeroką gamę betonów architektonicznych warstwowych, do których zalicza się tak odmienne technologie poczynając od betonu ubijanego, przez beton z warstw, aż po betony drukowane, można stwierdzić, że ten rodzaj betonu architektonicznego będzie coraz częściej wykorzystywany w różnych konstrukcjach. Niezależnie od wybranej technologii należy pamiętać, że oprócz aspektu wizualnego niezbędne jest zapoznanie się ze specyfiką danego rozwiązania, z ograniczeniami wynikającymi z technologii, a także z jej wpływem na trwałość konstrukcji.

Literatura

[1] Kaliszuk-Wietecka A., Narloch P. L., *Ziemia ubijana jako materiał budowlany w klimacie umiarkowanym*, Materiały Budowlane, nr 12/2013, s.40-41;
[2] Narloch P. L., *Ziemia ubijana stabilizowana cementem jako konstrukcyjny materiał budowlany w klimacie umiarkowanym*, rozprawa doktorska, Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, 2017,
[3] Australia Standards, P. Walker, *Australian Earth Building Handbook - HB 1959781849770958*, Standards Australia, Sydney, Australia (2002)
[4] Nepal Bureau of Standards and Metrology NBC 204:1994, Guidelines for earthquake resistant building construction: earthen building Nepal Natl. Build. Code (2015), p. 73
[5] https://www.living-architecture.co.uk/the-houses/a-secular-retreat/overview/;
[6] Ciancio D., Robinson S., *Use of the Strut-and-Tie Model in the Analysis of Reinforced Cement-Stabilized Rammed Earth Lintels*, Journal of Materials in Civil Engineering, May 2011,

[7] Lindsay R., *Structural steel elements within stabilised rammed earth walling, "Modern Earth Buildings*, Materials, Engineering, Constructions and Applications", Woodhead Publishing Series in Energy 2012, Pages 461-480;
[8] Thompson D., Augarde Ch., Osorio J. P., *A review of current construction guidelines to inform the design of rammed earth houses in seismically active zones*, Journal of Building Engineering, Volume 54, 15 August 2022;
[9] https://www.iconbuild.com/projects/house-zero
[9] Stożek S., *Technologia drukowania 3D z betonu dla budownictwa mieszkalnego*, Dni Betonu, Wisła 2021;
[10] Ghafur H. A., *A review of "3D concrete printing": Materials and process characterization, economic considerations and environmental sustainability*, Journal of Building Engineering, Volume 66, 1 May 2023;
[11] https://www.rammedearthconstructions.com.au/project/blackwater-aquatic-centre-central-queensland/
[12] https://www.firstinarchitecture.co.uk/rammed-earth-construction/
[13] https://www.canberratimes.com.au/story/7785621/3d-printers-set-to-disrupt-building-sector/
[14] https://www.iconbuild.com/projects/house-zero

Anna Mielnik

„Małe monumenty"- betonowe pawilony

„SMALL MONUMENTS" – CONCRETE PAVILIONS

Streszczenie

W historii architektury pawilony zawsze stanowiły i nadal stanowią idealne pole do eksperymentów - dotyczących formy, struktury i materii. Przy projektowaniu pawilonów twórcy mają większą wolność niż w przypadku budowli o większej skali i mniej lub bardziej skomplikowanej funkcji. Pawilony mogą stać się swego rodzaju „laboratorium", w którym architekci próbują nowych rozwiązań. Zrealizowane pawilony stanowią często ucieleśnieniem fantazji, które bądź okazują się utopijne bądź zostają zaakceptowane przez świat architektoniczny. Rozwiązania takie mogą zostać później wykorzystane w większych strukturach, „prawdziwych" budynkach.

Twórcy pawilonów w swoich eksperymentach wybierają również jako budulec beton architektoniczny. Materia betonowa powoduje, że pawilony nabierają mocniejszego charakteru „małych monumentów". Tekst jest analizą trzech przykłady pawilonów wykonanych w technologii betonu architektonicznego, w których użycie tego konkretnego materiału pozwoliło lub pomogło zrealizować eksperyment formalny, typologiczny lub technologiczny. Materia betonowa nie jest w tych obiektach przypadkowa. W pierwszym przykładzie, pawilonie ***It Goddeloas Fiersich*** (2018) zaprojektowanym przez biuro NEXT Architects we współpracy z artystą wizualnym Paulem Edensem, do zdefiniowania wielopłaszczyznowej idei użyto bloczków betonowych o nietypowym kształcie i zróżnicowanej barwie. W formie i materii budowli została odzwierciedlone wielowarstwowość geologiczna terenu.

Z kolei wprowadzenie materii betonowej do stworzenia pawilonu ***Vertical Glass House*** (2013) projektu biura Atelier FCJZ wzmocniło eksperyment typologiczny, polegający na reinterpretacji modernistycznego typu „szklanego domu." Struktura pawilonu powstała niejako przez obrócenie tradycyjnego układu ścian i stropów o 90 stopni. Powstał czterokondygnacyjny obiekt o mocnej, zamkniętej, betonowej powłoce ścian zewnętrznych i transparentnych szklanych stropach.

Pawilon nazwany ***Stereoform Slab*** (2013) zaprojektowany przez amerykańską firmę Skidmore, Owings & Merrill LLP (SOM), jest z kolei wynikiem poszukiwań nowych rozwiązań technologicznych i zarazem eksperymentem formalnym. Pawilon składający się z płyty, belki o delikatnych łukach i dwóch podpór, jest prototypem jednokondygna-

dr inż. arch. Anna Mielnik, Prof. PK – Politechnika Krakowska, Wydział Architektury

cyjnego betonowego przęsła do wykorzystania i replikowania w budynkach wysokich. Jego struktura stanowi wynik rozważań nad idealną skutecznością ale również atrakcyjną formą wykonaną z betonu, jednocześnie demonstrując bardziej zrównoważone podejście do wykorzystania materiału. Struktura została wylana na miejscu z użyciem nieregularnego szalunku „wyrzeźbionego" w styropianie przez ramię robotyczne. Dzięki temu udało zmniejszyć profile (grubość płyty o połowę w stosunku do konwencjonalnej płyty) i co za tym idzie ilość potrzebnego do budowy betonu co skutkowało zmniejszeniem emisji CO_2.

Abstract

In the history of architecture, pavilions have always been and still are an ideal field for experiments - regarding form, structure and matter. When designing pavilions, the creators have more freedom than in the case of buildings of a larger scale and more or less complicated function. Pavilions can become a kind of „laboratory" in which architects try new solutions. Completed pavilions often embody fantasies that either turn out to be utopian or are accepted by the architectural world. Such solutions can be used in larger structures, „real" buildings.

In their experiments, pavilion creators also choose architectural concrete as a building material. The concrete matter makes the pavilions take on a stronger character of „small monuments". The text is an analysis of three examples of pavilions made in the technology of architectural concrete, in which the use of this particular material allowed or helped to carry out a formal, typological or technological experiment. Concrete matter is not accidental in these objects. In the first example, the ***It Goddeloas Fiersich*** pavilion (2018), designed by NEXT Architects in collaboration with the visual artist Paul Edens, concrete blocks of unusual shapes and varied colors were used to define the multi-faceted idea. The geological multi-layer nature of the area was reflected in the form and matter of the building.

In turn, the introduction of concrete matter to create the ***Vertical Glass House*** pavilion (2013) designed by the Atelier FCJZ office strengthened the typological experiment consisting in the reinterpretation of the modernist type of "glass house." The structure of the pavilion was created by turning the traditional arrangement of walls and ceilings by 90 degrees. A four-storey building with closed concrete walls and transparent glass ceilings was built. For the strong, solid, closed outer shell of this provocative project, the architects decided to use architectural concrete.

The pavilion called ***Stereoform Slab*** (2013) designed by the American company Skidmore, Owings & Merrill LLP (SOM), is in turn the result of the search for new technological solutions and a formal experiment. The pavilion, consisting of a slab, a beam with delicate arches and two supports, is the prototype of a single-storey concrete span to be used and replicated in high-rise buildings. Its structure is the result of considerations for ideal efficiency but also an attractive form made of concrete, while demonstrating a more sustainable approach to the use of the material. The structure was conventionally poured in situ using irregular formwork "sculpted" in Styrofoam by a robotic arm. Thanks to this, it was possible to reduce the profiles (plate thickness by half compared to a conventional plate) and thus the amount of concrete needed for construction, which resulted in a reduction in CO_2 emissions.

1. Wstęp

Pawilon można uznać za najprostszy typ architektoniczny. Jest to najczęściej niewielki budynek o ograniczonym programie funkcjonalnym, zwykle usytuowany w eksponowanym, ważnym miejscu w krajobrazie miejskim, podmiejskim lub naturalnym. Różnorodność form i funkcji przyjmowanych przez pawilony pozwala uznać je za bardzo ważną część świata architektury. Pawilony tworzone są we wszystkich współczesnych stylach i trendach. Do ich budowy wykorzystywane są tradycyjne jak również innowacyjne materiały.

W historii architektury pawilony zawsze stanowiły i nadal stanowią idealne pole do eksperymentów - dotyczących formy, struktury i materii. Przy projektowaniu pawilonów twórcy mają większą wolność, mogą naginać zasady, stosować nigdy wcześniej niewypróbowane metody. Wobec tego pawilony można uznać za laboratorium, w którym architekci testują nowe rozwiązania. Stanowią one często ucieleśnienie fantazji, które okazują się utopijne lub zostają zaakceptowane przez świat architektoniczny. Rozwiązania takie mogą został później wykorzystane w większych, bardziej trwałych strukturach.

Od przeszło 150 lat areną prezentacji innowacyjnych osiągnięć kultury, nauki i techniki są wystawy światowe i pawilony, które w ich ramach powstały. Te pawilony stanowiące przykład architektury, której materialność jest ograniczona do krótkiego określonego czasu, stworzone zostały niejako „na niby".* Jednak ich obraz w środkach masowego przekazu, literaturze tematu i historii architektury jest w wielu przypadkach bardzo mocny i trwały.

Wiele istotnych „wynalazków" formalnych, konstrukcyjnych, materiałowych architektury wywodzi się z rozwiązań użytych po raz pierwszy w pawilonach. Można wymienić *szklany pawilon* na wystawie Werkbundu w Kolonii autorstwa Bruno Tauta (1914), *pawilon niemiecki* na wystawie barcelońskiej Miesa van der Rohe (1929), *pawilon fiński* Alvara Aalto na Wystawie Światowej w Paryżu (1937), *pawilon Philipsa* Le Corbusiera i Iannisa Xenakisa na Wystawie Światowej w Brukseli (1958) czy kopuła geodezyjna spopularyzowana przez *Geodesic* Buckminstera Fulera. Przykłady te można postrzegać jako ważną część historii architektury XX wieku. W tych strukturach, która nie miały trwać wiecznie, mogły właśnie wydarzyć się ciekawe eksperymenty.**

Również współcześnie twórcy projektując pawilony, wnoszą znaczący wkład w dziedzinę architektury, dzięki wyjątkowości języka, rozwiązań technicznych lub materiałowych. Niezwykłym corocznym wydarzeniem w świecie europejskiej kultury, sztuki i architektury, staje się powstanie pawilonu *Serpentine Gallery* w londyńskich Kesington Gardens. Co roku zaprasza się kolejnych, uznanych twórców by stworzyli czasowy, letni pawilon, którego funkcją jest miejsce spotkań. Architektom, artystom pozostawia się swobodę wypowiedzi. Założenie jest takie by pawilon stał się reprezentacją języka architektonicznego wybranego twórcy.*** Brak ograniczeń, swoboda wyboru formy i materiału pozwala architektom na własną interpretację tego typu architektonicznego. Efektem są bardzo kontekstualne, wielowymiarowe obiekty, odwołujące się do różnych zagadnień jak np: schronienia, fenomenologii, historii, stylów architektonicznych, technologii. Co roku powstaje nowy autorski pawilon będący manifestacją aktualnych nurtów, idei

* A. Bonenberg, *Architektura obiektów wystawienniczych jako narzędzie wzmacniania wizerunku państw i narodów-cyfrowo modelowane powierzchnie oraz formy w architekturze Expo 2015 w Mediolanie*, Czasopismo Techniczne – Architektura 8-A/2015, s. 25-31.

** Hans Ulrich Obrist [w:] P. Jodidio, *Serpentine Gallery Pavilions*, (Interview with Julia Peyton-Jones and Hans Ulrich Obrist) Taschen, Köln 2011, s. 11.

*** Julia Peyton-Jones [w:] Ibidem, s. 16.

i technik*. Kolejne edycje przyciągają uwagę krytyki, są komentowane w środowisku architektonicznym oraz stają się atrakcją turystyczną.

Twórcy pawilonów wybierają również jako budulec beton. Materia betonowa powoduje, że pawilony nabierają mocniejszego, monumentalnego charakteru. Wybrano przykłady pawilonów wykonanych w technologii betonu architektonicznego, w których użycie tego konkretnego materiału pozwoliło lub pomogło zrealizować eksperyment formalny, typologiczny oraz technologiczny.

2. Eksperymenty

2.1 Eksperyment formalny – pawilon, między rzeźbą a architekturą *It Goddeloas Fiersich*, NEXT Architects & Paul Edens, 2018, Fryzja, Holandia

Granice między architekturą a sztukami wizualnymi stają się współcześnie coraz bardziej niejasne. Zauważalne jest ciągłe przełamywanie powszechnie uznanych atrybutów kiedyś niezależnych dziedzin. Prace architektów, które wkraczają w pole sztuki i artystów, którzy projektują architekturę, można potraktować jako znamienne dla obrazu sztuk wizualnych i architektury najnowszej.

Dziedziną, w której szczególnie zauważalny jest nurt zainteresowania architekturą jest rzeźba. Architektura i rzeźba – jako „sztuki przestrzeni rzeczywistej"** dzielą wspólne terytorium, w który najważniejsze jest doświadczenie przestrzeni i jego polisensoryczność. Architekturę wciąż określają przenikalność i użyteczność, lecz techniki budowania i formy, które zawsze pozwalały na łatwe rozróżnienie obu tych dyscyplin bardzo się zmieniły. Minęły również czasy rzeźby rozumianej wyłącznie jako zwartej, ograniczonej w sobie bryły wydrążanej przez ujmowanie fragmentów materiału lub modelowanej przez jego dodawanie. Rzeźba sięga dzisiaj po formy, materie i tematy specyficzne dla innych sztuk. Twórcy podejmują między innymi działania artystyczne czerpiące inspirację z architektury lub wkraczające w jej obszar. W eksperymentalnych dziełach Dana Grahama, Rachel Whitehead i wielu innych, poprzez poruszanie takich aspektów jak – przestrzeń, fenomenologia, perspektywa, skala – architektura wtargnęła w pole rzeźby. Z kolei architekci, począwszy od Le Corbusiera (w kaplicy w Ronchamp) po Franka Gehry'ego, eksperymentują z niezwykle rzeźbiarskimi formami budynków.

Twórcy – architekci i artyści sztuk wizualnych – prowadzą z widzem grę – „zgadnij czym jestem"? –Anthony Vidler w eseju *Architecture's Expanded Field* z 2004 roku pyta jak mamy zdefiniować szczególne sztuki jako integralne praktyki, kiedy „zanika podział między [..] przestrzennością estetyczną (rzeźbą) a przestrzennością funkcjonalną (architekturą)"***. Kwestia, czy jest to gra, czyli świadoma, celowa aktywność oparta o zasady, czy jak określa to Gabriela Świtek**** nieuchronne dążenie do powinowactw praktyk, które

* T. Bardzińska- Bonenberg, A. Bonenberg, *The Serpentine Pavilion And Its Place In The Works Of The Invited Architects*, Defining the Architectural Space – The Truth and the Lie of Architecture, tom 1, Oficyna Wydawnicza ATUT – Wrocławskie Wydawnictwo Oświatowe Wrocław 2020, DOI: 10.23817/2020.defarch.1-1.

** Świtek G., *Gry sztuki z architekturą*, Wydawnictwo Naukowe Uniwersytetu Mikołaja Kopernika, Toruń 2013, s. 15.

*** Ibidem, s. 78.

**** Ibidem, s. 107

wyznacza dziś kierunki artystycznych i architektonicznych poszukiwań, pozostaje nadal otwarta.

W tym kontekście, oczywiste wydaje się. przywołanie twórczości niemieckiego artysty Erwina Heericha, który na wyspie-muzeum Hombroich, wzniósł „przechodnie" rzeźby (walk-in-sculptures), które wyglądają jak jego powiększone, kartonowe rzeźby-modele zdekomponowanych sześcianów, które seryjnie tworzył. Przechodnia rzeźba staje się tam przechodnią architekturą bez funkcji.

Działania artystyczne, poprzez które twórcy prowadzą krytyczną grę z konwencjonalnym podziałem dziedzin, oraz dyskusje jakie te gry wzbudzają, mogą pomóc przywrócić architekturze należne jej miejsce jako jednej ze sztuk. Mogą pokazać jak blisko może być od obiektu inżynieryjno-budowlanego do dzieła sztuki. Uświadomić jednocześnie jak trudno jest przekroczyć te granicę i że tylko nielicznym się to udaje. Obiekty, które nie są architekturą, a wyglądają jak architektura, budynki, które maja funkcję a wyglądają jak rzeźby, powodują, że obserwator zadaje sobie pytanie „Jak cienka jest granica oddzielająca funkcjonalizm architektury od formalizmu rzeźby?[*] W tym szczególnym miejscu pomiędzy architekturą a rzeźbą znajdują się właśnie pawilony, często pozbawione określonego przeznaczenia. Budowle uwolnione od okowów funkcji stają się polem eksperymentów formalnych.

Do tworzenia lub współtworzenia pawilonów często angażowani są artyści. Tak się stało w przypadku pawilonu ***It Goddeloas Fiersich*** (2018) zaprojektowanego przez biuro NEXT Architects we współpracy z artystą wizualnym Paulem Edens. Do zdefiniowania wielopłaszczyznowej idei tego pawilonu użyto betonu (Fot. 1.).

Fot. 1. Autor: Sandor Foederer, Źródło: https://aasarchitecture.com/2018/09/it-goddeloas-fiersicht--by-next-architects/ (dostęp: 25.04.23)

It Goddeloas Fiersich to jeden z trzech punktów orientacyjnych powstałych jako część trasy, De Centrale Es, wiodącej przez krajobraz naturalny Noarde Fryske Wâlden - we Fryzji, pn-wsch prowincji Holandii. Nazwa pawilonu, w rodzimym lokalnym języku fryzyjskim, wywodzi się od nazwy historycznej ścieżki będącej częścią średniowiecznego szlaku handlowego między Dokkum a Drachten, używanego przez mnichów. Teren, na

* Ibidem, s. 510.

którym powstał pawilon ma również bogatą przeszłość geologiczną. Został ukształtowany w epoce lodowcowej, co autorzy przyjęli jako punkt wyjścia dla projektu.

Betonowa, owalna wieża w kształcie muszli ślimaka o wysokości 7 metrów, stoi na kopcu ziemnym co wzmacnia jeszcze jej monumentalność. Wewnątrz, wachlarzowe schody prowadzą na platformę widokową. Zwiedzający mogą podziwiać panoramiczny widok na otaczający rezerwat przyrody i średniowieczną ścieżkę klasztorną. W obrębie pawilonu znajdują się również głazy z ostatniej epoki lodowcowej, które znaleziono podczas budowy De Centrale As (Fot. 2.).

Fot. 2. Autor: Sandor Foederer, Źródło: https://www.archdaily.com/902940/it-goddeloas-fiersicht--next-architects (dostęp: 25.04.23)

„Wyraźny, wybijający się pawilon-monument stoi na skrzyżowaniu przeszłości i teraźniejszości, urbanizacji i krajobrazu naturalnego, pośpiechu i zatrzymania. Te sprzeczności łączą się w jedno dzieło sztuki: betonową wieżę - rodzaj metaforycznego <odwiertu w czasie>".* Twórcy chcieli by pawilon pomógł ludziom doświadczyć przemian tego obszaru na przestrzeni wieków, odwołując się do jego położenia wzdłuż średniowiecznej ścieżki klasztornej oraz malowniczych artefaktów pochodzących z epoki lodowcowej, w której kształtował się ten krajobraz. Twórcy w obranej idei chcieli podkreślić związek pomiędzy architekturą a unikalnymi cechami krajobrazu i historią miejsca.

Wielowarstwowość geologiczna została odzwierciedlone w formie i materii budowli. Mocna, rzeźbiarska bryła została wykonana z betonowych prefabrykowanych bloków i złożona jak układanka 3D w dużej skali. Nieregularny, owalny kształt pawilonu, zróżnicowana kolorystyka kolejnych warstw betonu, warunek by bloki układane były naprzemiennie oraz ograniczony budżet sprawiły, że projekt wydawał się skomplikowany do realizacji. Codzienne przerabianie formy na bloki o różnej wielkości i zalewanie jej za każdym razem betonem o innym składzie było niewykonalne. Dlatego opracowano wraz z wykonawcą specyficzne rozwiązanie - pojedynczą formę w kształcie muszli ślimaka ze

* https://www.nextarchitects.com/it-goddeloas-fiersicht/ (dostęp: 10.05.2023)

Fot. 3. Forma do odlewu warstw. Źródło: https://daf9627eib4jq.cloudfront.net/app/uploads/2018/09/NEXT_ARC18_It_Goddeloas_Fiersicht-2.pdf (dostęp: 20.04.23)

Fot. 4. Kadr z filmu z budowy. Źródło: https://www.rtvnof.nl/video-bouw-it-goddeloas-fiersicht--van-start/ (dostęp: 10.04.23)

zmiennymi przegrodami (Fot. 3.). Za pomocą tej formy wylano wszystkie 44 warstwy* bloków betonowych o czterech różnych odcieniach szarości. Następnie pojedyncze bloki odpowiednio oznakowane były transportowane na budowę i układane (Fot. 4). Wyraźne

* https://daf9627eib4jq.cloudfront.net/app/uploads/2018/09/NEXT_ARC18_It_Goddeloas_Fiersicht-2.pdf (dostęp: 20.04.23)

warstwy, które reprezentują różne warstwy ziemi, oraz owalny kształt pawilonu nawiązują do odwiertów prowadzonych przy budowie trasy. Użycie betonu pozwoliło na poetyckie zawiązanie do kontekstu krajobrazowego i geologicznego obszaru.

2.2 Eksperyment typologiczny - pawilon a typ architektoniczny *Vertical Glass House*, Atelier FCJZ, 2013, Shanghai, Chiny

Pojęcie „typu" weszło na stałe do świata architektonicznego. Twórcy upatrują źródeł architektonicznej kreacji w ramach ustanowionego w przeszłości repertuaru architektonicznych form, „typów" i sposobów ich relacji. Typologia jest dziedziną dyskursywną, ukształtowaną z wielorakich i ewoluujących interpretacji. Wyróżnić można dwa powody tworzenia typologii w ramach architektury. Pierwszy wynika z potrzeby analizowania i omawiania istniejących obiektów, drugi służy projektowaniu. Pierwsza to „typologia analityczna" bardziej przydatna badaczom, drugą za Philippe Panerei można nazwać „typologią generatywną"[*]. Tutaj typy mogą być użyte przez twórców do tworzenia nowych projektów. „Typy takie mogą być przechowywane na przyszło© w pojemniku pamięci, przeniesione gdzie indziej i rozpakowane. Widziany w taki sposób typ może być definiowany jako nośnik doświadczeń projektowych odnoszących się do podobnych zagadnień, problemów czy standardowych rozwiązań".[**] Twórcy różnych okresów i stylów poszukiwali i nadal poszukują esencji architektury ukrytej w formach niezmiennych, rozpoznawalnych, opartych na stałych i czytelnych zasadach. Odnoszą się do zagadnienia typologii i typów: typów zamieszkania, typów przestrzeni (publicznych i prywatnych), typów budynków, typów konstrukcji. Określenie typu budynku zdaje się być pierwszym działaniem, w którym ustala się ogólny charakter obiektu. Typy stanowią wzory zamierzeń. Następnym etapem jest dopiero wybór języka. Kwestia typu jest częścią dyskusji na temat relacji między funkcją a formą i przekształcania funkcji w formę.

Istnieją również awangardowe próby „gry z typologią". Przykładem może być pawilon ***Vertical Glass House***, który można uznać za reinterpretację pojęcia „domu" a konkretnie modernistycznego typu „szklanego domu." Do gry twórcy wprowadzili materię betonową.

Vertical Glass House (Fot. 5) autorstwa Yung Ho Chang to projekt który w roku 1991 dostał wyróżnienie honorowe w konkursie *Shinkenchiku Residential Design Competition* organizowanego przez magazyn Japan Architect. W 2013 roku, organizatorzy *West Bund Biennale of Architecture and Contemporary Art* w Szanghaju postanowili wybudować obiekt jako jeden ze swoich stałych pawilonów[***]. Koncepcja ściśle oparta na oryginalnym projekcie została opracowana przez Atelier FCJZ, którego Chang jest założycielem. *Vertical Glass House* został wzniesiony jako dom gościnny dla przyjezdnych artystów i architektów, pełniąc jednocześnie funkcję elementu wystawy architektonicznej.

Vertical Glass House jest prototypem budynku mieszkalnego, ale przede wszystkim, stanowi krytykę modernistycznych domów o szklanych elewacjach, które całkowicie otwierając się na otoczenie nie zapewniały prywatności. Modernistyczna „transparentność w poziomie" została tutaj zastąpiona „transparentnością w pionie". Struktura *Vertical Glass House* powstała niejako przez obrócenie tradycyjnego układu ścian i stropów o 90 stopni. Powstał czterokondygnacyjny obiekt o pełnych zamkniętych ścianach i transparentnych

* B. Leupen; Ch. Grafe; N. Körnig; M. Lampe; P. de Zeeuw, *Projektowanie architektury w ujęciu analitycznym*, „Śląsk", Katowice 2012, s. 132.

** Ibidem, s. 132.

*** P. Jodidio, *The New Pavilions*, Thames & Hudson, London 2016, s. 200.

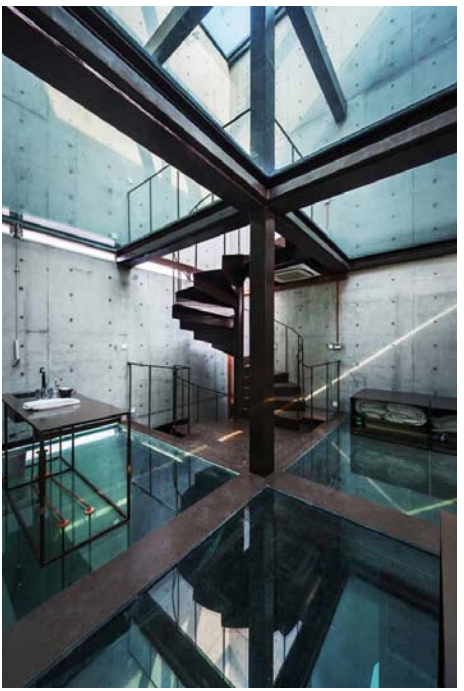
Fot. 5. Źródło: https://www.archdaily.com/471261/vertical-glass-house-atelier-fcjz (dostęp: 12.04.2023)

szklanych stropach. Dom otwiera się na niebo i wewnętrzną przestrzeń, każdy pokój w domu można obejrzeć po prostu patrząc w górę lub w dół. Będąc wewnątrz, dom widać niejako „na wylot". Budynek można również odczytywać jako ucieleśnienie idei „architektury jako żywiej maszyny"*. Dzięki wewnętrznej, wizualnej transparentności widoczne stają się instalacje, sprzęty i meble, klatka schodowa, elementy zwyczajowo ukrywane (Fot. 6). Rozwiązanie to odwraca normalny porządek budynków mieszkaniowych – zapewniając kameralność/zamknięcie od zewnątrz, radykalnie eliminuje prywatność wewnątrz.

Do wykonania mocnej, solidnej, zamkniętej powłoki zewnętrznej tego prowokacyjnego projektu twórcy postanowili wykorzystać beton architektoniczny, który idealnie odzwierciedlił ideę szczelnej skorupy skontrastowanej z transparentnym wnętrzem. Surowe betonowe ściany odlano w drewnianym szalunku, z szorstkim, wyraźnym deskowaniem pionowym na zewnątrz a w szalunku gładkim od wewnątrz, aby uzyskać kontrast faktury między elewacją a ścianami wewnętrznymi. Płaskie, puste elewacje przełamano poziomymi szczelinami odsłaniającymi szklane stropy. Umożliwiło to naturalne oświetlenie płaszczyzn podłogi wewnątrz budynku, a dodane wzdłuż otworów oświetlenie widoczne jest po zmroku na zewnątrz. Stanowi to kolejny element gry w przełamywanie tradycyjnej formy budynku, gdzie przeszklenia znajdują się pomiędzy widocznymi i podkreślonymi często płytami stropowymi. Jedyna łączność z bezpośrednim otoczeniem to ta związana ze światłem, a nie poprzez widoki (jedyny widok to ten na niebo). Stropy zbudowane z wytrzymałych płyt ze szkła hartowanego o grubości 7 cm, wsparto na centralnej stalowej kolumnie i stalowych krzyżujących się belkach stropowych (Fot. 7). Uporządkowana struktura dzieli podłogi na kwartały, z których każdy przeznaczony jest do innych czyn-

* https://www.archdaily.com/471261/vertical-glass-house-atelier-fcjz (dostęp: 12.04.2023)

ności (jeden kwartał zajmuje spiralna klatka schodowa). Ten dom-pawilon to dowód, że architektura potrafi być jednocześnie niepozorna i kontrowersyjna a nawet wywrotowa, a użyta materia betonowa może wzmocnić ideę architektoniczną.



Fot 6-7. Źródło: https://www.archdaily.com/471261/vertical-glass-house-atelier-fcjz (dostęp: 12.04.2023)

2.3 Eksperyment technologiczny - pawilon – prototyp *Stereoform slab*, SOM, 2019-2020, Chicago, USA

We współczesnym świecie całkowicie przenikniętym technologią, architektura betonowa stanowi urzeczywistniony łącznik między osiągnieciami technicznymi, a formalnymi pragnieniami architektów. Beton, materiał o nieograniczonych możliwościach konstrukcyjnych, posiada nieograniczone możliwości ekspresji.

W 2019 r. na Biennale Architektury w Chicago został zaprezentowany nietypowy pawilon, który nazwano *Stereoform Slab* (Fot. 8.). Pawilon, zaprojektowany przez amerykańską firmę Skidmore, Owings & Merrill LLP (SOM), miał być eksperymentem-prototypem w rzeczywistej skali, alternatywnego systemu budowlanego, a nie tylko pawilonem. Pawilon został zaprojektowany przez interdyscyplinarny zespół badawczy SOM i zrealizowany dzięki współpracy z firmami jak McHugh Construction, firmą inwestycyjną i deweloperską Sterling Bay, duńską firmą Odico Construction Robotics oraz Autodesk, innowatorem we wdrażaniu projektów generatywnych*.

* https://www.som.com/news/explore-the-future-of-building-design-and-technology-with-som-at-the-2019-chicago-architecture-biennial/ (14.04.23)

Twórcy postanowili zbadać rolę, najbardziej powszechnego elementu we współczesnym budownictwie – betonowej płyty stropowej. Pawilon składający się z płyty, belki o delikatnych łukach i dwóch podpór, jest prototypem jednokondygnacyjnego betonowego przęsła do wykorzystania i replikowania w wysokich budynkach. Usunięta z docelowego, właściwego kontekstu struktura stała się równocześnie prostym wyrazem architektonicznym podstawowej funkcji pawilonu, jaką jest ochrona poprzez zadaszenie. Struktura stanowi wynik rozważań nad idealną skutecznością ale również formą materii betonowej, jednocześnie demonstrując bardziej zrównoważone podejście do wykorzystania materiału. System jest konwencjonalnie wylany na miejscu z użyciem szalunku „wyrzeźbionego" przez robota Odico Construction Robotics. Dzięki temu udało zmniejszyć profile (grubość płyty o połowę w stosunku do konwencjonalnej płyty) i co za tym idzie ilość potrzebnego do budowy betonu co skutkuje zmniejszeniem emisji CO^2.

Fot. 8. Autor: Dave Burk/SOM, Źródło: https://parametric-architecture.com/som-embarks-to-reduce-carbon-footprint-using-stereoform-concrete-slab/ (dostęp: 10.04.23)

„Wykorzystując technikę opracowaną przez Odico, udało się zużyć o 20% mniej betonu niż w konstrukcjach konwencjonalnych. Jest to znaczne osiągnięcie w budownictwie, gdzie produkcja betonu odpowiada dziś za 8% globalnej emisji CO^2 — 4 razy więcej niż emisja całego światowego ruchu lotniczego. Według SOM 40-60% emisji powstaje przy budowie betonowych elementów strukturalnych amerykańskich wysokościowców"*. Zatem wydajność uzyskana w tej części procesu budowlanego ma ogromny w pływ na środowisko. Minimalizacja strat materiałowych i skrócenie czasu produkcji skomplikowanych szalunków również przynosi znaczne oszczędności. Twórcy chcieli by system był możliwy do wdrożenia na dużą skalę, łatwy do zbudowania i nie bardziej kosztowny niż konwencjonalny system budowlany.

„Ten pawilon ukazuje możliwości współpracy projektowej, technologicznej i budowlanej, aby wywrzeć znaczący wpływ na sposób, w jaki podchodzimy do budownictwa wielkoskalowego. Jest to szczególnie ważne, biorąc pod uwagę ciągły rozwój środowisk miejskich, a co za tym idzie, coraz bardziej palącą potrzebę zrównoważonych rozwiązań" – wyjaśnił Scott Duncan, SOM Design Partner. „Projekt *Stereoform Slab* wyraża bardziej

* https://odico.dk/en/cases/stereoform-slab/ (14.04.23)

inteligentną dystrybucję materiału, przywodzącą na myśl formy występujące w naturze. Zastosowana technologia może utorować drogę bardziej wyrazistej, zrównoważonej i innowacyjnej przyszłości architektury", kontynuuje.*

Pawilon o długości 70 stóp, szerokości 24 stóp i wysokości 14 stóp (21,34 x 7,32 x 4,27 metrów), będący potencjalnym modułem wielopiętrowej konstrukcji, został wzniesiony przez wykonawcę robót betoniarskich w niecały tydzień. Typowe konstrukcje żelbetowe obejmują płyty o grubości od 10 do 12 cali (25,4cm – 30,48 cm), które, choć proste w budowie, wymagają więcej betonu i prętów zbrojeniowych. W systemie *Stereoform Slab* płyta ma zaledwie 6 cali grubości (15,24 cm) i jest wspierana przez „inteligentną belkę wstęgową (smart band beam)", której zwężający się kształt, zoptymalizowany za pomocą komputerowych modeli obliczeniowych, skutecznie przenosi obciążenia na kolumny oddalone od siebie o 45 stóp (13,72 metry). Z tradycyjnego łuku podtrzymującego zrobiono krzywą łańcuchową, która podtrzymuje płytę tam, gdzie napięcie jest największe. „Odwróciliśmy naprężenie i ściskanie" — mówi Kyle Vansice, starszy architekt w firmie SOM. Gdy płyta biegnie w kierunku kolumny, pogrubia się, a następnie zwęża w miejscu, w którym siły ściskające są największe.** „Jesteśmy w stanie osiągnąć większe rozpiętości niż w przypadku konwencjonalnej płyty stropowej, co oznacza mniej kolumn, fundamentów i co za tym idzie mniej użytego betonu" — argumentuje Scott Duncan***. Projekt *Stereoform Slab* wyraża bardziej inteligentną alokację materiału, przywodzącą na myśl formy występujące w naturze" – dodaje.

I chociaż dach pawilonu jest gładką prostokątną płytą to sposób, w jaki jest wspierany, zdaje się mieć subtelny i poetycki charakter. Fale betonu wypływają z płyty i zlewają się na jej kwadratowych kolumnach. Ekspresyjność struktury zwiększa atrakcyjność tego systemu dla potencjalnych klientów, których przyciąga autentyczność odsłoniętych sufitów.

Firma Odico stworzyła szalunki (Fot. 9.) do naprzemiennie prostoliniowych i falistych kształtów betonowych. Forma wykonana z polistyrenu ekspandowanego została wycięta przez 7-osiowe, zrobotyzowane ramię tnące drutem ściernym. Ta przegubowa piła taśmowa z diamentową końcówką, działająca na podstawie rysunków CAD, działa na niestandardowym oprogramowaniu do cyfrowej produkcji****. Tnie formy, które odzwierciedlają mocne strony betonu i ukrywają jego słabości, formy, których odlew staje się manifestacją przepływów sił w betonie. Idealnym sposobem na zwiększenie wytrzymałości płyty stało się umieszczenie łuku w najdalszym punkcie między dwiema kolumnami.

Według Asbjřrna Sřndergaarda dyrektora do spraw technologii Odico, ta technika jest znacznie szybsza niż frezowanie CNC, chociaż ogranicza formę do „powierzchni prostoliniowych", które muszą być określone przez prostą linię drutu tnącego. Sřndergaard przyznaje, że EPS to petrochemiczny produkt z tworzyw sztucznych, ale produkcja szalunków EPS wymaga mniej energii niż szalunki drewniane i można je prawie w 100%"

* https://www.som.com/news/explore-the-future-of-building-design-and-technology-with-som-at-the-2019-chicago-architecture-biennial/ (14.04.23)

** Z. Mortice, *Curves and CO2 Reduction Coexist in Chicago's Colossal Concrete Installation* [w:] https://redshift.autodesk.com/articles/concrete-co2 (10.04.23)

*** https://www.architectmagazine.com/awards/r-d-awards/award-stereoform-slabs-optimized-structure-reduces-embodied-concrete_o (08.04.23)

**** Jest to metoda szybsza niż użycie frezarki CNC, ponieważ zamiast usuwać materiał warstwowo po prostu się go tnie. Pierwszy raz przy tworzeniu szalunków dla *Stereoform Slab* technologia firmy ODICO została wykorzystana dla tak dużego obiektu (ponad 21 m na ponad 2,4 metra - 70 na 8 stóp). Wyzwaniem było stworzenie stanowiska o długości 80 stóp – ponad 24 metrów.

Fot. 9. Autor: Dave Burk/SOM, Źródło: ACADIA 2020: Distributed Proximities / Volume II: Projects [Proceedings of the 40th Annual Conference of the Association of Computer Aided Design in Architecture (ACADIA) ISBN 978-0-578-95253-6]. Online and Global. 24-30 October 2020. edited by M. Yablonina, A. Marcus, S. Doyle, M. del Campo, V. Ago, B. Slocum. p. 152.

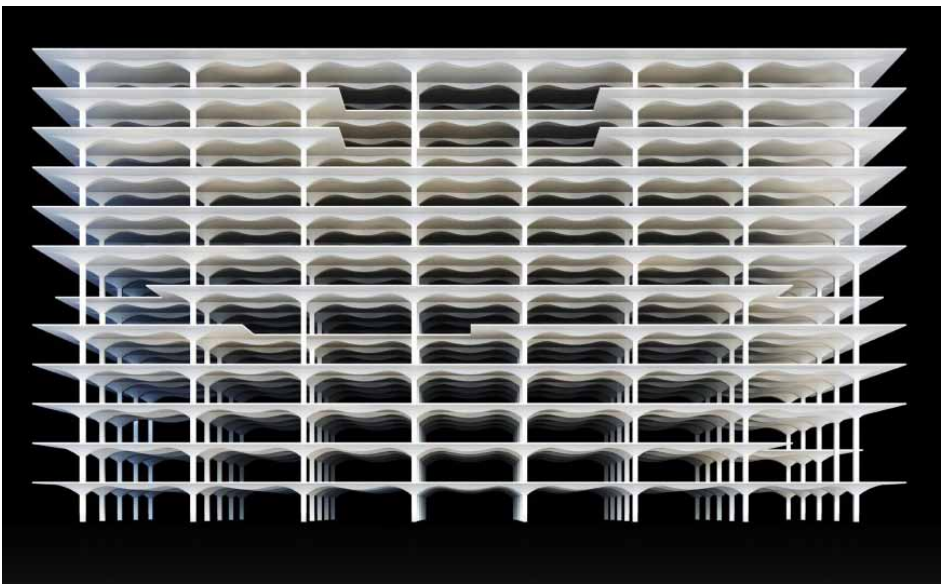
odzyskać i poddać recyklingowi.* Według SOM i Odico ta wszechstronna i potencjalnie mobilna metoda produkcji systemów budowlanych z użyciem cyfrowo wytwarzanych form, mogłaby się stać odpowiednia przy tworzeniu szerszych rozpiętości oraz wyższych budynków, przy mniejszym zużyciu energii i materiałów. Zrobotyzowane ramię tokarskie można zapakować do kontenera wysyłkowego i wysłać na plac budowy, tworząc „lotną fabrykę"**. Lekkie formy można dzielić na moduły co ułatwiałoby transport na budowę (gdyby nie były tworzone na miejscu) i na budowie.

Dzięki kooperacji specjalistów różnych branż, poprzez niewielki i niezwykle prosty pawilon, umieszczony w przestrzeni miasta udało się zademonstrować, w jaki sposób przy pomocy technologii robotycznej i projektowania generatywnego możliwe jest tworzenie zarówno piękniejszych, jak i bardziej zrównoważonych konstrukcji w budynkach wysokich (Fot. 10.).*** Udało się również przekroczyć czysto funkcjonalistyczne i technologiczne

* https://www.architectmagazine.com/awards/r-d-awards/award-stereoform-slabs-optimized-structure-reduces-embodied-concrete_o (08.04.23)

** Z. Mortice, *Op. Cit.*

*** Firma AUTODESK korzystając z wielokryterialnej platformy optymalizacyjnej Refinery, stworzyła system wykorzystujący Stereoform Slab, który można dostosowywać do różnych warunków i potrzeb . Patrz: ACADIA 2020: Distributed Proximities / Volume II: Projects [Proceedings of the 40th Annual Conference of the Association of Computer Aided Design in Architecture (ACADIA) ISBN 978-0-578-95253-6]. Online and Global. 24-30 October 2020. edited by M. Yablonina, A. Marcus, S. Doyle, M. del Campo, V. Ago, B. Slocum. 148-153



Fot. 10. Źródło: ACADIA 2020: Distributed Proximities / Volume II: Projects [Proceedings of the 40th Annual Conference of the Association of Computer Aided Design in Architecture (ACADIA) ISBN 978-0-578-95253-6]. Online and Global. 24-30 October 2020. edited by M. Yablonina, A. Marcus, S. Doyle, M. del Campo, V. Ago, B. Slocum. p. 152.

podejście w projektowaniu inżynierskim i wzbogacić standardowy system konstrukcyjny o nietypowy i piękny wyraz formalny.

3. Podsumowanie

Popularność pawilonów to z pewnością znak czasu. „Często efemeryczne i zorientowane na określoną funkcję, pawilony są zwykle mniej kosztowne niż ich trwalsi architektoniczni kuzyni, co niewątpliwie pozwala na więcej eksperymentów lub pomysłowości niż w przypadku większych obiektów. Pawilon jest formą architektoniczną chwili i typem budowli, który pozwala wschodzącym architektom odcisnąć swoje piętno".* Architektom doświadczonym pozwala na większą swobodę w próbowaniu nowych idei.

Eksperymenty formalne w architekturze zawsze potrzebują odpowiedniego materiału. Powszechnie panuje przekonanie, że materiał osiąga swoje przeznaczenie w formach najnowszych, a lista nowych rzeczy, które można zrobić z betonem nie wyczerpuje się. Pod koniec XX wieku, beton nie tyle nie posiadał własnej, odrębnej estetyki, ile miał ich zbyt wiele, a każda przekonana była o swojej wyjątkowości i nadrzędności.** Dziś nadal istnieje wiele sprzecznych interpretacji istoty materii betonowej; nieograniczone możliwości technologiczne pozwalają na dowolne formy ekspresji betonu; a architektura

* P. Jodidio, The New Pavilions, Thames & Hudson, London 2016, s. 17.

** *A. Forty, The material without a History, [w:] Liquid Stone. New Architecture in Concrete;* J. L. Cohen; G. M. Moeller Jr. (red), Birkhäuser, Basel, Berlin, Boston, 2006, s. 34.

betonowa wciąż szuka swoich form reprezentatywnych. Cześć tych poszukiwań odbywa się poprzez projektowanie pawilonów.

Literatura:

[1] ACADIA 2020: Distributed Proximities / Volume II: Projects [Proceedings of the 40th Annual Conference of the Association of Computer Aided Design in Architecture (ACADIA) ISBN 978-0-578-95253-6]. Online and Global. 24-30 October 2020. edited by M. Yablonina, A. Marcus, S. Doyle, M. del Campo, V. Ago, B. Slocum. 148-153

[2] Bardzińska- Bonenberg T., Bonenberg A., The Serpentine Pavilion And Its Place In The Works Of The Invited Architects, Defining the Architectural Space – The Truth and the Lie of Architecture, tom 1, Oficyna Wydawnicza ATUT – Wrocławskie Wydawnictwo Oświatowe Wrocław 2020, DOI: 10.23817/2020.defarch.1-1.

[3] Bonenberg A., *Architektura obiektów wystawienniczych jako narzędzie wzmacniania wizerunku państw i narodów-cyfrowo modelowane powierzchnie oraz formy w architekturze Expo 2015 w Mediolanie*, Czasopismo Techniczne – Architektura 8-A/2015, s. 25-31.

[4] Jodidio P., *The New Pavilions*, Thames & Hudson, London 2016.

[5] Jodidio P., *Serpentine Gallery Pavilions*, (Interview with Julia Peyton-Jones and Hans Ulrich Obrist) Taschen, Köln 2011.

[6] B. Leupen; Ch. Grafe; N. Körnig; M. Lampe; P. de Zeeuw, *Projektowanie architektury w ujęciu analitycznym*, „Śląsk", Katowice 2012.

[7] Mortice Z., *Curves and CO2 Reduction Coexist in Chicago's Colossal Concrete Installation* [w:] https://redshift.autodesk.com/articles/concrete-co2 (10.04.23)

[8] Świtek G., *Gry sztuki z architekturą*, Wydawnictwo Naukowe Uniwersytetu Mikołaja Kopernika, Toruń 2013, s. 15.

[9] https://www.archdaily.com/471261/vertical-glass-house-atelier-fcjz (dostęp: 12.04.2023)

[10] https://www.architectmagazine.com/awards/r-d-awards/award-stereoform-slabs-optimized-structure-reduces-embodied-concrete_o (08.04.23)

[11] https://www.som.com/news/explore-the-future-of-building-design-and-technology-with-som-at-the-2019-chicago-architecture-biennial/ (14.04.23)

[12] https://odico.dk/en/cases/stereoform-slab/ (14.04.23)

[13] https://www.som.com/news/explore-the-future-of-building-design-and-technology-with-som-at-the-2019-chicago-architecture-biennial/ (14.04.23)

[14] https://www.nextarchitects.com/it-goddeloas-fiersicht/ (dostęp: 10.05.2023)

[15] https://daf9627eib4jq.cloudfront.net/app/uploads/2018/09/NEXT_ARC18_It_Goddeloas_Fiersicht-2.pdf (dostęp: 20.04.23)

[16] https://www.rtvnof.nl/video-bouw-it-goddeloas-fiersicht-van-start/ (dostęp: 10.04.23)

Marek Początko

Przestrzeń pustki jako motyw współczesnej architektury betonowej

THE SPACE OF EMPTINESS AS A MOTIF OF CONTEMPORARY CONCRETE ARCHITECTURE

Streszczenie

Współczesna architektura poszukuje równowagi w wielu obszarach, ujawniając swe nowe motywy i preteksty. Pośród nich odnajdujemy przestrzeń pustki. Jej motyw w sztuce jest oczywistością. Podobnie w architekturze, gdzie może mieć pretekst duchowy- odczuwalny i materialny- mierzalny, fizyczny. Jej obecność i wielkość wywołuje skrajne odczucia- potęgi, małości, zagubienia, osamotnienia, wyobcowania, wyizolowania, zdominowania ale również poczucie spokoju, równowagi, wyciszenia i wzniosłości. Relacja jej kształtu i pełnionej funkcji z betonową materią i technologią wyraża wartości kulturowe. Być może w tej architekturze można odnaleźć kierunek a prostotę rozwiązania materiałowego, przestrzenną dyspozycję i funkcjonalną klarowność nadal uznawać za ważną kategorię estetyczną. Artykuł stanowi analizę zjawiska pustki w architekturze współczesnej, której wymiar fizyczny i estetyczny budowany jest przy pomocy betonowej materii. Wybrane przykłady realizacji architektonicznych w różnym kontekście architektonicznymi to budynki o różnej skali i funkcji ale wznoszone z użyciem technologii betonu, często w celu podkreślenia przedmiotowej pustki.

Niniejsze rozważania nie wyczerpują całkowicie tematu i motywu pustki w architekturze. Zawężone zostały do kategorii pustki wizualnej, która w obiektywy sposób poddaje się opisowi i próbom określenia wybranych parametrów. Jej szczególne umiejscowienie w betonowych budowlach zwraca uwagę na istotę materiału budowlanego, który buduje i wygradza pustkę w przestrzeni.

Stosowanie pustki jako środka kompozycyjnego w architekturze ma wymiar zewnętrzny i wewnętrzny oraz fizyczny, mierzalny i niefizyczny aspekt związany z odczuciami odbiorcy. Walory estetyczne uzyskiwanie są poprzez stosowanie różnorodnych faktur wierzchniej warstwy, koloru, uziarnienia, frakcji i dodatków.

Beton stwarza możliwości realizacji pustki o różnych gabarytach oraz uzyskiwanie zaplanowanych wizualnych efektów końcowych. Ma on zatem szczególne zastosowanie dla obudowy i kreacji pustki, podkreślania jej motywów i wydobywania wątków znaczeniowych we współczesnej architekturze. Przywołane w artykule różnorodne dzieła architektoniczne dowodzą, że pustka ma wymiar pozytywny i zaplanowany, pozwalając twórcom na przemyślane kreowanie architektury poprzez światło i cień, masę i pustkę,

dr inż. arch. Marek Początko – Katedra Projektowania Architektonicznego; Wydział Architektury Politechniki Krakowskiej

wykorzystując przy tym paletę różnych walorów jakie daje beton. Jego faktura, kolor, struktura to narzędzie do wzmacniania odpowiedniego nastroju i atmosfery wewnętrznej pustki, której motyw zdaje się być bezdyskusyjnym elementem współczesnej architektury.

Abstract

Contemporary architecture serching balance in many areas, revealing its new motives and pretexts. Among them we find the space of emptiness. Her theme in art is obvious. Similarly in architecture, where it can have a spiritual - felt and material - measurable, physical pretext. Its presence and greatness evoke extreme feelings - power, smallness, loss, loneliness, alienation, isolation, domination, but also a sense of peace, balance, tranquility and sublimity. The relationship of its shape and function with concrete matter and technology expresses cultural values. Perhaps the direction can be found in this architecture, and the simplicity of the material solution, spatial arrangement and functional clarity are still considered an important aesthetic category. The article is an analysis of the phenomenon of emptiness in contemporary architecture, whose physical and aesthetic dimension is built with the use of concrete matter. Selected examples of architectural implementations in various architectural contexts are buildings of various scale and functions, but erected using concrete technology, often in order to emphasize the void in question. These considerations do not fully exhaust the topic and motif of emptiness in architecture. They have been narrowed down to the category of visual emptiness, which is objectively subject to description and attempts to define selected parameters. Its specific placement in concrete buildings draws attention to the essence of the building material that builds and encloses the void in space. The use of emptiness as a means of composition in architecture has an external and internal dimension as well as a physical, measurable and non-physical aspect related to the recipient's feelings. Aesthetic values are obtained through the use of various textures of the top layer, color, grain size, fractions and additives. Concrete creates the possibility of creating voids of various dimensions and obtaining planned visual final effects. Therefore, it has a particular application for housing and creating emptiness, emphasizing its motifs and extracting threads of meaning in contemporary architecture. The various architectural works cited in the article prove that emptiness has a positive and planned dimension, allowing the creators to thoughtfully create architecture through light and shadow, mass and emptiness, while using the palette of various qualities offered by concrete. Its texture, color and structure are a tool to enhance the appropriate mood and atmosphere of inner emptiness, the theme of which seems to be an indisputable element of modern architecture.

1. Wstęp

Motyw pustki w sztuce jest oczywistością. W różnej postaci odnajdujemy ją w muzyce, teatrze, literaturze, malarstwie, rzeźbie; znajduje ona również szczególne miejsce w architekturze. Jej obecność i wielkość wywołuje skrajne odczucia- potęgi, małości, zagubienia, osamotnienia, wyobcowania, wyizolowania, zdominowania ale również poczucie spokoju, równowagi, wyciszenia i wzniosłości.

Ujęcie jej istoty w kulturze bywa różnorodne. Jak pisze Małgorzata Czapiga: *Czytelność i zrozumienie kategorii pustki w kulturze europejskiej zasadza się na pewnej grze interpretacyjnej, w której znaczenia pustki tłumaczy się, dopełnia i dopowiada w różnych tekstach kultury, pozostawiając jednak pewien wspólny bagaż wyobrażeń o niej* [2, s.5].

Artykuł ten zostaje ograniczony do analizy pustki ograniczonej, obudowanej i celowo wykreowanej w przestrzeni budynku, wydzielonej przegrodami. Wzniosłe krajobrazy naturalne, otwarte przestrzenie czy monumentalne place wymagają odrębnego rozpatrywania kategorii pustki. Dlatego celowo pominięto zagadnienia bezmiaru niezagospodarowanej przestrzeni czy miejsc opuszczonych. Niniejsze rozważania motywu pustki dotyczą obszarów architektury betonowej w odniesieniu do realizacji budynków o różniej funkcji. Zatem przedmiotem analizy jest pustka wewnętrzna architektury.

Literatura przedmiotu w przeszłości w niewielkim stopniu zajmowała się problemem pustki w architekturze, być może uznając ją za coś kłopotliwego. Zauważalna zmiana jej znaczenia w wieku XX spowodowała zainteresowanie nią twórców i krytyków. Szczególnie po usankcjonowaniu się architektury nowoczesnej pojawiały się współczesne publikacje dotyczące tego zagadnienia. Należy wspomnieć artykuły: Choi, J.-Y., & Lee, Y.-S. (2016, October 31), *A Research on the Concept of Emptiness that Appears in Seung, Hyo-sang and Louis I. Kahn's Architecture* oraz przywoływane w pracy: Wąs C.: *Ekstatyczna pustka we współczesnej architekturze kultowej*, Quart nr 2, 2007; oraz Czapiga M.: *Po-widoki pustki. O sposobach konceptualizowania pustki w kulturze współczesnej,* Universitas, Kraków 2017. Ważnym głosem w tematyce jest artykuł : Głowacki T., *Amor vacui. Kilka uwag o architekturze współczesnej,* Autoportret 1-2007[18], MIK Kraków, 2007

Niniejsze analizy zawężone są do kategorii pustki wizualnej ,odczuwalnej i możliwej do określenia parametrycznego. Pustka owa może również wywoływać zaplanowane odczucia odbiorcy co jest nieodzownym elementem opisu architektury. Wydaje się, że motyw pustki w odniesieniu do architektury betonowej jest czymś oczywistym choć nie odnajdujemy satysfakcjonującej literatury w tym zakresie. Stąd niniejsza próba podjęcia tematu.

2. Motyw pustki a architektura.

Współczesna architektura wydaje się być odpowiedzią na oczekiwania zmiennych scenariuszy życia pozostawiając wolną przestrzeń dla odbiorcy, który nie ustaje w poszukiwaniu miejsc szczególnych doznań. Owa chęć kieruje w stronę architektury pustki, gdzie owa pustka *zyskuje konotacje ściśle ludzkie, odsyłając raczej do innych pojęć: samotności, wyobcowania, nadmiaru, nieskończoności, labiryntu i piekła* [2, s.5]. Pozostawienie wolnej przestrzeni daje odbiorcy swobodę obserwacji, analiz i interpretacji.

Poszukiwanie motywu pustki w sztuce a zwłaszcza w architekturze może mieć pretekst duchowy- odczuwalny i materialny- mierzalny, fizyczny. Ale jak ostrzega Małgorzata Czapiga *Pustka z pewnością nie jest terminem semantycznie niewinnym, choć na pozór*

mogłoby się wydawać, że odsyłać będzie raczej do „niczego" niż „czegoś". Im głębiej w pustkę wchodzimy, tym większy potencjał odkrywa [2, s.348].

Zapewne odnajdujemy wiele potwierdzeń dla takiej sytuacji. *Wydaje się, że współczesna architektura w ogóle, nie tylko o przeznaczeniu kultowym, często afirmuje pustkę, a jest to widoczne i w projektach, i w wielu realizacjach. Odbywa się to w dwojaki sposób: „poprzez kontrast między bryłą a jej brakiem oraz poprzez empatię z przestrzenią otwartą i otaczającym środowiskiem"* [2, s.146].

Tu należy przywołać kolejny kontekst- nicości- miejsca odosobnienia, odludzia, pustkowia czy miejsca opustoszałego, gdzie pustka jest wymowna i symboliczna. Jest przestrzenią niewypełnioną, która prowokuje widza/odbiorcę do aktywności: zmusza do refleksji nad jej istotą, powodując chęć jej wypełnienia lub zachowania. Takie rozważania przestrzenne powstawały przez kilkadziesiąt lat na pustyni Nevada w USA projektowane i wykonywane przez artystę Michaela Heizera. W zbudowanej utopijnej przestrzeni prowadził eksperyment na temat struktury i budulca - naturalnego i sztucznego. Pustkowie krajobrazu pustyni buduje nastrój dla jego betonowych budowli.

Fot. 1. Michael Heizer, 45°, 90°,180° complex of City, Nevada, Garden Valley, 1972-

Heizer wykonywał rozległe wykopy, usypywał szerokie gruntowe tarasy, wznosił również betonowe ściany budowli o nieodgadnionych funkcjach. Wyjaśnia jedynie, że tworzy *Miasto*, a zbudowane kompleksy stanowią geometryczną zagadkę. Zespół o nazwie 45˚, 90˚, 180˚ (fot. 1) jest najbardziej złożony - kompozycja trójkątnych i kwadratowych brył lub ścian zaczynających się od formy przestrzennych klinów, ułożonych liniowo, według określonego osiowego porządku. Następnie cztery trójkątne ściany trafiają w pustkę pomiędzy owe trójkątne pudła, potem kompozycja rozprasza się, w postaci kwadratowych płyt ułożonych na posadzce. Całość domyka ściana końcowa, stanowiąca oparcie dla kolejnych kwadratowych płyt ułożonych pod kątem 45 stopni, w pionie i poziomie odtwarzając opisane w z nazwie dzieła kąty. Wszystkie elementy wylane z betonu dają jednoznaczną wskazówkę – to forma i przestrzeń jest tu najważniejsza. Megalityczne rzeźby wyrastają z betonowej płaskiej posadzki. W otoczeniu sztucznie usypanego terenu

Fot. 2. Michael Heizer, Complex I of City, Nevada, Garden Valley, 1972-...

o gładkiej nawierzchni, ukształtowanego w formie skarp obiegających kompleks dookoła dzieło Heizera jest majestatyczne, monumentalne, jednocześnie odległe od tradycyjnej definicji rzeźby i architektury. Być może powstały *obiekt architektoniczny jest czystym językiem, a architektura jest niekończącą się manipulacją, gramatyką i składnią architektonicznych znaków. […] Formy nie podążają za funkcją, ale odnoszą się do innych form, zaś funkcje odnoszą się do symboli. Ostatecznie architektura całkowicie uwalnia się od rzeczywistości. Forma nie potrzebuje zewnętrznych usprawiedliwień*. [4, s.169] Zbudowane struktury o betonowych ścianach opierają się o geometrię brył podstawowych. Podobnie pryzma usypana z gruntu ograniczona jest dwoma żelbetowymi trapezami na obu poprzecznych krańcach wypełniony rodzimym gruntem (fot.2). A wszystko to umiejscowione na terenach w bezkresach pustyni, gdzie pustka, potęga otwartej bezludnej przestrzeni i mocnych betonowych, geometrycznych tworów dominuje nad widzem.

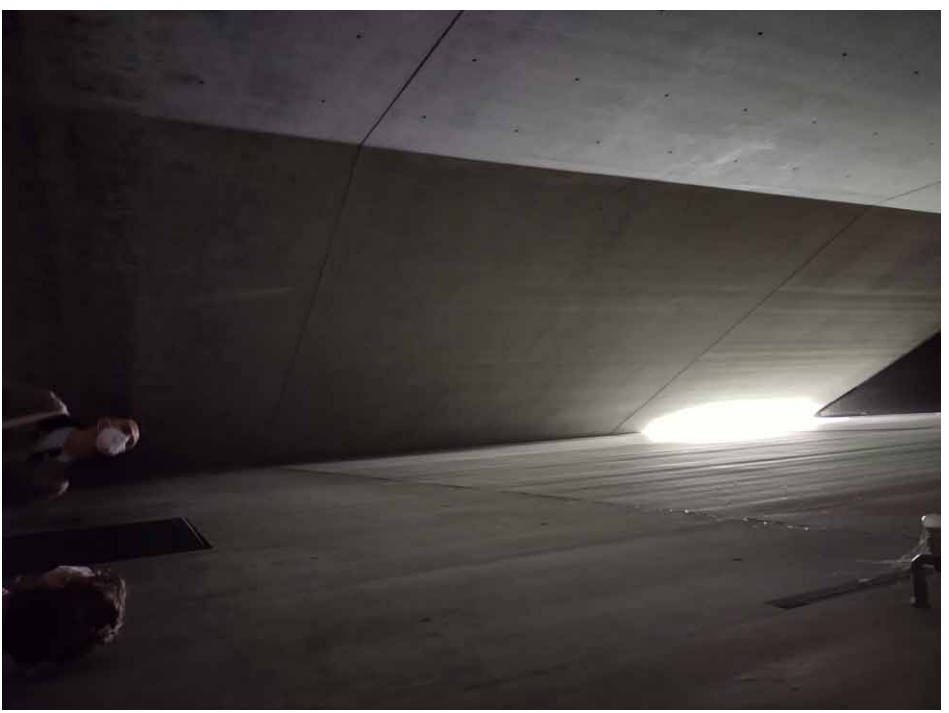
Kreowanie i pozostawianie pustki w architekturze prowokuje niekiedy do jej dopełniania i uzupełniania. To oczywiste zestawienie „puste- pełne" było i jest geometrią tworzącą architekturę. Prowadzi do uzyskania stosownej wolnej przestrzeni w architekturze obiektu; niekiedy jednak wzbudza poczucie zaburzenia proporcji, jakiegoś braku lub nadmiaru- takim pozornie luksusowym elementem architektury. Wszak pustka często oznacza bezużyteczną powierzchnię i kubaturę . Znaczenie jej wielkości nie jest racjonalnym parametrem lecz intuicyjnym elementem przestrzeni, rozbudowanym ponad normę wnętrzem.

Artysta Donald Judd poprzez tworzone minimalistyczne kompozycje zbliżał się do nowoczesnej architektury. Dla przykładu przestrzenna instalacja –kompozycja piętnastu betonowych bloków ułożonych w układzie prostokątnym to rozważania, które również dotyczą pustki. Identyczne prostopadłościenne betonowe „pudła" o wymiarach 2,5x2,5x5m ułożono w różnych konfiguracjach. Precyzyjnie uformowany żelbet w ścianach grubości 25cm zamyka przestrzeń prostopadłościanu z czterech stron pozostając jednocześnie otwarty u podstaw lub w dwóch przeciwległych podłużnych stron. Abstrakcyjne formy

ramy kadrują otaczający krajobraz. Tę kategorię minimalizmu należy rozumieć jako pustkę niezubożałą, pustkę zredukowaną - oczyszczoną przestrzeń.

Nieco inne spojrzenie przedstawiają architekci z indonezyjskiego biura DUA. Zapytani o znaczenie pustki w ich architekturze wyjaśniają, że pustka działa jak pauza w muzyce. Może być kojąca lub dramatyczna [5].

Kolejny rodzaj pustki odnajdujemy w rysowanych przez Piranessiego ruinach. Przestrzeń obrazu wypełniają bezużyteczne fragmenty budowli, budząc poczucie grozy i przemijania. Tu pustka ruin jest opresyjna, pochłania pozostałości po architekturze, zaciera ślady użytkowników. Jest ona również monumentalna i dominująca. *Kategoria pustki uruchamiać będzie tu zatem podobne scenariusze odczytań – nastrój grozy i niepewności spotęgowany zostaje w przypadku ruin często ciemnością i monumentalnością* [2, s.177].



Fot. 3. Daniel Libeskind, Muzeum Żydowskie, Berlin, 2001

Architekt Tomasz Głowacki zwraca naszą uwagę, że znaczące zmiany w pojmowaniu i definiowaniu pustki w architekturze przyniósł wiek XX wraz architekturą modernizmu a następnie minimalizmu. Zwrócenie się do istoty budynku i jego wewnętrznej części. *Pustka jest bowiem elementem podstawowym, bez którego wszelkie działania przestrzenne tracą swoją naturę… Dzięki niej, a dokładnie na jej tle, mają szansę być widoczne, wyłonić się i zaistnieć, różne byty, w tym architektura. Zatem poprzez kontrast dla pełni (bryły budynku) pustka jest niezbędnym środkiem architektonicznego wyrazu. Tworzywem warunkującym z jednej strony ekspozycję i ekspresję tego, co fizyczne, materialne – bryły, z drugiej tego, co ulotne, niematerialne, transcendentne – emocji, odczuć, myśli* [3, s.13]. A elementy te uznać należy za nieodzowne warunki architektury. Dodatkowo Głowacki podejmuje próbę uporządko-

wania sposobu kreowania pustki w architekturze m.in. jako: kompresja, dylatacja, rama, perforacja i redukcja.

Wydaje się również, że potrzeba pustki jest czymś naturalnym, szczególnie we współczesnej zurbanizowanej przestrzeni. I mowa tu nie tylko o pustce otwartej przestrzeni ale i pustceobudowanej, izolującej od zewnętrznego chaosu, natłoku bodźców świata zewnętrznego. Zainteresowanie jej motywem pobudza również architektura wschodu - Chin i Japonii, gdzie nadaje się jej emocjonalnego i duchowego wymiaru.

Zgodzić się można, że pustka bywa również pewnym celowym niedopowiedzeniem w architekturze. Daje to otwartą przestrzeń odbiorcy do interpretacji i dopowiedzenia czy wyobrażenia. Roman Ingarden nazywa właśnie te części dzieła sztuki jako tzw. miejsca niedookreślenia, które odbiorca uzupełnia [1].

W architekturze współczesnej odnajdujemy wiele obiektów, które zostały wykreowane z pomocą pustki przez co podkreślają jej istotę. Przestrzeń budowli Louisa I. Kahna to architektura pustki w różnej skali, z różnorodnym znaczeniem wolnej kubatury. Możemy jej przypisać wiele intencji, które wykraczają poza standardowe zasady architektury. Wielkie otwarte pomieszczenia pełne światła, cienia oraz ciszy. Ta sama reguła tyczy się dużych założeń architektonicznych i urbanistycznych. Podobnie motywy odnajdujemy w dziełach Tadao Ando.

Natomiast nieco inna pustka wypełnia budowle Daniela Libeskinda. W wzniesionym w Berlinie Muzeum Żydowskim znajdujemy intensywną grę widza z ekspresyjnymi formami architektonicznymi oraz pustką, z jej przerażającą głębią i wymowną treścią. Kulminacja tej ekstremy znalazła miejsce w wysokiej betonowej Wieży Holokaustu, w której jedyny górny otwór wpuszcza znikomą ilość światła dziennego (fot. 3).

Operowanie pustką daje twórcom wielorakie możliwości w kształtowaniu formy i treści architektury. *Jednak ważniejsze od ilościowych zależności jest to, że pusta przestrzeń staje się wartością świadomie projektowaną: kształtowaną (dylatacja, perforacja, dematerializacja), eksponowaną (rama, minimalizm, sztuczna topografia, przeźroczystość) i pozyskiwaną (kompresja, translokacja, iluzja). Co więcej, z elementu kreacji urasta do rangi samego celu – aktu kreacji* [3, s.14].

3. Przestrzeń pustki w architekturze betonowej. Analiza wybranych realizacji.

3.1. Alberto Campo Baeza, Bank Caja Granada, Granada, Hiszpania, 2001.

Alberto Campo Baeza jest autorem wielu oryginalnych i rozpoznawalnych dzieł architektonicznych, których formy zawsze wywodzą się z prostej geometrii brył. W 1999 roku zaprojektował siedzibę banku, którego kubiczna bryła posadowiona jest na jednokondygnacyjnym rozległym postumencie mieszczącym parkingi i pomieszczenia techniczne. Z dachu podstawy poprzez taras zaplanowano zasadnicze wejście do budowli. W dalszej części cokół zmienia się w betonowy mur wygradzający przyległy teren działki od ruchliwej ulicy. Budowla wzniesiona jest w oparciu o trójwymiarową siatkę 3x3x3m, której porządek podkreśla rytm otworów okiennych i modularna betonowa okładzina elewacji. Te zaś, kształtowane są odmiennie, w zależności od usytuowania względem stron świata.

Fot. 4. Alberto Campo Baeza, Bank Caja Granada, Granada, Hiszpania, 2001.

Fasada narażona na bezpośrednie promienie słoneczne posiada okna cofnięte o moduł przestrzenny – tworząc sześcienne, zacienione loggie. Puste kubiki w masie betonowej bryły tworzą zaplanowana grę światłem i cieniem. Natomiast elewacje północne mają otwory zlicowane z okładziną. Sześcienna bryła banku posiada wyjątkowy charakter oparty o prostą zasadę konstrukcyjno-materiałową. Silny wyraz tej elementarnej formy potęguje surowy i zdyscyplinowany rytm kompozycyjny obiektu. Elegancka betonowa konstrukcja uzupełniana jest kamiennymi elementami stanowiącymi wypełnienie ścian.

Plan budowli, choć zmienny na poszczególnych kondygnacjach, zasadniczo kształtuje wydrążony w środku kwadrat. Duże wewnętrzne przekryte atrium z czterema filarami stanowi centrum budowli (fot. 4). Cztery betonowe kolumny o modułowej średnicy

3m porządkują otwartą przestrzeń, wokół której rozmieszczono biura przy czterech zewnętrznych ścianach na siedmiu kondygnacjach. Atrium doświetlają otwory w stropie, jednak wysokość kilkudziesięciu metrów sprawia, że wewnątrz panuje lekko rozświetlony półmrok, dający wytchnienie od hiszpańskiego upału. Autor opisuje to słowami- *Krótko mówiąc, jest to betonowo-kamienne pudełko, które zatrzymuje światło słoneczne w środku, aby służyć funkcjom realizowanym w ramach tego „impluvium światła* [6]. Wnętrze to pustka, która stanowi serce budowli. Zbudowana jako dialog naturalnego alabastru i elementów wylewanych z betonu architektonicznego. Przemyślana konstrukcja zadaszenia ze świetlikami oraz otwory w ścianach zewnętrznych umożliwiają regulowanie ilości światła docierającego do środka co uatrakcyjnia charakter wielkiej pustki głównego hallu.

3.2. Alberto Campo Baeza, Grobowiec, Wenecja, Włochy, 2019.

Zupełnie odmienny skalą obiekt grobowca cmentarnego powstały w 2019 roku w Wenecji to niewielki budynek wzniesiony z betonu. Jego bryła żelbetowego sześcianu o trzech wymiarach modułu długości 3m stanowi grę formą, światłem i cieniem, pustką i ścianą, materiałem naturalnym i sztucznym.

Budowla posadowiona jest na betonowym postumencie, którego wymiar odpowiada wysokości sąsiednich nagrobków (fot. 5). Ściany grobowca jako monolityczne odlane zostały z dużą precyzją i dbałością o szczegóły technologiczne, jednocześnie bez angażowania wielkich środków i szczególnych materiałów. Realizacja tej niewielkiej formy stanowi połączenie kunsztu rzemieślniczego z wiedzą i doświadczeniem.

Zewnętrzne ściany w widocznym rysunkiem deskowania naturalnego o szerokości elementu 20cm oraz otwory technologiczne określają tradycję architektury betonowej i jej technologię. Takie samo wykończenie odnajdujemy wewnątrz. Kontrastem dla owych ścian jest strop wylewany na płaskich jednolitych blatach. Oczywisty zabieg techniczny daje oczekiwane wyrażenie estetyczne- ciężkie regularne pasy ścian oraz lekkość i gładkość sufitu- stropu. Masywność i grubość 20 cm zewnętrznej ściany zestawiono z lekkością i jednolitością stropu. Grę naturalnego światła we wnętrzu umożliwiają modularne otwory w narożnikach bryły.

Kubatura grobu jest otwarta, narażona na wpływ warunków atmosferycznych. Zatem aby ułatwić odprowadzanie wód opadowych z wnętrza budowli zaprojektowano w narożu kwadratowy modularny otwór w podłodze wypełniony lustrem. Pod tym przekryciem schowano system grawitacyjnego odprowadzenia wody.

Na uwagę zasługują drzwi wejściowe- zaprojektowane i wykonane z betonu. Stalowa rama stanowi nośnik dla dwóch betonowych płyt grubości 5cm odlanych z zachowaniem rytmu deskowania ścian zewnętrznych.

Tak zbudowana pustka grobowca stanowi oprawę dla białej marmurowej urny podwieszonej na stalowych cięgnach do sufitu. Również i tu precyzja wykonawcza współgra z rygorem projektowym i przestrzennym. Wymiary białego kubika są pochodną modułu- 60x60x60cm. Całość, pomimo niewielkich rozmiarów sprawia eleganckie i poważne wrażenie stosowne do funkcji pomieszczenia. Gra światła naturalnego, materiału i sposobu jego wykończenia pozwala odczuć szlachetność tej przestrzeni. Beton dzięki zmiennej charakterystyce fizycznej wpływa bezpośrednio na estetyczne walory obiektu. Wymowna choć niewielka pustka skrywa pamięć o zmarłym. Jej znaczenie wyjaśnia autor: *W ciągu dnia promienie słoneczne, przechodząc przez otwory w betonowym sześcianie, padną na biały marmur zawieszonej urny i nastąpi swego rodzaju świetlista transfiguracja zdolna do zatrzymania czasu* [7]. To pamięć wyrażona poprzez mały ale szlachetny betonowy monument.

Fot. 5. Alberto Campo Baeza, Grobowiec, Wenecja, Włochy, 2019

3.3. Pedro García Martínez, Grobowiec, Murcja, Hiszpania, 2019.

Innym przykładem obiektu o podobnej funkcji i skali jest kaplica grobowa zbudowana w Lobosillo w Murcji w 2019 roku według projektu hiszpańskiego architekta Pedro García Martíneza. W szeregu tradycyjnych grobowców wzniesiono budowlę nowoczesną i bogatą w symbolikę architektury, odwołującą się do pamięci o zmarłym.

Konstrukcja budynku jest podwójna – wewnętrzna betonowa ściana wydzielająca przestrzeń jest oddalona od zewnętrznej pustą przestrzenią zapewniającą penetrację światła naturalnego. Dzięki temu niewielkie ale liczne kwadratowe otwory w wewnętrznej formie kształtują dostęp miękkiego rozproszonego światła. Wpływa to bezpośrednio na atmosferę tego poważnego miejsca, którą bezpośrednio kształtuje gra światła, pustki, faktury wykończenia okładzin i rodzaj materiału. Wewnętrzna cześć kaplicy zbudowana z betonowych płaszczyzn z widocznym żłobkowaniem wykonanym z pomocą matryc jest zawieszona i odsunięta od ścian zewnętrznych. Stanowi ona jakby bazę wykonaną z betonu z okładziną kamienną. Ten sam materiał wypełnia posadzkę oraz schody do

krypty podziemnej. Paletę wewnętrznych materiałów uzupełnia naturalne jasne drewno, z którego wykonano we fragmentach lamelową okładzinę ściany z siedziskiem oraz fragment podłogi.

Geometryczną kompozycję betowych płyt uzupełniają otwory doświetlające w ścianach i stropie zamykającym, które umożliwiają dostęp światła słonecznego do wnętrza kaplicy (fot. 7). Budowla posiada zróżnicowane fakturowo betonowe fasady. Kompozycja odciśniętych płaskich prostokątnych płaszczyzn uzupełniona jest otworami doświetlającymi. Te zlicowane z krawędzią ściany mają wypełnienie mleczną szybą., drugie zaś, cofnięte w niszach pozostają otwarte. Dolna część fasady frontowej odznacza się do wysokości sąsiednich grobowców rodzajem wykończenia płaszczyzny betonowej z widocznym surowym odciskiem naturalnych desek. Wejście główne wykonano jako wrota o konstrukcji stalowej wypełnione betonowymi płycinami (fot. 6).

Pustka wnętrza jest metaforą straty bliskiej osoby, w której górne rozproszone światło może symbolizować nadzieję. Betonowe ściany ukazują swój różnorodny charakter wpływając na odbiór przestrzeni. Traktowane z precyzją i dbałością podkreślają swą wartość w zestawieniu z naturalnym marmurem i drewnem.

Fot. 6, 7. Pedro García Martínez, Grobowiec, Murcja, Hiszpania, 2019.

Kompozycja szlachetnych materiałów zdaje się być warstwowa w układzie pionowym. Zapewne to celowy zabieg architekta by uzyskać pożądaną symbolikę tej budowli. Światło i pustka zestawiona jest z ciężarem i grawitacją [8]. Daje to zaskakujące odczucie lekkości betonowych elementów, wręcz lewitującego we wnętrzu wypełnionym światłem. Coś co zwyczajowo uważane jest za materiał ciężki i statyczny w tej realizacji staje się lekką i świetlistą przegrodą, wypełniającą pustkę niejako metaforyczny symbol nieskończoności.

3.4. Fernando Menis, Kościół Odkupiciela, Santa Cruz, Teneryfa, 2004-2020.

Obiekty sakralne często swą wielką skalą wywołują odczucia wzniosłości i powagi. Potężne budowle zapamiętane z przeszłości kształtowały pustą wewnętrzną przestrzeń. *Pustka w przestrzeni sakralnej, nawet jeśli nie staje się znakiem bezpośredniej obecności Absolutu, uruchamiać może postawę kontemplacyjną, refleksyjną, medytacyjnego odczucia nie-codzienności* [2, s. 145].

Choć skala Kościoła Odkupiciela zbudowanego według projektu Fernando Menisa jest niewielka to w pełni odczuwalny jest szczególny, adekwatny do funkcji nastrój. Bryła świątyni złożona jest z czterech nieregularnych skośnie ułożonych betonowych bloków, które rozdzielają niewielkie szczeliny. Bryły te odchylone od pionu budują oryginalną formę. Szczeliny i rozcięcia wpuszczają niewielką ilość południowego słońca do wnętrz powodując silniejsze wrażenia odbiorców. Mistycyzm i zaduma oraz surowość formalna skupia uwagę na duchowości tej przestrzeni. Wycięcie fasady frontowej w kształcie krzyża wpuszcza promienie wschodzącego światła. Podobnie kolejne szczeliny dozują naturalne światło w poszczególnych partiach budynku wraz ze zmianą pory dnia.

Podobnie do poprzednich przykładów betonowe ściany i tu ukazują swą różnorodną fakturę. Wewnętrzne są gładkie z rysunkiem styku blatów oraz chropowate, młotkowane wewnątrz sali ceremonii (fot. 9). Natomiast zewnętrzne zyskały ślady odciśniętego deskowania tradycyjnego ułożonego pod zmiennym skośnym kątem w stosunku do pochylonych ścian brył zewnętrznych (fot. 8).

Na szczególną uwagę zasługują te młotkowane, o dużej nierówności i z dużą ilością pęcherzy powietrza. Daje to jednoznaczne nawiązania do naturalnego wulkanicznego kamienia. Aby zwiększyć absorpcję akustyczna ścian głównej sali, do mieszanki betono-

Fot. 8. Fernando Menis, Kościół Odkupiciela, Santa Cruz, Teneryfa, 2004-2020.

Fot. 9. Fernando Menis, Kościół Odkupiciela, Santa Cruz, Teneryfa, 2004-2020.

wej dodano lekki porowaty kamień wulkaniczny, z której po rozszalowaniu odłupano wierzchnią warstwę uzyskując nierówną powierzchnię.

Beton pozwolił twórcy na pracę na miejscu, z lokalnymi wykonawcami i ogólnie dostępnym materiałem. Dodatkowo masywne betonowe ściany dobrze izolują wnętrze od upałów Teneryfy. Bezwładność termiczna przesądza o walorach tego materiału. Całość minimalistycznej kompozycji dopełniają drobne elementy jak betonowy ołtarz, ambona i ława. Betonowe posadzki z dodatkiem kamienia zyskują unikatową materialność.

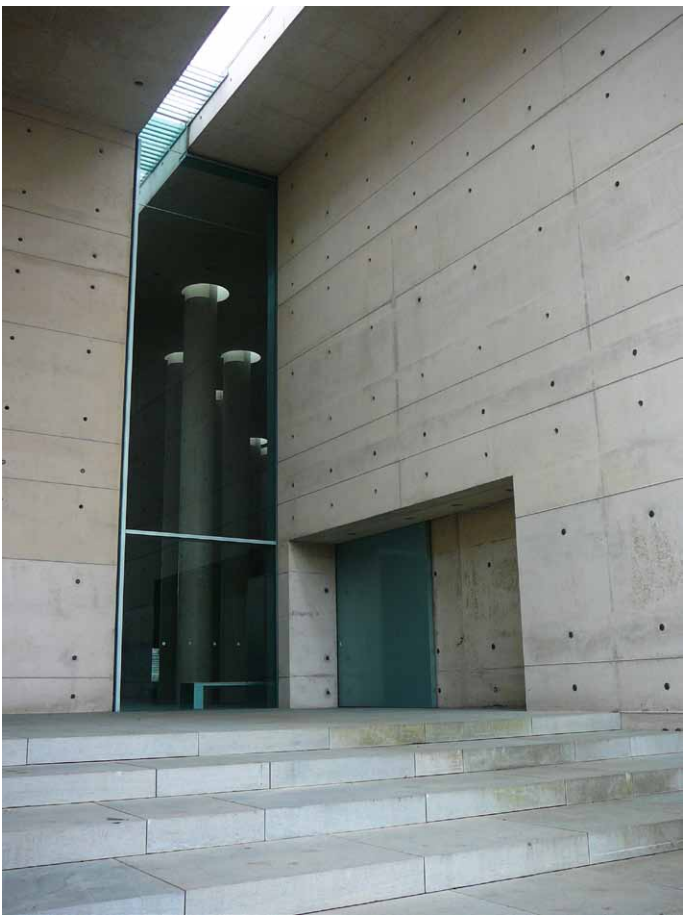
Długi czas realizacji tego obiektu dał architektowi możliwość utwierdzenia się w słuszności przyjętych założeniach projektowych oraz poddaje weryfikacji architekturę budowli. Zbudowana kaplica wydaje się być niezwykłym i drogocennym kamieniem, którego szlif powstał z udziałem niewielkiej liczby pracowników. Wymagało to przyjęcia nieskomplikowanej acz szlachetnej metody budowania.

Ten niewielki budynek skrywa dużą pustkę głównej hali świątyni, którą odpowiednio modeluje niewielka ilość światła naturalnego wpadającego przez szczeliny. Jego wnętrze zostało zredukowane do niezbędnego minimum gdzie wyposażenie oraz elementy wystroju to proste i przemyślane urządzenia. W tej realizacji beton ukazuje swój różnorodny charakter, który architekt wykorzystuje do zbudowania planowanego wyglądu, nastroju nie zapominając o **właściwości**ach technicznych.

3.5. A. Schultes, Ch. Frank, Krematorium Baumschulenweg, Berlin, Niemcy, 2001.

Obiekt krematorium według projektu Axel Schultesa i Charlotte Frank zlokalizowany jest na terenie cmentarza miejskiego w południowo- wschodniej dzielnicy Berlina. Pro-

stopadłościenna betonowa bryła ukształtowana na zasadzie kontrastu pustki i masy, światła i cienia oraz betonowych ścian i szklanych fasad. To obiekt o szczególnej funkcji wyrażony poprzez oszczędną i prostą formę ale posiadający niezwykle bogatą symbolikę.



Fot. 10. A. Schultes, C. Frank, Krematorium Baumschulenweg, Berlin, Niemcy, 2001.

Wydrążona przestrzeń sugeruje wejście go poważnej w swej geometrii budowli. Dwie monumentalne w skali nisze w betonowej elewacji frontowej są umieszczone symetryczne i kształtują wejścia do nowego budynku. Stanowią one otwarte przedsionki, w których ciągłość betonowych stropów przerywa szczelina przechodząca przez cały budynek (fot. 10). Fasady obiektu składają się z kompozycji trzech materiałów – gładkiego betonu, szkła i metalu. Dwie dłuższe – to monolityczne ściany skrywające funkcję budowli. Wykonane z betonu licowego posiadają jedynie uporządkowane linie podziału- styku płyt szalunkowych i otwory po ściągach. Przednia i tylna zaś to geometryczna gra otwartego i zamkniętego, pustki i masy, szorstkiego betonu i gładkiego przeźroczystego szkła. Duże płaszczyzny okien umożliwiają wgląd do wnętrza budowli.

Podobny rygor projektowy obowiązuje w kształtowaniu rzutów, wnętrz i ich elementów. Obiekt w parterze posada dwie sale ceremonii dla 50-ciu osób oraz większą, mieszczącą 250 osób. Ta niezwykła przestrzeń wypełniona jest 29 żelbetowymi słupami o nieregularnym, swobodnym ułożeniu. Kolumny nie łączą się z sufitem w konwencjonalny sposób - w miejscu styku ze stropem wycięto otwory doprowadzające smugi naturalnego światła. Doświetlenie przestrzeni dopełniają boczne świetliki stykające się z przeciwległymi ścianami, połączone z pionowymi taflami okien. Pomieszczenia oddziaływają swą wielkością, wymowną pustką wypełnioną światłem.

Sale ceremonii z ascetycznym wykończeniem i skromnym wyposażeniem sprzyjają kontemplacji miejsca i jego przestrzeni. I tu beton architektoniczny otrzymał gładkie i precyzyjne wykończenie. Poprzez rygorystyczne i geometryczne kształtowanie architektury oraz jej otoczenia stworzono poważną oprawę dla „trudnej" i monumentalnej funkcji, miejsce czci i szacunku dla odchodzących. Wymowna pustka w relacji z otaczającym krajobrazem stanowi element wnętrza tej budowli. Geometryczny porządek mający swój początek w skali urbanistycznej kontynuowany do każdego detalu podkreśla osiowość, a kształtujące trzy elementy: szary kolor gładkiego betonu, odlewanego z niezwykłą starannością, refleks tafli szkła oraz turkusowy kolor elementów wykończenia i wyposażenia- konsekwentnie budują tę oryginalną i symboliczną formę**.**

3.6 Libeskind Studio, Narodowy Pomnik Holokaustu, Ottawa, Kanada, 2017.

Odmienne motyw pustki zawarto w Narodowym Pomniku Holokaustu w Ottawie w Kanadzie zaprojektowanym przez Libeskind Studio, który powstał w 2017 roku. Ta ekspresyjna rzeźbiarska forma betonowego pomnika upamiętniającego ofiary zagłady stanowi zdecydowaną grę przestrzeni pustki i wygradzających ją ścian. Sześć narożnych trójkątnych figur tworzy gwiazdę (fot. 11), która stanowi bezpośrednie odniesienie do oznaczeń graficznych stosowanych przez gestapowców w celu znakowania więźniów. Forma jednoznacznie komunikuje narzuconą symboliczną geometrię, jej świadectwo jest mocne.

Skośne ściany pomnika tworzą labirynt korytarzy i przejść pomiędzy wysokimi bryłami a beton wyraża surowy i poważny nastrój. Eksponowane lica posiadają różne faktury a na części z nich odciśnięto obrazy. Jak wielokrotnie podkreślał autor pomnika - tworzona przez niego architektura zawsze mówi a nie milczy.

Wznoszona ku pamięci bolesnych i okrutnych wydarzeń, o których chciałoby się zapomnieć nadal jest potrzebna- ma zaświadczać, przywoływać, nieraz ostrzegać teraźniejszość i przyszłość. Jej nowoczesne formy i abstrakcyjne kształty są nośnikiem informacji i uczuć, wzbudzają wzniosły odbiór i poczucie ważności i powagi miejsca oraz wydarzeń. Forma stanowi również obudowę wewnętrznej otwartej pustki monumentu, która odcina odbiorcę od świata zewnętrznego (fot. 12).

Betonowe pionowe i skośne ściany oraz powierzchnie brył eksponują różne sposoby wykończenia zewnętrznego lica. Dynamiczne kształty implikują wielość znaczeń a pustka pozostawia przestrzeń dla interpretacji odbiorcy.

Fot. 11, 12. Libeskind Studio, Narodowy Pomnik Holokaustu, Ottawa, Kanada, 2017

3.7. Ad Artis Architects, ICHOT – Brama Poznania, Poznań, 2013

Również w Polsce możemy wskazać wiele realizacji architektury betonowej, w której motyw pustki jest istotnym elementem kształtującym ich wygląd i funkcjonowanie. Zrealizowany w 2013 roku budynek ICHOT – Brama Poznania według projektu Ad Artis Architects wzniesiony z użyciem technologii betonów to obiekt centrum informacji usytuowany na wprost Ostrowa Tumskiego i połączony z budynkiem przyczółka Śluzy Tumskiej kładką. Betonowa budowla o rzucie kwadratu i wysokości połowy sześcianu to współczesny monument, monolit bez okien zewnętrznych, który zawisnął nad brzegiem Cybiny (fot. 13).

Fot. 13, 14, 15. Ad Artis Architects, ICHOT – Brama Poznania, Poznań, 2013.

Wewnętrzna szczelina w betonowej bryle wskazuje miejsce wejścia i hallu łączącego funkcje umieszczone w dwóch odrębnych kawałkach pierwotnej bryły.

Beton architektoniczny wylewany z dużą starannością podkreśla monolityczność formy, surowość i jednolitość idei i materiału oraz klarowną dyspozycję przestrzeni wewnętrznej. Pustka hallu pozwala komunikować się pomiędzy salami centrum a jej skośne ułożenie wynika bezpośrednio z kierunku osi widokowej na wieże archikatedry Ostrowa Tumskiego (fot. 14). Połaczenie z drugim brzegiem rzeki zapewnia zabudowana kładka o długości ponad sześćdziesiąt metrów.

Zastosowany beton wysokiej klasy podkreśla monolityczność budowli. Wewnętrzna pustka obudowana żelbetowymi ścianami zyskuje szlachetną oprawę. Wymagało to odpowiedniego zaplanowania nie tylko technologii ale i koordynacji z wszystkimi wymaganymi instalacjami wewnętrznymi budynku- ich wykonanie po zakończeniu betonowania w takiej konstrukcji jest niemożliwe.

Beton w muzealnictwie jest czymś wręcz naturalnym. W połączeniu z pustką daje odpowiednie i kontrolowane odczucia tej architektury. W przypadku ICHOT jest to podwójnie ważne- beton fasady został wylany bez szczelin dylatacyjnych – co wymagało zastosowania specjalnego kotwienia ściany osłonowej na trzpieniach dylatacyjnych. Podobnie płyty w sufitach o grubości 7cm podwieszono. Aby uzyskać bezbelkowe i gładkie stropy wewnętrzne wykonano je w technologii COBIAX. Tak zaawansowane rozwiązania dają twórcom spore możliwości we współczesnych realizacjach architektonicznych, czego potwierdzeniem jest niniejsza realizacja.

3.8. Nizio Design, Mauzoleum Martyrologii Wsi Polskich, Michniów, 2020

Innym przykładem związanym z architekturą pamięci jest Mauzoleum Martyrologii Wsi Polskich w Michniowie. Ta niepozorna z perspektywy widza od strony drogi dojazdowej budowla rozwija swą tajemnicę w głąb działki. Stopniowanie zamkniętej bryły masy betonu w kierunku narastającego uwalniania konstrukcji z funkcji powoduje, że dochodzi do rzeźbiarskiej obudowy pustki, pozornego wnętrza zarysowanego szczątkową konstrukcją ścian i dachu. Niezwykle geometryczne i płynne traktowanie formy i funkcji przenosi zwiedzającego i jego odczucia z hallu głównego budynku mauzoleum i w stronę pustki i otwartego krajobrazu naturalnego.

Skomplikowana struktura budynku powstała jako projekt, który czekał na realizację ponad 10 lat. To w architekturze pozornie niewielki dystans. Ale w obecnej dynamicznej rzeczywistości to okres, który weryfikuje architekturę na wielu płaszczyznach. Dlatego decyzja o użyciu betonu była trafna i nieprzypadkowa - żaden inny materiał nie pozwoliłby uzyskać zamierzonego efektu surowości, ponadczasowości pamięci oraz możliwości formowania trudnych fragmentarycznych kształtów. Beton wylewany w tradycyjnym deskowaniu uzyskał fakturę widoczną na zewnątrz i wewnątrz obiektu. Zaawansowane rozwiązania struktur ścian skrywają warstwę izolacji termicznej oraz wewnętrzne instalacje. Zewnętrzne wierzchnie warstwy dachów odlewano w technologii betonu wodoszczelnego (fot. 17).

Budowla wzmacnia wrażenie ujmującej pustki, poczucia powagi i wzniosłości kontekstu miejsca i upamiętnianych wydarzeń oraz ludzi. Betonowe kształty stojące w kontraście do naturalnego krajobrazu to fragmentaryczne formy o archetypowym kształcie chałup, który rozpada się tworząc metaforę ruin i zgliszcz wypalonej zabudowy wsi (fot. 16). To monument, ważny pomnik tragedii setek ludzi, w którym stopniowanie nastroju i pewnej wzniosłości zabarwionej grozą, beton odgrywa kluczową rolę. Kształtuje obiekt mauzoleum jako figuratywną rozpadającą się przestrzeń- rzeźbę pustki z betonowymi

fragmentami ścian i dachów. Ta mocna formalnie metafora jest dość bezpośrednia ale i zdaje się być trafna, ujmująca wprost. W miejscach pamięci pustka jest bardzo ważnym elementem, budującym formę upamiętnienia ale i wzbudzająca poczucie pustki i osamotnienia u odbiorcy.

Fot. 16,17. Nizio Design, Mauzoleum Martyrologii Wsi Polskich, Michniów, 2020

3.9. A. Sołyga, Z. Pidek, M. Roszczyk, DDJM, Muzeum- Miejsce Pamięci, Bełżcec, 2004

Takie zadanie wypełnia Miejsce Pamięci i Muzeum w Bełżcu według projektu artystów- rzeźbiarzy: Andrzeja Sołygi, Zdzisława Pideka i Marcina Roszczyka. Monument powstał w miejscu nazistowskiego obozu zagłady 1942-1943 jako duży prostokątny obszar pamięci. Został wyłożony żwirem i popiołem- symbolicznym materiałem powstającym podczas pożarów. Teren otoczony murami rozdziela skośna droga prowadząca od budynku muzeum do betonowej ściany pomnika, która zagłębia się stopniowo w zboczu monumentu. Opadająca ścieżka powoduje stopniowe wyłanianie się wielkich betonowych murów a pustka szczeliny staje się dramatyczna. Faktura nieperfekcyjnego betonu uświadamia odbiorcę, że znajduje się z miejscu poniżej gruntu (fot. 18). Przy wejściu na teren znajduje się budynek muzeum, którego architektura stanowi tło w konfrontacji z rozległym miejscem kaźni. Bryła budynku wraz z wygradzającymi murami wpisuje się **w układ pomnika.** Skromna i powściągliwa forma z należytą elegancją uzupełnia funkcję miejsca pamięci. Gładki beton wylewany w płaskich szalunkach harmonijnie buduje elegancję i powagę obiektu. Wynika to z odczytanego kontekstu miejsca przez autorów z biura DDJM budynku, który stanowi symboliczną betonową bramę do terenu pamięci. Całe działanie wymagało skupienia i powagi oraz skromności formalnej. Pustka miejsca kaźni jest tu symboliczna. Beton pojawia się w różnych elementach i odmiennym sposobie traktowania budulca. Mury szczeliny wydzielające dojście do muzeum są odlewane z zamierzoną niestarannością, wystające z nich pręty nawiązują do ruin i zgliszcz budynków zniszczonych podczas wojny.

Obiekt jak i całe Miejsce Pamięci należy odnieść do innej kategorii pustki- wielkiej otwartej przestrzeni, której wymiar jest dojmujący, poważny i wzniosły.

Fot. 18. A Sołyga, Z. Pidek, M. Roszczyk, DDJM, Muzeum- Miejsce Pamięci, Bełżcec, 2004

4. Podsumowanie

Niniejsze rozważania nie wyczerpują całkowicie tematu i motywu pustki w architekturze. Zawężone do kategorii pustki wizualnej stanowią część, która w obiektywy sposób poddaje się opisowi i próbom określenia wybranych parametrów. Jej szczególne umiejscowienie w betonowych budowlach zwraca uwagę na istotę materiału budowlanego, który buduje i wygradza pustkę w przestrzeni. Wybrane i opisane obiekty stanowią niewielki wycinek znaczących realizacji architektury betonowej z ściśle współzależną od niej przestrzenią pustki.

Wnioskować można, że stosowanie pustki jako środka kompozycyjnego w architekturze ma wieloraki wymiar. Jej fizyczny i mierzalny aspekt znajdujemy w ujęciu:

a) zewnętrznym - nisza, podcień wgłębienie, wcięcie w bryle budowli
- szczelina, rozcięcie, pęknięcie pomiędzy bryłami budowli

b) wewnętrznym - obudowana pustka pomieszczenia, wolna kubatura zamknięta

Natomiast jej wymiar niefizyczny związany z odczuciami odbiorcy opisujemy jako ponadmiarowa i pusta przestrzeń wewnętrzna, ale również jako zewnętrzna pustka, która może być wzniosła, poważna ale i przytłaczająca.

Owe walory estetyczne uzyskiwanie są również poprzez stosowanie różnorodnych faktur wierzchniej warstwy, koloru, uziarnienia, frakcji i dodatków. Nie bez znaczenia są również szczególne wytyczne techniczne m.in. uzyskanie odpowiednich warunków akustycznych czy temperatury wnętrza poprzez stosowanie nietypowych receptur mieszanek betonowych oraz sposób formowania powierzchni przegród.

Beton stwarza możliwości realizacji pustki i szczelin o różnych gabarytach oraz uzyskiwanie różnych wizualnych efektów końcowych. Ma on szczególne zastosowanie dla obudowy i kreacji pustki, podkreślania jej motywów i wydobywania wątków znaczeniowych we współczesnej architekturze. Zatem można przypuszczać, że przywołane w artykule różnorodne dzieła architektoniczne dowodzą, że pustka ma wymiar pozytywny i zaplanowany, pozwalając twórcom na przemyślane kreowanie architektury poprzez światło i cień, masę i pustkę, wykorzystując przy tym paletę różnych walorów jakie daje beton. Jego faktura, kolor, struktura to narzędzie do wzmacniania odpowiedniego nastroju i atmosfery wewnętrznej pustki, której motyw zdaje się być bezdyskusyjnym elementem współczesnej architektury.

Literatura

[1] Brogowski L.: *Struktura konkretności i miejsca niedookreślenia u Ingardena* [w:] Teksty Drugie : teoria literatury, krytyka, interpretacja nr 3 (21), 1993
[2] Czapiga M.: *Po-widoki pustki. O sposobach konceptualizowania pustki w kulturze współczesnej*, Universitas, Kraków 2017
[3] Głowacki T., *Amor vacui. Kilka uwag o architekturze współczesnej*, Autoportret 1-2007[18], MIK Kraków, 2007,
[4] Wąs C., *Architektura a dekonstrukcja. Przypadek Petera Eisenmana i Bernarda Tschumiego,* Wrocław 2015,
[5] https://www.ssense.com/en-us/editorial/culture/the-luxury-of-emptiness-meet-indonesian-architecture-firm-dua dostęp 05.2023
[6] www.campobaeza.com/caja-granada/ dostęp 04.2023
[7] www.campobaeza.com/ca dostęp 04.2023
[8] https://www.worldbuildingsdirectory.com/entries/the-thickness-of-emptiness-funerary-chapel/ dostęp 04.2023

Źródła fotografii

Fot. 1, 2.: http://www.latimes.com/la-oe-michael-heizer-city-20150517-pg-photogallery.html
Fot. 3,8,10,13,14,15: autor M. Początko
Fot. 4.: https://www.campobaeza.com/caja-granada/ (data dostępu: 05.05.2023)
Fot. 5.: https://www.campobaeza.com/2019-il-cielo-in-terra/ (data dostępu: 05.05.2023)
Fot. 6,7.: https://premiosarquitectura.carm.es/premiosarquitectura/faces/vertrabajo .xhtml?anuexp=2019&numexp=11&w=400 (data dostępu: 02.04.2023)
Fot.8.: autor M. Początko
Fot.9.: https://www.metalocus.es/en/news/holy-redeemer-church-fernando-menis-faith-form-international-award-religious-architecture-art (data dostępu: 02.04.2023)/ autor fot. Patricia Campora
Fot. 11,12.: https://www.archdaily.com/881316/national-holocaust-monument-studio-libeskind (data dostępu: 22.04.2023) autor: doublespace photography
Fot. 16,17.: https://www.archdaily.com/965951/mausoleum-of-martyrdom-of-polish-villages-nizio-design-international?ad_source=search&ad_medium=projects_tab (data dostępu: 30.04.2023) autor: Marcin Czechowicz
Fot.18.: https://www.belzec.eu/pl/page/zbieranie_informacji_o_ofiarach/180 (data dostępu: 04.05.2023)

Grzegorz Twardowski

Architektura modernizmu Krakowa i jej wpływ na współczesną betonową estetykę

KRAKOW'S MODERNIST ARCHITECTURE AND ITS IMPACT ON CONTEMPORARY CONCRETE AESTHETICS

Streszczenie

W okresie modernizmu w Krakowie powstało wiele dzieł architektury, których artykulacja rytmów okien, słupów i płaszczyzn w elewacji, tworzyła wspaniałe muzyczne zapisy, stanowiące o ich estetycznym wyrazie. Rozważania skupiają się wokół rozwoju modernizmu, ukazując miasto Kraków zróżnicowanym architektonicznie. To właśnie w tym okresie można odnaleźć prekursorską siłę oddziaływania na dzisiejszą betonową estetykę. Celem opracowania jest zwrócenie uwagi na istotną rolę, jaką odegrała krakowska architektura modernizmu w rozwoju architektury betonowej we współczesnym kontekście.

Wprowadzenie betonu jako głównego materiału konstrukcyjnego w architekturze stanowiło kluczowy element modernizmu. Krakowski modernizm eksperymentował z betonem zarówno jako materiałem strukturalnym, konstrukcyjnym, jak i wizualnym, co było rewolucyjne w tamtych czasach. Dariusz Kozłowski w swoich rozważaniach dotyczących betonu, jako elementu kształtującego architekturę, podkreślał jego dwoistość. Beton często ukrywał się pod warstwami innych materiałów, które reprezentowały ukrytą strukturę lub miały swoje własne estetyczne walory. Jednakże czasami to właśnie beton, oświetlony pełnym słońcem, samodzielnie przekazywał kształty i znaczenia architektury, tworząc jedność struktur, symboli i estetyki.

Przytoczone przykłady architektury, które wywołują silne emocje u autora tekstu, mają na celu ukazanie pewnej tradycji budowania, która ustanowiła nieosiągalne ideały dla nowych pokoleń. Autor jest przekonany, że aby zrozumieć świat architektury, należy zgłębiać wiedzę na temat tych niepodważalnych wzorców. Każdy człowiek jest związany z tradycją. Niezależnie od tego, czy myśli, że może wszystko wyrzucić do kosza i zacząć od nowa, to nie zmienia faktu, że tradycja jest z nim związana i zawsze, świadomie lub mniej świadomie, będzie do niej się jakoś odnosił i do niej powracał. To, co się zmienia, to nasze rozumienie tradycji i odważne spojrzenie na nią oraz możliwości jakie nam daje. Dzięki dziedzictwu architektury, młodzi architekci mają możliwość kontynuowania oraz rozwijania tych wartości, czerpiąc z tradycji, pozytywnie wpływając na jakość życia ludzi, tworząc estetycznie pociągającą architekturę, która zapewnia komfortowe i godne warunki życia.

dr Grzegorz Twardowski – Politechnika Krakowska

Abstract

During the period of modernism, many works of architecture were created in Krakow, whose articulation of the rhythms of windows, pillars and planes in the façade created wonderful musical records, determining their aesthetic expression. The considerations focus on the development of modernism, showing the city of Krakow architecturally diverse. It is during this period that the pioneering power of influencing today's concrete aesthetics can be found. The aim of the study is to draw attention to the important role played by Krakow's modernist architecture in the development of concrete architecture in the contemporary context.

The introduction of concrete as the main construction material in architecture was a key element of modernism. Krakow's modernism experimented with concrete as both a structural, constructive and visual material, which was revolutionary at the time. In his reflections on concrete as an element shaping architecture, Dariusz Kozłowski emphasized its duality. Concrete was often hidden under layers of other materials that represented a hidden structure or had their own aesthetic qualities. However, sometimes it was concrete, illuminated by the full sun, that independently conveyed the shapes and meanings of architecture, creating a unity of structures, symbols and aesthetics.

The cited examples of architecture that evoke strong emotions in the author of the text are intended to show a certain building tradition that has established unattainable ideals for new generations. The author is convinced that in order to understand the world of architecture, one should explore the knowledge of these indisputable patterns. Everyone is bound by tradition. Regardless of whether he thinks that he can throw everything into the trash and start over, it does not change the fact that tradition is associated with him and he will always, consciously or less consciously, refer to it and return to it. What changes is our understanding of tradition and a bold look at it and the opportunities it gives us. Thanks to the heritage of architecture, young architects have the opportunity to continue and develop these values, drawing on tradition, positively influencing the quality of people's lives, creating aesthetically attractive architecture that provides comfortable and dignified living conditions.

1. Wstęp

Świadomość istnienia sztuki i jej doświadczanie stanowią istotny wkład w ewolucję naszego gatunku. Kluczowe dla inteligentnego człowieka są elementy cykliczności, periodyczności, powtarzalności, regularności i oczywiście rytmu, które towarzyszą naszemu doświadczaniu świata. Jedną z wyraźnych cech ludzi jest zdolność do percepcji, która umożliwia postrzeganie, że świat jest zorganizowany według określonych zasad i posiada pewną rytmiczną ciągłość. W kontekście sztuki, ta rytmiczna ciągłość manifestuje się na różne sposoby. Może to być rytm obecny w muzyce, gdzie regularne taktowe uderzenia lub powtarzające się sekwencje dźwięków tworzą harmonijne i zrozumiałe kompozycje. Może to być również rytm w tańcu, gdzie ludzkie ciała poruszają się zgranie i synchronicznie, tworząc sekwencje i układy. Sztuka, wykorzystując te elementy, staje się medium komunikacji, które przekracza granice języka. Bez względu na to, czy jest to malarstwo, architektura, literatura, teatr czy film, sztuka oddziałuje na emocje, pobudza wyobraźnię i wpływa na percepcję świata. *Powstanie sztuki zostało umożliwione przez to, że człowiek ma poczucie piękna. Ale gdzie leży źródło piękna? Filozofowie od stuleci wiedli spór na ten temat. Od starożytności do czasów oświecenia uważano, za Platonem, że piękno jest zawarte w przedmiocie, niezależnie od tego, kto je ocenia*[*]. Budowanie architektury i kompozycji oparte na przemyślanych układach, pozbawionych swobody i przypadkowości, jest uważane za celowe. Rytm odgrywa istotną rolę w kształtowaniu kompozycji muzycznych, malarskich i architektonicznych. Friedrich Schiller tak to definiował: *Piękny przedmiot powinien, a nawet musi być regularny, lecz musi wydawać się wolny od reguł*[**]. O potrzebie budowania rzeczy przy udziale liczb Arystoteles pisał: *istotą jedności jest początek liczby, bo pierwsza miara jest początkiem, gdyż to, za pomocą czego poznajemy najpierw każdy rodzaj, jest pierwszą miarą tego rodzaju*[***]. W architekturze odnajdujemy odpowiednik tego w powtarzaniu elementów, które wynikają z typizacji i modularności materiałów budowlanych. Prefabrykowane elementy są produkowane zgodnie z budowlanym modułem, multiplikowane i zestawiane w sposób rytmiczny. Takie podejście do budowy w świecie architektury opiera się na precyzyjnie zdefiniowanych układach kompozycyjnych, które są pozbawione akcentów, różnorodności oraz przede wszystkim swobody i przypadkowości. Tomasz Kozłowski, w swoich rozważaniach na temat piękna i kompozycji, pisze: *wszystko powinno być pozornie proste do udowodnienia. Jednak w sztuce dowody matematyczne nie zawsze są jej wyznacznikami, a może nawet nigdy. Możemy więc sięgnąć do przekornej deklaracji Fryderyka Schillera, iż »piękno […] jest formą, która nie wymaga żadnego wyjaśnienia, bądź jest taką formą, którą, daje się wyjaśnić bez pojęć«. Dla architektury oderwanie się od wszelkich objaśnień może być trudne*[****].

2. Konotacje modernizmu

W dzisiejszym kontekście historii sztuki, termin »modernizm« jest głównie używany w odniesieniu do historii architektury, podczas gdy znacznie mniejszą uwagę poświęca się historii wzornictwa. Również modernistyczne malarstwo i rzeźba nie są tak często

* J. Vetulani, *Mózg. Fascynacje, problemy, tajemnice*, wyd. IV, Kraków 2014, s. 9.
** F. Schiller, *Kallias, czyli o pięknie*, Kęty 2006, s. 48.
*** Arystoteles, *Metafizyka*, Warszawa 1983, s.116.
**** T. Kozłowski, *Czy architektura współczesna potrzebuje piękna?*, [w:] *Architektura, miasto, piękno: pamięci profesora Wojciecha Kosińskiego: praca zbiorowa*, T. 2 (red.) A. Jasiński, M. Skaza, Oficyna Wydawnicza AFM, Kraków 2021, s. 104.

omawiane, a wiele terminologii, która była powszechnie stosowana przez dziesięciolecia, została odrzucona, przede wszystkim utożsamiając modernizm z okresem Młodej Polski i kontestacją historyzmu. Czasami wspomina się o modernizmie w bardziej wąskim znaczeniu, na przykład w odniesieniu do malarstwa abstrakcyjnego powojennego, zgodnie z wskazówkami amerykańskiej historii sztuki. *Prowadzona przez ostatnie piętnastolecie dyskusja wokół postmodernizmu musiała naturalnie przewartościować sam termin modernizm. Przypomnijmy, że modernizm definiowano dwojako, po pierwsze — jako zjawisko wyznaczone przez teorię architektury, zakreślającą najwęższy wycinek czasowy i pole jego występowania, po drugie — jako fenomen ogólnokulturowy, formułowany na płaszczyźnie filozofii*[*]. Zdaniem Jencksa »modernizm« uważany *za jedną z religii światowych przeżył swój Okres Heroiczny w latach dwudziestych, a Okres Elity, rozpowszechnienia i komercjalizacji w latach pięćdziesiątych*[**]. Ze względu na taką różnorodność i popularność tego terminu w literaturze popularnonaukowej i publicystyce, można przypuszczać, że »modernizm« będzie raczej luźno definiowanym pojęciem analitycznym, używanym swobodnie do opisu różnorodnych zjawisk w historii sztuki i architektury, które miały kluczowe znaczenie dla różnych procesów modernizacyjnych i stanowiły fundamentalną wartość dla nowoczesności dwudziestowiecznej i współczesnej. Modernizm był ruchem, który starał się rzucić wyzwanie tradycyjnym wartościom i konwencjom oraz stworzyć nowe formy ekspresji, lepiej dostosowane do szybko zmieniającego się świata XX wieku. Ruch ten wywarł znaczący wpływ na sztukę, literaturę, architekturę i inne formy kulturowe i nadal wpływa na twórczą ekspresję. W architekturze modernizm często charakteryzuje się odrzuceniem zdobnictwa i stylów historycznych na rzecz funkcjonalizmu i prostoty. Modernistyczni architekci (Le Corbusier, Ludwig Mies van der Rohe, Walter Gropius, Frank Lloyd Wright, Alvar Aalto) starali się tworzyć budynki, które opierały się w założeniu na nowej metodzie twórczej, wywodzącej funkcję, formę i konstrukcję budowli wyłącznie z istniejących uwarunkowań materialnych. Apogeum architektury nowoczesnej zostało osiągnięte w 20. latach XX wieku. Po zakończeniu drugiej wojny światowej, w wyniku pilnej potrzeby odbudowy zniszczeń, nastąpiło odrodzenie tego ruchu. Ze względu na tę burzliwą i niestabilną historię, modernizm w architekturze i sztuce należy traktować jako niejednorodny ruch. Charles Jencks w okresie modernizmu, między 1920 a 1970, wyróżnia *sześć podstawowych tradycji czy ruchów w architekturze*[***]. *Tradycja logiki, idealizmu, samoświadomości, intuicji, aktywistyczna i podświadomości (80% wpływ środowiska?)*[****]. Jencks zestawił te ruchy z ewolucją gatunków biologicznych. Bowiem w obu przypadkach tradycje umacniają się bądź zanikają. *Jednak w przeciwieństwie do gatunków zwierząt, tradycje architektoniczne nigdy nie wymierają całkowicie. Zawsze istnieje możliwość odrodzenia się form i idei, nawet jeśli odradzają się w nieco zmienionej postaci*[*****]. Zarówno ekspresjonizm Ericha Mendelsohna i Jřrna Oberga Utzona, brutalizm Le Corbusiera czy minimalizm Ludwiga Miesa van der Rohe należy uznać za modernizm.

* T. Gryglewicz, *Czy powrót modernizmu?*, [w:] Teksty Drugie: teoria literatury, krytyka, interpretacja nr 5/6 (29/30), Warszawa 1994, s. 195.

** Ch. Jencks, *Architektura późnego modernizmu*, Arkady, Warszawa 1989, s. 10.

*** Ch. Jencks, *Ruch nowoczesny w architekturze*, A. Morawińska, H. Pawlikowska (przeł.), Wydawnictwa Artystyczne i Filmowe, Warszawa 1987, s. 36.

**** Diagram lub drzewo ewolucji, reprezentujące w metaforycznym sensie wszystkie istotniejsze gatunki architektury, [w:] Ch. Jencks, *Ruch nowoczesny…op. cit*., s. 37.

***** Ch. Jencks, *Ruch nowoczesny…op. cit*., s. 36.

3. Krakowski modernizm

Z kolei w Polsce kształtował się nieco inny podział kierunków architektonicznych na przełomie XIX i XX wieku przedstawiony przez Lecha Niemojewskiego w piśmie „Dwie szkoły polskiej architektury nowoczesnej". Niemojewski wymienia cztery główne nurty architektury: tradycjonalizm – który, uzupełnia z wyczuwalnym dystansem, mianem »barok polski«, dalej – »klasycyzm«, szkołę krakowską, przy czym realizacje lat 20. i 30. określa terminem »epigoni szkoły krakowskiej«, i »właściwy nurt modernistyczny«, charakteryzujący, lecz nie wyczerpujący cech »szkoły warszawskiej«[*]. Współczesny krakowski modernizm skupia się głównie na realizacjach imponujących obiektów, które powstały w okresie międzywojennym lub tuż po II wojnie światowej. Początkiem dynamicznego rozwoju Krakowa był rok 1909, gdy granice miasta zostały siedmiokrotnie poszerzone. To wtedy zaczęły powstawać największe budynki okresu międzywojennego w Krakowie. Monumentalna architektura lat dwudziestych była estetycznie zakorzeniona w tradycji i historii. Jej estetyka opierała się na silnej kompozycji i wyraźnej artykulacji masywnych kolumn, które symbolizowały siłę odrodzonego Państwa Polskiego. W tym okresie można dostrzec również wpływy stylu Art déco i ekspresjonizmu, które zapowiadały nadchodzący modernizm. Architektura Krakowa tego okresu wciąż zaskakuje różnorodnością, obfitością poszukiwań formalnych oraz nieustannymi zmianami stylów i typów stosowanych dekoracji. *W ciągu kilku lat historyzm zastąpiły wzory secesji i modernizmu oraz stylów bazujących na poszukiwaniu estetyki narodowej. Równocześnie zaczęto sięgać po nowoczesne rozwiązania technologiczne, między innymi pierwsze konstrukcje żelbetowe, oraz podjęto eksperymenty w obrębie technologii, wznoszono coraz wyższe i większe budynki*[**]. Architektura krakowskiego modernizmu budowana była w oparciu o formy uważanych w tamtych czasach za wizjonerskie. Połączenie rytmów, podkreślenie kontrapunktów, zastosowanie modulacji i skontrastowanie płaszczyzn, stało się rezultatem geometrycznego języka form. Kompozycję fasad charakteryzował regularny podział oraz powtarzalne moduły, wzbogacone o elementy poziome i pionowe, takie jak lizeny i gzymsy, co przywołuje na myśl tendencje międzynarodowego stylu. Beata Makowska wymienia cechy charakterystyczne krakowskiego modernizmu: *rozczłonkowanie brył kamienic, owalne narożniki, poziome dynamiczne przecięcia powierzchni*[***]. Rok 1918 był przełomowy dla Krakowa, ponieważ przyniósł fundamentalne zmiany w sytuacji miasta, otwierając nowe możliwości rozwoju przestrzennego. Istotnym wydarzeniem była likwidacja twierdzy krakowskiej, co ostatecznie zlikwidowało ograniczenia wynikające z dotychczasowego statusu fortecznego miasta. Niewątpliwie największym wówczas osiągnięciem urbanistycznym stały się Aleje Trzech Wieszczów: *reprezentacyjny bulwar […] wytyczony w miejscu po dawnym pasie umocnień wojskowych i linii kolejowej*[****]. Reprezentatywne Aleje zostały podzielone na trzy odcinki, z czego dwa z nich zostały zarezerwowane dla architektury domów czynszowych, natomiast trzeci odcinek stanowiły największe gmachy publiczne. W latach 30. XX wieku powstał wielki modernistyczny projekt nowoczesnego miasta, którego istotną cechą była monumentalna architektura reprezentacyjnych gmachów publicznych o geometrycznym

* K. Ingarden, Jakimi językami mówimy? Architektoniczne tendencje II i III RP – poszukiwanie metody porównawczej, [w:] „Wolny rynek – lepsze miasto? materiały konferencji „Wolny rynek – lepsze miasto?", A. Jasiński (red.), Międzynarodowe Biennale Architektury, Kraków 2015, s. 39-40.

** *Modernizm socrealizm socmodernizm postmodernizm. Przewodnik po architekturze Krakowa XX w*., D. Leśniak-Rychlak, M. Wiśniewski (red.), Instytut Architektury, Kraków 2022, s. 29.

*** B. Makowska, *Modernistyczne kamienice w Krakowie zaprojektowane przez Fryderyka Tadaniera*, [w:] „Architektura pierwszej połowy XX wieku i jej ochrona w Gdyni i w Europie", M. J. Sołtysik, R. Hirsch (red.), Gdynia 2011, s. 141.

**** *Modernizm socrealizm socmodernizm postmodernizm… op. cit*., s. 33.

charakterze, będącym nawiązaniem do klasycyzmu. Te nowoczesne budynki, zaprojektowane zgodnie z estetyką modernizmu, wykorzystywały proste linie, symetrię oraz stosowne proporcje, aby stworzyć wrażenie harmonii i elegancji. Przez nawiązanie do klasycyzmu, architektura ta odzwierciedlała zarówno dążenie do nowoczesności, jak i kontynuację pewnej tradycji Krakowa.

Fot. 1. Dom czynszowy Towarzystwa Ubezpieczeniowego na Życie „Feniks" przy Rynku Głównym 41, 1932/07, Narodowe Archiwum Cyfrowe, sygn. 1-U-2586-2; źródło: www.nac.gov.pl, dostęp: 01.05.2023 r.

Krakowski modernizm, był silnie związany z ideami międzynarodowego ruchu modernistycznego, które zakładały nieskomplikowane formy, wykorzystanie nowoczesnych i trwałych materiałów oraz technologii. Fasady krakowskich budynków z okresu międzywojnia wykonywano następująco: *Pierwsza kondygnacja, portal, godło domu, detale rzeźbiarskie, gzymsowania, wreszcie obramienia otworów wykonywano z tynków kamieniarskich. Natomiast ściany powyżej parteru pokrywano tynkiem „zwykłym" – drobnoziarnistym, gładzonym, właściwie zawsze z dodatkiem miki, co powoduje charakterystyczne połyskiwanie elewacji w słońcu*[*]. Wprowadzenie trwałych materiałów budowlanych jak żelbet, cegła, pokrywanie ich szarymi tynkami, czy tradycyjnym dla Krakowa piaskowcem, miało kluczowe znaczenie dla tego nurtu architektonicznego. Jednym z najważniejszych architektów krakowskiego modernizmu był Adolf Szyszko-Bohusz, który odegrał decydującą rolę w rozwinięciu i upowszechnieniu modernistycznej architektury w tym mieście. Jego prace, takie jak monumentalny gmach PKO przy ul. Wielopole, budynek Towarzystwa Ubezpieczeniowego "Feniks" przy Rynku Głównym [Fot. 1.], który Michał Wiśniewski na-

* M. Bogdanowska, *Tynki modernistycznego Krakowa i problemy ich ochrony*, [w:] *Architektura XX wieku jej badania i popularyzacja w Gdyni i w Europie*, J. Sołtysik, R. Hirsch (red.), Gdynia 2019, s. 150.

zwał »*Modernistyczną maszyną*[*]«, czy Dom Plastyków przy ul. Łobzowskiej, były wyrazem nowoczesności i wpływały na dalsze kierunki rozwoju architektury betonowej w Polsce.

Fot. 2. Budowa Gmachu Głównego Muzeum Narodowego w Krakowie, 1936/06,3/1/0/11/67; źródło: www.szukajwarchiwach.gov.pl, dostęp: 01.05.2023 r.

Gmach Głównego Muzeum Narodowego [Fot. 2.] zwarty w grubych murach, w towarzystwie rygorystycznej kompozycji z dominującą artykulacją elewacji, stanowi niesłychanie ważne dzieło odradzającej się Rzeczpospolitej Polskiej. *Jakkolwiek jego budowa przedłużyła się o kolejne dekady, architektura nowego gmachu – obecnie Gmachu Głównego Muzeum Narodowego – reprezentuje klarownie nurt klasycyzującego, umiarkowanego modernizmu lat trzydziestych XX wieku*[**]. Wrażenie monumentalności tego obiektu wzmacnia zastosowanie nowoczesnej wówczas konstrukcji szkieletowej żelbetowej, pokrytej piaskowcem. Autor scenariusza ekspozycji, Feliks Koler, chciał stworzyć *jedyne w swoim rodzaju sanktuarium świętości narodowych, które stanowić miało największy zbiór pamiątek, będących świadectwem męczeńskiego szlaku zmagań narodu polskiego o wywalczoną wolność*[***]. Obiekt stanowi prostopadłościenną bryłę wykończoną z zewnątrz triasowym dolomitem diploporowym pochodzącym prawdopodobnie z Libiąża. Główne wejście stanowiła południowa elewacja z wzniosłą kolumnadą i masywnymi schodami. Elewację północną przewidziano jako kolumnadę, zamykającą wewnętrzny dziedziniec. W latach 1940-1943 trwały prace prze-

* M. Wiśniewski, *Międzywojenny Kraków – modernizacja i modernizm jako problem konserwatorski*, [w:] „Krakowska Teka Konserwatorska". Tom IX. Modernistyczna Architektura Krakowa. Problemy konserwatorskie, Kraków 2017, s. 34.

** P. Winskowski, *Budynek muzealny jako pomost kultury*, [w]: „Zarządzanie w kulturze", T. 6, Ł. Gaweł, E. Orzechowski (red.), Wydawnictwo UJ, Kraków 2005, s. 283.

*** „Architektura i Budownictwo", nr 1, 1934, [w:] M. J. Żychowska, *Między tradycją a awangardą: problem stylu w architekturze Krakowa lat międzywojennych*, Monografia 113, Wyd. PK, Kraków 1991, s. 26.

budowy Muzeum na funkcję niemieckiego kasyna, aż dopiero w 1952 roku przywrócono *funkcjonowanie obiektu jako Nowego Gmachu Muzeum Narodowego w Krakowie*[*].

Fot. 3. Gmach Pocztowej Kasy Oszczędności w Krakowie,
1928, 3/1/0/8/6142; źródło: www.szukajwarchiwach.gov.pl, dostęp: 01.05.2023 r.

W Krakowie, tuż po zakończeniu I wojny światowej, w atmosferze gwałtownie rosnącej inflacji, wyrosło kilka monumentalnych obiektów publicznych dedykowanych instytucjom finansowym. *W latach 1922–1925 Adolf Szyszko-Bohusz zrealizował tak że chyba najbardziej imponujący budynek epoki, siedzibę Pocztowej Kasy Oszczędności przy ul. Wielopole 19–21. Otoczony kolumnami i usytuowany na trójkątnej działce gmach banku wyróżniał się konsekwencją w monumentalizacji bryły i przestrzeni*[**]. [Fot. 3.] Zbudowany został imponujący czteropiętrowy gmach, łączący funkcje bankowe, biurowe i mieszkalne. Konstrukcja budynku oparta na nowoczesnej żelbetowej technologii. *Bliskość cieku wodnego wymusiła*

* M. Włodarczyk, Nowy Gmach Muzeum Narodowego w Krakowie. Z dotychczasowych dziejów, zwroty historii, [w:] Kwartalnik Architektury i Urbanistyki, Tom: 55, Zeszyt: 3, 2010, s. 42.
** M. Wiśniewski, *Międzywojenny Kraków – modernizacja i modernizm… op. cit*., s. 18.

budowę podziemnych zbiorników retencyjnych oraz przepompowni, co w ówczesnym Krakowie stanowiło rozwiązanie nowoczesne[*]. Gmach składa się z trzech skrzydeł, a jego narożnik od ulicy Wielopole, gdzie znajduje się główne wejście, został zaokrąglony i zwieńczony kopułą z latarnią. Elewacje budynku podporządkowane są miarowemu rytmowi, wyrażonemu przez monumentalne korynckie półkolumny, wzniesione do wysokości drugiego piętra budynku, z wysuniętym poza obrys elewacji gzymsem, zwieńczone attyką. Jego *ściany wypełnia dekoracja wykonana z kieleckich marmurów. Monumentalne, klasycyzujące formy gmachu wpisują się w nurt akademickiego klasycyzmu lat 20. XX wieku i są uznawane za najważniejsze przykłady tego krótko funkcjonującego, ale niezwykle ważnego dla przestrzeni polskich miast zjawiska*[**].

Fot. 4. Gmach Biblioteki Jagiellońskiej przy Al. Adama Mickiewicza w Krakowie, 1938, 3/1/0/10/3051; źródło: www.szukajwarchiwach.gov.pl, dostęp: 01.05.2023 r.

Do najważniejszych monumentalnych dzieł krakowskiej architektury okresu międzywojennego z pewnością należy Gmach Biblioteki Jagiellońskiej [Fot. 4.], powstały w latach 1928-39, według projektu krakowskiego architekta Wacława Krzyżanowskiego, którego zewnętrzny wyraz odwołuje się do klasycznego porządku. *Równoległy do Alei Mickiewicza blok przedni, będący schronieniem dla drogocennego księgozbioru, został wybudowany w innowacyjnej technologii spawanego żelaza, którą opracował Stefan Bryła i urzeczywistnił tu jako pierwszy w Europie*[***] (w konstrukcji zastosował stalowe słupy puste w środku, służące za przewody wentylacyjne). Jest to znakomity przykład architektury krakowskiego modernizmu, której konstrukcja i stosowanie materiałów były rewolucyjne w tamtych czasach, co stanowiło apogeum osiągnięć architektury polskiej okresu międzywojennego. Zaprojektowano plan budynku w kształcie litery „T". Fasadę wyróżnia rytmiczny układ wysokich okien, sięgających prawie do szczytu budynku. Dodatkowym elementem dynamicznym jest

* *Modernizm socrealizm socmodernizm postmodernizm… op. cit*., s. 142.

** *Ibidem*.

*** K. Zemła, *Krakowski Modernizm Międzywojnia*, „Builderpolska" 14.11.2018, online: www.builderpolska.pl/2018/11/14/krakowski-modernizm-miedzywojnia, dostęp: 10.04.2023 r.

ryzalit wejściowy, który jest podzielony na pionowe sekcje. Krzysztof Ingarden nazwał tę niezwykłą architekturę biblioteki *modernizmem klasycyzującym, tak zwany styl 1936 r., to monumentalna architektura reprezentacyjnych gmachów publicznych, modernistyczna, geometryczna, lecz często klasycyzująca, odwołująca się do trójdzielnej kompozycji formy*[*]. Budowla wykonana w technologii żelbetowej, pokryta wielobarwną okładziną dowodzi o dwoistej naturze tego tworzywa – betonu, elementu kształtowania formy architektonicznej. Bardzo często beton jest ukryty pod różnymi warstwami elewacji, nie zdradzając swojej obecności. Całość koncepcji wyróżnia modernistyczna forma i wyjątkowe wykonanie, które przejawia się w użyciu różnorodnych naturalnych, wyrafinowanych materiałów, takich jak klesowit i granit z zagłębia wołyńskiego, alabaster, wapień jurajski z Morawicy i brunatny wapień dewoński z Bolechowic, a także popielaty marmur kanaryjski. *Gros elewacji starego budynku Biblioteki Jagiellońskiej wykonano z tzw. piaskowca dolskiego wieku reckiego z mezozoicznego obrzeżenia Gór Świętokrzyskich*[**]. Zastosowane tu płyty posiadają na ścianie frontowej 5 cm grubości. Michał Wiśniewski wyraża zachwyt nad tym dziełem, pisząc: *Budynek o bardzo wysokiej kulturze realizacji i bogatej oprawie materiałowej był jedną z najważniejszych i najciekawszych realizacji publicznych międzywojennego Krakowa*[***]. Po zakończeniu II wojny światowej, Biblioteka Jagiellońska była poddana dwukrotnym rozbudowom. Pierwsza miała miejsce w latach 1961-1963, a druga w latach 1995-2001.

Są takie budowle, gdzie sam materiał tworzy zewnętrzny wyraz estetyki modernistycznej architektury. Pisząc o wielkich dziełach krakowskiego modernizmu, przypominając dwojaki charakter zjawiska modernizmu, zwracając się w kierunku teorii architektury, nie można zapomnieć o przykładzie niezwykłej architektury, która sięga po brutalistyczny język estetyki. *Surowy rysunek szalunku odciśnięty w odkrywanym w tym czasie ponownie betonie*[****], zdaje się być opisem wybitnego dzieła projektu Krystyny Tołłoczko-Różyskiej, Siedzibę Galerii Sztuki Współczesnej Bunkier Sztuki [Fot. 5.]. O wyjątkowości tej architektury świadczy harmonijne wkomponowanie nieskomplikowanej, modernistycznej bryły, charakteryzującej się wyrazistym i niepowtarzalnym detalem, w tkankę architektoniczną historycznego centrum miasta. Budynek zaprojektowany częściowo na fundamentach historycznej zabudowy. *Konstrukcja budynku mieszana: ściany fundamentowe piwnic we fragmentach z kamienia wapiennego łamanego oraz z cegły pełnej. Uzupełnienie tworzą słupy żelbetowe i płyty betonowe na gruncie. Poza częścią historyczną tzw. „Drobnerówki" ściany kondygnacji naziemnych są murowane z cegły pełnej ze słupami żelbetowymi podtrzymującymi stropy żelbetowe kasetonowe*[*****]. Zewnętrzny wyraz formy architektonicznej tego dzieła stanowią jednolite, surowe żelbetowe elewacje, powyżej których zastosowano jedno pasmowe przeszklenie o podłużnych podziałach, odrywając zwieńczenie w postaci szerokiego pasa gzymsu od betonowej podstawy. Unikalny i rzeźbiarski charakter żelbetowych ścian został osiągnięty dzięki zastosowaniu charakterystycznej, faktury drewnianego szalunku, tworzącego przestrzenny relief, projektu Stefana Borzęckiego i Antoniego Hajdeckiego. Modernistyczne dzieło Bunkra Sztuki, Anna Lebensztejn nazwała *monumentalnym pomnikiem nowoczesności w samym sercu historycznego Krakowa*[******].

* K. Ingarden, Jakimi językami mówimy?… *op. cit*., s. 43-44.

** J. Rajchel, *Kamienny wystrój Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie*, [w:] „Przegląd Geologiczny", vol. 48, nr 8, 2000, s. 707-709.

*** M. Wiśniewski, *Międzywojenny Kraków – modernizacja i modernizm… op. cit*., s. 26.

**** *Modernizm socrealizm socmodernizm postmodernizm… op. cit*., s. 104.

***** W. Wicher, *Galeria Sztuki Współczesnej Bunkier Sztuki w Krakowie. Założenia do programu funkcjonalno-użytkowego*, Kraków 2016, s. 8.

****** A. Lebensztejn, *Galeria Sztuki Współczesnej Bunkier Sztuki w Krakowie. Założenia do programu funkcjonalno-użytkowego*, Kraków 2016, s. 4.

Fot. 5. Bunkier Sztuki przy pl. Szczepańskim 3 w Krakowie, fot. D. Zawadzki; źródło: www.bunkier.art.pl, dostęp: 01.05.2023 r.

4. Podsumowanie

Wprowadzenie betonu jako głównego materiału konstrukcyjnego w architekturze było jednym z kluczowych aspektów modernizmu. Krakowski modernizm eksperymentował z betonem, zarówno jako materiałem strukturalnym, konstrukcyjnym, jak i wizualnym, co było rewolucyjne w tamtych czasach. O tej dwoistości betonu, jako elementu kształtowania architektury pisał Dariusz Kozłowski: *Beton jako konstrukcja nośna skrywa się zazwyczaj pod warstwami innych materiałów reprezentujących ukrytą strukturę lub puszących się własną urodą. Bywa jednak, że to on sam, w pełnym słońcu przekazuje kształty i znaczenia architektury, stanowiąc o jedności struktur, symboli i estetyki*[*].

Podziały rytmiczne są wyrazem wyczucia harmonii i właściwych proporcji, a z rytmem kolumnady związany jest prawdopodobnie najsilniejszy kod architektury powielany do dzisiaj, nawet w budownictwie mieszkaniowym - podniesienie prestiżu budynku. Klarowny porządek fasad, zastosowanie mocnych, nietransparentnych form, z przewagą kąta prostego w kompozycji, porządkował przestrzeń i stał się harmonijnym tłem dla miasta. Ta martwa, monotonna geometria powtórzeń, pozbawiona radykalnych akcentów, często wynikała z pobudek czysto funkcjonalistycznych, lecz stanowiła artystyczny pokaz współczesnych osiągnięć. *Dekoracyjność, nawiązujący do tradycji architektonicznej Krakowa „umiarkowany modernizm", a przede wszystkim wysoka kultura projektowania stanowią o wysokich wartościach tkanki urbanistycznej, jaką stworzono w okresie międzywojennym. Stanowi ona świetne tło i „otulinę" dla historycznego rdzenia Krakowa*[**]. Wygląda na to, że rygorystyczne stosowanie rytmu w kompozycji obiektu pozwala skupić się właśnie na nim, a nie na kontekście. Zastosowanie rytmu i podporządkowanie kompozycji formy, głównie elewacji temu środkowi kompozycji odcina architekturę od kontekstu. Wypada jednak zaznaczyć, że bardzo często to właśnie nowe budowle o odmiennym charakterze stwarzają dopiero ten kontekst. Teraz to one stają się elementem dominującym w przestrzeni, czyli pretekstem w kreacji nowych obiektów.

Krakowski modernizm odegrał nieocenioną rolę w promowaniu nowatorskich idei i dobrych wzorców w architekturze. Monika Bogdanowska uznaje za wyjątkową użyteczną przydatność budowania tej modernistycznej architektury, *które dziś, z perspektywy czasu, moglibyśmy chyba uznać za szczytowe osiągnięcie projektowe w zakresie dostosowania do potrzeb człowieka. Mieszkania z tego okresu uznawane są za dobrze rozplanowane, budynki użyteczności publicznej za solidne i funkcjonalne, a wszystko razem cechuje wysmakowana elegancja. […] Mimo przemian jakie nastąpiły od czasu ich powstania modernistyczne obiekty mogą nadal pełnić swe funkcje*[***]. Architekci tacy jak Józef Sowiński, Krystyna Tołłoczko-Różyska czy Adolf Szyszko-Bohusz wprowadzili nowe koncepcje i wzorce projektowania, które miały wpływ na kolejne pokolenia architektów. Ich dzieła zmieniły na stałe postrzeganie betonu jako współczesnego, doskonałego materiału budowlanego i przyczyniły się do rozwinięcia jego potencjału w architekturze. Przykłady przywoływanych budynków nie tylko cechuje wyszukana i przemyślana kompozycja form, stosowanie starannie dobranych, trwałych materiałów czy wysublimowany zewnętrzny wyraz budowli, ale również te obiekty były

* D. Kozłowski, *O naturze betonu – czyli idee, metafory i abstrakcje*, [w:] Architektura betonowa, D. Kozłowski (red.), „Polski Cement", Kraków 2001, s 5.

** J. Purchla, *Ochrona i konserwacja architektury modernistycznej 1918-1939: krakowska perspektywa*, [w:] „Architektura XX wieku i jej waloryzacja w Gdyni i w Europie", J. Sołtysik, R. Hirsch (red.), Gdynia 2017, s. 261.

*** M. Bogdanowska, *Tynki modernistycznego Krakowa i problemy ich ochrony*, [w:] *Architektura XX wieku jej badania i popularyzacja w Gdyni i w Europie*, J. Sołtysik, R. Hirsch (red.), Gdynia 2019, s. 148-149.

niezwykle przemyślane pod względem funkcjonalnym, stając się niekwestionowanym wzorcem projektowym dla przyszłych pokoleń architektów młodego pokolenia.

Le Corbusier pisał: *z całej działalności człowieka pozostaje nie to, co jest tylko użyteczne, lecz to, co również wzrusza i porusza umysły*[*]. Przytoczone wyżej przykłady architektury, szalenie pociągającej dla autora tekstu, mają na celu ukazanie pewnej tradycji budowania, co utrwaliło niedoścignione wzorce dla przyszłych pokoleń. Dlatego autor tkwi w przekonaniu, aby zrozumieć świat architektury należy pogłębiać wiedzę na temat tych niepodważalnych wzorców. Bowiem, jak pisał Gadamer: *Jako istoty ograniczone tkwimy w tradycji. Niezależnie od tego, czy tę tradycję znamy, czy też nie, czy uświadamiamy ją sobie, czy też jesteśmy na tyle zaślepieni, by myśleć, że zaczynamy od nowa – niczego to nie zmienia w mocy, jaką ma nad nami tradycja. Zmienia wszelako cokolwiek w naszym rozumieniu to, czy tradycjom, pośród których żyjemy, i możliwościom, które nam one zapewniają na przyszłość, śmiało patrzymy w twarz, czy też wyobrażamy sobie, że moglibyśmy się odwrócić od przyszłości, w którą żyjąc wchodzimy, i na nowo się zaprogramować i skonstruować*[**]. Dzięki temu dziedzictwu architektury, młodzi architekci mają możliwość kontynuowania i rozwijania tych wartości, czerpiąc z tradycji, wpływając pozytywnie na jakość życia człowieka, tworząc architekturę, która zapewnia komfortowe warunki życia, a równocześnie architekturę pociągającą estetycznie.

Literatura

[1] Ch. Jencks, *Ruch nowoczesny w architekturze*, A. Morawińska, H. Pawlikowska (przeł.), Wydawnictwa Artystyczne i Filmowe, Warszawa 1987.

[2] *Modernizm socrealizm socmodernizm postmodernizm. Przewodnik po architekturze Krakowa XX w*., D. Leśniak-Rychlak, M. Wiśniewski (red.), Instytut Architektury, Kraków 2022.

[3] M. Motak, *Przemiany urbanistyki, architektury i krajobrazu kulturowego Krakowa w latach 1989-2007. Zarys problematyki*., [w:] „Wiadomości Konserwatorskie": pismo Stowarzyszenia Konserwatorów Zabytków, 2007, nr 21, s. 28-33.

[4] J. Purchla, *Ochrona i konserwacja architektury modernistycznej 1918-1939: krakowska perspektywa*, [w:] „Architektura XX wieku i jej waloryzacja w Gdyni i w Europie", J. Sołtysik, R. Hirsch (red.), Gdynia 2017, s. 259-264.

[5] M. Wiśniewski, *Międzywojenny Kraków – modernizacja i modernizm jako problem konserwatorski*, [w:] „Krakowska Teka Konserwatorska". Tom IX. Modernistyczna Architektura Krakowa. Problemy konserwatorskie, Kraków 2017

[6] www.szlakmodernizmu.pl

* P. Trzeciak, *Przygody architektury XX wieku*, Warszawa 1974, s. 291.

** H.-G. Gadamer, *Aktualność piękna*, przeł. K. Krzemieniowa, Oficyna Naukowa, Warszawa 1933, s. 65

BETON A ZRÓWNOWAŻONE BUDOWNICTWO

CONCRETE AND SUSTAINABLE CONSTRUCTION

Bartłomiej Być
Jarosław Organa
Michał Skałecki
Zbigniew Wojtysiak

Recepta na rozwiązania materiałowe o obniżonym śladzie węglowym dla lokalnych dróg betonowych

SOLUTIONS FOR MATERIALS WITH A REDUCED CARBON FOOTPRINT FOR LOCAL CONCRETE ROADS

Streszczenie

Obecnie technologie betonowe stają się powszechnym rozwiązaniem dla gmin chcących inwestować w trwałe i optymalne kosztowo rozwiązania materiałowe w lokalne drogi. Dostępność nowych technologii i dostępność profesjonalnego sprzętu sprawia, że powstające drogi uzyskują jakość i trwałość jakiej nie powstydziłyby się drogi krajowe. Oczywiście wszystko zaczyna się od właściwego projektu, obliczenia kategorii obciążenia ruchem i na tej podstawie doboru rozwiązania materiałowego. W przypadku tego typu inwestycji obciążenie środowiskowe wyrażone śladem węglowym wbudowanym jest stosunkowo nieduże, jednakże może zostać zminimalizowane poprzez zastosowanie cementu o możliwie niższym śladzie węglowym od generalnie i powszechnie stosowanych cementów z grup CEM I. Zastosowanie w tego typu rozwiązaniach materiałowych cementów o niższej emisyjności jest dobre nie tylko z punktu widzenia środowiska, ale także przy właściwie zaprojektowanej recepturze betonu i dobrym wykonaniu gwarantuje nawierzchni trwałość na lata. Celem autorów było wskazanie najbardziej efektywnych i trwałych rozwiązań materiałowych przeznaczonych do zastosowań w budowie lokalnych nawierzchni wykonywanych w technologii betonu „lanego". Przedstawione w referacie rozwiązania mają stanowić alternatywę dla powszechnie stosowanych rozwiązań z użyciem cementów CEM I dla nawierzchni dróg lokalnych w kategoriach ruchu KR1÷KR4.

Część doświadczalna referatu obejmowała przeprowadzenie badań wytrzymałościowych typowych dla betonów nawierzchniowych, takich jak wytrzymałość na ściskanie, zginanie i rozciąganie przy rozłupywaniu oraz badań trwałościowych obejmujących badanie odporności na zamrażanie i rozmrażanie, badanie odporność na działanie środków odladzających oraz oznaczenie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie. Program badań poprowadzono w taki sposób, aby sprawdzić rozwiązania oparte

Bartłomiej Być – CEMEX Polska Sp. z o.o.
Jarosław Organa – CEMEX Polska Sp. z o.o.
Michał Skałecki – CEMEX Polska Sp. z o.o.
Zbigniew Wojtysiak – CEMEX Polska Sp. z o.o.

na szerokiej gamie cementów, których wybór będzie dostępny praktycznie w każdym regionie Polski. Dzięki takiemu podejściu uzyskano swoistą bazę danych dla potencjalnych inwestorów pozwalającą na porównanie nie tylko parametrów technicznych sprawdzonych rozwiązań, ale także ich wpływu na środowisko wyrażonym emisyjnością dwutlenku węgla.

Abstract

Nowadays, concrete technologies are becoming a common solution for municipalities that want to invest in durable and cost-optimal material solutions for local roads. The availability of new technologies and the availability of professional equipment means that local roads have the quality and durability that would be worthy of national roads. Of course, it all starts with the right design, calculation of the traffic load category and then the selection of the material solution. In the case of this type of investment, the environmental impact expressed as an embodied carbon footprint is relatively small, however, it can be minimized by using cement with a possibly lower carbon footprint than the generally and commonly used cements from the CEM I group. The use of low carbon cements in this type of material solutions is good not only from the environmental point of view, but also when the concrete recipe is properly designed and the concrete pavement is well made, it ensures the durability of the pavement for years. The aim of the authors was to select the most effective and durable material solutions for use in the construction of local pavements made in concrete technology (ready-mixed concrete in consistence class S2). The solutions presented in the paper can be an alternative to the commonly used solutions using CEM I for concrete local roads in traffic categories KR1÷KR4.

The experimental part included strength tests typical for pavements concretes, such as compressive, flexural and flexural tensile strength and durability tests including resistance to freezing and thawing, resistance to de-icing agents and determination of air void characteristics in hardened concrete. The research program includes solutions based on a wide range of cements, so they will be available in every region of Poland. Thanks to this approach, a database for potential investors was created. The data base will allow to compare not only the technical parameters of tested solutions, but also their environmental impact on the environment expressed in carbon dioxide emissions.

1. Wstęp

Rozwiązania materiałowe stosowane w nawierzchniach betonowych muszą oprócz spełnienia wymagań wytrzymałościowych zapewnić także wysoką trwałość, która przełoży się na wydłużenie cyklu użytkowania drogi. Odporność betonu na działanie mrozu w Polsce jest jedną z najistotniejszych właściwości mających wpływ na trwałość wykonywanych z niego konstrukcji. Polska leży w bardzo niesprzyjającej strefie klimatycznej z punktu widzenia możliwych destrukcji mrozowych. W Polsce w porównaniu z krajami południa czy północy Europy, w których jest albo ogólnie ciepło bądź zimno występuje najwięcej przejść przez temperaturę 0°C [1]. Częste zmiany temperatury w miesiącach zimowych, spowodowane naprzemiennym oddziaływaniem wilgotnego i ciepłego powietrza znad Atlantyku oraz zimnego, suchego powietrza kontynentalnego, powodują w ciągu zimy wielokrotne rozmrażanie śniegu i lodu oraz ponowne zamarzanie powstałej wody [2]. Przeciętna liczba dni w roku, w których temperatura w Polsce przechodzi przez 0°C oszacować można na około 100. Bywają jednak zimy, w których liczba ta osiąga wartości większe. Częstotliwość zmian zależy też oczywiście od regionów naszego kraju [3]. Ilość cykli ma kluczowe znaczenie przy szkodliwym oddziaływania mrozu na beton, zwłaszcza dla dużych poziomych powierzchni betonowych narażonych bezpośrednio na działanie czynników atmosferycznych, niejednokrotnie przy udziale środków odladzających. Szczególnym przypadkiem takich konstrukcji są nawierzchnie betonowe po których odbywa się ruch pojazdów kołowych i pieszy, dodatkowo potęgujące efekty degradacji mrozowej betonu. Zniszczenia spowodowane brakiem mrozoodporności mają wpływ na walory estetyczne nawierzchni ale także na ich właściwości użytkowe. Odporność betonu na działanie mrozu jest bardzo ważną właściwością w kontekście nie tylko trwałości, ale również bezpieczeństwa użytkowania nawierzchni betonowych. Degradacja betonu spowodowana cyklicznym oddziaływaniem mrozu związana jest z jego odkształceniami termicznymi oraz zachodzącymi w nim zjawiskami fizycznymi – zamarzanie wody wywołuje ciśnienie hydrauliczne w porach materiału, czego efektem są spękania i odpryski, z upływem czasu prowadzące nierzadko do całkowitego rozpadu betonu [3]. Szczególne zagrożenie dla nawierzchni betonowych stanowią powszechnie używane zimą środki odladzające. Przyczyniają się do przyspieszonej destrukcji betonu w warunkach działania niskich temperatur, powodując zwłaszcza zjawisko złuszczenia powierzchniowego. Według niektórych oszacowań, szybkość korozji może w tej sytuacji wzrosnąć nawet cztero- lub pięciokrotnie. Liczne badania wykazały zależność uszkodzeń mrozowych od składu mieszanki betonowej, współczynnika wodno-cementowego (w/c), zawartości cementu i dodatków mineralnych, rodzaju zastosowanych kruszyw oraz od zawartości i jakości napowietrzenia betonu [4], [5]. Kluczowe znaczenie ma również sam proces wbudowania jak również pielęgnacji betonu, o czym zdarza się niekiedy zapominać na budowach, a co niesie za sobą poważne oraz nieodwracalne skutki. W celu zapewnienia odporności nawierzchni betonowych na oddziaływanie zamrażania i rozmrażania, również w obecności środków odladzających, w normach oraz innych specyfikacjach technicznych zostały sformułowane liczne wymagania w odniesieniu do składników i właściwości betonu. W większości z tych dokumentów wskazane są również sposoby weryfikacji mrozoodporności zarówno za pomocą metod bezpośrednich, jak i pośrednich.

2. Wymagania mrozoodporności stawiane nawierzchniom betonowym

Nawierzchnie mogą być wykonywane z mieszanek betonowych wbudowywanych bezpośrednio na budowie, jak również z elementów prefabrykowanych produkowanych w zewnętrznych zakładach i dostarczanych na budowę jako gotowe wyroby. W obu przypadkach zostały sformułowane liczne wymagania, które swoim zakresem obejmują między innymi trwałość w warunkach zamrażania i rozmrażania. W zależności od rodzaju konstrukcji, odbywającego się po nich ruchu oraz technologii wykonywania, wymagania te zostały zawarte w różnych dokumentach. Dla nawierzchni wykonywanych na miejscu i zagęszczanych przez wibrowanie, bez względu na rodzaj przenoszonego przez nie ruchu można je znaleźć w normach PN-EN 13877-1 [10] oraz PN-EN 13877-2 [11].

Wymagania dla nawierzchni z betonu cementowego, po których odbywa się ruch samochodowy zostały doprecyzowane w Ogólnych Specyfikacjach Technicznych Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad [12] natomiast szczegółowe wytyczne dla nawierzchni dróg lokalnych w kategoriach ruchu KR1÷KR4, są zawarte w Warunkach Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WWiORB) [13].

WWiORB są stosowane jako dokument przetargowy i kontraktowy przy zlecaniu i realizacji robót na drogach krajowych oraz stanowią one podstawę opracowania Specyfikacji Technicznych Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (STWiORB).

W przypadku nawierzchni, dla których mogłoby się wydawać, że nie sprecyzowano wymagań, dokumentem odniesienia może być norma PN-EN 206 [6] wraz z krajowym uzupełnieniem PN-B-06265 [7], w których zawarto wskazówki ułatwiające wykonywanie trwałych konstrukcji betonowych, również narażonych na działanie mrozu.

2.1. Wymagania wg PN-EN 13877-1 oraz PN-EN 13877-2

W normach PN-EN 13877-1 [10] oraz PN-EN 13877-2 [11] określono wymagania dla nawierzchni betonowych wytwarzanych na miejscu i zagęszczonych przez wibrowanie na drogach samochodowych, lotniskach, chodnikach, ścieżkach rowerowych, placach przeładunkowych, czyli na wszystkich konstrukcjach przenoszących ruch.

Dla materiałów do wykonywania nawierzchni, w kontekście trwałości nie zamieszczono żadnych specjalnych wymagań pozostawiając takie regulacje normie PN-EN 206 [6], normom krajowym oraz dokumentom obowiązującym w miejscu wykonywania nawierzchni.

Tab. 1. Kategorie odporności na zamrażanie/rozmrażanie z udziałem NaCl [11]

Kategoria	Ubytek masy po 28 cyklach (m_{28})	Ubytek masy po 56 cyklach (m_{56})	Stopień ubytku m_{56}/m_{28}
FT0	Brak wymagań	Brak wymagań	Brak wymagań
FT1	Wartość średnia ≤ 1,0 kg/m^2, przy czym żaden pojedynczy wynik >1,5 kg/m^2	Brak wymagań	Brak wymagań
FT2	Średnia ≤ 0,5 kg/m^2	Wartość średnia ≤ 1,0 kg/m^2, przy czym żaden pojedynczy wynik >1,5 kg/m^2	≤ 2

Z uwagi na mrozoodporność, w normie PN-EN 13877-2 [11] nawierzchnie sklasyfikowano w trzech kategoriach: FT2, FT1, FT0. Kryteria klasyfikacji oparto na wynikach badania odporność na zamrażanie i rozmrażanie z udziałem środków odladzających zgodnie z CEN/TS 12390-9 [9] – wyszczególnione kategorie zestawiono w tabeli 1.

2.2. Wymagania w zakresie mrozoodporności dla nawierzchni betonowych wg normy PN-EN 206 oraz krajowego uzupełnienia

Według aktualnej normy PN-EN 206+A2:2021 [6] oraz krajowego uzupełnienia PN-B-06265 [7], zapewnienie trwałości konstrukcji betonowych oparto na koncepcji wartości granicznych. Zagrożenia korozyjne oddziaływujące na beton zostały zdefiniowane i opisane w tych normach jako klasy ekspozycji (X0, XC, XD, XS, XF, XA, XM). Dla każdej klasy ekspozycji sformułowano zalecenia dotyczące wartości granicznych w zakresie:

- maksymalnego współczynnika woda/cement,
- minimalnej zawartości cementu,
- minimalnej klasy wytrzymałości na ściskanie (może być określona dodatkowo),
- minimalnej zawartość powietrza tam gdzie jest to uzasadnione (betony narażone na działanie mrozu),
- rodzaju cementu,
- rodzaju kruszywa, w przypadku betonów w klasie ekspozycji XF.

Jeżeli beton spełnia te wymagania, to według zapisów normy można uznać, że w konstrukcji ma on odpowiednią trwałość przez założony 50-letni okres użytkowania w zdefiniowanych warunkach korozyjnych, pod warunkiem, że:

- wybrano właściwą klasę ekspozycji,
- beton zapewnia minimalną otulinę zbrojenia wymaganą w danych warunkach środowiskowych,
- beton został prawidłowo ułożony, zagęszczony i był pielęgnowany,
- zapewniono odpowiednie utrzymanie betonu w okresie użytkowania.

Dla nawierzchni betonowych w normie PN-EN 206 [6], z uwagi na oddziaływania mrozu zostały wskazane klasy ekspozycji:

- XF3 – silne nasycenie wodą bez środków odladzających – poziome powierzchnie betonowe narażone na deszcz i zamarzanie,
- XF4 – silne nasycenie wodą ze środkami odladzającymi lub wodą morską – jezdnie dróg i mostów narażone na działanie środków odladzających.

Zalecane wartości graniczne dla tych klas przedstawiono w tabeli 2.

Tab. 2. Wartości graniczne dla klas ekspozycji XF3 i XF4 [6]

Wymagania	XF3	XF4
Maksymalne w/c	0,50	0,45
Minimalna klasa wytrzymałości	C30/37	C30/37
Minimalna zawartość cementu [kg/m^3]	320	340
Minimalna zawartość powietrza [%]	4,0	4,0
Inne wymagania	Kruszywo zgodne z PN-EN 12620 o odpowiedniej mrozoodporności	

W krajowym uzupełnieniu PN-B-06265 [7] dodatkowo wskazano dopuszczone do zastosowania rodzaje cementu, oraz doprecyzowano wytyczne dla kategorii mrozoodporności kruszywa oraz zawartości powietrza, uzależniając jego wartość od wymiaru ziaren kruszywa (tabela 3).

Tab. 3. Dodatkowe, zalecane wartości graniczne dla klas ekspozycji XF3 i XF4 [6], [7]

Minimalna zawartość powietrza				
Wymiar kruszywa	do 8 mm	do 16 mm	do 32 mm	do 64 mm
Minimalna zawartość powietrza	≥5,5%	≥4,5%	≥ 4,0%	≥ 3,5%
Kategoria mrozoodporności kruszywa				
Klasa ekspozycji	XF3		XF4	
Kategoria mrozoodporności kruszywa	F1		F_{NaCl} 6	
Rodzaje cementu dopuszczone do klas XF3 i XF4 *(występujące w projekcie badań)*				
CEM I, CEM II A-V*, CEM II A-LL, CEM II B-S, CEM II B-V*, CEM II B-M (S-V)*, CEM III A**				

** w składzie tylko z popiołami lotnymi o stratach prażenia ≤ 5% (LOI),*
*** dla XF4 klasa wytrzymałości cementu ≥ 42,5 lub klasa wytrzymałości cementu ≥ 32,5 R z zawartością granulowanego żużla wielkopiecowego ≤ 50% (masowo),*

Należy zaznaczyć, że dla koncepcji bazującej na wartościach granicznych, opracowywana jest alternatywna koncepcja oparta na właściwościach użytkowych, o czym jesteśmy informowani we wprowadzeniu do normy PN-EN 206+A2:2021 [6]. Niezależnie od tego, projektant obiektu budowlanego (specyfikujący), ma prawo ustalić

dodatkowe kryteria badawcze dla betonu, również w zakresie mrozoodporności. Między innymi w tym celu, jak i z myślą o uporządkowaniu dostępnej metodologii badawczej i ułatwieniu deklarowania producentom betonu dodatkowych właściwości, w projekcie krajowego uzupełnienia do normy PN-EN 206 [6] zostały zamieszczone dwie metody weryfikacji mrozoodporności wraz z klasyfikacją i kryteriami oceny:

- badanie odporności betonu na działanie mrozu, oparte na metodzie zwykłej wg normy PN-B-06250 [8]. Klasyfikację i kryteria oceny przyjęto również wg tej normy,
- badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie-odmrażanie w obecności soli odladzających, oparte na metodzie wg PKN-CEN/TS 12390-9 [9].

Klasyfikacja i kryteria oceny przyjęto takie same jak w normie PN-EN 13877-2 [11] (tabela 4). Zróżnicowano również czasy wykonywania badań w zależności od rodzaju zastosowanego cementu zgodnie z tabelą 4.

Tab. 4. Czas wykonywania badań w zależności od zastosowanego cementu [7]

Rodzaj cementu	Czas równoważny [dni]
CEM I (R), CEM II/A (R)	28 dni
CEM I (N), CEM II/A (N) CEM II/B (N,R) CEM IV/A	56 dni
CEM II/C-M, CEM III, CEM IV/B, CEM V, CEM VI	90 dni

3. Projekty betonów z uwzględnieniem śladu węglowego

Projektując receptury betonu dla wszystkich rozważanych rozwiązań posiłkowano się wytycznymi zawartymi w WWiORB [13] – Nawierzchnie z Betonu Cementowego dla kategorii ruchu KR1÷KR4 przyjętych wg Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych [14].

Mieszanka projektowana i stwardniały beton musiały zatem spełniać poniższe założenia:

- Klasa betonu – C30/37
- Klasa ekspozycji – XF4
- Ilość cementu – 370 kg/m^3
- Konsystencja S2 w t=45 min. od 50 do 90 mm
- Zawartość powietrza w t=45 min. od 4,5% do 6,0% (z uwzględnieniem tolerancji pomiarowej od -0,5% ; +1,0% - tab.18 WWiORB [13])
- Stopień mrozoodporność – F150
- Kategoria mrozoodporność – FT2
- Wytrzymałość betonu rozciąganie przy rozłupywaniu – min. 3,0 MPa
- Wytrzymałość betonu na zginanie – min. 4,5 MPa
- Zawartość mikroporów Ř < 300 µm – $A_{300} \geq 1{,}5\%$
- Wskaźnik rozmieszczenia porów – $\bar{L} \leq 0{,}200$ mm
- Powierzchnia właściwa porów – $\alpha > 25$ mm^{-1}

3.1. Wytypowane cementy użyte do wykonanych prób laboratoryjnych

Cementem odniesienia (referencyjnym) został wybrany CEM I 42,5 R-NA produkowany w cementowni w Rudnikach. Posiada on najwyższy ślad węglowy w porównaniu z pozostałymi cementami zestawionymi do prób porównawczych – tabela 5.

Tab. 5. Wartości emisji CO_2 [15] cementów użytych w projekcie.

Zakład	Rodzaj zastosowanego cementu	Emisja netto [kg CO_2 /t]	Emisja brutto [kg CO_2 /t]
Rudniki	CEM I 42,5 R - NA	481	643
Rudniki	CEM II/A-LL 42,5 R-NA	447	597
Chełm	CEM II/A-V 42,5 R	434	562
Chełm	CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	381	492
Chełm	CEM II/B-V 32,5 R-HSR	368	473
Rudniki	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	332	439
Rudniki	CEM II/B-S 42,5 N	327	436
Rudniki	CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	231	305

4. Zestawienia wyników uzyskanych dla przygotowanych rozwiązań materiałowych o obniżonym śladzie węglowym

Tak jak wcześniej wspomniano w pkt. 3 niniejszego opracowania, dokonano porównań rozwiązań receptur mieszanek betonowych o obniżonym śladzie węglowym dla zastosowania w nawierzchniach lokalnych dróg betonowych w stosunku do tradycyjnego rozwiązania z użyciem cementu CEM I 42,5 R. Pod uwagę wzięto wszystkie wymagane parametry zgodne z wytycznymi WWiORB – Nawierzchnie z Betonu Cementowego dla kategorii ruchu KR1÷KR4 zarówno reologiczne, wytrzymałościowe jak i trwałościowe.

4.1. Wyniki reologii świeżej mieszanki betonowej

Porównując uzyskane wyniki konsystencji z zakładaną klasą S2 – od 50 do 90 mm po czasie 45 min – należy stwierdzić, że wszystkie mieszanki miały konsystencję w założonym przedziale wartości. We wszystkich przypadkach również uzyskano zawartość powietrza mieszczącą się po czasie 45 min w przedziale między 4,0% a 7,0%.

Tab. 6. Zestawienie właściwości reologicznych mieszanek betonowych w czasie przewidzianym do wbudowania.

Cement	Konsystencja	Zawartość powietrza
	[mm]	[%]
Rodzaj	Czas badania - 45′	Czas badania - 45′
CEM I 42,5 R-NA	70	6,4
CEM II/A-LL 42,5 R-NA	60	5,8
CEM II/A-V 42,5 R-NA	70	6,6
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	65	6,8
CEM II/B-V 32,5 R-HSR	70	6,1
CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	60	7,0
CEM II/B-S 42,5 N	55	5,8
CEM III/A 42,5 N -LH/HSR/NA	70	6,0

4.2. Zestawienie wyników badań wytrzymałościowych

Badania wytrzymałości na ściskanie betonów dla wszystkich rozwiązań wykonano w szerokim zakresie terminów co ilustruje tabela 7. Wszystkie rozwiązania spełniają normowy warunek dla klasy betonu C 30/37 $f_{cm} \geq 41$ MPa. Z przedstawionego zestawienia wynika, że przy uwzględnieniu czasu równoważnego dla cementów, beton referencyjny z cementem CEM I 42,4 R-NA uzyskał najniższą wytrzymałość w porównaniu z rozwiązaniami opartymi na cementach o obniżonym śladzie węglowym. Analogiczne trendy obserwujemy dla wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu. Próg wytrzymałości 3,0 MPa został osiągnięty w przypadku cementu referencyjnego jak i również w przypadku rozwiązań niskoemisyjnych. Wymagana wytrzymałość na zginanie została uzyskana we wszystkich próbach mieszanek betonowych z dobrym zapasem. Rozwiązania niskoemisyjne wypadają podobnie lub lepiej w porównaniu z rozwiązaniem referencyjnym (tabela 7).

Tab. 7. Zestawienie wyników badań wytrzymałościowych.

Cement	Wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]				Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu f_{cm} [MPa]		Wytrzymałość na zginanie f_{cm} [MPa]	
	Czas badania [dni]			Wymagania	Czas równoważny badania	Wymagania	Czas równoważny badania	Wymagania
Rodzaj	28	56	90	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
CEM I 42,5 R-NA	**47,7**	56,0	57,6	≥ **41,0**	3,0	≥ **3,0**	5,5	≥ **4,5**
CEM II/A-LL 42,5 R-NA	51,1	**57,1**	59,6		3,1		6,0	
CEM II/A-V 42,5 R-NA	58,0	**64,0**	66,8		3,6		6,5	
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	48,5	**53,8**	60,0		3,3		5,8	
CEM II/B-V 32,5 R-HSR	47,0	**57,8**	63,9		3,5		5,6	
CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	41,8	44,6	**50,0**		3,0		5,4	
CEM II/B-S 42,5 N	49,6	**58,1**	61,3		3,2		6,3	
CEM III/A 42,5 N -LH/HSR/NA	49,7	57,8	**60,1**		3,6		6,7	

4.3. Zestawienie wyników badań trwałościowych i charakterystyki porów powietrznych

Badania trwałościowe dotyczące jakości wykonania nawierzchni betonowych i trwałości ich użytkowania przez długie lata są podstawą do wdrożenia opracowywanych rozwiązań bez ryzyka ich wczesnych uszkodzeń czy wymiany co wiąże się niejednokrotnie z ogromnymi kosztami. Badania na mrozoodporność wszystkich mieszanek wykonano w oparciu o założenia WWiORB [13], które wskazują na dwie metody badawcze:

- PKN-CEN/TS 12390-9:2017 Oznaczanie odporności na zamrażanie i rozmrażanie w obecności soli odladzających [9]
- PN-B-06265:2022-08 Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność [7]

Dodatkowo wymagane jest badanie charakterystyki rozkładu porów powietrznych w oparciu o normę PN-EN 480-11 [16].

Badanie mrozoodporności metodą bezpośrednią dla stopnia mrozoodporności F150 jak i mrozoodporności powierzchniowej w obecności NaCl prowadzono z zastosowaniem czasu równoważnego zgodnie z PN-B-06265, z wyjątkiem próby z cementem CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R, który w chwili prowadzenia badań dla tego projektu był produktem nowo wprowadzonym, dlatego w jego przypadku zastosowano czas równoważny 56 dni zamiast 90 dni przewidzianego dla cementów z grupy CEM II/C.

Wyniki badań trwałościowych przedstawiono w poniższych tabelach:

Tab. 8. Wyniki badań mrozoodporności metodą bezpośrednią.

Cement	Mrozoodporność F150				
	Δ fcm [%]	Δ m [%]	Wymagania WWiORB		
Rodzaj	28 (56[1)], 90[2)]) dni	28 (56[1)], 90[2)]) dni	Δ fcm [%]	Δ m [%]	
CEM I 42,5 R-NA	6,4	0	≤ 20	≤ 5	warunki spełnione
CEM II/A-LL 42,5 R-NA[1)]	6,2	0,1			
CEM II/A-V 42,5 R-NA[1)]	2,7	0,3			
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R[1)]	5,7	0,3			
CEM II/B-V 32,5 R-HSR[1)]	0,9	0			
CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R[1)]	4,7	0,2			
CEM II/B-S 42,5 N[1)]	8,9	-0,1			
CEM III/A 42,5 N -LH/ HSR/NA[2)]	5,4	0,2			

Jak widać z powyższego zestawienia wyników betony wykonane na wszystkich cementach pozytywnie przeszły badania mrozoodporności F150. Najlepszym wynikiem, czyli najmniejszą utratą wytrzymałości, wykazała się mieszanka z cementem z grupy niskoemisyjnych CEM II/B-V 32,5 R-HSR na poziomie 0,9%.

Tab. 9. Wyniki badań mrozoodporności powierzchniowej NaCl.

Cement	Mrozoodporność NaCl wg. PKN-CEN/TS EN-12390-9							
	Wyniki			Wymagania WWiORB				
Rodzaj	śr.Δm_{28} [kg]	śr.Δm_{56} [kg]	m_{56}/m_{28}	śr.Δm_{28} [kg]	śr.Δm_{56} [kg]	m_{56}/m_{28}	Kategoria	
CEM I 42,5 R-NA	0,002	0,003	1,5	średnia ≤ 0,5 kg/m²		≤ 2	FT 2	warunki spełnione
CEM II/A-LL 42,5 R-NA	0,012	0,014	1,2		średnia ≤ 1,0 kg/m² przy czym żaden pojedynczy wyniki >1,5 kg/m²			
CEM II/A-V 42,5 R-NA	0,026	0,042	1,6					
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	0,019	0,025	1,3					
CEM II/B-V 32,5 R-HSR	0,309	0,438	1,4					
CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	0,003	0,005	1,7					
CEM II/B-S 42,5 N	0,024	0,043	1,8					
CEM III/A 42,5 N -LH/HSR/NA	0,005	0,006	1,2					

Badania mrozoodporności powierzchniowej wg PKN-CEN/TS EN-12390-9 [9] wszystkie mieszanki zarówno z cementem referencyjnym jak i z cementami o obniżonym śladzie węglowym przeszły bardzo dobrze, uzyskane wyniki pozwalają zakwalifikować je do kategorii FT 2.

Tab. 10. Wyniki badań struktury napowietrzenia betonów – Rapid Air.

Cement	Badania charakterystyki porów – Rapid Air						
	Wyniki						
Rodzaj	A_{300}	Spacing Factor	Powierzchnia właściwa porów	Wymagania WWiORB			
	[%]	L [mm]	α [mm^{-1}]	A_{300}	L [mm]	α [mm^{-1}]	
CEM I 42,5 R-NA	2,70	0,150	31,40	≥ 1,5	≤ 0,200	≥ 25	warunki spełnione
CEM II/A-LL 42,5 R-NA	3,63	0,125	31,46				
CEM II/A-V 42,5 R-NA	2,38	0,163	25,24				
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	2,70	0,161	25,85				
CEM II/B-V 32,5 R-HSR	4,16	0,097	34,19				
CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	3,36	0,110	33,01				
CEM II/B-S 42,5 N	3,06	0,134	30,59				
CEM III/A 42,5 N -LH/HSR/NA	3,21	0,118	37,90				

Zbadana struktura napowietrzenia wszystkich betonów spełniła bardzo dobrze wymagania zawarte w Warunkach Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WWiORB) [13].

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Porównanie wyników uzyskanych dla zaproponowanych rozwiązań materiałowych o obniżonym śladzie węglowym dla lokalnych drób betonowych pozwala na stwierdzenie, że mogą one z powodzeniem zastępować rozwiązania konwencjonalne na cementach CEM I. Mieszanki betonowe i betony skomponowane w oparciu o cementy o obniżonej emisyjności CO_2 dorównują lub niekiedy przewyższają parametrami beton referencyjny.

Podsumowując wyniki wykonanych badań porównawczych dla znalezienia recepty na rozwiązania materiałowe o obniżonym śladzie węglowym dla lokalnych dróg betonowych można jasno stwierdzić – misja się powiodła! Mieszanki betonowe oparte na cementach o obniżonej emisyjności CO_2 nie wykazują żadnych dużych odstępstw pod względem parametrów początkowych jak reologia, napowietrzenie, wytrzymałości, skończywszy na wynikach badań trwałościowych a niekiedy odnoszą lepsze rezultaty.

Dodatkowym atutem cementów niskoemisyjnych jest możliwość obniżenia śladu węglowego nawierzchni betonowej przy zastępowaniu nimi cementów powszechnie stosowanych.

Dlatego na podsumowanie wszystkich naszych działań w tych porównaniach dokonajmy oceny ich pod kątem emisyjności CO_2.

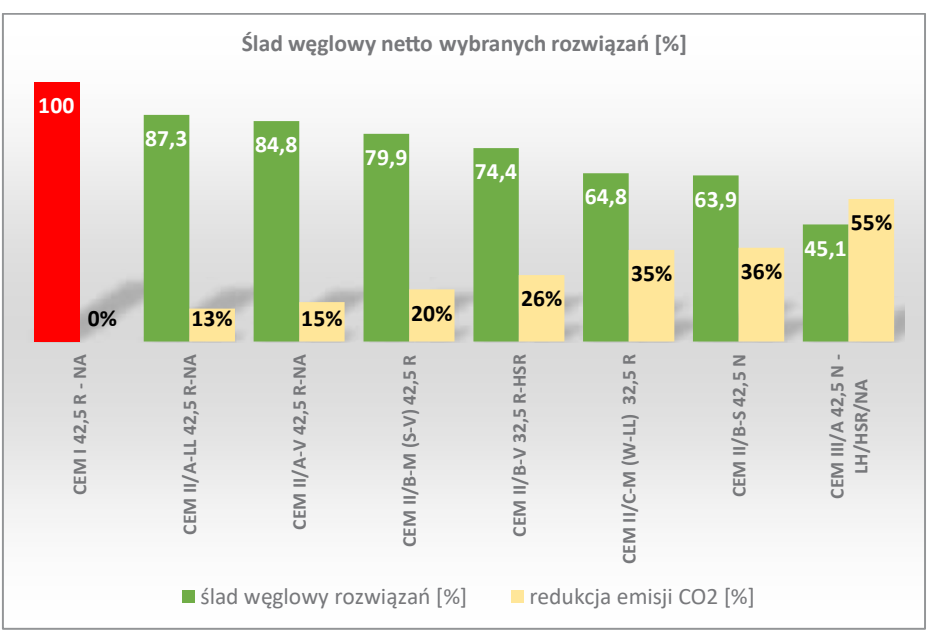
Ślad węglowy jest to całkowita suma emisji gazów cieplarnianych, która oparta jest na analizie cyklu życia produktu, opisującym jego właściwości i wpływ na środowisko przez cały okres użytkowania. Głównym celem naszych poszukiwań jak w temacie referatu było znalezienie optymalnego rozwiązania materiałowego o obniżonym śladzie węglowym, dlatego konieczne było porównanie poszczególnych rozwiązań pod kątem

ich emisyjności. W wyliczeniach skupiliśmy się wyłącznie na różnicach, które wynikają z rodzaju zastosowanego cementu. Dane dla cementów zostały przyjęte w oparciu o Deklaracje Środowiskowe III Typu z roku 2023 umieszczone na stronie producenta – CEMEX Polska sp. z o.o. [15].

W tabeli 11 i na rysunku 1 zaprezentowano wielkość emisji CO_2 na 1m^3 betonu oraz różnice procentowe wielkości śladu węglowego w zależności od zastosowanego cementu.

Tab. 11. Porównanie śladu węglowego w zależności od zastosowanego rozwiązania

CEMENT	Jednostkowy ślad węglowy netto [kg CO_{2eq}/kg cementu]	Cement [kg/m^3]	Ślad węglowy netto Cement [kg $CO_{2\,eq}$/m^3 betonu]	Ślad węglowy netto Cement vs. Referencja [%]
CEM I 42,5 R - NA	0,481	370	178,0	100
CEM II/A-LL 42,5 R-NA	0,447		165,4	87,3
CEM II/A-V 42,5 R-NA	0,434		160,6	84,8
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	0,381		141,0	74,4
CEM II/B-V 32,5 R-HSR	0,368		136,2	79,9
CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	0,332		122,8	64,8
CEM II/B-S 42,5 N	0,327		121,0	63,9
CEM III/A 42,5 N -LH/ HSR/NA	0,231		85,5	45,1



Rys. 1. Redukcja śladu węglowego w zależności od zastosowanego rozwiązania

Zamiana rodzaju cementu przy zachowaniu tej samej ilości cementu pozwala osiągnąć znaczne zmniejszenie emisji przy utrzymaniu tych samych projektowanych właściwości betonu. Wykorzystując cementy z grupy CEM II/A redukujemy ślad węglowy w naszym rozwiązaniu już o około 13 – 15%, a przechodząc na cementy z grupy CEM II/B czy CEM II/C nawet o około 25 – 35%. Natomiast największą redukcję śladu węglowego możemy uzyskać na cemencie typu CEM III/A aż o około – 55% w porównaniu do betonu referencyjnego z cementem CEM I (rysunek 1).

Przedstawione wyniki jednoznacznie wskazują, że stosowanie niskoemisyjnych rozwiązań materiałowych pozwala na uzyskanie optymalnych pod względem jakości i trwałości betonów nawierzchniowych o zredukowanym śladzie węglowym, które z powodzeniem znajdą zastosowanie na lokalnych drogach betonowych.

Literatura

[1] Bajorek G., Pielęgnacja betonu w okresie dojrzewania, *Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2017*
[2] Rusin Z., Technologia betonów mrozoodpornych, *Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2002*
[3] Radomski W., Glinicki A., Diagnostyka mrozoodporności betonu w drogowych obiektach mostowych, *Drogownictwo 9/2013*
[4] Kurdowski W., Chemia cementu i betonu, *Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2010*
[5] Neville A.M.,, Właściwości betonu, *Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2012*
[6] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[7] PN-B-06265:2022-08 Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[8] PN-B-06250:1988 Beton zwykły
[9] PKN-CEN/TS 12390-9:2017 Badania betonu. Część 9: Oznaczanie odporności na zamrażanie i rozmrażanie w obecności soli odladzających. Złuszczanie.
[10] PN-EN 13877-1:2013-08 Nawierzchnie betonowe. Część 1: Materiały
[11] PN-EN 13877-2:2013-08 Nawierzchnie betonowe. Część 2: Wymagania funkcjonalne dla nawierzchni betonowych
[12] Ogólne Specyfikacje Techniczne OST Prace konstrukcyjne 06.01 Nawierzchnia z betonu cementowego, *Generalna Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, 2014*
[13] Warunki Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WWiORB) D-05.03.04 v02 Nawierzchnia z betonu cementowego, *Generalna Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, 2019*
[14] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych – *Załącznik do zarządzenia Nr 30 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2016*
[15] Deklaracje i Certyfikaty Środowiskowe III typu EPD cementów, *Cemex Polska Sp. z o.o., 2023*
[16] PN-EN 480-11:2008. Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Metody badań -- Część 11: Oznaczanie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie.

Prawa autorskie © 2023 / CEMEX Innovation Holding Ltd., Szwajcaria. Wszystkie prawa zastrzeżone.

Piotr Cencek
Patryk Chmura
Patryk Ślęczka
Michał Witek

Betony Vertua® o niskim śladzie węglowym na przykładzie realizacji budowy biurowca LPP „Silk" w Gdańsku

EXEMPLARY REALIZATION OF THE LOW CARBON FOOTPRINT VERTUA® CONCRETE FOR THE LPP „SILK" BUILDING IN GDAŃSK

Streszczenie

Ograniczenie emisji dwutlenku węgla jest globalnym wyzwaniem dla branży budowlanej. Z myślą o tym, firma Cemex wdraża szereg inicjatyw i rozwiązań, jak niskoemisyjne betony oraz cementy Vertua®. Istotnym elementem jest proces projektowania betonu, w którym wykorzystane są niskoemisyjne materiały zoptymalizowane pod kątem redukcji emisji dwutlenku węgla oraz oczekiwanych parametrów betonu. W celu uzyskania niskiego śladu węglowego, ważny jest także sposób prowadzenia procesu produkcji. Betony Vertua®, pozwalają realizować inwestycje w sposób bardziej przyjazny dla środowiska, przy zachowaniu zakładanych parametrów technicznych. Każdy produkt Vertua® posiada Deklarację Środowiskową III typu EPD, która jest jednoznacznym potwierdzeniem niskoemisyjności. Betony z certyfikatem EPD są dodatkowym atutem w procesach certyfikacji wielokryterialnej budynków BREEAM czy LEED.

Przykładem implementacji powyższych rozwiązań jest budowa biurowca LPP „Silk" w Gdańsku. Budynek w całości wykonany jest z betonu architektonicznego Vertua®. Głównym zamysłem inwestora było stworzenie obiektu, który będzie spełniać wymogi zrównoważonego budownictwa oraz posiadać certyfikaty ekologiczne potwierdzające ich zrównoważony charakter. W sumie do budowy obiektu wykorzystano ponad 4000 m^3 betonu niskoemisyjnego, z czego aż 3600 m^3 wykonano w technologii betonu architektonicznego, z przeznaczeniem na elementy elewacji oraz wykończenie wnętrz.

Projektując mieszankę na potrzeby tej realizacji konieczne było zastosowanie innowacyjnego podejścia. Niezbędnym okazało się podążanie za najwyższymi standardami wizualnymi betonu architektonicznego, stawianymi przez renomowanych architektów oraz uwzględnienie trendów zrównoważonego budownictwa. Przy projektowaniu recep-

mgr inż. Piotr Cencek – Cemex Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Patryk Chmura – Cemex Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Patryk Ślęczka – Cemex Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Michał Witek – Cemex Polska Sp. z o.o.

tury betonu architektonicznego wykorzystany został cement Vertua® Ultra, produkowany przez firmę Cemex, który wyróżnia się na tle kraju, ale także świata, jeśli chodzi o redukcję śladu węglowego, a potwierdzeniem tego są deklaracje środowiskowe produktu EPD. W efekcie, budynek jest nie tylko interesujący wizualnie, ale też "przyjazny" dla środowiska. W referacie zostały poruszone zagadnienia związane z wprowadzeniem rozwiązań Vertua® na opisywanej realizacji, porównując je do standardowych, dotychczas stosowanych w polskim budownictwie. Powyższa praca jest przykładem, iż warto podążać za swoją ideą, nawet w przypadku, gdy mamy do czynienia z projektami, które wymagają od nas zastosowania nowatorskiego podejścia.

Abstract

Carbon dioxide reduction is a global challenge for the building industry nowadays. For that reason, Cemex Corporation is introducing plenty of initiatives and solutions, such as low-emission concretes and cements. The crucial factor is the concrete mix design, where both carbon dioxide and performance optimized low-emission materials are used. In addition, the way you conduct the production process is important. Vertua® concretes allow the investments to be carried out in a way that is more environmental friendly, keeping to the estimated technical parameters. Each Vertua® product has the Environmental Product Declaration, type III (EPD), which is the clear confirmation of low emission. Concretes with EPDs are considered as an additional advantage in BREEAM or LEED multicriterial certification processes.

The example of implementing such solutions is the LPP "Silk" construction site in Gdańsk. The building was made with Vertua® architectural concrete. The main idea of the investor was to create it fulfilling both current environmental demand and ecological certification requirements. On aggregate, 4000 m^3 of low emission concrete were used, including 3600 m^3 built with architectural concrete technology approach both for facades and interior finishings.

An innovative approach was needed while designing the concrete mixtures, following the highest visual standards for architectural concrete given by the famous architects and also taking into consideration the latest guidelines for sustainable building. Not only on the Polish market, but also worldwide, Cemex Vertua® Ultra cement that was used for this project, is distinguished by carbon footprint reduction, and EPDs may serve as a proof of that. The building seems to be both visually outstanding and eco-friendly. In this paper, the implementation of Vertua® solutions is presented in comparison to Polish industry standard ones. This article shows that following one's own idea really pays off, especially for the most demanding projects where a modern approach is required.

1. Działania firmy Cemex na rzecz obniżania śladu węglowego

Zrównoważony rozwój jest jednym z kluczowych filarów strategii firmy i stanowi integralną część działalności Cemex. Dzięki innowacyjnym produktom i rozwiązaniom budowlanym, racjonalnemu wykorzystaniu zasobów i niskoemisyjnej produkcji, poprzez projekty na rzecz społeczności lokalnych i środowiska dbamy o to, aby nasza działalność miała wpływ na budowanie lepszej przyszłości dla kolejnych pokoleń.

Istotą zrównoważonego podejścia jest spójne działania na wielu płaszczyznach, dążąc na każdym etapie do minimalizacji poziomu emisji dwutlenku węgla. Działalność człowieka łącznie w sektorze budownictwa i przemysłu generuje ponad 50% światowej emisji dwutlenku węgla. W przypadku budynków projektowanych w tradycyjnej technologii – ponad 60% śladu węglowego, spośród materiałów użytych do budowy budynku, generuje beton, dlatego tak ważne jest, aby intensyfikować działania dążące do ograniczenia poziomu emisji CO_2 betonów.

Cemex jest zaangażowany w realizację globalnych celów na rzecz ochrony klimatu. W związku z tym stworzono produkty Vertua®, które wykorzystują nowoczesne technologie i innowacje, aby pomóc Klientom w realizacji ich celów budowlanych w sposób zrównoważony. Firma dąży do tego, aby stopniowo rozszerzyć swoją ofertę Vertua® na pozostałe produkty z jej portfolio oraz dalej wprowadzać innowacyjne rozwiązania, które uczynią branżę bardziej zrównoważoną.

Marka Vertua® ewoluowała od rozwiązań o obniżonej emisji CO_2, do innych zrównoważonych cech, uwzględniając:

- Niskoemisyjność,
- Efektywność Energetyczną,
- Gospodarowanie Wodą,
- Materiały z Recyklingu,
- Optymalizację w Projektowaniu.

Produkty i rozwiązania objęte pięcioma zrównoważonymi cechami przyczyniają się do realizacji wizji i misji firmy tj. „Budowania lepszej przyszłości".

Betony niskoemisyjne z grupy Vertua® charakteryzują się obniżonym śladem węglowym. Uzyskanie niskoemisyjnego produktu betonowego jest możliwe dzięki kompleksowemu podejściu do emisji dwutlenku węgla, w wielu etapach związanych z produkcją betonu jak i procesów poprzedzających, a dotyczących poszczególnych składników betonu.

Dla całej linii produktów Vertua zostały opracowane dokumenty Deklaracji Środowiskowej III typu (EPD- Environmental Product Declaration). EPD jest bardzo istotnym certyfikatem dla całej grupy produktów Vertua® i potwierdzeniem ich niskoemisyjności. Wskaźniki zawarte w EPD w sposób precyzyjny informują o pełnym wpływie produktu na środowisko i potwierdzają ograniczenie śladu węglowego. Deklaracja Środowiskowa Produktu III typu (EPD) dla wyrobów budowlanych jest dla producenta dokumentem dobrowolnym. Jednak kiedy chcemy sprawdzić i ocenić oddziaływanie na środowisko danego produktu jest dokumentem niezbędnym. Dokument bazując na analizie całego cyklu życia (LCA) szczegółowo opisuje oddziaływanie betonu na środowisko. Deklaracja EPD pozwala w precyzyjny sposób porównać ze sobą materiały tego samego typu i ocenić je pod względem wielu aspektów środowiskowych.

Warto w tym miejscu nadmienić, że wiedza Zespołu Technologii Cemex na temat betonów niskoemisyjnych pozwoliła na zajęcie 1. oraz 3. miejsca w ostatniej edycji

Ogólnopolskiego Konkursu Power Concrete, którego organizatorem niezmiennie jest Stowarzyszenie Producentów Cementu. Wyzwaniem w ostatniej edycji Konkursu było zaprojektowanie betonu charakteryzującego się minimalnym stosunkiem śladu węglowego do średniej wytrzymałości na ściskanie.

2. Opis projektu biurowca „Silk" w Gdańsku.

Biurowiec „Silk" to kolejny etap kampusu powstającego na terenie Dolnego Miasta w Gdańsku, w którego skład wejdzie docelowo pięć budynków.

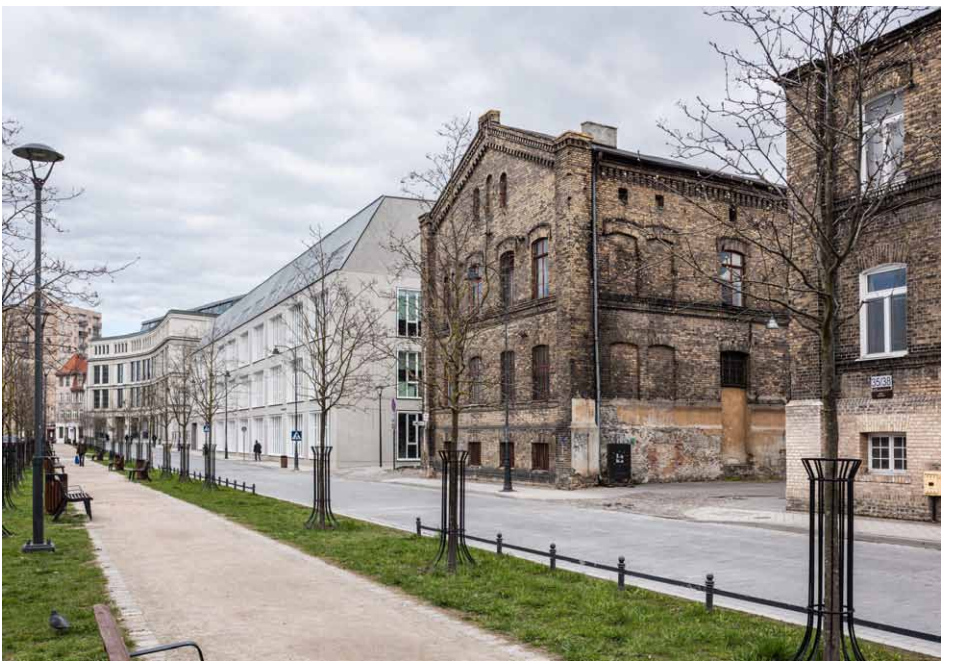
Fot. 1. Biurowiec „Velvet"- jeden z pięciu budynków kampusu LPP wykonany z betonu architektonicznego. Autor: Juliusz Sokołowski/ JEMS Architekci

Głównym zamysłem inwestora jest stworzenie obiektu, który będzie spełniać wymogi zrównoważonego budownictwa, stąd decyzja o implementacji w biurowcu rozwiązań bardziej przyjaznych środowisku. Jednym z elementów tej koncepcji było wykorzystanie do jego budowy niskoemisyjnego betonu z linii Vertua®, który przyczyni się do ograniczenia śladu węglowego całej inwestycji. W sumie do budowy obiektu zostanie wykorzystanych ponad 4000 m^3 tego produktu w technologii betonu architektonicznego, przeznaczonych na wykonanie elementów elewacji oraz wykończenia wnętrz.

Betony Vertua® cechuje nie tylko niska emisyjność, ale także doskonała jakość. To produkty, które pozwalają realizować inwestycje w sposób bardziej przyjazny dla środowiska, przy zachowaniu optymalnych parametrów technicznych. Każdy produkt Vertua® posiada Deklarację Środowiskową produktu III typu EPD, która jest jednoznacznym potwierdzeniem niskoemisyjności.

Koncepcja utworzenia ekologicznego kompleksu biurowców powstała w 2015 roku, wraz z modernizacją siedziby głównej polskiego producenta odzieży. Główną ideą inwe-

stora było stworzenie kompleksu, który nawiązywać będzie do przemysłowych tradycji Dolnego Miasta, a jednocześnie odpowiadać będzie na obecne wyzwania klimatyczne.



Fot. 2. Biurowiec „Velvet" i „Cotton" w sąsiedztwie budynków z Dolnego Miasta. Autor: Juliusz Sokołowski/ JEMS Architekci

Inwestor dąży do tego, aby konsekwentnie realizować postanowienia strategii zrównoważonego rozwoju „For People For Our Planet", w której określone zostały najpilniejsze cele środowiskowe. Jednym z nich jest sukcesywne ograniczanie śladu węglowego. Biorąc pod uwagę zasoby infrastrukturalne, w tym bogatą sieć dystrybucji oraz liczne obiekty biurowe, postanowiono podjąć konkretne zobowiązania w tym zakresie. Inwestorowi zależy na tym, aby nowo powstające budynki LPP posiadały certyfikaty ekologiczne potwierdzające ich zrównoważony charakter. Wybór niskoemisyjnego betonu Vertua®, nie był więc przypadkowy.

Dzięki trwającej inwestycji uzupełniona zostanie pierzeja ulicy Łąkowej. W ten sposób projekt przyczyni się do odtworzenia przemysłowego charakteru przedwojennej zabudowy Dolnego Miasta. Surowy beton i przeszklenia na dużych powierzchniach fasady wpiszą się w industrialny styl powstających budynków. Generalny wykonawca robót żelbetowych - spółka Makax Sp z o. o., zapewnia najwyższą jakość wykonywanych elementów zaprojektowanych w systemie betonu architektonicznego. Zachowując dbałość i precyzję w trakcie ich realizacji wychodzi naprzeciw najwyższym wymaganiom inwestora. Zakończenie całości inwestycji przewidywane jest na 2027 r.

Fot. 3. Biurowiec „Velvet", a tuż obok trwająca budowa biurowca „Silk". Autor: Cemex Polska

3. Założenia projektowe.

Projektując mieszankę betonową na potrzeby tej realizacji konieczne było zastosowanie innowacyjnego podejścia. Niezbędnym okazało się podążanie za najwyższymi standardami wizualnymi betonu architektonicznego, stawianymi przez renomowanych architektów oraz uwzględnienie trendów zrównoważonego budownictwa. Przy projektowaniu receptury betonu architektonicznego wykorzystany został cement Vertua® Ultra, produkowany przez firmę Cemex, który wyróżnia się na tle kraju, ale także świata, jeśli chodzi o redukcję śladu węglowego, a potwierdzeniem tego są deklaracje środowiskowe produktu EPD. W efekcie, budynek jest nie tylko interesujący wizualnie, ale też "przyjazny" dla środowiska.

Tabela. 1. Wymagana kategoria betonu architektonicznego

		Faktura	*Porowatość*	*Równomierność zabarwienia*	*Element referencyjny*	*Kategoria deskowania*
Wysokie wymagania **BA3**	Powierzchnie betonowe z wysokimi wymaganiami dotyczącymi wyglądu, np. Elewacje, reprezentacyjne elementy budowli	**F3**	**P3**	**RZ3**	**wymagany**	**wysokie/ bardzo wysokie**

Dla części elementów Projektant założył fakturę, która będzie uzyskana przez piaskowanie. W tym przypadku dopuszcza się w odstępstwo w zakresie kategorii porowatości P3.

Fot. 4. Wizualizacja trzonów. Autor: Aleksandra Rusin/ JEMS Architekci

Tabela. 2. Wymagania projektowe

	Elementy wewnętrze	Elementy zewnętrzne (elewacja)
Rodzaj spoiwa*	CEM III/A wraz z dodatkami rozjaśniającymi barwę betonu	CEM III/A wraz z dodatkami rozjaśniającymi barwę betonu
Minimalna zawartość cementu	400 kg/m3	400 kg/m3
Klasa wytrzymałości	C30/37	C30/37
Kruszywo	-	Grys granitowy o barwie szarej i klasie mrozoodporności F1
D_{lower}	8 mm	8 mm
D_{upper}	16 mm	16 mm
W/C	≤ 0,45	≤ 0,45
Konsystencja	210 ± 20 mm	210 ± 20 mm
Zawartość piasku	39 – 41%	39 – 41%
Zawartość powietrza w mieszance betonowej	-	> 4,0%
Klasy ekspozycji	XC3	XF2
Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem	-	≤ 60 mm
Popiół lotny	Niedopuszczalny	Niedopuszczalny

**Specyfikacja techniczna zakładała wykorzystanie połączenia CEM III/A w różnych kombinacjach z m.in. białym pigmentem, mączką wapienną lub białym cementem.*

Tabela. 3. Skład mieszanki betonowej – elementy wewnętrzne

Surowce	Pochodzenie
Cement Vertua® Ultra CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	Rudniki Cemex
Pigment nieorganiczny	ZWUKSO
Piasek 0/2 mm	Mirowo Cemex
Żwir 2/8 mm	Mirowo Cemex
Żwir 8/16 mm	Mirowo Cemex
Isoplast 1528	Cemex Admixtures
Isoflow 7495	Cemex Admixtures

Tabela. 4. Skład mieszanki betonowej – elementy zewnętrzne

Surowce	Pochodzenie
Cement Vertua® Ultra CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	Rudniki Cemex
Piasek 0/2 mm	Mirowo Cemex
Granit 2/8 mm	Strzelin MINERAL POLSKA
Granit 8/16 mm	Strzelin MINERAL POLSKA
Isoplast 1528	Cemex Admixtures
Isoflow 7495	Cemex Admixtures
Isosphere 9015	Cemex Admixtures

4. Przygotowanie do realizacji inwestycji.

4.1. Próby laboratoryjne.

Spełnienie wymagań dotyczących betonu, gdzie szczególne znaczenia odgrywa jego aspekt wizualny, wiąże się z koniecznością przeprowadzenia wielu prób laboratoryjnych. Eksperymenty te miały na celu wytypowanie odpowiedniego rozwiązania recepturowego, które spełni wymagania akceptowalnej kolorystyki, jakości powierzchni, a także pozwoli dopracować reologię mieszanki betonowej. Wykonano łącznie kilkanaście zarobów o objętości około 40 litrów, podczas których sprawdzono następujące parametry mieszanki:

- Konsystencja i jej utrzymanie w czasie (do 120 min),
- Zawartość powietrza,
- Lepkość,
- Urabialność.

Aspekty wizualne odwzorowano na próbkach prostopadłościennych o wymiarach 500x500x100 mm, do wykonania których zastosowano elementy deskowania wykorzystywanego docelowo na budowie. Na tym etapie zweryfikowano również kilka rodzajów środków antyadhezyjnych i wybrano najbardziej kompatybilny z mieszanką betonową i deskowaniem. Ocenę wizualną dokonano po ustalonym czasie dojrzewania i założonym odstępie obserwacyjnym w obecności Dostawcy, Wykonawcy i Zamawiającego. Na tej podstawie wybrano preferowane receptury, które w następnej kolejności zostały zastosowane na elementach referencyjnych w warunkach budowy.

Fot. 5. Próbki wykonane w laboratorium. Autor: Michał Witek/ Cemex Polska

4.2. Elementy referencyjne

Kolejnym etapem wytypowania optymalnego rozwiązania recepturowego było wykonanie mock-up'ów, czyli elementów o wcześniej określonym kształcie i wymiarach, które zostały wykonane na terenie budowy i uznane za wzorzec przy odbiorze wykonywanych elementów z betonu architektonicznego.

Fot. 6. Elementy referencyjne. Autor: Patryk Chmura/ Cemex Polska

Elementy odniesienia pozwalają na uniknięcie konfliktu związanego z niedoprecyzowaniem wymagań, które odnoszą się do jakości wykonania danego elementu lub ich zróżnicowanej interpretacji. Wartością dodaną przy tego typu próbach jest to, iż można w warunkach budowy sprawdzić realne trudności i zagrożenia, które mogą się pojawić podczas prowadzenia prac docelowych, ze szczególnym naciskiem na odpowiednie:
– dobranie środka antyadhezyjnego,
– rozprowadzenie środka antyadhezyjnego,
– czyszczenie powierzchni deskowań oraz ich rotację,
– uszczelnienie łączeń deskowania,
– optymalizację procesu wibrowania mieszanki,
– dobranie czasu i sposobu rozdeskowania,
– prowadzenie pielęgnacji i zabezpieczenie gotowych elementów przed zabrudzeniem.

5. Realizacja inwestycji.

Po wykonaniu wstępnych badań typu i wyselekcjonowaniu odpowiednich rozwiązań technologicznych przystąpiono do realizacji. Od sierpnia 2022 roku do czerwca 2023 dostarczono na wspomnianą budowę około 4000 m^3 niskoemisyjnego betonu architektonicznego na elementy elewacji (10%) oraz wykończenia wnętrz (90%).

Największym wyzwaniem podczas prowadzenia realizacji okazało się utrzymanie stabilnej i powtarzalnej produkcji, a także rygoru technologicznego, który musiał być odpowiednio modyfikowany do panujących warunków atmosferycznych na przestrzeni całego roku kalendarzowego. W celu zapewnienia możliwie najwyższych standardów jakościowych, które zdecydowanie wykraczają poza ogólnie przyjęte wymagania wynikające z normy PN-EN 206+A2:2021-08 + PN-B-06265:2022-08, konieczne było stworzenie Planu Zapewnienia Jakości (PZJ), który przy tego typu realizacjach winien być standardowym działaniem i pozwala na uściślenie wielu kluczowych kwestii, które wpływają na jakość betonu. Poza formalnie zapisanymi zasadami, wprowadzano w trakcie realizacji coraz to nowsze procedury, których należało bezwzględnie przestrzegać, aby zminimalizować możliwość wystąpienia błędu, który mógłby mieć wpływ na ostateczną jakość dostarczanego betonu m.in..:
– Dodatkowe czyszczenie mieszalnika oraz betonomieszarek przed produkcją,
– Zainstalowano kamerę, która umożliwiała Operatorowi dodatkowe potwierdzenie, iż pigment i pozostałe składniki zostały odpowiednio zadozowane,
– Ciągła obecność Laboranta, który kontrolował parametry mieszanki betonowej.

Kluczowa w tego typu realizacji jest wzorowa komunikacja między Dostawcą betonu, a Wykonawcą oraz duże doświadczenie i wiedza na temat betonu (w szczególności betonu architektonicznego) oraz tego co wpływa na kształtowanie jego aspektów wizualnych.

Fot. 7. Ostatnia kondygnacja biurowca „Silk" w trakcie prowadzenia prac. Autor: Patryk Chmura/ Cemex Polska

Fot. 8. Ostatnia kondygnacja biurowca „Silk" w trakcie prowadzenia prac. Autor: Patryk Chmura/ Cemex Polska

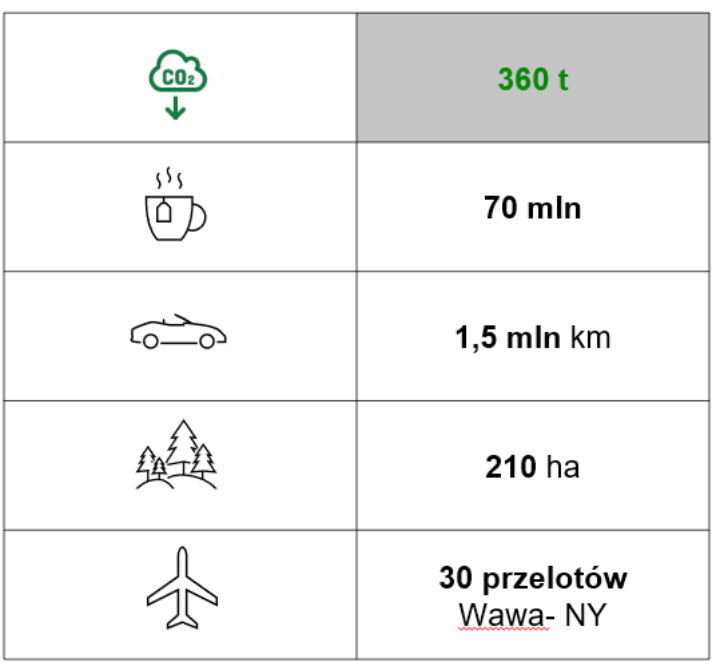
Fot. 9. Widok stropu od dołu wykonanego z architektonicznego betonu Vertua®. Autor: Patryk Chmura/ Cemex Polska

6. Podsumowanie - korzyści dla środowiska naturalnego z zastosowania betonu Vertua®.

Zastosowanie betonu niskoemisyjnego podczas realizacji tej inwestycji to świadomy wybór uwzględniający wpływ podejmowanych działań na rzecz środowiska naturalnego. Ta świadomość jest potrzebna już na etapie powstawania inwestycji, gdyż beton użyty w konstrukcji odpowiada, w budownictwie tradycyjnym, za ponad 60% wbudowanego śladu węglowego. Zmniejszenie śladu węglowego poprzez zastosowanie betonów niskoemisyjnych, znacząco obniży całkowity wbudowany ślad węglowy budynku.

Beton niskoemisyjny zastosowany podczas realizacji obiektu „SILK" ograniczył emisję dwutlenku węgla o prawie 38%. Obniżono o prawie 90 kg wartość emisji jednego metra sześciennego betonu. Pozwoliło to zmniejszyć wartość śladu węglowego dla całej inwestycji o ponad 360 ton (przy 4000 m^3). Aby lepiej zobrazować skalę tego efektu można posłużyć się odniesieniami do codziennego życia. Zaoszczędzona w ten sposób emisja pozwoliłaby na:

- przygotowanie ponad 70 mln filiżanek gorącej herbaty,
- przejechanie ponad 1,5 mln kilometrów samochodem osobowym (paliwo-benzyna),
- wykonanie prawie 30 przelotów samolotem na dystansie Warszawa – Nowy York.
- 360 ton CO_2 to także ilość jaka pozwoli na roczny przyrost dla ponad 210 ha lasów mieszanych.



Rys. 1. Porównanie uzyskanej redukcji CO_2 w betonie do innych obszarów działalności człowieka

Analizując i porównując ze sobą te wartości, możemy dokładnie określić jak szerokie są pozytywne skutki zastosowania betonów niskoemisyjnych Vertua®.

Literatura

[1] JEMS Architekci - *Projekt wykonawczy, Tom A - Architektura: Budynek biurowy przy ulicy Łąkowej w Gdańsku etap 2 realizacja zespołu budynków dla LPP Fashion LAB przy ul. Łąkowej 35/36 i 37/38 w Gdańsku.*
[2] https://jems.pl/projekty/wybrane-prace/lpp.html
[3] Cemex Polska Sp. z o.o. – *materiały wewnętrze*
[4] K. Kuniczuk – *„Beton architektoniczny - wytyczne techniczne", Stowarzyszenie Producentów Cementu – 2011.*

Prawa autorskie © 2023 CEMEX Innovation Holding Ltd., Szwajcaria. Wszystkie prawa zastrzeżone.

Karol Chilmon
Maciej Kalinowski
Wioletta Jackiewicz-Rek
Błażej Rakowski

Aktywność fotokatalityczna kompozytów cementowych o zmiennym udziale wypełniaczy mineralnych

PHOTOCATALYTIC ACTIVITY OF CEMENTITIOUS COMPOSITES WITH VARIABLE PROPORTION OF MINERAL FILLERS

Streszczenie

W artykule poddano analizie wpływ zastąpienia części cementu wypełniaczami mineralnymi – mączką kwarcową i chalcedonitową – na skuteczność oczyszczania powietrza z tlenków azotu przez zaprawy o właściwościach fotokatalitycznych. Badania przeprowadzono według autorskiej metodyki, odwzorowującej rzeczywiste warunki oświetlenia oraz stężenia zanieczyszczeń. Zjawisko fotokatalizy było badane zarówno w świetle UV o irradiancji 0,2 W/m^2 (odpowiadające indeksowi UV = 8 występującym w Polsce) oraz światłem widzialnym o irradiancji 150 W/m^2. Na podstawie badań stwierdzono, iż zastępowanie części spoiwa wypełniaczami mineralnymi przyczynia się do znaczącego spadku efektywności oczyszczania powietrza oraz spadku selektywności w utlenianiu NO_x. Przeprowadzone badania potwierdziły również zasadność zwiększania zawartości spoiwa w zaprawie w celu zwiększenia jej skuteczności w oczyszczaniu powietrza.

Abstract

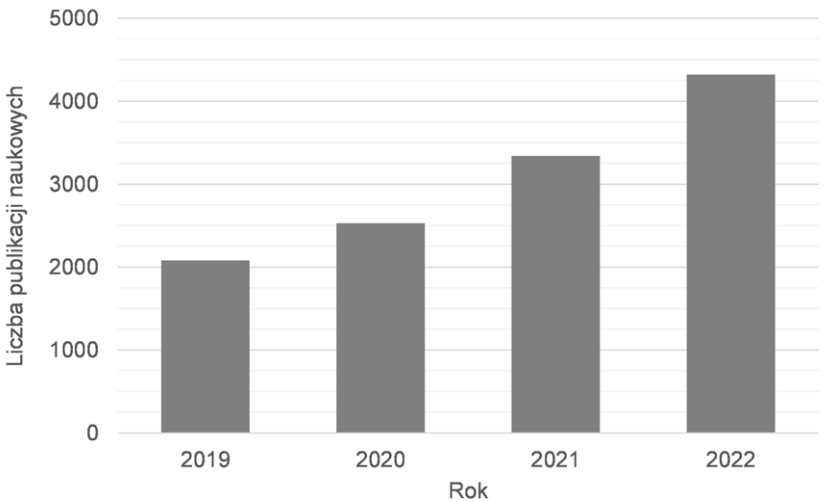
The article analyzes the effect of replacing part of the cement with mineral fillers - quartz and chalcedonite powder - on the efficiency of air purification from nitrogen oxides by mortars with photocatalytic properties. The study was conducted according to the author's methodology, reproducing actual lighting conditions and pollutant concentrations. The photocatalysis phenomenon was studied under UV light with an irradiance of 0,2 W/m^2 (corresponding to the UV index = 8 found in Poland) and visible light with an irradiance of 150 W/m^2. Based on the study, it was concluded that replacing part of the binder with

mgr inż. Karol Chilmon – Politechnika Warszawska
mgr inż. Maciej Kalinowski – Politechnika Warszawska
dr inż. Wioletta Jackiewicz-Rek – Politechnika Warszawska
inż. Błażej Rakowski – Politechnika Warszawska

mineral fillers contributes to a significant decrease in air purification efficiency and a decrease in selectivity in NOx oxidation. The study also confirmed the validity of increasing the binder content in the mortar to increase its efficiency in air purification.

1. Wprowadzenie

Począwszy od schyłku lat dziewięćdziesiątych cementowe kompozyty fotokatalityczne cieszą się niesłabnącym zainteresowaniem nauki oraz przemysłu. Tylko na przestrzeni ostatnich 4 lat zaindeksowano na świecie ponad 12 tys. artykułów naukowych (Rys. 1a) związanych z tym zagadnieniem oraz zgłoszono kilkadziesiąt patentów. W krajowych ośrodkach badawczych również obserwuje się duże zainteresowanie tematyką cementowych kompozytów o właściwościach fotokatalitycznych, o czym świadczą projekty badawcze i badawczo-wdrożeniowe realizowane na przestrzeni ostatnich lat [1,2].



Rys. 1. Liczba publikacji naukowych związanych tematycznie z cementowymi kompozytami o właściwościach fotokatalitycznych w latach 2019-2022, źródło: Google Scholar ©

Wskutek wprowadzenia do kompozytu cząstek fotokatalizatorów lub powleczenia jego powierzchni powłoką z ich udziałem, funkcjonalność kompozytu cementowego ulega rozszerzeniu o zdolność do samoczyszczenia, zdolność do samodezynfekcji , zdolność do oczyszczania powietrza oraz zdolność do oczyszczania wody [3]. Wszystkie te właściwości specjalne są następstwem reakcji utleniania oraz redukcji zachodzących na powierzchni kompozytu, a inicjowanych oraz moderowanych energią promieniowania słonecznego.

W wyniku absorpcji kwantu promieniowania słonecznego o energii większej niż szerokość pasma wzbronionego przez fotokatalizator (półprzewodnik) następuje przeskok elektronu z pasma walencyjnego do pasma przewodnictwa i powstanie dziury elektronowej w paśmie walencyjnym [4]. Inicjuje to reakcje utleniania i redukcji substratów znajdujących się na powierzchni fotokatalizatora. Na drodze utlenienia cząsteczek tlenu oraz redukcji cząsteczek wody dochodzi do powstania wolnych rodników, przede wszystkim $O_2^{\bullet-}$ oraz $HO^{\bullet}$. Wolne rodniki uczestniczą w reakcjach utleniania gazowych zanieczyszczeń powietrza, prowadząc do ich przekształcenia do postaci jonów (np. NO_3^- w przypadku NO_x) [5] lub do postaci CO_2 oraz H_20 (wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne) [6]. Wolne rodniki mogą również wnikać do komórek bakterii, prowadząc

do ich degradacji (efekt samodezynfekcji) [7] jak i prowadzą do degradacji cząstek zabrudzeń (efekt samoczyszczenia) [8].

Efektywność tych procesów zależy od wielu czynników: środowiskowych, materiałowych oraz technologicznych (Tab. 1). Spośród czynników środowiskowych jako najważniejsze wskazuje się irradiancję promieniowania słonecznego [9] (w szczególności w pasmach UV-A i UV-B), wilgotność względną powietrza [10] oraz czystość powierzchni [11]. W przypadku skuteczności w oczyszczaniu powietrza do grona najważniejszych czynników należy doliczyć również prędkość wiatru [12]. Od strony materiałowej najważniejsze są przede wszystkim struktura porowatości w strefie przypowierzchniowej [13] i czynniki ją determinujące, zawartość fotokatalizatora w masie kompozytu [5] oraz jego powierzchnia właściwa i równomierność rozprowadzenia w matrycy, a także rozwinięcie samej powierzchni kompozytu. Spośród czynników technologicznych, jako najważniejsze uznaje się parametry procesu formowania w kontekście równomierności rozprowadzenia cząstek fotokatalizatorów i ich możliwie wysokiej koncentracji na powierzchni kompozytu oraz przebieg procesu pielęgnacji w kontekście kształtowania struktury porowatości w strefie przypowierzchniowej.

Tab. 1. Czynniki kształtujące aktywność fotokatalityczną kompozytów cementowych

Środowiskowe	Materiałowe	Technologiczne
• Irradiancja promieniowania słonecznego • Wilgotność względna powietrza • Koncentracja zanieczyszczenia • Zabrudzenie powierzchni, rodzaj zabrudzenia • Prędkość wiatru, ukształtowanie terenu*	• Struktura porowatości • Zawartość fotokatalizatora w masie kompozytu • Powierzchnia właściwa fotokatalizatora • Rozwinięcie powierzchni kompozytu	• Równomierność rozprowadzenia ziaren fotokatalizatorów w matrycy • Metoda i przebieg pielęgnacji

**rozpatrywane w kontekście oczyszczania powietrza*

Wypełniacze mineralne jako dodatek do betonów i zapraw cieszą się rosnącym zainteresowaniem ze strony przemysłu, szczególnie w kontekście ich wykorzystania jako częściowego zamiennika cementu portlandzkiego i możliwości obniżenia śladu węglowego produkowanych wyrobów [14]. W ostatnich latach obserwuje się zwiększanie oferty producentów cementu o cementy wieloskładnikowe ze zmielonym kamieniem wapiennym [15], wobec ograniczonej dostępności ubocznych produktów spalania jak np. żużel wielkopiecowy.

Autorzy postanowili sprawdzić w jaki sposób częściowe zastąpienie cementu mączkami mineralnymi: kwarcową i chalcedonitową, wpłyną na skuteczność fotokatalitycznego rozkładu tlenków azotu przez zaprawy cementowe o właściwościach fotokatalitycznych.

2. Plan badań i metody badawcze

2.1. Plan badań

Zaprojektowano dwuczynnikowy plan eksperymentu, w którym jako zmienne niezależne przyjęto rodzaj wypełniacza mineralnego (zmienna jakościowa) oraz stopień zastąpienia cementu (zmienna ilościowa) wypełniaczem. Przyjęto 20 i 40% zastąpienie cementu portlandzkiego mączkami mineralnymi oraz skład referencyjny zaprawy bez udziału mączki (Tab. 2), który zaprojektowano jako zaprawę samopoziomującą. Przyjęto stałe współczynniki masowe w/s (woda do spoiwa), s/p (spoiwo do piasku) oraz stałą zawartość fotokatalizatora we wszystkich przypadkach. Ciekłość zapraw regulowano do rozpływu swobodnego w zakresie 280-320 mm przy użyciu superplastyfikatora PCE.

Jako zmienne zależne w planie badań przyjęto: wytrzymałość na zginanie i ściskanie według PN-EN 196-1, porowatość całkowitą metodą porozymetrii rtęciowej, a także skuteczność oraz selektywność fotokatalitycznego rozkładu tlenków azotu według autorskiej metody.

Ocenie poddano również mikrostrukturę zapraw w kontekście równomierności rozprowadzenia cząstek fotokatalizatorów na powierzchni próbek.

Badaniom poddano także składniki zapraw, określając uziarnienie cementu i wypełniaczy mineralnych oraz ich gęstość i skład chemiczny.

Tab. 2. Udział poszczególnych składników w masie zapraw

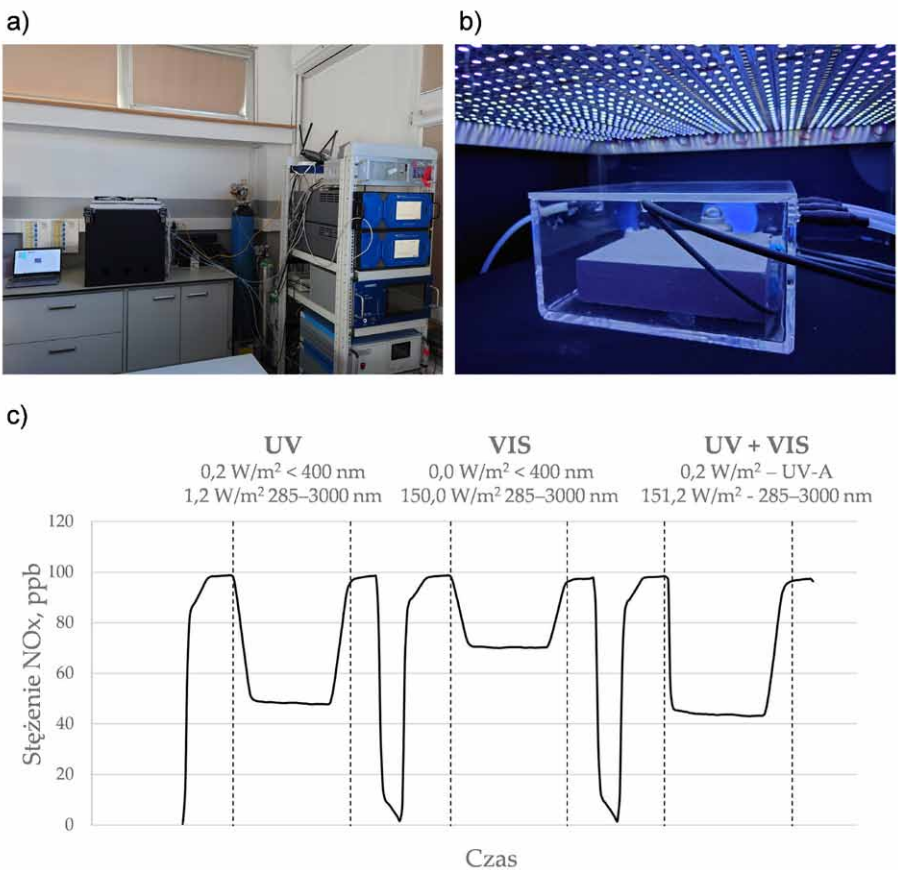
L.P.	Oznaczenie zaprawy	Rodzaj mączki	w/s (masowo)	s/p (masowo)	Skład spoiwa, % masy spoiwa	
					Cement	Mączka
1	REF	-	0,40	0,7	100	0
2	KW20	kwarcowa			80	20
3	KW40				60	40
4	CH20	chalced.			80	20
5	CH40				60	40

2.2. Metody badawcze

Wytrzymałość na zginanie i ściskanie zapraw określano w 2. dniu dojrzewania według PN-EN 196-1. Próbki zapraw rozformowywano po 24 godzinach od wykonania, po czym przechowywano je do dnia badania w wodzie wodociągowej (Temp = 20 +/- 2°C). Strukturę porowatości zapraw oznaczano metodą porozymetrii rtęciowej z wykorzystaniem porozymetru rtęciowego Autopore IV 9510 (Micrometritics, USA). Próbki przed badaniem suszono w temperaturze 105°C w celu usunięcia zaabsorbowanej pary wodnej. Wiek próbek w dniu badania wynosił około 180 dni. Próbki przez 28 dni były przechowywane w wodzie, oraz później do dnia badania w warunkach powietrznych w laboratorium. W badaniach wykorzystano próbki o wymiarach 10x10x10 mm, wycięte z próbek o wymiarach 40x40x160 mm. Zakres pomiarowy obejmował pory o rozmiarach od około 0,003 do 360 µm. Równoważny promień porów wyznaczano z równania Washburn'a. Skuteczność oraz selektywność fotokatalitycznego rozkładu tlenków azotu oznaczano

na trzech próbkach zapraw o wymiarach 140x160x40 mm dla każdej serii badawczej, umieszczanych w reaktorze o pojemności 4dm^3 (Rys. 2).

Przepływ gazu w reaktorze w czasie badania wynosił 2 l/min. Stężenie tlenku azotu na wejściu do komory wynosiło 100 +/- 2 ppb i było utrzymywane przez cały czas trwania badania za pomocą kalibratora wielogazowego. W badaniach wykorzystywano dwa źródła oświetlenia LED odtwarzając rzeczywiste warunki oświetleniowe spotykane w naszym kraju – UV-A (warunki letnie - światło ultrafioletowe - 365 nm, 0,2 W/m^2) oraz VIS (warunki zimowe - światło widzialne -150 W/m^2). Źródło promieniowania VIS nie emitowało promieniowania w zakresie poniżej 400 nm. Wilgotność względna powietrza w komorze reakcyjnej w czasie badania była utrzymywana w zakresie 40 +/- 5%. Przykładowy przebieg badania przedstawiono na rysunku 2c.



Rys. 2. a) Stanowisko badawcze do określania skuteczności oczyszczania powietrza z zanieczyszczeń gazowych przez kompozyty o właściwościach fotokatalitycznych b) Widok komory reakcyjnej wraz z próbką c) Przebieg badania skuteczności oczyszczania powietrza

Redukcję tlenków azotu wyznaczano według równania (1), selektywność obliczano według równania (2). Szczegółowy opis procedury badawczej zawarto w [5].

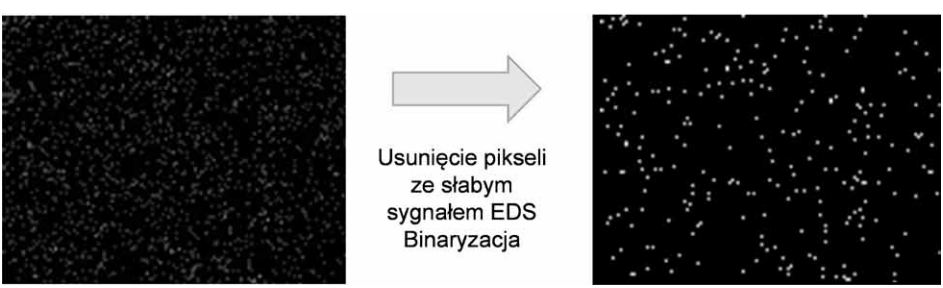
$$\Delta NO_x = \frac{NO_{x_konc}}{NO_{x_pocz}} \cdot 100\% \quad (1)$$

gdzie:
– redukcja NOx, %
– stężenie początkowe NO_x przed włączeniem oświetlenia po ustabilizowaniu, ppb
– ustabilizowane stężenie NO_x po włączeniu oświetlenia, ppb

$$S = \frac{\Delta NO_x}{\Delta NO} \cdot 100\% \quad (2)$$

gdzie:
S – Selektywność fotokatalitycznego rozkładu tlenków NOx, %
– redukcja NOx, %
– redukcja NO, %.

Rozkład fotokatalizatorów na powierzchni próbek zapraw badano metodą SEM/EDS. W badaniach wykorzystano skaningowy mikroskop elektronowy z emisją polową firmy FEI (model Nova NanoSEM 200). Obrazowanie mikrostruktury wykonano w warunkach niskiej próżni (80 Pa), przy napięciu wzbudzającym 15kV. Analizę EDS (bezwzorcową) wykonano z zastosowaniem detektora Octane Elect firmy EDAX. Badania zapraw prowadzono na próbkach o wymiarach około 20x20x10 mm wyciętych ze środkowej części próbek o wymiarach 40x40x160 mm. Powierzchnię próbek podlegającą obserwacji spolerowano przed badaniami. Wiek próbek w chwili badania wynosił około 180 dni. Mapy EDS rozkładu tytanu poddawano obróbce graficznej, która miała na celu usunięcie z map punktów ze słabym sygnałem, mogących pochodzić od tytanu występującego w spoiwie oraz kruszywie (Rys. 3). Następnie zdjęcia poddawano binaryzacji i z histogramów odczytywano ilość pikseli z których otrzymano sygnał tytanu.



Rys. 3. Schemat przedstawiający sposób obróbki graficznej map EDS tytanu przed dalszą analizą

Uziarnienie mączek oraz cementu określano z zastosowaniem laserowego analizatora uziarnienia HORIBA LA-300 (Horiba Instruments Inc., Irvine, CA, USA) według metodyki opisanej szczegółowo w [17]. Gęstość materiałów proszkowych wyznaczano metodą piknometrii gazowej. Skład chemiczny mączek i cementu wyznaczono metodą fluorescencji rentgenowskiej (XRF) przy użyciu spektrometru Axios Minerals wyposa-

żonego w lampę z anodą Rh. Procentowy udział tlenków przeliczono z zastosowaniem oprogramowania IQ+.

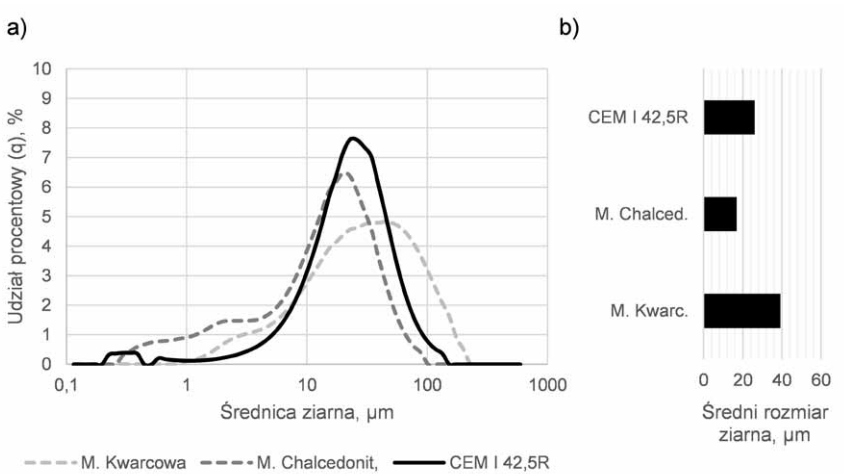
3. Materiały

Do wykonania zapraw wykorzystano cement portlandzki CEM I 42,5R, mączkę chalcedonitową, mączkę kwarcową, piasek kwarcowy 0,1/0,5, wodę wodociągową oraz superplastyfikator PCE. Skład chemiczny cementu oraz mączek wyszczególniono w tabeli 3.

Tab. 3. Skład chemiczny oraz gęstość cementu i wypełniaczy mineralnych (LOI – strata prażenia)

	Skład tlenkowy, % masy									Gęstość
	CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	K_2O	NA_2O	Fe_2O_3	P_2O_5	LOI	g/cm^3
CEM I 42,5R	61,4	21,7	5,2	2,6	0,7	0,2	2,4	0,2	2,3	3,11
Mączka chalcedonitowa	0,2	93,9	2,3	0,2	0,4	0,4	1,4	<0,1	1,5	2,63
Mączka kwarcowa	0,4	97,0	1,3	<0,1	0,2	0,1	0,2	<0,1	1,1	2,64

Obie mączki charakteryzowały się zbliżonym składem chemicznym oraz gęstością, co wynikało z podobieństw w składzie mineralogicznym skał z których zostały pozyskane. W składzie obu mączek dominował kwarc (>90%). Odnotowano również występowanie śladowej ilości związków glinu oraz żelaza, wynikających z niejednorodności złoża. Zawartość pozostałych składników wynosiła zazwyczaj <1% masy.



Rys. 4. a) Rozkład uziarnienia b) Średni rozmiar ziaren cementu i wypełniaczy mineralnych

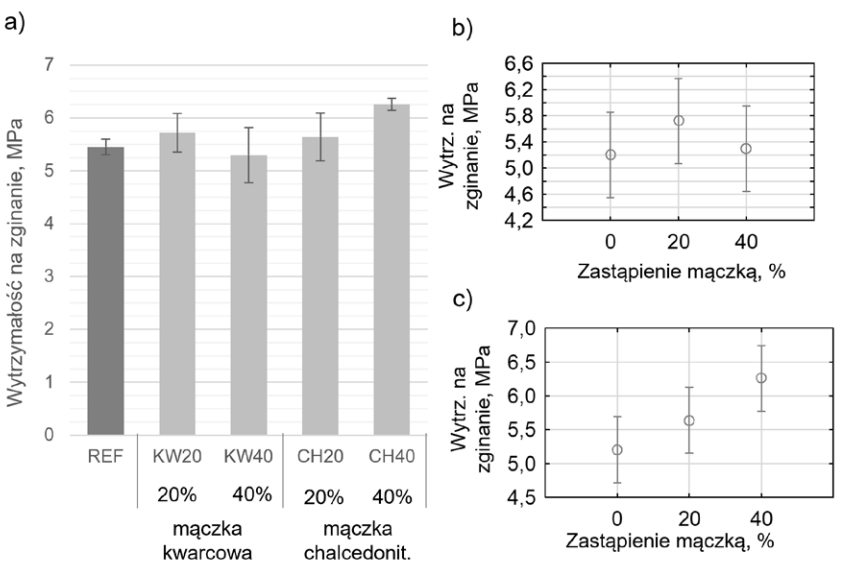
Mączka chalcedonitowa charakteryzowała się o wiele wyższym rozdrobnieniem od mączki kwarcowej (Rys. 4). Średni rozmiar ziaren wynosił odpowiednio 17,0 µm w przypadku mączki chalcedonitowej, 26,1 µm w przypadku cementu portlandzkiego oraz 39,3 µm w przypadku mączki kwarcowej.

W badaniach wykorzystano mieszankę dwóch komercyjnie dostępnych fotokatalizatorów – pierwszej i drugiej generacji.

4. Wyniki badań

4.1. Wytrzymałość na zginanie i ściskanie

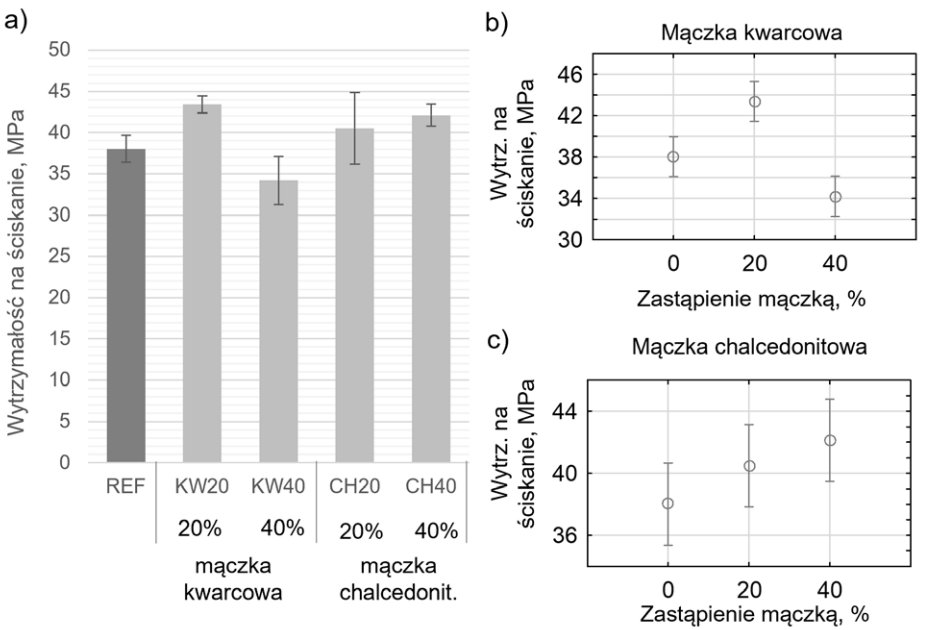
Średnia wytrzymałość na zginanie zapraw zawierała się w przedziale od 5,30 do 6,26 MPa w 2. dniu dojrzewania (Rys. 5). Częściowe zastąpienie cementu mączką kwarcową nie wpłynęło istotnie na zmianę wytrzymałości na zginanie zaprawy. Hipotezę zerową ANOVA przyjęto z p = 0,41 > 0,05. Inaczej było w przypadku zastosowania mączki chalcedonitowej, której zastosowanie wpłynęło dodatnio na wytrzymałość na zginanie zapraw. Zastąpienie 40% cementu portlandzkiego mączką chalcedonitową poskutkowało zwiększeniem wytrzymałości na zginanie średnio o około 15%.



Rys. 5. a) Wytrzymałość na zginanie zapraw w zależności od rodzaju zastosowanego wypełniacza mineralnego i jego udziału w masie spoiwa b) Wpływ zastąpienia części cementu portlandzkiego mączką kwarcową na wytrzymałość na zginanie zapraw c) Wpływ zastąpienia części cementu portlandzkiego mączką chalcedonitową na wytrzymałość na zginanie zapraw

Średnia wytrzymałość na ściskanie zapraw w 2. dniu dojrzewania wynosiła od 34,2 do 43,4 MPa (Rys. 6). Najwyższy wynik uzyskano dla próbek z 20% zawartością mączki kwarcowej względem masy spoiwa, a najniższy otrzymano zastępując 40% cementu tym

samym wypełniaczem. Zastąpienie cementu mączką kwarcową miało istotny wpływ na wytrzymałość na ściskanie zapraw, co potwierdzono z $p < 0,01$ (ANOVA), przy czym zależność ta nie była liniowa. Zastosowanie mączki kwarcowej w ilości 20% masy spoiwa poskutkowało otrzymaniem zapraw o wytrzymałości na ściskanie wyższej o średnio 14%. Z kolei zwiększenie zawartości tej samej mączki o kolejne 20 punktów procentowych spowodowało pogorszenie wytrzymałości na ściskanie o około 10%. Mogło to wynikać z pogorszonej urabialności zaprawy przy najwyższej zawartości mączki w spoiwie. Zastosowanie mączki chalcedonitowej w miejsce części cementu portlandzkiego nie miało istotnego wpływu na wytrzymałość na ściskanie zapraw ($p = 0,09 > 0,05$, ANOVA).

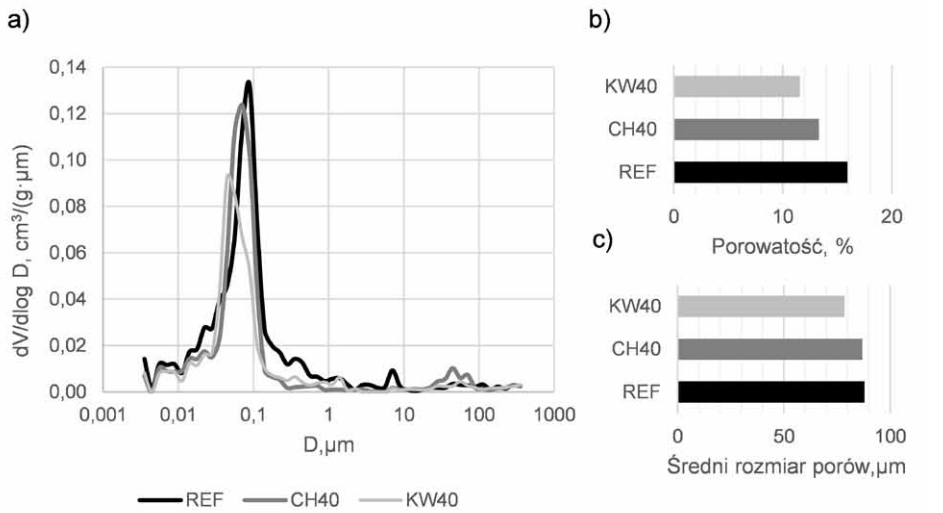


Rys. 6. a) Wytrzymałość na ściskanie zapraw w zależności od rodzaju zastosowanego wypełniacza mineralnego i jego udziału w masie spoiwa b) Wpływ zastąpienia części cementu portlandzkiego mączką kwarcową na wytrzymałość na ściskanie zapraw c) Wpływ zastąpienia części cementu portlandzkiego mączką chalcedonitową na wytrzymałość na ściskanie zapraw

4.2 Struktura porowatości

W badanych zaprawach dominowały mezopory o wielkości w zakresie 15-140 nm (Rys. 7), które stanowiły od 73 do 81% pustek powietrznych wchodzących w skład zapraw. Średni rozmiar porów w rozpatrywanych zaprawach wynosił od 78 do 88 nm. Zastąpienie cementu portlandzkiego mączką kwarcową oraz chalcedonitową poskutkowało obniżeniem porowatości zapraw. Efekt ten był bardziej widoczny w przypadku mączki o mniejszym rozdrobnieniu – kwarcowej. Mączka ta charakteryzowała się mniejszą wodożądnością od mączki chalcedonitowej, co dało się zauważyć w trakcie wykonywania zapraw. Pomimo zbliżonego rozpływu wszystkich zapraw, zaprawy z mączką chalce-

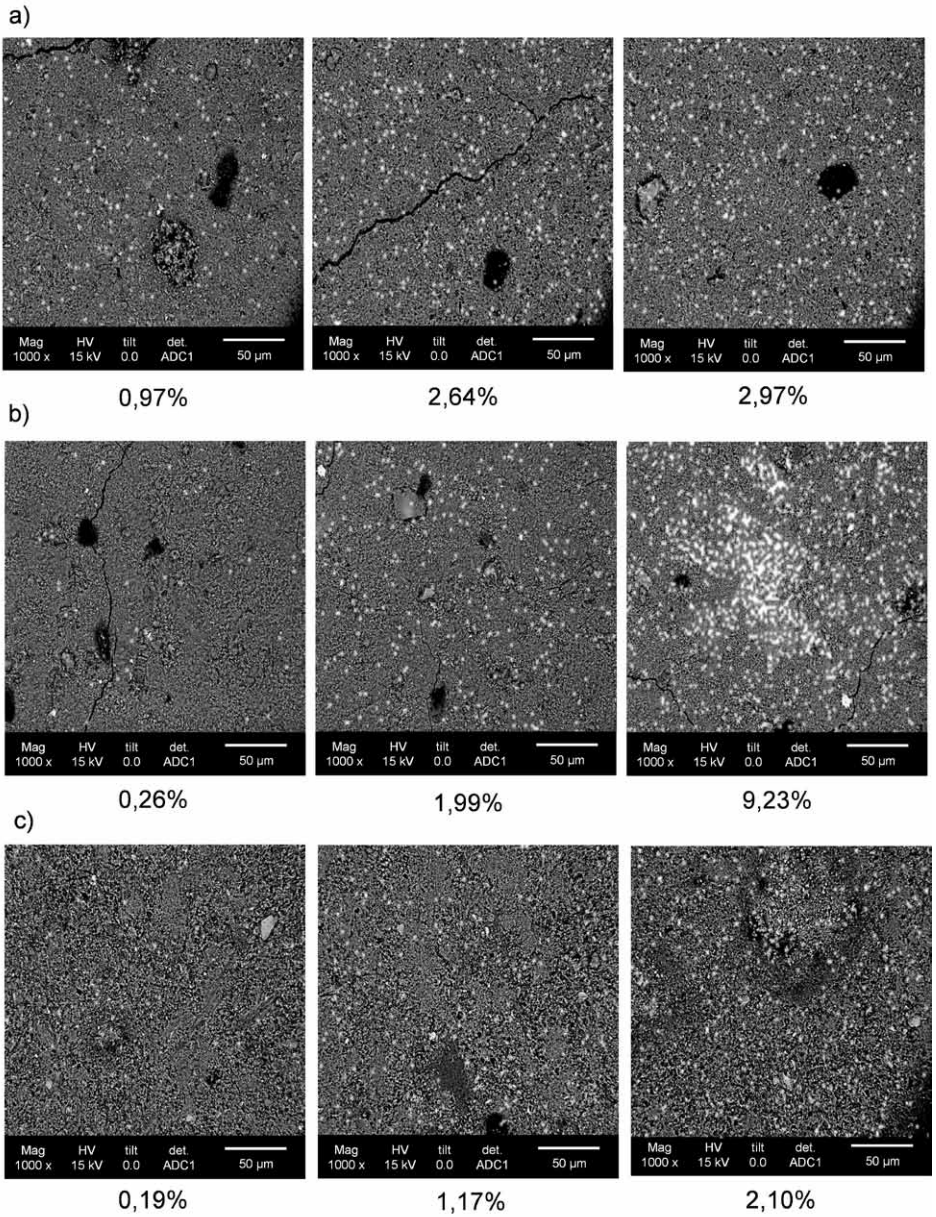
donitową charakteryzowały się najwyższą lepkością, co można było stwierdzić po ich wydłużonym czasie rozpływu. Zastępując 40% spoiwa cementowego mączką kwarcową zredukowano całkowitą porowatość zapraw o około 4 punkty procentowe, z 15,9% do 11,5%. Zastosowanie mączki chalcedonitowej w ilości 40% masy spoiwa przyczyniło się do mniejszego spadku porowatości zapraw, o niecałe 3 punkt procentowe, z 15,9% do 13,3%.



Rys. 7. a) Rozkład wielkości porów w badanych zaprawach b) Porowatość całkowita zapraw c) Średni rozmiar porów w zaprawach (Akronimy: CH40 – zaprawa z 40% zawartością mączki chalcedonitowej względem masy spoiwa, KW40 – zaprawa z 40% zawartością mączki kwarcowej względem masy spoiwa, REF – zaprawa referencyjna (0% mączki))

4.3. Równomierność rozkładu fotokatalizatorów na powierzchni próbek

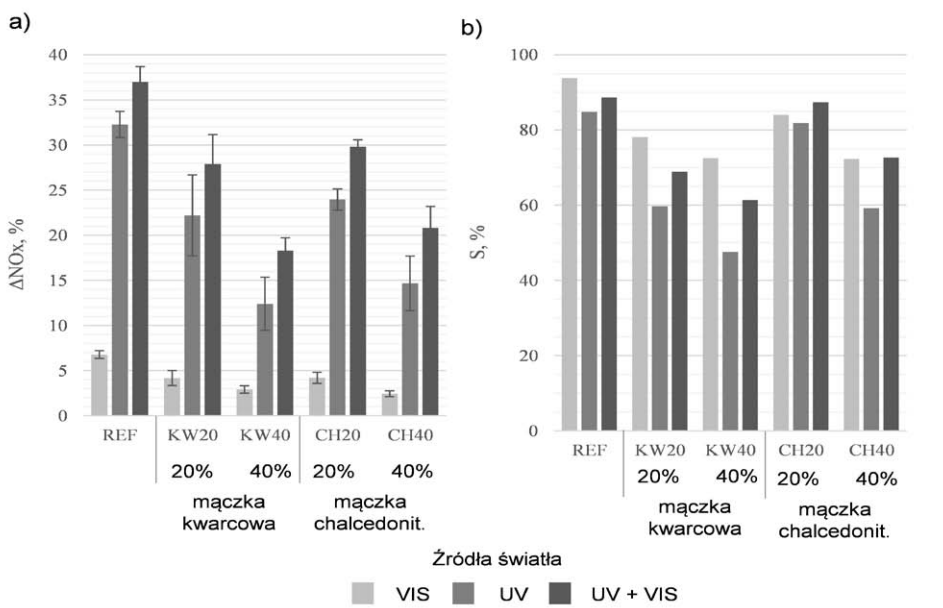
Zaprawy charakteryzowały się nieregularnym rozkładem fotokatalizatorów na powierzchni, o czym świadczył nierównomierny rozkład sygnału pochodzącego od tytanu (Rys. 8). Sygnał od tytanu, po usunięciu tła (p. 2.1), uzyskiwano z obszaru zajmującego od 0,26 do 9,23% badanych próbek. Najmniejszy rozrzut zaobserwowano przy analizie próbki referencyjnej. W przypadku tej próbki odnotowano też występowanie najmniejszych aglomeratów TiO_2, których wielkość nie przekraczała kilku µm. Zaprawy z mączką kwarcową i chalcedonitową cechowały się bardziej nieregularnym rozkładem fotokatalizatorów. Na powierzchni próbki z 40% zawartością mączki kwarcowej zauważono występowanie dużych aglomeratów TiO_2, których długość dochodziła około 150 µm. Sygnał od tytanu w tym miejscu uzyskano z obszaru przekraczającego 9% badanej powierzchni. W odległości kilku milimetrów od tego miejsca fotokatalizatory zajmowały mniej niż 0,3% powierzchni badanego obszaru. Podobnie niskie wartości odnotowano w przypadku próbki z 40% mączki chalcedonitowej, w przypadku której napotkano na obszary, w których fotokatalizatory zajmowały mniej niż 0,2% powierzchni.



Rys. 8. Wyniki mappingu EDS (Ti) po usunięciu tła naniesione na zdjęcia SEM (SEI) powierzchni zaprawy a) referencyjnej b) z 40% mączki kwarcowej c) z 40% mączki chalcedonitowej. Wartości pod rysunkami oznaczają stosunek ilości pikseli w których występował tytan (EDS) do całkowitej ilości pikseli na rysunku.

4.4. Skuteczność oraz selektywność fotokatalitycznego rozkładu NO_x

Skuteczność fotokatalitycznego rozkładu tlenków azotu (NO_x) wynosiła 2,4-6,9% przy oświetleniu próbki światłem widzialnym (VIS), 12,4-32,3% przy włączonym źródle światła UV oraz 18,3-37,0% przy włączonych obu źródłach światła (Rys. 9). Skuteczność rozkładu malała wraz ze wzrostem zawartości wypełniaczy mineralnych w składzie zapraw. Rodzaj mączki nie wpływał istotnie na intensywność odnotowanych spadków aktywności fotokatalitycznej zapraw, co potwierdzono z $p \approx 0,83 > 0,05$ (ANOVA), przy 20% zawartości wypełniacza oraz z $p \approx 0,67 > 0,05$ (ANOVA) przy 40% zawartości wypełniacza dla wszystkich rodzajów oświetlenia. Zastąpienie 20% cementu wypełniaczem mineralnym poskutkowało spadkiem skuteczności rozkładu tlenków azotu średnio o 20-40% w zależności od źródła światła. Zaprawy z 40% zawartością wypełniaczy mineralnych względem masy spoiwa charakteryzowały się niższą skutecznością rozkładu tlenków azotu o 45-60%. Skuteczność rozkładu tlenków azotu malała mniej więcej proporcjonalnie do zwiększania udziału wypełniacza w spoiwie.



Rys. 9. a) Skuteczność b) Selektywność fotokatalitycznego rozkładu tlenków azotu (NO_x) w zależności od zawartości wypełniacza mineralnego w masie spoiwa oraz źródła światła

Selektywność utlenienia tlenków azotu również malała w przybliżeniu liniowo wraz ze wzrostem udziału wypełniaczy w spoiwie, od 85-94% w zaprawie referencyjnej do 60-87% przy 20% zawartości wypełniacza mineralnego i 48-73% przy 40% udziale wypełniacza w masie spoiwa. Najniższe selektywności odnotowano stosując mączkę kwarcową, co można tłumaczyć najniższą porowatością tych zapraw oraz najmniej jednorodnym rozkładem fotokatalizatorów na ich powierzchni.

Proces fotokatalitycznego rozkładu zanieczyszczeń gazowych w przypadku próbek z wypełniaczami mineralnymi przebiegał mniej wydajnie. Ilość cząsteczek NO ulegają-

cych utlenieniu do NO_2 w jednostce czasu była zbliżona w próbkach referencyjnych oraz próbkach z wypełniaczami mineralnymi. Jednak w przypadku zapraw z wypełniaczami mineralnymi część cząsteczek NO_2 nie ulegała dalszemu utlenianiu do postaci jonowej NO_3^-. Proces fotokatalizy w przypadku tych zapraw był na tyle mało wydajny, że istotna część cząsteczek NO_2 była podrywana z powierzchni zaprawy przez przepływający strumień gazu i trafiała do analizatora. Biorąc pod uwagę, że NO_2 uważa się za związek znacznie groźniejszy dla zdrowia ludzkiego niż NO to można stwierdzić, że efektywność oczyszczania powietrza przez zaprawy o niskiej selektywności mogłaby być wątpliwa.

5. Podsumowanie i wnioski

Częściowe zastąpienie cementu wypełniaczami mineralnymi pozwala obniżyć ślad węglowy kompozytów cementowych, co wpisuje się w cel neutralności klimatycznej przemysłu cementowego [18]. W związku z ograniczoną dostępnością ubocznych produktów spalania trwa poszukiwanie materiałów alternatywnych, mogących stanowić częściowy zamiennik cementu portlandzkiego.

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że zastąpienie nawet 40% cementu portlandzkiego mączką kwarcową lub chalcedonitową nie wpłynęło istotnie ujemnie na wczesną wytrzymałość na zginanie i ściskanie badanych zapraw. Wynikało to przede wszystkim z wysokiej ilości cementu w zaprawie referencyjnej, co było podyktowane koniecznością zapewnienia jej spoistości przy wysokiej ciekłości. Zastąpienie cementu wypełniaczami mineralnymi spowodowało obniżenie porowatości zapraw na skutek efektu mikrowypełnienia oraz wpłynęło ujemnie na równomierność rozkładu ziaren fotokatalizatorów przy powierzchni zapraw. W przypadku mączki chalcedonitowej mogło mieć to po części związek z jej wysoką wodożądnością, co zwiększyło lepkość zapraw i mogło sprzyjać aglomeracji fotokatalizatorów. Na powierzchni ziaren wypełniaczy mineralnych mogły również adsorbować się cząstki fotokatalizatorów co potęgowałoby odnotowany efekt. Oba zaobserwowane zjawiska miały wpływ na ograniczenie wydajności procesu fotokatalizy, co stwierdzono określając selektywność zapraw w rozkładzie tlenków azotu. W wyniku tego zjawiska odnotowano istotne pogorszenie skuteczności rozkładu NO_x, dochodzące do nawet 60%.

Przeprowadzone badania prowadzą do wniosku, że dobierając rodzaj oraz zawartość dodatku stanowiącego częściowy zamiennik cementu w kompozytach cementowych o właściwościach fotokatalitycznych należy każdorazowo określić jego wpływ na kształtowanie się struktury porowatości oraz intensywność aglomeracji ziaren fotokatalizatorów.

Literatura

[1] Jackiewicz-Rek, W., Chilmon, K., Garbacz, A., Długołęcki, A., Czapczuk, A., Krakowski, P., & Jarosławski, J. (2021). Beton fotokatalityczny nowej generacji–wyzwania naukowe i koncepcje wdrożeniowe. Inżynieria i Budownictwo, 77.

[2] Witkowski H., Tryfon-Bojarska A., Jackiewicz-Rek W., Chilmon K., Szerszeń K., Jarosławski J., Gąsiński A. (2019). Realizacja Generation Park z wykorzystaniem Cementu Fotokatalitycznego TioCEM. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Reologia w Technologii Betonu, ISBN: 978-83-947997-2-4, Warszawa, ss. 121-131.

[3] Chilmon, K., & Jackiewicz-Rek, W. (2019). Beton fotokatalityczny a możliwość oczyszczania powietrza. Budownictwo, Technologie, Architektura, (2), 66-69.

[4] Janus, M., & Zajac, K. (2016). Concretes with photocatalytic activity. High Performance Concrete Technology and Applications, 141-160.
[5] Kalinowski, M., Chilmon, K., Jackiewicz-Rek, W., & Rakowski, B. (2023). The Influence of Selected Material Variables of Photocatalytic Cementitious Composites on the Self-Cleaning Properties and Air Purification Efficiency from NOx
[6] Mull, B., Möhlmann, L., & Wilke, O. (2017). Photocatalytic degradation of toluene, butyl acetate and limonene under UV and visible light with titanium dioxide-graphene oxide as photocatalyst. Environments, 4(1), 9.
[7] Janus, M., Kusiak-Nejman, E., Rokicka-Konieczna, P., Markowska-Szczupak, A., Zając, K., & Morawski, A. W. (2019). Bacterial inactivation on concrete plates loaded with modified TiO2 photocatalysts under visible light irradiation. Molecules, 24(17), 3026.
[8] Janus, M., Zatorska, J., Czyżewski, A., Bubacz, K., Kusiak-Nejman, E., & Morawski, A. W. (2015). Self-cleaning properties of cement plates loaded with N, C-modified TiO2 photocatalysts. Applied Surface Science, 330, 200-206.
[9] Pichór, W., Szołdra, P., Jasionowska, P., Zawada, K., & Stępień, P. (2021) Efektywność fotokatalitycznego rozkładu NOx przez kompozyty cmenetowe z TioCEM w różnych warunkach środowiskowych. Materiały konferencyjne Dni Betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków.
[10] Pichór, W., Szołdra, P., Jasionowska, P., Zawada, K., & Stępień, P. (2022). Efektywność fotokatalitycznego rozkładu NOx przez kompozyty cementowe z TioCem® w różnych warunkach środowiskowych. Budownictwo, Technologie, Architektura.
[11] Witkowski, H., Jackiewicz-Rek, W., Chilmon, K., Jarosławski, J., Tryfon-Bojarska, A., & Gąsiński, A. (2019). Air purification performance of photocatalytic concrete paving blocks after seven years of service. Applied Sciences, 9(9), 1735.
[12] Yang, L., Hakki, A., Wang, F., & Macphee, D. E. (2018). Photocatalyst efficiencies in concrete technology: The effect of photocatalyst placement. Applied Catalysis B: Environmental, 222, 200-208.
[13] Hamidi, F., & Aslani, F. (2019). TiO2-based photocatalytic cementitious composites: Materials, properties, influential parameters, and assessment techniques. Nanomaterials, 9(10), 1444.
[14] Gołaszewski, J., Gołaszewska, M., & Cygan, G. (2021) Wpływ rodzaju mączki wapiennej na mrozoodporność betonów zwykłych i samozagęszczalnych. Materiały konferencyjne Dni Betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków
[15] Giergiczny, Z., & Sokołowski, M. (2008). Cement z dodatkiem kamienia wapiennego CEM II/A, B-LL-właściwości i możliwości stosowania w budownictwie. Budownictwo, Technologie, Architektura, 54-57.
[16] Witkowski, H., Jackiewicz-Rek, W., Jarosławski, J., Chilmon, K., & Szkop, A. (2022). Ozone Formation during Photocatalytic Oxidation of Nitric Oxides under UV Irradiation with the Use of Commercial TiO2 Photocatalytic Powders. Materials, 15(17), 5905.
[17] Kępniak, M. (2019) Ocena przydatności odpadu z odpylania kruszywa jako składnika betonu cementowego. Rozprawa Doktorska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa
[18] Czarnecki, L., & Kurdowski, W. (2007). Tendencje kształtujące przyszłość betonu. Budownictwo, Technologie, Architektura, (1), 50-55.

Michał Drabczyk

Beton Reaktywacja – czyli powtórne wykorzystanie betonu

CONCRETE REACTIVATION – REUSE OF CONCRETE

Streszczenie

Wykorzystanie materiału z recyklingu coraz bardziej zyskuje na znaczeniu w ostatnich latach w wielu gałęziach przemysłu. Dzięki temu, na przykład, w produkcji materiałów budowlanych oszczędzamy surowce naturalne z jednej strony, włączając w obieg zamknięty materiały z rozbiórek konstrukcji z drugiej. Selektywne pozyskanie i umiejętna ich obróbka pozwala uzyskać wartościowy półprodukt, przy użyciu którego otrzymamy wyrób o nie gorszych właściwościach w porównaniu do jego odpowiednika wykonanego ze standardowych składników.

Doskonałym tego przykładem jest wykorzystanie w produkcji betonu kruszywa powstałego na skutek rozbiórki konstrukcji budowlanych oraz odpowiedniego jego przetworzenia.

Obowiązująca norma PN-EN 206 [2] przedstawia zalecenia dotyczące wykorzystania tego typu kruszywa do wytwarzania betonu, mając na uwadze ich wpływ na parametry mechaniczne oraz trwałość w różnych środowiskach korozyjnych.

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych obejmujące wytrzymałość na ściskanie, karbonatyzację, migrację jonów chlorkowych oraz mrozoodporność zwykłą betonu wykonanego przy użyciu kruszywa z recyklingu typu A i typu B oraz porównanie wyników do zaleceń dotyczących projektowania mieszanki betonowej określonych w normie PN-EN 206 [2] załącznik E.

Uzyskane wyniki potwierdzają istotny wpływ badanego kruszywa na mieszankę betonową oraz beton stwardniały, szczególnie na jego trwałość. Wskazują również konieczność prowadzenia większej ilości tego typu projektów w celu budowania bazy wiedzy oraz świadomości producentów betonu aby produkować równie trwały beton jak obecnie lecz z wykorzystaniem coraz bardziej popularnych materiałów z recyklingu.

mgr inż. Michał Drabczyk – Lafarge Cement S.A.

Abstract

The use of recycled materials has become gradually important in many industries in recent years. As a result, for example, during building materials production, on the one hand we can save natural resources, on the other hand we can reuse construction and demolition materials (CDM).

Selective and skilful materials processing allows to obtain valuable semi-product and use it to produce material on the same durability level as reference one.

The best example of above is reuse of special prepared recycled aggregates in ready mix concrete production.

Current PN-EN [2] standard proposes recommendations regarding recycled aggregates in concrete production in order to meet its mechanical and durability parameters among different exposure classes.

This article involves laboratory tests results include compressive strength, carbonation, chloride migration and freez-thaw resistance for concrete made of recycled aggregates type A and B and also comparison to recommendations concerning ready mix design describe in concrete standard [2] annex E.

The obtained results confirm relevant influence of tested aggregate on ready mix and hardened concrete as well, especially on its durability. They point out also that this kind of research should be carried out in much more scale in order to build up data base and awareness within concrete manufacturers to produce concrete characterized by satisfactory performance but using recycled materials which are more and more popular nowadays.

1. Wstęp

Produkcja betonu towarowego wymaga wykorzystania sporych zasobów surowców naturalnych w postaci kruszyw. Zakładając, do wykonania szybkiej kalkulacji, całkowitą, roczną produkcję betonu towarowego w Polsce na poziomie 25 mln m^3, będziemy musieli do jego wykonania zużyć około 45 mln ton kruszywa. Surowca nieodnawialnego, którego zasoby są ograniczone. Dlatego każde działania, które podążają w kierunku ograniczenia eksploatacji tych zasobów utrzymując jednocześnie podaż betonu na wymaganym poziomie są pożądane.

Takim kierunkiem jest wykorzystanie materiału pochodzącego z rozbiórek obiektów budowlanych oczywiście po wcześniejszym jego przetworzeniu. Aktualne dokumenty normalizacyjne dopuszczają produkcję i wykorzystanie tego typu materiałów w produkcji betonu towarowego. Norma PN-EN 12620 [1] określa wymagania stawiane kruszywom z recyklingu do użytku w betonie, natomiast norma PN-EN 206 [2] podaje zalecenia w załączniku E odnośnie maksymalnej substytucji kruszywa grubego w projektowanej klasie ekspozycji.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki projektu badawczego, którego celem było określenie wpływu kruszywa z recyklingu typu A i B według klasyfikacji PN-EN 206 [2], na takie właściwości betonu jak wytrzymałość na ściskanie, karbonatyzację, migrację jonów chlorkowych oraz mrozoodporność w wodzie.

2. Założenia projektu badawczego.

W badaniach wykorzystano materiał pochodzący z rozbiórki obiektu przemysłowego, odpowiednio przetworzony mechanicznie w celu uzyskania frakcji 4/16 mm.

Wyjściowy gruz betonowy poprzez analizę składu (zawartość czystego betonu oraz ceramiki przyjęto jako czynnik determinujący typ, tabela 1) został zaklasyfikowany jako kruszywo typu A wg PN-EN 12620 [1] (ilość ceramiki na poziomie 3%). Dodano do niego dodatkowo 7 % ceramiki czerwonej aby jej ilość w końcowym materiale wynosiła graniczne 10%. Tak otrzymane kruszywo zdefiniowano jako typ A i użyto w badaniach w betonie. W drugim kroku w warunkach laboratorium spreparowano kruszywo typu B dodając do wyjściowego materiału 27% ceramiki czerwonej.

W pierwszym etapie badan wykonano mieszanki referencyjne stanowiące punkt odniesienia do mieszanek zawierających kruszywo z recyklingu. Receptury testowe zaprojektowano podstawiając część kruszywa grubego kruszywem badanym, w ilościach 20%,30%,50% zgodnie z zapisami załącznika E normy PN-EN 206 [2]. Dodatkowo w przypadku receptury C30/37 zastąpiono 100% naturalnego kruszywa grubego kruszywem z recyklingu, chcąc sprawdzić jego wpływ przy maksymalnym wykorzystaniu.

Wykonane mieszanki betonowe oceniono pod względem konsystencji metodą opadu stożka wg PN-EN 12350-2 [3] oraz zawartości powietrza metodą ciśnieniową wg PN-EN 12350-7 [4].

Stwardniały beton poddano ocenie pod względem wytrzymałości na ściskanie (PN-EN 12390-3 [5]), głębokości karbonatyzacji metodą przyspieszoną (PN-EN 12390-12 [6]), migracji jonów chlorkowych (PN-EN 12390-18 [7]) oraz mrozoodporności zwykłej w wodzie po 25 cyklach zamrażania-rozmrażania (PN-B-06265 [8]) dla klasy C30/37.

3. Wyniki badań kruszyw.

W tabeli 1 przedstawiono wyniki badań podstawowych parametrów badanego kruszywa z recyklingu oraz kruszywa referencyjnego. Gruz betonowy oraz jego mieszanina z kruszywem ceramicznym w ilości 10% i 30% charakteryzowały się frakcją 4/16 z ilością podziarna 20% oraz 18% nadziarna. Ponadto zawartość pyłów wynosiła 4,7% co jest wartością wysoką w porównaniu do kruszywa referencyjnego, naturalnego stosowanego w produkcji betonu towarowego. Widać również znacznie mniejszą gęstość badanego kruszywa oraz większą nasiąkliwość. Parametry te mają duże znacznie podczas projektowania mieszanek betonowych oraz w istotny sposób wpływają na jej wodożądność.

Tabela 1 Zestawienie wyników badań kruszywa grubego

Parametr		Norma badawcza	Wyjściowe kruszywo z recyklingu	Kruszywo ceramiczne	Kruszywo referencyjne	Kruszywo referencyjne
Deklarowana frakcja		PN-EN 933-1:2012	4/16	4/16	2/8	8/16
Nadziarno [%]			20	1	9	10
Podziarno [%]			18	2	4	3
Zawartość pyłów [%]			4,7	0,1	2,0	2,0
Gęstość [g/cm³]	ρ_a	PN-EN 1097-6:2022-07	2,62	2,55	2,83	2,81
	ρ_{rd}		2,33	1,81	2,73	2,76
	ρ_{ssd}		2,44	2,10	2,76	2,77
Nasiąkliwość [%]			4,7	15,9	1,3	0,7
LA [%]		PN-EN 1097-2:2020-09	37,5	38,7[1)] / 39,7[2)]	25,0	21,0
F_{woda}		PN-EN 1367-1:2007	F_5	-	F_2	F_2
Klasyfikacja składników kruszywa grubego z recyklingu		PN-EN 933-11:2009/AC:2010	Rc = 96% Rcu < 1% Rb = 3% Ra < 1% FL < 1% XRg < 1%	-	-	-

1) wynik dla kruszywa betonowego z zawartością 10% ceramiki czerwonej
2) wynik dla kruszywa betonowego z zawartością 30% ceramiki czerwonej

Wraz ze wzrostem zawartości kruszywa ceramicznego widać wzrost wartości parametru LA. W porównaniu do kruszywa referencyjnego uzyskane wartości są dość wysokie, 37,5 % dla czystego kruszywa betonowego oraz odpowiednio 38,7 oraz 39,7 dla kruszywa z zawartością ceramiki 10% i 30%.

4. Wyniki badań mieszanki betonowej.

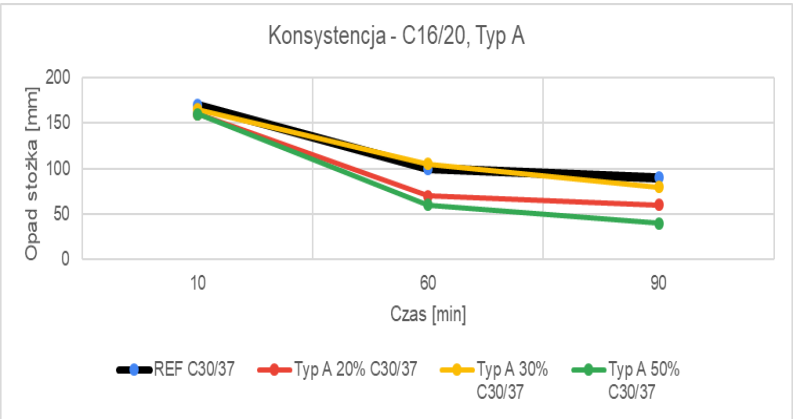
W pierwszym etapie badań wykonano mieszanki referencyjne stanowiące punkt odniesienia do mieszanek zawierających kruszywo z recyklingu. Wytypowano dwie klasy betonu: C16/20 XC2 oraz C30/37 XC4. Następnie zaprojektowano receptury podstawiając część kruszywa grubego kruszywem z recyklingu, w ilościach 20%,30%,50% zgodnie z zapisami załącznika E normy PN-EN 206 [2]. Dodatkowo w przypadku receptury C30/37 zastąpiono 100% naturalnego kruszywa grubego kruszywem z recyklingu, chcąc sprawdzić jego wpływ przy maksymalnym jego wykorzystaniu.

Receptury modyfikowano ilością domieszki chemicznej w taki sposób aby konsystencja wyjściowa była porównywalna do mieszanek referencyjnych. Ilość wody efektywnej, rodzaj i ilość cementu w obrębie każdej klasy pozostawała bez zmian (tabela 2).

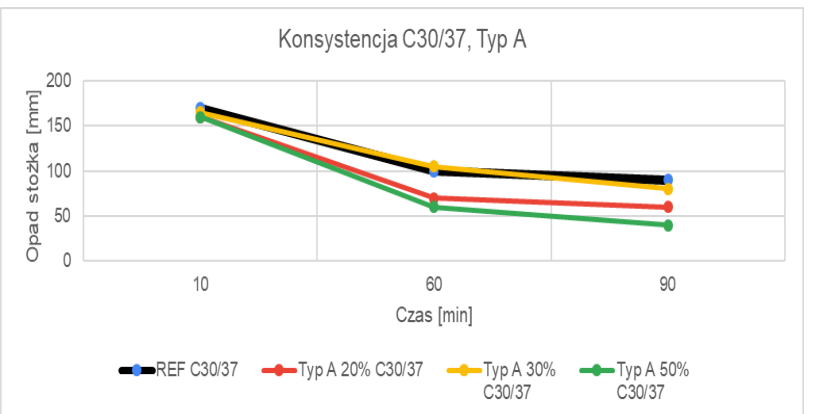
Tabela 2 Składy mieszanek betonowych oraz wyniki konsystencji i zawartości powietrza

	Referen-cja C30/37	Typ A 20% C30/37	Typ A 30% C30/37	Typ A 50% C30/37	Typ B 20% C30/37	Typ B 50% C30/37	Typ B 100% C30/37	Referen-cja C16/20	Typ A 30% C16/20	Typ A 50% C16/20	Typ B 20% C16/20	Typ B 50% C16/20
	Ilość składników [kg/m^3]											
w/c	0,55							0,65				
Woda efektywna	165	165	165	165	165	165	165	182	182	182	182	182
Cement	300	300	300	300	300	300	300	280	280	280	280	280
Plastyfikator	1,20	1,35	1,77	2,40	2,40	2,40	2,40		1,12	1,40	0,56	1,12
Superplastyfikator				0,45		0,30	1,50					
Piasek 0/2	751	750	750	749	749	749	748	741	740	740	740	740
Kruszywo 2/8	499	385	332	232	385	228		493	328	229	380	225
Kruszywo 8/16	664	505	435	304	504	299		656	429	300	498	295
Kruszywo z recyklingu 4/16		228	335	534	221	527	972		330	528	218	521
	Badania mieszanki betonowej											
Opad stożka [mm] po 10 min	170	160	165	160	170	150	160	220	200	180	200	195
Opad stożka [mm] po 60 min	100	70	105	60	100	70	35	180	135	100	160	110
Opad stożka [mm] po 90 min	90	60	80	40	80	40	35	170	110	90	160	100
Zaw. powietrza [%] po 90 min	2,3	2,6	2,5	3,1	2,6	3,1	3,3	1,2	2,4	2,9	1,6	2,4
Gęstość [kg/dm^3]	2,39	2,38	2,35	2,32	2,36	2,28	2,17	2,38	2,33	2,31	2,37	2,28

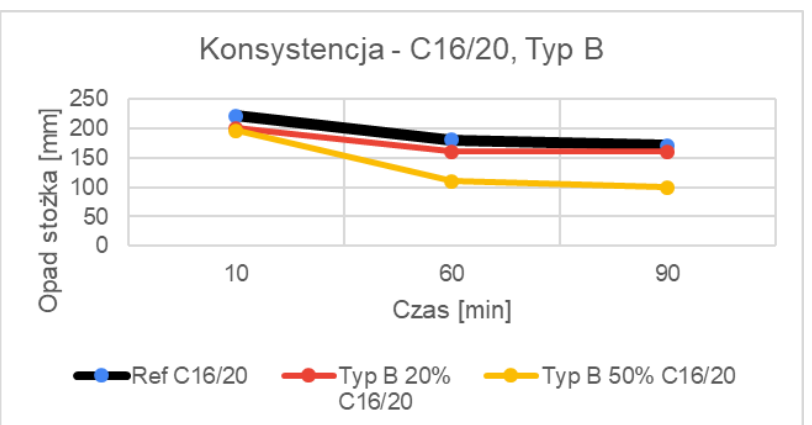
Rysunki 1,2,3 i 4 przedstawiają uzyskane konsystencje mieszanek po 10, 60 i 90 minutach od wykonania zarobu.



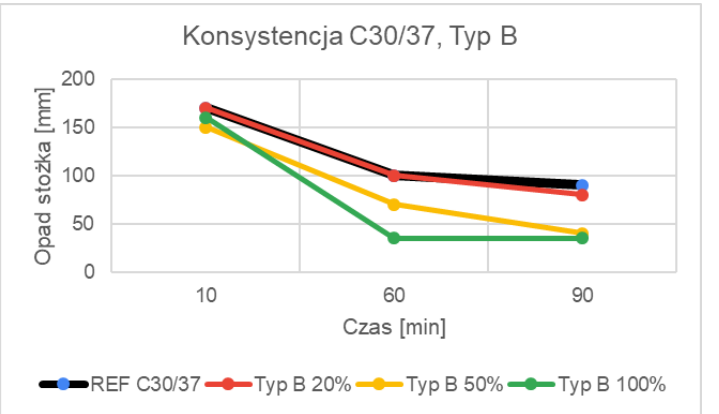
Rysunek 1 Konsystencja dla receptury C16/20 XC2, typ A kruszywa



Rysunek 2 Konsystencja dla receptury C30/37 XC4, typ A kruszywa



Rysunek 3 Konsystencja dla receptury C16/20 XC2, typ B kruszywa



Rysunek 4 Konsystencja dla receptury C30/37 XC4, typ B kruszywa

Analizując wyniki nasuwają się następujące konkluzje:

- we wszystkich przypadkach mieszanki zawierające kruszywo z recyklingu charakteryzowały większe zapotrzebowanie na domieszkę. Największe zapotrzebowanie wykazała receptura C30/37 ze 100% substytucją kruszywa grubego typu B
- w zakresie wyższego w/c= 0.65 (C16/20) receptury wykazały lepsze upłynnienie wyjściowe jak również utrzymanie w czasie. Wynika to bezpośrednio z obecności domieszki plastyfikującej, której z racji mniejszej wodożądności nie potrzebowała mieszanka referencyjna. Sumaryczne ilości domieszki są na zbliżonym poziomie, bez względu na typ kruszywa
- odwrotnie sytuacja wygląda w przypadku betonu o w/c=0.55 (C30/37). W tym przypadku zwiększona ilość domieszki w porównaniu z referencją spowodowała jedynie podobne upłynnienie wyjściowe jednak nie wpłynęło na poprawienie utrzymania konsystencji w czasie. Widać wyraźnie większe dozowanie domieszek w przypadku zastosowania kruszywa typu B w ilości 100%.
- użycie kruszywa z recyklingu wpływa znacząco na zapotrzebowanie mieszanki na domieszkę plastyfikującą i/lub upłynniającą co bezpośrednio przekłada się na wzrost kosztu produkcji

5. Wyniki badań betonu stwardniałego.

5.1. Wytrzymałość na ściskanie.

Wykonane betony zbadano pod kątem wytrzymałości na ściskanie po 2,7,28 oraz 56 dniach dojrzewania w wodzie w temperaturze 20±2°C.

Uzyskane wartości porównano z wytrzymałością betonów referencyjnych w celu określenia wpływu badanego kruszywa na ten parametr. Wyniki przedstawiono w tabelach 3 i 4. Dla producenta betonu kluczowa jest wytrzymałość po 28 i/lub 56 dniach dlatego wytrzymałość w tych terminach zobrazowano graficznie na rysunkach 5 i 6.

Tabela 3 Wyniki wytrzymałości na ściskanie dla betonu C16/20 XC2

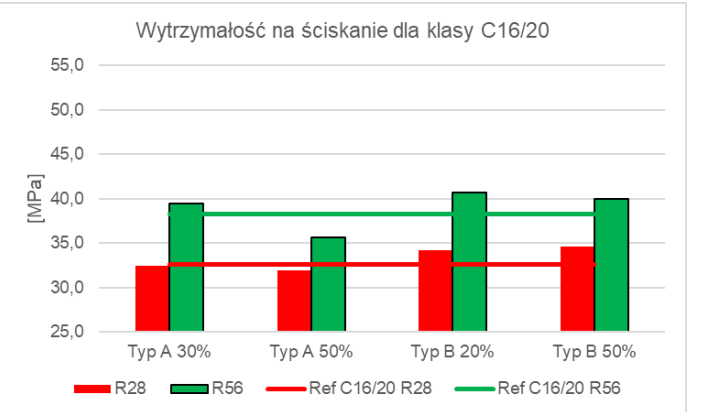
	Referencja C16/20	Typ A 30%	Typ A 50%	Typ B 20%	Typ B 50%
R2	10,1	10,8	9,6	11,2	9,2
R7	13,5	18,8	18,8	19,6	19,2
R28	32,6	32,4	31,9	34,2	34,6
R56	38,3	39,4	35,6	40,7	40,0

Tabela 4 Wyniki wytrzymałości na ściskanie dla betonu C30/37 XC4

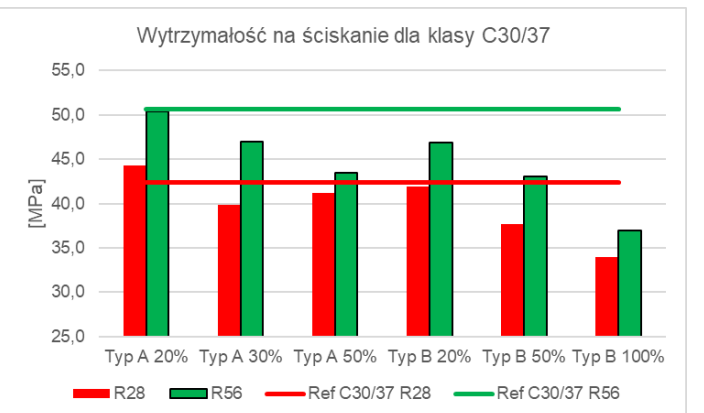
	Referencja C30/37	Typ A 20%	Typ A 30%	Typ A 50%	Typ B 20%	Typ B 50%	Typ B 100%
R2	13,0	15,0	12,4	14,6	13,9	12,9	9,5
R7	25,1	27,3	25,0	24,5	26,3	23,2	19,1
R28	42,4	44,3	39,9	41,2	41,9	37,7	34,0
R56	50,7	50,4	47,0	43,5	46,9	43,1	37,0

Analiza wpływu kruszywa z recyklingu na wytrzymałość na ściskanie betonu:

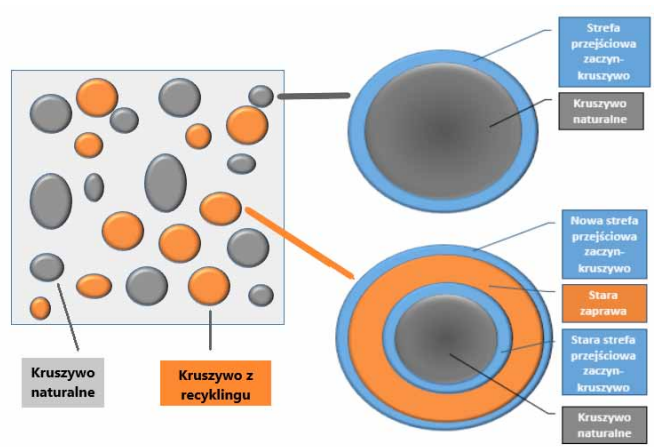
- oddziaływanie kruszywa na rozpatrywany parametr ściśle zależy od klasy wytrzymałości betonu. Dla niższej klasy C16/20 XC2 (po ocenie wyników wytrzymałości realnie C20/25) wpływ kruszywa jest niewielki, niezależnie od substytucji (maksymalnie 50%) jak i od rodzaju kruszywa (typ A, typ B). W niektórych przypadkach widać delikatny wzrost wytrzymałości w porównaniu do referencji
- w przypadku klasy C30/37 XC4 wpływ ten staje się znaczący (spadek wytrzymałości) w przypadku kruszywa typu B, przy substytucji 50% i więcej. Różnica w stosunku do betonu porównawczego pogłębia się po 56 dniach dojrzewania. Tłumaczyć to można faktem, iż w tych zakresach wytrzymałości kruszywo z recyklingu ulega destrukcji pomimo nie najgorszego współczynnika LA. Pamiętać jednak należy, że jest to kruszywo niejednorodne, złożone również ze starej zaprawy co ma decydujący wpływ na zachowanie mechaniczne w betonie (rysunek 7)
- kruszywo typu B, klasa C30/37 – spadek wytrzymałości wynosi średnio 11% oraz 20% dla substytucji odpowiednio 50% i 100% po 28 dniach dojrzewania oraz 15% i 27% dla substytucji odpowiednio 50% i 100% kruszywa grubego po 56 dniach dojrzewania



Rysunek 5 Wytrzymałość na ściskanie po 28 i 56 dniach dla receptury C16/20 XC2



Rysunek 6 Wytrzymałość na ściskanie po 28 i 56 dniach dla receptury C30/37 XC4



Rysunek 7 Poglądowa budowa w pobliżu ziaren kruszywa naturalnego oraz z recyklingu

5.2. Karbonatyzacja.

Badanie karbonatyzacji betonu przeprowadzono metodą przyspieszoną według PN-EN 12390-12 [6], w środowisku 3% stężenia CO2. Beton w 28 dniu dojrzewania przeniesiono z wody do komory klimatycznej (50-65% wilgotności względnej, 18-25°C) na 14 dni. Po tym okresie próbki betonowe umieszczono w komorze karbonatyzacji. W momencie wkładania próbek do komory oraz po 7, 28 i 70 dniach badania dokonano pomiaru głębokości karbonatyzacji i na jej podstawie wyznaczono również prędkość karbonatyzacji Kac.

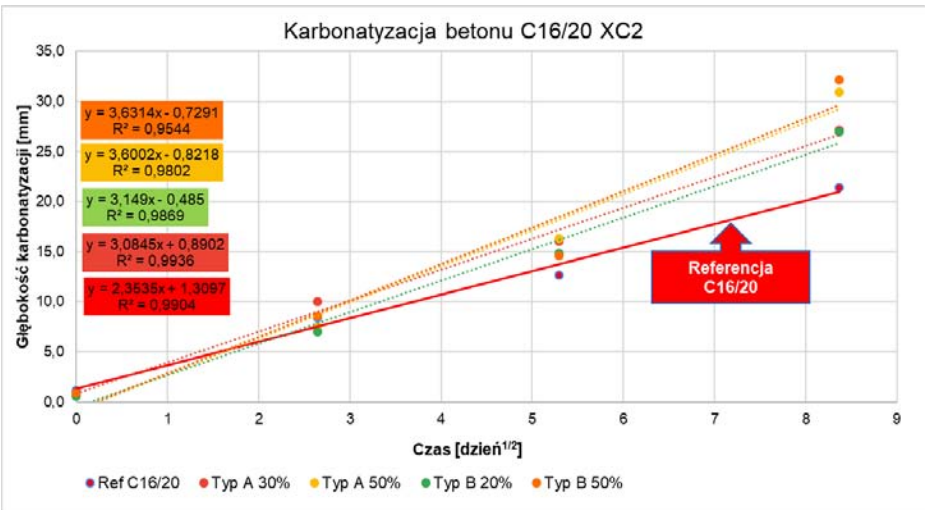
Wszystkie wyniki zaprezentowano w tabeli 5.

Tabela 5 Wyniki karbonatyzacji badanych betonów

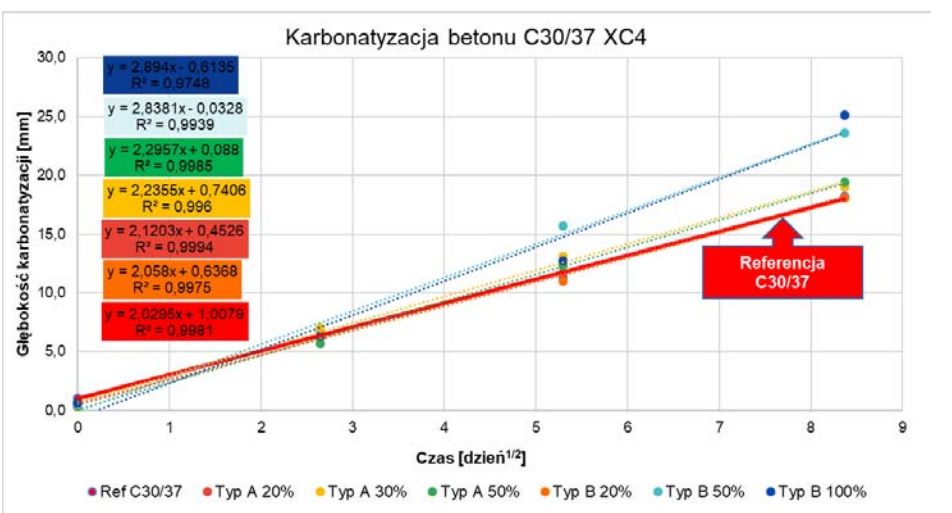
Termin badania	Referencja C30/37	Referencja C16/20	Typ A 20% C30/37	Typ A 30% C30/37	Typ A 50% C30/37	Typ B 20% C30/37	Typ B 30% C30/37	Typ B 100% C30/37	Typ A 30% C16/20	Typ A 50% C16/20	Typ B 20% C16/20	Typ B 50% C16/20
0 (start badania)	1,0	1,1	0,3	0,3	0,4	0,6	0,4	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9
7 dni	6,6	8,4	6,3	7,0	5,7	6,4	6,4	6,3	10,0	7,5	7,0	8,6
28 dni	11,3	12,7	11,7	13,1	12,3	11,0	15,7	12,7	16,1	16,3	14,8	14,6
70 dni	18,2	21,4	18,1	19,0	19,4	18,1	23,6	25,1	27,1	30,9	27,0	32,2
R^2	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,97	0,99	0,98	0,99	0,95
Kac [mm/ dni$^{1/2}$]	2,03	2,35	2,12	2,24	2,30	1,96	2,84	2,89	3,08	3,60	3,15	3,63

Rysunki 8 oraz 9 przedstawiają głębokości karbonatyzacji dla betonów C16/20 XC2 oraz C30/37 XC4. Podana jest ona w zależności od pierwiastka z czasu dlatego otrzymujemy zależność liniową. Tangens kąta nachylenia prostych (współczynnik kierunkowy funkcji) określa również prędkość karbonatyzacji badanych betonów. Kolorem czerwonym zaznaczono karbonatyzację dla betonów referencyjnych. Dla wszystkich serii wyników uzyskano bardzo dobre dopasowanie funkcji liniowej do uzyskanych wyników (współczynnik korelacji R^2) na poziomie minimum 0,95 wymaganym przez normę badawczą [6].

Zastosowanie kruszywa z recyklingu ma z reguły negatywny wpływ na odporność betonu na karbonatyzację. Jego wielkość zależy od w/c badanego betonu, ilości cementu jak również od rodzaju i wielkości zastąpienia kruszywa grubego kruszywem z recyklingu.

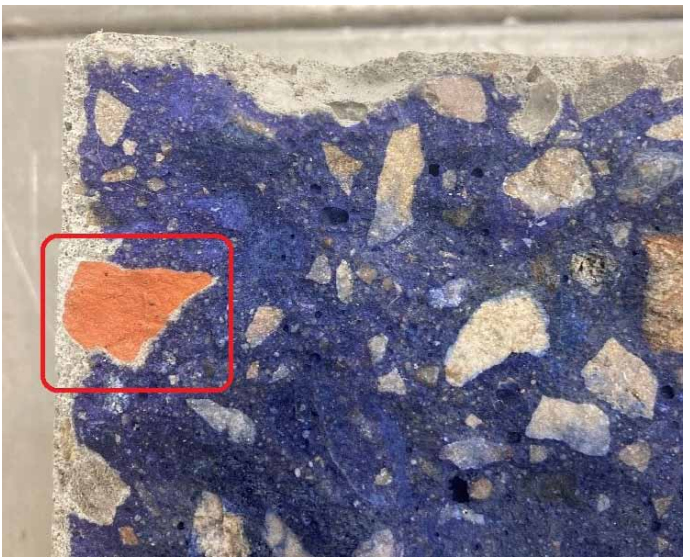


Rysunek 8 Głębokość karbonatyzacji oraz prędkość karbonatyzacji Kac dla betonu C16/20 XC2

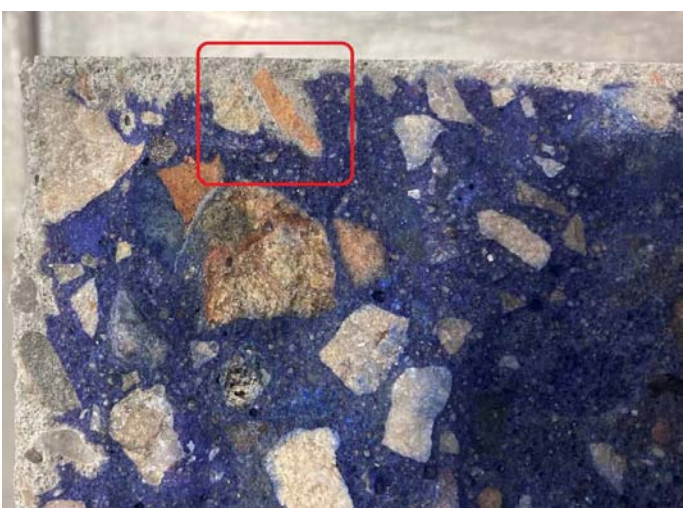


Rysunek 9 Głębokość karbonatyzacji oraz prędkość karbonatyzacji Kac dla betonu C30/37 XC4

Porównując między sobą kruszywo typu A i typu B widać wyraźnie zwiększoną ogólną karbonatyzację betonu w przypadku tego drugiego. Dodatkowo dla kruszywa z większą zawartością ceramiki (typ B) zaobserwowano również zjawisko tworzenia się zobojętnionej otoczki zaczynu wokół ziaren kruszywa ceramiki czerwonej, w strefie przejściowej zaczyn-kruszywo. Najprawdopodobniej jest to efektem dużej porowatości tego kruszywa i ułatwionej dyfuzji dwutlenku węgla przez te ziarna. W skali makroskopowej te obserwacje pokazano na fotografiach 1 i 2.



Fot.1_Karbonatyzacja_betonu_z_kruszywem_typ_B



Fot.2_Karbonatyzacja_betonu_z_kruszywem_typ_B

Ostatecznie przekłada się to na najsłabszą odporność na karbonatyzację betonów z ceramiką czerwoną.

Stosując kruszywo typu A w substytucji maksymalnie 20% oraz 20% typu B (ceramika czerwona) w przypadku betonu C30/37 (w/c=0,55, ilość cementu 300 kg) karbonatyzacja pozostaje na podobnym poziomie jak w przypadku betonu referencyjnego. Jeżeli ocenimy wyniki dla klasy C16/20 (w/c=0,65, ilość cementu 280 kg) to widzimy, że bez względu na skład kruszywa i jego ilość, wpływ ten jest jednoznacznie negatywny.

5.3. Migracja jonów chlorkowych.

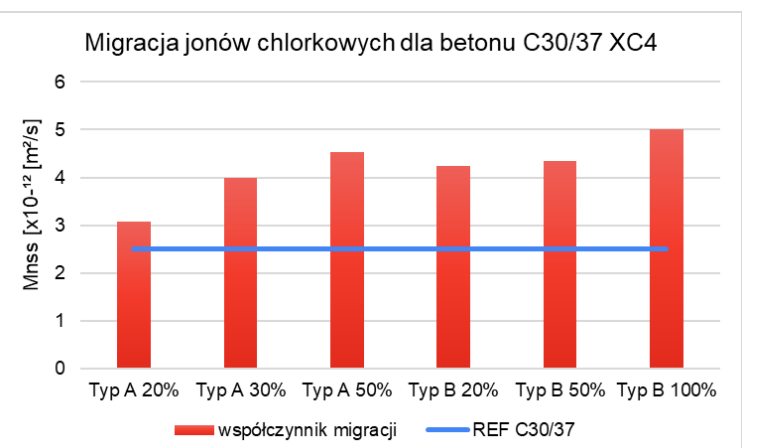
Badanie niestacjonarnej migracji jonów chlorkowych wykonano po 90 dniach dojrzewania próbek betonowych w wodzie zgodnie z PN-EN 12390-18 [7]. Do badania wykorzystano po 3 próbki walcowe, dostosowane do wymiarów d=100 mm i h=50±2 mm. Badanie, w zależności od natężenia początkowego trwało od 48 do 96 h, przy stałym napięciu równym 30 V. Ocena porównawcza trwałości analizowanych betonów uwzględniała średni współczynnik migracji jonów chlorkowych wyznaczony w oparciu o parametry średniej głębokości penetracji jonów chlorkowych, średniej temperatury obu roztworów testowych podczas badania, wartości przyłożonego napięcia, wysokości próbki i czasu trwania.

Uzyskane wartości przedstawiono w tabeli 6 oraz na rysunku 10.

Tabela 6 Wyniki badań migracji jonów chlorkowych dla betonu klasy C30/37 XC4

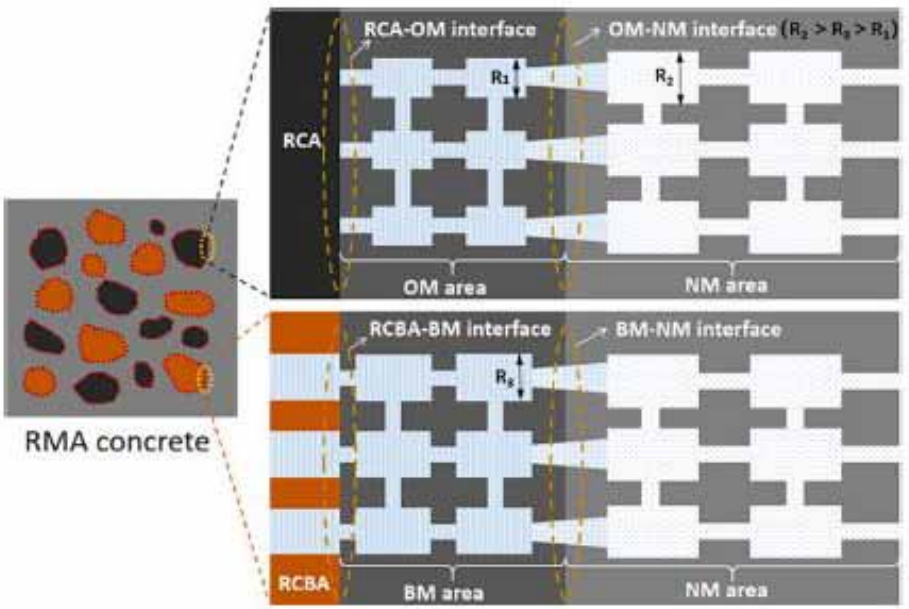
Oznaczenie betonu	Referencja C30/37	Typ A 20%	Typ A 30%	Typ A 50%	Typ B 20%	Typ B 30%	Typ B 100%
Średni współczynnik migracji Mnss [x10^{-12} [m^2/s]]	2,5	3,1	4,0	4,5	4,3	4,3	5,0

Jak widać na powyższym zestawieniu wyników, wpływ kruszywa z recyklingu na odporność betonu w klasie XD jest podobny jak w przypadku karbonatyzacji. Najmniejszy wpływ widzimy w przypadku kruszywa typu A w udziale 20% i 30%. Jednak we wszystkich betonach zawierających badane kruszywo współczynniki są większe niż dla betonu referencyjnego. Różnice sięgają od 20% (typ A 20%) do nawet 100% (typ B 100% substytucji).



Rysunek 10 Wyniki badania współczynnika migracji jonów chlorkowych dla betonu klasy C30/37 XC4

Ten niekorzystny efekt można tłumaczyć większą porowatością betonu, głównie stref przejściowych między zaczynem a kruszywem z recyklingu, zwłaszcza w przypadku ceramiki czerwonej. Budowę tych stref w kontekście porowatości dobrze obrazuje rysunek 11 [9].

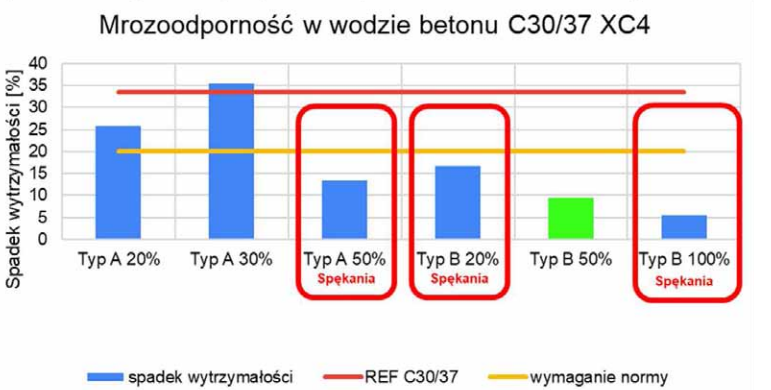


Rysunek 11 Budowa_strefy_przejściowej_zaczyn-kruszywo_z_recyklingu_[9]
Legenda: RMA concrete – beton zawierający mieszankę kruszyw z recyklingu
RCA – betonowe kruszywo z recyklingu
RCBA – ceramiczne kruszywo z recyklingu
OM – stara zaprawa cementowa na powierzchni betonowego kruszywa
BM – zaprawa tworząca się na powierzchni ceramiki czerwonej
OM-NM / BM-NM – strefa przejściowa zaczyn – kruszywo z recyklingu

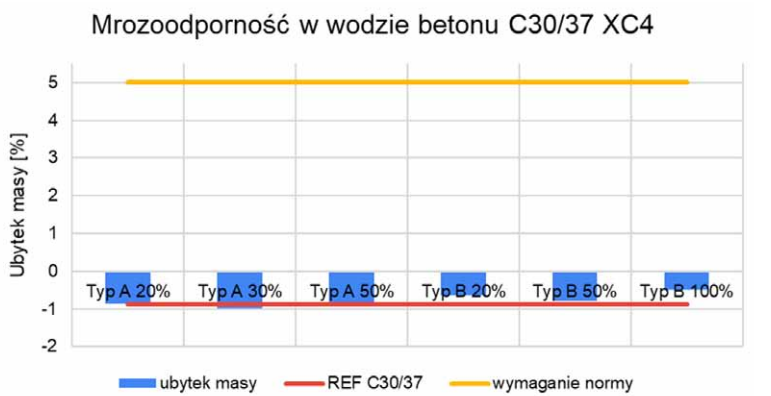
5.4. Mrozoodporność w wodzie.

Badanie mrozoodporności w wodzie wykonano zgodnie z PN-B-06265 zał. N [8], dla betonów oznaczonych klasą wytrzymałości C30/37, nienapowietrzanych, poddając je 25 cyklom zamrażania – rozmrażania.

Po przeprowadzonych cyklach badania, dokonano oceny pod względem spadku wytrzymałości jak również spadku masy oraz obecności spękań. Wyniki w formie graficznej przedstawiono na rysunkach 12 i 13.



Rysunek 12 Spadek wytrzymałości podczas badania mrozoodporności betonu C30/37 XC4



Rysunek 13 Ubytek masy podczas badania mrozoodporności betonu C30/37 XC4

Ocena mrozoodporności badanych betonów w stopniu F25:

- Wszystkie betony spełniły warunek ubytku masy do 5%, obserwujemy wszędzie przyrost masy.
- Beton referencyjny nie osiągnął stopnia F25, wykazując spadek wytrzymałości na poziomie 34%, przy dopuszczalnych 25%. Słabym ogniwem wydaje się być zaczyn, którego jakość (w/c) jest stała we wszystkich recepturach.
- Głównym wnioskiem, który można wyciągnąć na podstawie uzyskanych wyników jest to, że obecność kruszywa z recyklingu, niezależnie od typu, nie wpływa negatywnie na mrozoodporność w wodzie w przypadku betonu standardowego (nienapowietrzanego) po 25 cyklach
- Niektóre betony zaznaczone na rysunku 10, wykazały spadek wytrzymałości poniżej 20%, jednak na próbkach zaobserwowano spękania co czyni ocenę negatywną.
- Widoczne są również pozytywne wyniki (spełnienie klasy F25) – 50% substytucji kruszywem typu B, jednak należy to traktować jako losowy wynik, nie regułę.

6. Podsumowanie.

1) Wpływ kruszywa z recyklingu na konsystencję w zależności od jego typu jest istotny. Podczas projektowania trzeba brać to pod uwagę gdyż konieczność zwiększenia ilości domieszki lub jej rodzaju w znaczny sposób wpływa na koszt końcowy mieszanki.
2) W przypadku normowych dozowań badanego kruszywa typu A (20%-50%), o ściśle zdefiniowanych parametrach, nie obserwuje się negatywnego wpływu na wytrzymałość betonu. Widoczna istotna redukcja wytrzymałości dla kruszywa typu B, zwłaszcza dla klasy C30/37. Różnice w wytrzymałościach względem referencji wzrastają po 56 dniach dojrzewania ponieważ betony wchodzą w zakresy wytrzymałości destrukcyjne dla materiału z recyklingu.
3) Wpływ na trwałość jest z reguły negatywny. Bardziej znaczący w przypadku kruszywa typu B, głównie na karbonatyzację. Zasadnym są więc zapisy normy PN-EN 206 [2] zał. E ograniczające stosowanie kruszywa z recyklingu m.in. w klasach ekspozycji XC oraz XD. Porównując jednak uzyskane wyniki z zaleceniami normy [2] dotyczącymi maksymalnych substytucji kruszywa grubego widzimy, że dla klasy XC2 norma dopuszcza substytucję 30% i 20% (odpowiednio typ A i B) natomiast zbadana karbonatyzacja jest znacznie większa w porównaniu do betonu referencyjnego (wzrost prędkości karbonatyzacji od 31% do 34% odpowiednio typ A i B). Lepiej sytuacja wygląda w przypadku klasy C30/37 XC4. Stosując 20% kruszywa typu A uzyskujemy taką samą odporność na karbonatyzację co referencyjny beton, jednak już przy dozowaniu 30% prędkość karbonatyzacji jest wyższa (o 10%). W tej klasie ekspozycji norma nie dopuszcza stosowania kruszywa typu B, natomiast przy substytucji 20% osiągnięto równoważną trwałość w porównaniu do betonu referencyjnego.

   W obecnej formie zapisów PN-EN 206 [2] nie ma to większego wpływu na projektowanie receptur, gdyż technolog betonu do spełnienia danej klasy ekspozycji musi uwzględnić tylko i wyłącznie odpowiednią substytucję i jakość kruszywa grubego. W sytuacji gdy w życie wejdzie nowelizacja normy PN-EN 206 [2], a co za tym idzie klasy odporności korozyjnej, rozważany wpływ na trwałość będzie miał istotne znaczenie dla składu mieszanek ponieważ będą one wymagały korekty w celu spełnienia wymaganej trwałości w klasach XRC i XRDS.
4) Nie zaobserwowano negatywnego wpływu na mrozoodporność betonu nienapowietrzonego, zestawiając uzyskane wyniki spadku wytrzymałości oraz ubytku masy z wynikami dla betonu zawierającego kruszywo naturalne. Jednak dodać należy, że większość badanych układów nie spełniła zakładanego stopnia mrozoodporności F25.
5) W tabeli 7 w formie graficznej podsumowano wpływ kruszywa z recyklingu na właściwości mieszanki betonowej oraz betonu stwardniałego.

Tabela 7 Wpływ typu kruszywa na parametry mieszanki betonowej i betonu

Właściwość	Typ A	Typ B
Konsystencja	↓	↓ ↓
Wytrzymałość na ściskanie	↔	↔ ↓
Karbonatyzacja	↓	↓ ↓
Migracja chlorków	↓	↓
Mrozoodporność w wodzie	↔	↔

Literatura

[1] PN-EN 12620+A1:2010: Kruszywa do betonu.
[2] PN-EN 206+A2:2021-08: Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[3] PN-EN 12350-2:2019-07: Badania mieszanki betonowej -- Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka
[4] PN-EN 12350-7:2019-08/AC:2022-03 : Badania mieszanki betonowej -- Część 7: Badanie zawartości powietrza -- Metody ciśnieniowe
[5] PN-EN 12390-3:2019-07: Badania betonu -- Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań
[6] PN-EN 12390-12:2020-06: Badania betonu -- Część 12: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację -- Przyspieszona metoda karbonatyzacji
[7] PN-EN 12390-18:2021-08: Badania betonu -- Cześć 18: Oznaczanie współczynnika migracji chlorków
[8] PN-B-06265:2022-08: Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08.
[9] Chao Zhu, Xiaoge Liu, Chao Liu , Weihang Yu, Guoliang Bai. *Study on the chloride ion transport mechanism of recycled mixed aggregate concrete based on evolution characteristics of pore structure*. Construction and Building Materials 353 (2022) 129101.

Piotr Górak
Łukasz Szabat

Beton – idealny materiał w gospodarce o cyklu zamkniętym

TYTUŁ ANGIELSKI

Streszczenie

Beton jest materiałem bardzo dobrze nadającym się do recyklingu i ponownego przetworzenia. Do tej pory recykling betonu oparty był tylko i wyłącznie na odzyskaniu materiału w formie przekruszu i zastosowanie otrzymanego materiału przeważnie jako zamiennika części naturalnego kruszywa grubego. Możliwość ponownego użycia betonu zatem nie była pełna i nie wykorzystywała całego potencjału odzyskanego materiału w procesie recyklingu. Obecnie trwające prace nad projektem normy prEN 197-6 poszerzają zakres aplikacji recyklingu o nowy ważny kierunek czyli wykorzystanie frakcji drobnych powstałych w procesie kruszenia do produkcji cementu. Niniejszy referat na prostych przykładach badań laboratoryjnych wykonanych na betonach zawierających cement z dodatkiem pyłu z recyklingu oraz kruszywo z recyklingu prezentuje bardziej pełny obraz cyklu życia betonu. Obieg zamknięty wykorzystania betonu został przeprowadzony dwukrotnie, czyli beton wytworzony z użyciem i cementów i kruszyw bazujących na materiałach odzyskanych z recyklingu betonu został ponownie przekruszony i wykorzystany do wytworzenia nowego betonu w kolejnym cyklu przy zachowaniu tych samych założeń co do receptury. Każdy cykl betonu został opisany poprzez analizę jakościową składników pochodzących z recyklingu oraz wykonanie badań podstawowych właściwości betonu. Uzyskane wyniki w trakcie trwania programu badawczego wykorzystano do poszukiwań różnic, które mogłyby by zaprzeczyć tezie postawionej w tytule artykułu. Na bazie uzyskanych w prowadzonym projekcie wyników można stwierdzić, że beton wykonany w drugim cyklu badawczym, a więc już zawierający materiały z odzysku pełniące funkcje kruszywa oraz stanowiące składnik główny pozaklinkierowy wykorzystanego cementu jest betonem pełnowartościowym z punktu widzenia założonej funkcjonalności

mgr inż. Piotr Górak – CEMEX Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Łukasz Szabat – CEMEX Polska Sp. z o.o.

Finalnie autorzy potwierdzili, że beton jest nie tylko materiałem ponadczasowym w aspekcie aplikacji, ale także stanowi cenne źródło pozyskiwania materiałów dla potrzeb kolejnych odsłon jego egzystencji.

„Produkty" powstałe w procesie rozbiórki elementów wykonanych z betonu stanowić mogą cenny materiał przyszłości, którego będzie przybywać w wyniku zakończenia okresu eksploatacji konstrukcji betonowych. Dodatkowo wykonane konstrukcje betonowe można traktować jako swoisty, niewyczerpywalny magazyn surowców do produkcji cementu i betonu przy założeniu selektywnej i czystej metody odzysku.

Abstract

Concrete is a highly recyclable and reusable material. To date, concrete recycling has only been based on recovering the material in the form of crushed stone and using it as a replacement for part of the natural coarse aggregate. The possibility to reuse concrete was therefore not full and did not use the full potential of the recovered material in the recycling process. The current draft of EN 197-6 extends the scope of recycling applications to include an important new direction, the use of fine fractions generated from the crushing process for the production of cement. This paper presents a more complete picture of the closed life cycle of concrete using simple examples of laboratory tests carried out on concretes containing cement with addition of recycled dust and recycled aggregates. The closed cycle of concrete use was carried out twice, i.e. concrete produced with and cements and aggregates based on recycled concrete materials were re-crushed and used to produce new concrete in the next cycle under the same formulation assumptions.

Each concrete cycle was described by qualitative analysis of recycled components and testing the basic properties of concrete. The results obtained during the research program were used to search for differences that could contradict the thesis posed in the title of the article. On the basis of the results obtained in the conducted project, it can be concluded that the concrete made in the second research cycle, i.e. already containing recycled materials acting as aggregate and constituting the main non-clinker component of the used cement, is a full-fledged concrete from the point of view of the assumed functionality Finally, the authors confirmed that concrete is not only a timeless material in terms of application, but also a valuable source of obtaining materials for the needs of subsequent views of its existence. "Products" created in the process of demolition of elements made of concrete may be a valuable material of the future, which will increase as a result of the end of the life of concrete structures. In addition, the concrete structures made can be treated as a specific, inexhaustible warehouse of raw materials for the production of cement and concrete, assuming a selective and clean recovery method.

1. Wprowadzenie

Co to jest gospodarka w obiegu zamkniętym? Zgodnie z definicją podaną przez Parlament Europejski [1], gospodarka o obiegu zamkniętym to model produkcji i konsumpcji, który polega na dzieleniu się, pożyczaniu, ponownym użyciu, naprawie, odnawianiu i recyklingu istniejących materiałów i produktów tak długo, jak to możliwe. W ten sposób wydłuża się cykl życia produktów. W praktyce oznacza to ograniczenie odpadów do minimum. Kiedy cykl życia produktu dobiega końca, surowce i odpady, które z niego pochodzą, powinny zostać w gospodarce, dzięki recyklingowi. Można je z powodzeniem wykorzystać ponownie, tworząc w ten sposób dodatkową wartość.

Jak wiadomo każdy proces produkcyjny ma swój początek w zdefiniowaniu i pozyskaniu materiałów niezbędnych do wytworzenia jakiegoś dobra. W 2021 roku podczas trwania pandemii COVID-19, gdy wiele z tradycyjnych źródeł dostaw materiałów zostało zakłóconych lub przerwanych, Parlament Europejski rozpoczął pracę nad utworzeniem strategii UE dotyczącej surowców krytycznych. Głównym zamierzeniem tej strategii jest zmniejszenie uzależnienia UE od dostaw spoza jej obszaru oraz promocja idei recyklingu i odzyskiwania krytycznych surowców.

Komisja Europejska określiła siedem kluczowych obszarów, które są niezbędne do osiągnięcia gospodarki o obiegu zamkniętym [2]:

- Tworzywa sztuczne,
- Tekstylia,
- Elektronika i technologie informacyjno-komunikacyjne,
- Żywność, woda i składniki odżywcze,
- Opakowania,
- Baterie i pojazdy,
- Budynki i budownictwo.

Według szacunków Komisji Europejskiej [1,2], sektor budownictwa odpowiada za około 35% wszystkich odpadów w UE, dlatego też będzie jednym z obszarów gdzie gospodarka w obiegu zamkniętym będzie wdrażana w pierwszej kolejności. W zamyśle parlamentarzystów z PE, trend w budownictwie ma skupiać się głównie na wydłużaniu żywotność budynków, obniżaniu śladu węglowego materiałów, etc.

2. Normalizacja w aspekcie gospodarki obiegu zamkniętego

Jeżeli rozpatrujemy aspekt normalizacji materiałów z recyklingu, to w naszym przypadku powinniśmy sięgnąć po normę PN-EN 12620 „Kruszywa do betonu", w której to pojawia się pojęcie kruszywa z recyklingu i jest ono zdefiniowane jako kruszywo powstałe w wyniku przeróbki nieorganicznego materiału zastosowanego uprzednio w budownictwie [3]. Następnie norma ta w Tablicy 20 [3] podaje kategorie zawartości poszczególnych składników wchodzących w skład kruszywa grubego pochodzącym z recyklingu. Oznaczenie i przypisanie poszczególnych składników w kruszywie grubym pochodzących z recyklingu odbywa się zgodnie z normą PN-EN 933-11 ~~[17]~~ [4], gdzie:

- Rc – Beton, wyroby betonowe, zaprawa, betonowe elementy murowe,
- Ru – Kruszywo niezwiązane, kamień naturalny, kruszywo związane hydraulicznie,
- Rb- Ceramiczne elementy murowe (tj. cegły i dachówki), silikatowe elementy murowe, beton napowietrzony nie pływający w wodzie,
- Ra – Materiały bitumiczne,

- FL – Materiał pływający w wodzie, objętościowo,
- X – Inne: Spoiste (np. glina i grunt), metale różne (żelazne i nieżelazne), nie pływające w wodzie drewno, plastik i guma, tynk gipsowy,
- Rg – Szkło.

Z kolei w normie PN-EN 206 [5], w Załączniku E, w Tablicy E.2 możemy znaleźć maksymalne procenty zastąpienia kruszyw grubych, przez kruszywa z recyklingu o zalecanym d ≥ 4mm, w zależności od tego do jakiego typu kruszywa z recyclingu będzie należało kruszywo, które chcemy zastosować i na jakie klasy ekspozycji będzie narażony projektowanych przez nas beton.

Tablica 1. Maksymalny procent zastąpienia kruszyw grubych według Załącznika E normy PN-EN 206.

Tablica E.2 – Maksymalny procent zastąpienia grubych kruszyw (% masowo)

Typ kruszywa z recyklingu	Klasy ekspozycji			
	X0	XC1, XC2	XC3, XC4, XF1, XA1, XD1	Wszystkie pozostałe klasy ekspozycji [a]
Typ A: (Rc_{90}, Rcu_{95}, Rb_{10}., Ra_{1}., FL_{2}., XRg_{1}.)	50 %	30 %	30 %	0 %
Typ B [b]: (Rc_{50}, Rcu_{70}, Rb_{30}., Ra_{5}., FL_{2}., XRg_{2}.)	50 %	20 %	0 %	0 %

[a] Kruszywa z recyklingu typu A znanego pochodzenia można stosować przy klasach ekspozycji, na które zaprojektowano beton pierwotny, przy maksymalnym procencie zastąpienia wynoszącym 30 %.

[b] Nie zaleca się stosowania kruszyw z recyklingu typu B do betonu klas wytrzymałości na ściskanie > C30/37.

Jak możemy łatwo zauważyć, zarówno norma kruszywowa [3], jak i betonowa [5] skupiają się jedynie na kruszywach grubych pochodzących z recyklingu (d ≥ 4mm) i ich stosowanie zalecają, natomiast frakcje poniżej 4 mm pozostają przez te normy przemilczane, a ich stosowanie nie jest ujęte w tych normach. Natomiast należy pamiętać, że w zależności od metody produkcji kruszyw z recyklingu oraz materiałów wejściowych ilość frakcji poniżej 4 mm może oscylować nawet w okolicach 50%. Jak widać mamy tu do czynienia z dość znaczącą ilością materiału, który na poziomie ogólnym normy PN-EN 206 [5] nie jest zalecanych do użycia w betonie.

Natomiast takie frakcje drobne, spotkały się z zainteresowaniem społeczności cementowej, jako ciekawe źródło materiału zdekarbonizowanego. Dlatego też rozpoczęły się prace nad pre-normą EN 197-6 [15], która wprowadza możliwość użycia pyłów pochodzących z kruszyw z recyklingu jako składnika głównego w cementach (tab.2):

- Portlandzkich pyłowych: CEM II/A-F (6-20%) i CEM II/B-F (21-35%)
- Portlandzkich wieloskładnikowych: CEM II/A-M (6-14%), CEM II/B-M (6-29%), CEM II/C-M (6-20%)
- Wieloskładnikowych: CEM VI (6-20%).

Pyły te muszą spełnić następujące wymagania jakościowe zanim zostaną użyte jako składnik główny jednego z powyższych cementów [18]:

- zawartość całkowita węgla organicznego (TOC) ≤ 0,8% masy
- zawartość SO_3 ≤ 2,0% masy
- zawartość gliny, oznaczona metodą adsorpcji błękitu metylenowego zgodnie z EN 933-9, nie powinna przekraczać 1,20 g/100 g.

Tablica 2. Cementy zawierające pyły z recyklingu betonu (F) wg prEN 197-6 [15]

Główne rodzaje	Nazwa wyrobów (rodzaje cementów)		Skład (w procentach masy[a])											
			Składniki główne											Składniki drugorzędne
			Klinkier	Frakcja drobna betonu pochodzącego z recyklingu	Żużel wielkopiecowy	Pył krzemionkowy	Pucolana		Popiół lotny		Łupek palony	Wapień		
							naturalna	naturalna wypalana	krzemionkowy	wapienny				
	Nazwa cementu	Oznaczenie	K	**F**	S	D[b]	P	Q	V	W	T	L[d]	LL[d]	
CEM II	Cement z materiałami budowlanymi z recyklingu	CEM II/A-F	80-94	**6-20**	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-F	65-79	**21-35**	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cement portlandzki wieloskładnikowy [d]	CEM II/A-M	80-88	**6-14**	< ---------- 6-14 ---------- >									0-5
		CEM II/B-M	65-79	**6-29**	< ---------- 6-29 ---------- >									0-5
		CEM II/C-M	50-64	**6-20**	< ---------- 16-44 ---------- >									0-5
CEM VI	Cement wieloskładnikowy	CEM VI (S-F)	35-49	**6-20**	31-59	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5

[a] wartości w tablicy odnoszą się do sumy składników głównych i drugorzędnych
[b] w przypadku stosowania pyłu krzemionkowego jest ograniczony od 6% do 10% masowych
[c] w przypadku stosowania wapienia, suma wapienia i pyłów z recyklingu betonu (L,LL, i F) jest ograniczona od 6% do 35% masowych
[d] liczba składników głównych innych niż klinkier jest ograniczona do dwóch i te składniki główne powinny być deklarowane przez oznaczenie dla cementu
W przypadku stosowania jednocześnie F i (L i LL) w składzie cementu, liczba składników innych niż klinkier jest ograniczona do trzech i te składniki powinny być deklarowane przez oznaczenie cementu

3. Cel i program badań

W planowanym programie badawczym uwzględniono porównanie właściwości betonów wykonanych na cementach zawierających w swoim składzie odpad betonowy w postaci frakcji 0/4 mm wykorzystanej w funkcji składnika głównego pozaklinkierowego „F" według projektu normy prEN 197-6. Dodatkowo wykonane serie betonów w których jako zamiennik kruszywa naturalnego wykorzystano grys z recyklingu 4/16 mm. Tym samym wykorzystano cały potencjał materiału z procesu odzysku starego betonu czyli frakcje grubą 4/16 mm oraz frakcję drobną 0/4 mm, którą zwykle traktowano jako odpad poprocesowy. Połączenie materiału z recyklingu w dwóch różnych postaciach i w dwóch różnych funkcjach w betonie pozwoliło na symulację kompletności wykorzystania całości surowca odzyskanego w procesie recyklingu betonu do produkcji bardziej zrównoważonego betonu. Drugim etapem projektowanego eksperymentu miało być ponowne przekruszenie wykonanych betonów po wykonaniu badań właściwości mechanicznych oraz powtórzenie cyklu badawczego opisanego powyżej czyli wykorzystanie całego przekruszonego materiału do wytworzenie cementu ze składnikiem „F" oraz betonu z wykorzystaniem tego cementu i frakcji grubej czyli grysu. Wykonanie całego programu badawczego obejmującego kompletny zmultiplikowany dwa razy cykl użycia betonu miało potwierdzić tezę sformułowaną w tytule niniejszego artykułu, że beton to idealny materiał w gospodarce o cyklu zamkniętym.

W ramach projektu badawczego zaplanowano wykonano dwóch rodzajów cementów na bazie kruszywa „F" w poszczególnych cyklach (Tablica 3).

Tablica 3. Rodzaje cementów zaplanowanych do wytworzenia

Cykl	Oznaczenie próby cementu	Rodzaj cementu	Klinkier [K]	Frakcja drobna pochodząca z recyklingu betonu [F]	Pochodzenie frakcji drobnej
1	AF1	CEM II/A-F	85%	15%	fundament
	BF1	CEM II/B-F	70%	30%	fundament
2	AF2	CEM II/A-F	85%	15%	beton z cyklu 1
	BF2	CEM II/B-F	70%	30%	beton z cyklu 1

Na bazie cementów wykorzystujących frakcje drobne „F" (CEM II/A-F oraz CEM II/B-F) oraz pozyskanych z przekruszenia betonu pierwotnego oraz betonów wykonanych w cyklu pierwszym grysów, zaplanowano wykonanie betonów zgodnie z Tablicą 2. Receptury tych betonów zostały zaprojektowane w oparciu o wartości składów granicznych przewidzianych do zastosowania w klasach ekspozycji XC2 oraz XC4 z zachowaniem podanych w Tablicy F1 normy PN-B 06265:2022-08 czyli maksymalnego wskaźnika wodno-cementowego oraz minimalnej zwartości cementu. Dodatkowo uwzględniono również zapisy z Tabeli E.2 normy PN-EN 206 [5] dopuszczające do stosowania w tych klasach ekspozycji maksymalnej zawartości kruszywa z recyklingu spełniającego wymagania Typu A.

Tablica 4. Deskrypcja założeń recepturowych w aspekcie zawartości kluczowych składników.

Cykl	Oznaczenie cementu i kruszywa	klasa ekspozycji XC2		klasa ekspozycji XC4	
		ilość kluczowych składników [kg/m³]			
1	**Oznaczenie serii betonów**	**A1**	**A1R**	**A2**	**A2R**
	AF1	280	280	300	300
	G1	-	30%	-	30%
		B1	**B1R**	**B2**	**B2R**
	BF1	280	280	300	300
	G1	-	30%	-	30%
2	**Oznaczenie serii betonów**	**A1-1**	**A1R-1**	**A2-1**	**A2R-1**
	AF2	280	280	300	300
	G2	-	30%	-	30%
		B1-1	**B1R-1**	**B2-1**	**B2R-1**
	BF2	280	280	300	300
	G2	-	30%	-	30%

4. Część badawcza

4.1 Materiały cykl pierwszy

Bazę surowcową - materiał pierwotny do badań stanowił beton uzyskany z rozbiórki fundamentów betonowych eksploatowanych w środowisku przede wszystkim opisanym klasą ekspozycji XC2 przez ponad 50 lat. Materiał pochodził z płyty fundamentowej jednej z wyburzanych elektrowni w Polsce. Otrzymaną ze wstępnego procesu przekruszenia i oczyszczenia frakcję 0/32 poddano badaniom, a następnie odseparowano frakcje 0/4 mm i 4/16 mm, które zostały użyte w niniejszym projekcie.

W Tablicy 5 zostały zebrane podstawowe wyniki badań kruszywa frakcji 4/16 mm.

Tablica 5. Wyniki badań kruszywa z recyklingu Cykl 1.

Lp.	Badana cecha	Norma badawcza	Wynik badania		Jednostka
1	Gęstość objętościowa ρa	PN - EN 1097-6	2,6		[Mg/m^3]
2	Gęstość ziarn wysuszonych w suszarce ρrd	PN - EN 1097-6	2,3		[Mg/m^3]
3	Gęstość ziarn nasyconych i powierzchniowo osuszonych ρssd	PN - EN 1097-6	2,4		[Mg/m^3]
4	Nasiąkliwość	PN - EN 1097-6	6,5		[%]
5	Klasyfikacja składników kruszyw grubych z recyklingu	PN-EN 933-11	Rc	≥90	[%]
			Ru	<10	[%]
			Rb	-	[%]
			Ra	-	[%]
			Rg	-	[%]
			X	-	[%]
			FL	-	[cm^3/kg]

Dla frakcji drobnej 0/4 mm która miała zostać użyta do kompozycji cementów CEM II/A-F i CEM II/B-F wykonano badania w celu określenia przydatności tego materiału jako składnika cementu „F" zgodnie z prEN 197-6.

Zestawienie uzyskanych wyników dla frakcji drobnej z pierwszego cyklu przedstawiono w Tablicy 6.

Tablica 6. Wyniki badań frakcji drobnej „F" zastosowanej do kompozycji cementu w cyklu 1

Badany parametr	Jednostka	Uzyskany wynik
zawartość całkowita węgla organicznego (TOC)	%	0,125
zawartość SO_3	%	0,45
zawartość gliny	g/100g	0,25

Po wykonaniu badań drobnej frakcji powstałych z przekruszenia betonu i potwierdzeniu możliwości ich stosowania jako składnika głównego pozaklinkierowego „F" zostały przy ich użyciu wytworzone cementy zgodnie z założeniami podanymi w Tablicy 4, których podstawowe właściwości zostały zaprezentowane w Tablicy 7.

Tablica 7. Wybrane właściwości cementów dla materiałów z pierwszego cyklu.

Cement	Powierzchnia właściwa wg Blaine'a	H_2O konsystencja normowa	Czas wiązania		Wytrzymałość na ściskanie	
			pocz.	kon.	D2	D28
	[cm²/g]	[%]	[min]	[min]	[MPa]	[MPa]
CEM II/A-F (AF1)	~4400	27,0	210	240	>20	>42,5
CEM II/B-F (BF1)	~4500	27,0	210	250	>15	>32,5

Cement zawierający 15% frakcji drobnych (pyłów) z recyklingu betonu co oczywiste uzyskał wytrzymałości wczesne i końcowe wyższe niż cement zawierający 30% tego składnika odpowiednio o 22% i 25%. Pomimo większej ilości łatwego do mielenia pyłu z recyklingu betonu oraz wyższej powierzchni właściwej różnice w zapotrzebowaniu na wodę oraz czasy wiązania porównywanych cementów A-F i B-F były zbliżone.

4.2 Wynik badań betonów cykl pierwszy

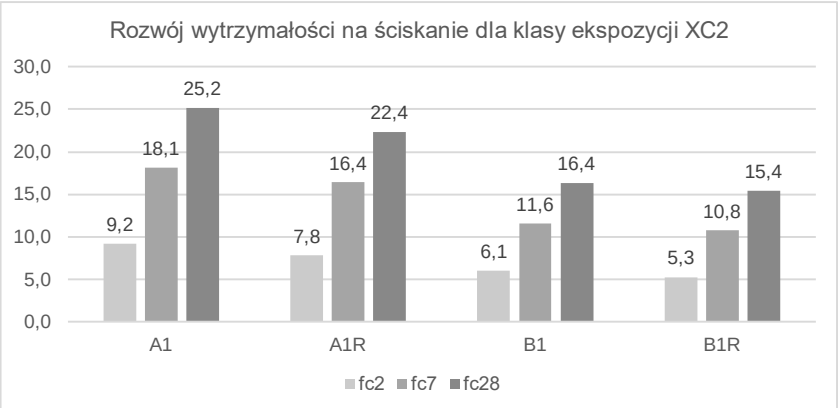
Receptury sprawdzanych betonów zgodnie z założeniami i oznaczeniami (tab.2) zostały zaprojektowane w sposób umożliwiające ich porównanie poprzez zastosowanie takiego samego stosu okruchowego we wszystkich klasach ekspozycji oraz dobranie domieszki upłynniającej umożliwiającej uzyskanie konsystencji mierzonej opadem stożka w przedziale 150 +/- 20 mm i nie powodującej wtórnego napowietrzenia mieszanki powyżej 3,0%.

W trakcie wykonywania zarobów laboratoryjnych zostały poczynione dodatkowe obserwacje. Wbrew przewidywaniom, wprowadzenie do składu mieszanki betonowej kruszywa grysu z recyklingu 4/16 mm, nie wpłynęło na zmniejszenie urabialności, a wręcz przeciwnie poprawiło urabialność mieszanki czego dowodem była konieczność ograniczenie dozowania domieszki upłynniającej dla serii betonów w klasie ekspozycji XC2 niezależnie od rodzaju cementu o około 50%, a dla serii betonów dla klasy ekspozycji XC4 o około 25%. Należy tutaj wspomnieć, że w przypadku zastosowania kruszywa – grysu z recyklingu charakteryzującego się wysoką nasiąkliwości WA24 zastosowano zalecaną w literaturze [17] metodą wstępnego nasączania kruszyw dedykowaną dla kruszyw lekkich i porowatych.

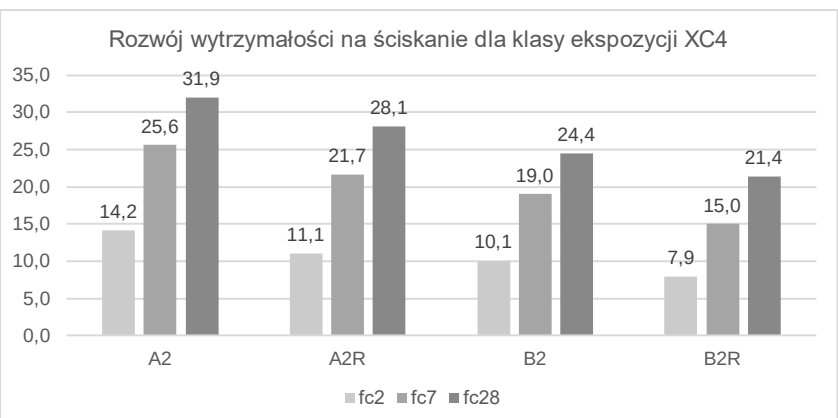
Betony wykonane zgodnie z powyższymi założeniami zostały poddane badaniom podstawowym obejmującym:

- Rozwój wytrzymałości na ściskanie w terminach 2, 7, 28 dni dojrzewania
- Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem – po 28 dniach dojrzewania.

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie badanych betonów w zależności od klas ekspozycji zostały zaprezentowane na rysunkach 1 i 2.



Rysunek 1. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych dla klasy ekspozycji XC2



Rysunek 2. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych dla klasy ekspozycji XC4

Analizując uzyskane wyniki wytrzymałości próbek zbadanych po 28 dniach należy stwierdzić, że tylko jeden z betonów (A1) spełnił kryterium wytrzymałościowego dla klas ekspozycji XC2 (C16/20), a żaden z betonów nie spełnił kryterium wytrzymałościowego dla klasy ekspozycji XC4 (C25/30).

Wprowadzenie do składu stosu okruchowego kruszywa – grysu z recyklingu betonu spowodowało obniżenie wytrzymałości takich betonów w odniesieniu do referencji w zakresie odpowiednio 6%-11% w przypadku betonów XC2 oraz około 12% dla betonów w klasie ekspozycji XC4.

Jako jedną z właściwości opisującej inne cechy użyteczne betonu uznaje się odporność betonu na penetrację wody pod ciśnieniem. Wykonane w serii dla cyklu pierwszego betonu zostały poddane badaniom głębokości penetracji wody pod ciśnieniem zgodnie z normą PN-EN 12390-8.2011. Wyniki maksymalnej głębokości penetracji będącej miarą wodoszczelności betonu zostały zaprezentowano w Tablicy 8.

Tablica 8. Wyniki badań głębokości penetracji wody pod ciśnieniem

Oznaczenie serii badawczej	Maksymalna głębokość penetracji wody [mm]
A1	60
A1R	60
A2	35
A2R	30
B1	90
B1R	80
B2	60
B2R	45

4.3 Materiały cykl drugi

Próbki betonów wykonanych w cyklu pierwszym po badaniach niszczących zostały przekruszone na laboratoryjnej kruszarce szczękowej. W wyniku tego procesu wytworzono kruszywo o frakcji 0/16 mm, które został wstępnie posegregowane na kruszywo drobne 0/4 mm, kruszywo grube – grys 4/16 mm.

Tablica 9. Wyniki badań kruszywa z recyklingu Cykl 2.

Lp.	Badana cecha	Norma badawcza	Wynik badania		Jednostka
1	Gęstość objętościowa ρa	PN - EN 1097-6	2,6		[Mg/m^3]
2	Gęstość ziarn wysuszonych w suszarce ρrd	PN - EN 1097-6	2,4		[Mg/m^3]
3	Gęstość ziarn nasyconych i powierzchniowo osuszonych ρssd	PN - EN 1097-6	2,4		[Mg/m^3]
4	Nasiąkliwość	PN - EN 1097-6	6,3		[%]
5	Klasyfikacja składników kruszyw grubych z recyklingu	PN-EN 933-11	Rc	≥90	[%]
			Ru	<10	[%]
			Rb	-	[%]
			Ra	-	[%]
			Rg	-	[%]
			X	-	[%]
			FL	-	[cm^3/kg]

Kruszywa zostały poddano badaniom analogicznym jak w punkcie 4.1, a wyniki zestawiono dla grysów w Tablicy 6., a dla frakcji drobnej jako pyłu „F" w Tablicy 10.

Tablica 10. Wyniki badań frakcji drobnej „F" zastosowanej do kompozycji cementu w cyklu 2.

Badany parametr	Jednostka	Uzyskany wynik	Zmiana w % w porównaniu do frakcji drobnej z cyklu 1
zawartość całkowita węgla organicznego (TOC)	%	0,09	↓28%
zawartość SO_3	%	0,58	↑29%
zawartość gliny	g/100g	0,25	b.z

Kolejnym krokiem było wykonanie cementu CEM II/A-F i CEM II/B-F do którego wytworzenia zastosowano uzyskaną w cyklu drugim frakcję „F" oraz co istotne zastosowano ten sam klinkier. Uzyskane wyniki dla wybranych właściwości cementu zostały zestawione poniżej (Tablica 11).

Tablica 11. Wybrane właściwości cementów dla materiałów z drugiego cyklu.

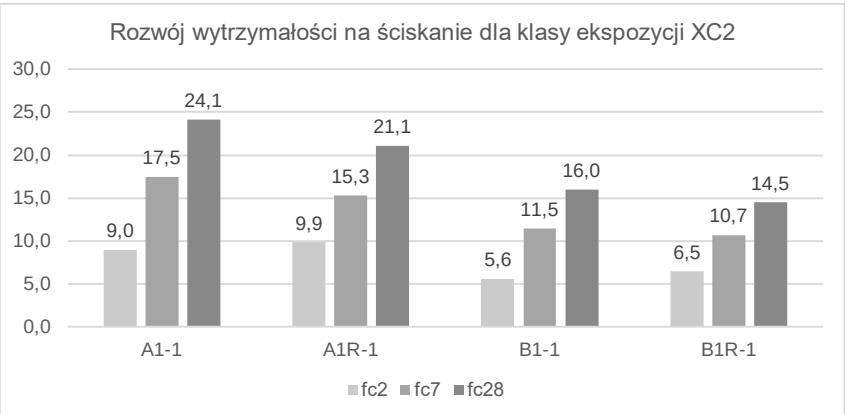
Cement	Powierzchnia właściwa wg Blaine'a	H2O konsystencja normowa	Czas wiązania		Wytrzymałość na ściskanie	
			pocz.	kon.	D2	D28
	[cm^2/g]	[%]	[min]	[min]	[MPa]	[MPa]
CEM II/A-F (AF2)	~4400	27,0	210	240	>20	>42,5
CEM II/B-F (BF2)	~4500	27,0	210	250	>15	>32,5

Wprowadzenie jako składnika głównego pyłu pochodzącego z frakcji drobnej kruszywa uzyskanego z przekruszenia betonów wykonanych w cyklu pierwszym spowodowało poprawę mielności takiego cementu o czym świadczą uzyskane powierzchnie właściwe wg. Blaine'a znacznie większe od tych uzyskanych w cementach z pierwszego cyklu. Niemniej udało się wytworzyć cementy o bardzo zbliżonych wytrzymałościach w porównaniu do cementów odpowiedniej rodzaju AF2 do AF1 oraz BF2 do BF1.

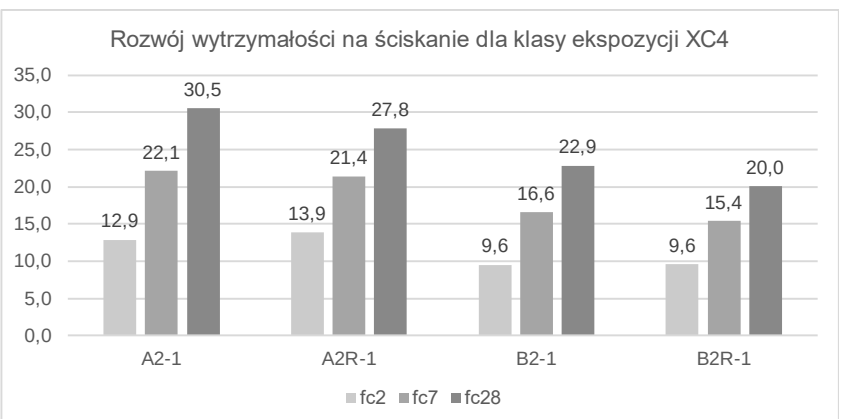
4.4 Wyniki badań betonów cykl drugi

Analogicznie jak w badaniach betonu opisanych w punkcie 4.2 cały proces badawczy rozpoczął się od badań mieszanek betonowych i doboru dozowania domieszki upłynniającej gwarantującej uzyskanie założonej konsystencji. Tak samo jak cyklu pierwszym kruszywo – grys z recyklingu, został wstępnie nasycony wodą. Pierwszą obserwacją jaką poczyniono było zwiększenie dozowania domieszki niezbędne do uzyskania zakładanej konsystencji w odniesieniu do betonów z cyklu pierwszego zależnie od receptury zwiększało się od 60% do prawie 90%. Co ciekawe, zaobserwowano redukcję domieszek dla betonów zawierających kruszywo z recyklingu w stosunku do betonów bez takiego kruszywa, ale różnice te nie były, aż tak duże jak w przypadku betonów wykonywanych w cyklu pierwszym i nie przekraczały 20%.

Badania wytrzymałościowe wykonanych betonów przeprowadzone w terminach 2, 7 i 28 dni zostały zaprezentowane w formie wykresów na rysunkach 3 i 4.



Rysunek 3. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych dla klasy ekspozycji XC2 w cyklu 2.



Rysunek 4. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych dla klasy ekspozycji XC4 w cyklu 2.

Analizując uzyskane wyniki wytrzymałości próbek zbadanych po 28 dniach należy stwierdzić, że uzyskano praktycznie analogiczne wnioski jak dla betonów wykonanych w cyklu pierwszym. To znaczy, że tylko jeden z betonów (A1-1) spełnił kryterium wytrzymałościowego dla klas ekspozycji XC2 (C16/20), a żaden z betonów nie spełnił kryterium wytrzymałościowego dla klasy ekspozycji XC4 (C25/30).

Wprowadzenie do składu stosu okruchowego kruszywa – grysu z recyklingu betonu spowodowało obniżenie wytrzymałości takich betonów w odniesieniu do referencji w zakresie odpowiednio 10%-13% w przypadku betonów XC2 oraz od 9% do 12% dla betonów w klasie ekspozycji XC4.

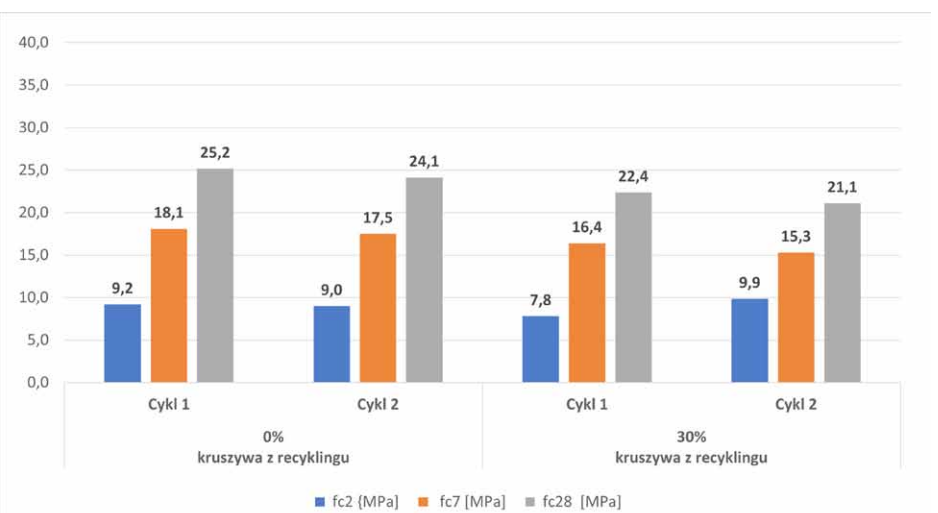
W końcu dla wszystkich betonów zostały wykonanie badania głębokości penetracji wody pod ciśnieniem, a wyniki obrazujące odporność betonu na ten czynnik wyrażone maksymalną głębokością wniknięcia wody wraz z porównaniu % zmiany w stosunku do betonów z cyklu pierwszego zestawiono w tablicy 9.

Tablica 9. Wyniki badań głębokości penetracji wody pod ciśnieniem

Oznaczenie serii badawczej	Maksymalna głębokość penetracji wody [mm]	Zmiana w % w porównaniu do betonów z cyklu 1
A1-1	65	↑8%
A1R-1	60	bz
A2-1	45	↑28%
A2R-1	40	↑25%
B1-1	90	bz
B1R-1	100	↑20%
B2-1	60	bz
B2R-1	60	↑25%

5. Analiza wyników wraz z oceną możliwości multiplikacji cyklu obiegu zamkniętego dla betonu

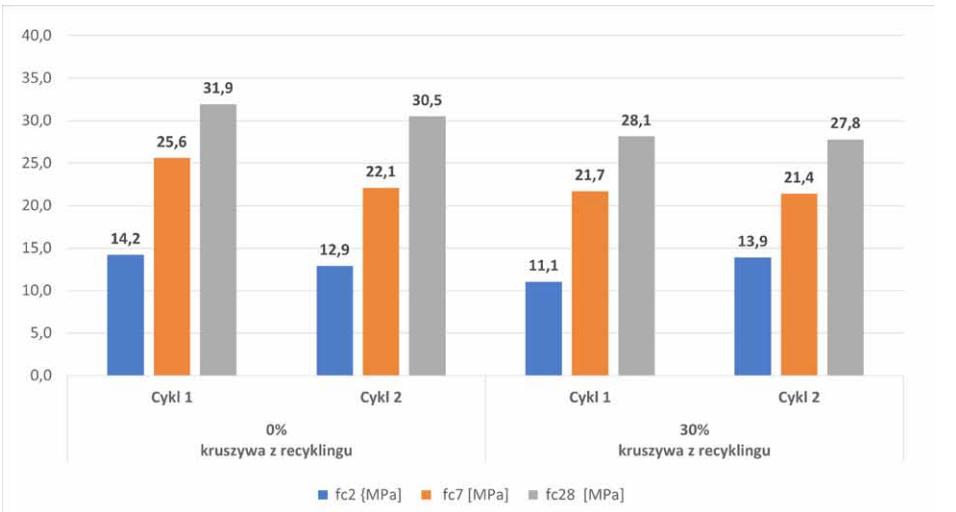
Analizując wyniki 28 dniowe dla poszczególnych cementów w odpowiednich klasach ekspozycji możemy zauważyć, dla cementu CEM II/A-F w klasie ekspozycji XC2 (Rys.5), różnica pomiędzy cyklami 1 i 2 (0% i 30% kruszywa z recyklingu) to koło 1 MPa. Natomiast w przypadku zarobów obejmujących 0% i 30% użytego kruszywa z recyklingu w betonie różnica w cyklu 1 i 2 jest również zbliżona i wynosi około 3 MPa.



Rysunek 5. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych na cemencie CEM II/A-F dla klasy ekspozycji XC2.

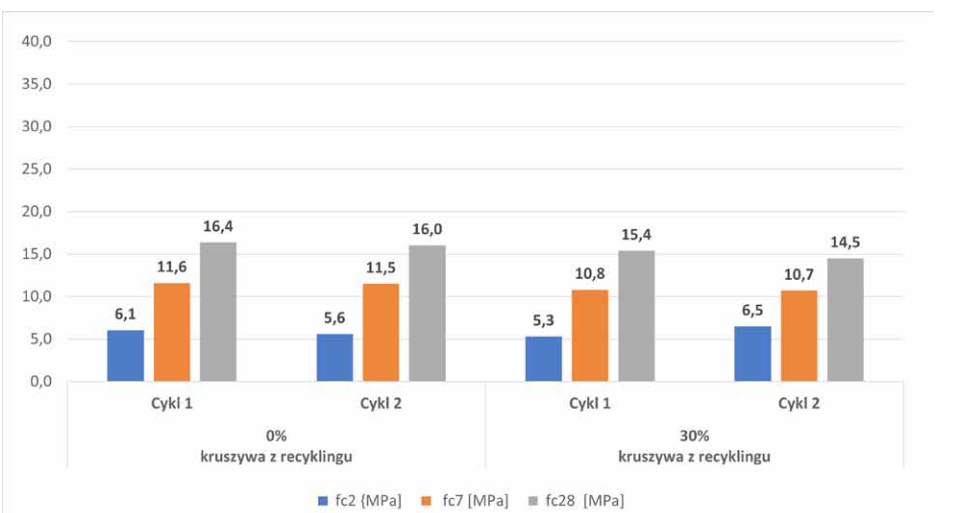
W przypadku cementu CEM II/A-F w klasie ekspozycji XC4 (Rys.6), różnica pomiędzy cyklami 1 i 2 bez użycia kruszywa z recyklingu wynosi 1,4 MPa, a w przypadku 30%

kruszywa z recyklingu ta różnica jest znacznie mniejsza bo wynosi 0,3 MPa. Natomiast w przypadku zarobów obejmujących 0% i 30% użytego kruszywa z recyklingu w betonie różnica w cyklu 1 to 3,8 MPa, a w cyklu 2 wynosi 2,7 MPa.



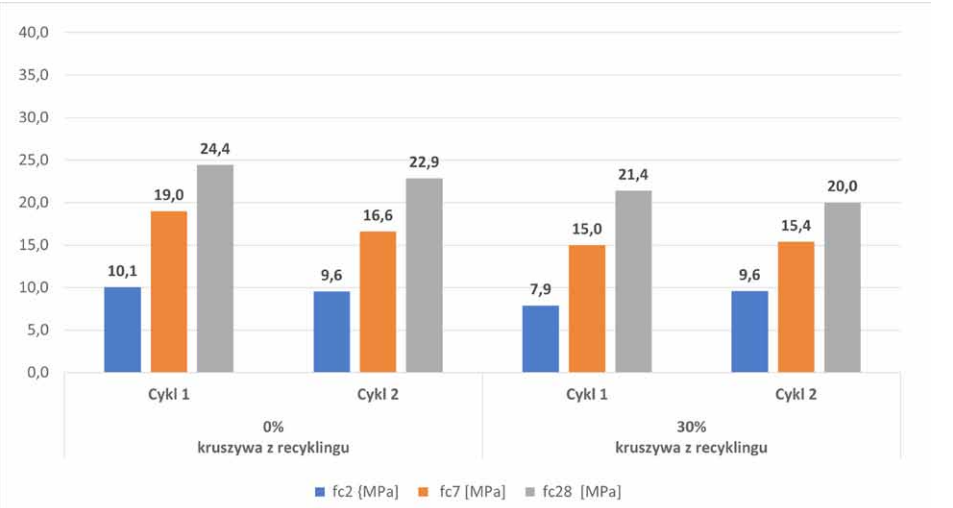
Rysunek 6. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych na cemencie CEM II/A-F dla klasy ekspozycji XC4.

Dla cementu CEM II/B-F w klasie ekspozycji XC2 (Rys.7), różnica pomiędzy cyklami 1 i 2 (0% i 30% kruszywa z recyklingu) jest poniżej 1 MPa. Natomiast w przypadku zarobów obejmujących 0% i 30% użytego kruszywa z recyklingu w betonie różnica w cyklu 1 i 2 jest również zbliżona i wynosi od 1,0 do 1,5 MPa.



Rysunek 7. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych na cemencie CEM II/B-F dla klasy ekspozycji XC2.

W przypadku cementu CEM II/B-F w klasie ekspozycji XC4 (Rys.8), różnica pomiędzy cyklami 1 i 2 zarówno przy 0% jak i 30% kruszywa z recyklingu wynosi około 1,5 MPa, a w przypadku zarobów obejmujących 0% i 30% użytego kruszywa z recyklingu w betonie różnica w cyklu 1 i w cyklu 2 wynosi około 3 MPa.



Rysunek 8. Rozwój wytrzymałości betonów wykonanych na cemencie CEM II/B-F dla klasy ekspozycji XC4.

Jak można zaobserwować znacząca różnica pojawia się w przypadku, gdy jesteśmy w tym samym cyklu (1 lub 2), a mamy różne ilości dodanego kruszywa z recyklingu (0% lub 30%), wówczas różnica ta może nawet dochodzić do 4 MPa.

Natomiast różnica pomiędzy cyklami 1 i 2, w obrębie tej samej dozy kruszywa z recyklingu, nie ma znaczącego wpływu na wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania i średnio wynosi około 1 MPa, co stanowi procentową stratę wytrzymałości poniżej 5%.

6. Wnioski

Betony zawierające cement z dodatkiem pyłów pochodzących z kruszyw z recyklingu oraz kruszywa z recyklingu mogą uzyskiwać bardzo zbliżone wartość wytrzymałości w stosunku do betonów z których takie materiały zostały pozyskane. Potwierdza to możliwość ich używania kolejnych cyklach, natomiast należy w sposób rzetelny prowadzić kontrolę materiałów i stosowania odpowiednich procedur podczas projektowania i sprawdzania zarówno materiałów wsadowych jak i końcowych produktów.

Literatura

[1] https://www.europarl.europa.eu/news/pl/: Aktualności / Nagłówki / Gospodarka / Gospodarka o obiegu zamkniętym: definicja, znaczenie i korzyści.
[2] https://www.europarl.europa.eu/news/pl/: Aktualności / Nagłówki / Społeczeństwo / Jak UE chce osiągnąć gospodarkę o obiegu zamkniętym do 2050.
[3] PN-EN 12620+A1:2010 Kruszywa do betonu
[4] PN-EN 933-11:2009 Badania geometrycznych właściwości kruszyw -- Część 11: Klasyfikacja składników kruszywa grubego z recyklingu
[5] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[6] PN-B-06565:2022-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[7] PN-B-06565:2018-10 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A1:2016-12
[8] PN-EN 197-1:2012 Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
[9] PN-EN 14216:2015-09 Cement. Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów specjalnych o bardzo niskim cieple hydratacji
[10] PN-EN 197-5:2021-5 Cement. Część 5: Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/C-M i cement wieloskładnikowy CEM VI
[11] PN-B-19707:2013-10 Cement. Cement specjalny. Skład, wymagania i kryteria zgodności
[12] SPC-CEMBUREAU-2050-Roadmap_pl
[13] Beton. Technologie i metody badań. Praca zbiorowa, redakcja naukowa prof. Jan Deja, Kraków 2020.
[14] Kurdowski W. Chemia cementu i betonu rok wydania: 2010, ISBN: 978-83-91315-24-8
[15] prEN 197-6:2022 „Cement – Part 6: Cement with recycled building materials
[16] PN-EN 12390-8.2011 Badania betonu - Część 8 Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem
[17] Domagała L., Konstrukcyjne lekkie betony kruszywowe, monogra-fia, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2014
[18] Batog M., Bakalarz J., Synowiec K., Dziuk D., Stosowanie cementów wieloskładnikowych w budownictwie, BTA 1 (101)/2023.

Prawa autorskie © 2023 / CEMEX Innovation Holding Ltd., Szwajcaria. Wszystkie prawa zastrzeżone.

Elżbieta Horszczaruk
Norbert Olczyk

Możliwości wykorzystania odpadów z produkcji rolniczej jako składników betonu

POSSIBILITIES OF USING WASTE FROM AGRICULTURAL PRODUCTION AS CONCRETE COMPONENTS

Streszczenie

Sektor budowlany w dzisiejszych czasach stoi przed niezliczonymi wyzwaniami, przede wszystkim ze względu na wzrost populacji miejskiej i stale kurczące się zasoby naturalne. Ponadto większa świadomość na temat zmian klimatu zmusza firmy do ponownego przemyślenia swoich strategii w zakresie opracowywania bardziej zrównoważonych materiałów budowlanych. Problemy te dotyczą również produkcji betonu, jednego z najczęściej używanych materiałów budowlanych na świecie. Różnorodne rodzaje odpadów rolniczych stanowią mocną alternatywę w rozwoju materiałów budowlanych w tym również betonu. Głównym kryterium przyjętym przy zastosowaniu odpadów rolniczych w produkcji betonu jest ich duża dostępność w danym regionie oraz możliwość szerokiego zastosowania w przemysłowej produkcji betonu. Zastosowanie odpadów rolniczych do produkcji betonu nie tylko poprawia ekologiczność jego produkcji. Może stać się w przyszłości koniecznym rozwiązaniem z uwagi na coraz większe problemy z zasobami naturalnymi kruszyw budowlanych w wielu krajach świata. Jak pokazują liczne badania i wdrożenia wykorzystanie odpadów rolniczych jako zamiennika cementu, kruszywa czy wzmocnienie matrycy cementowej włóknami pochodzenia roślinnego wykazało ogromny potencjał. Niniejszy artykuł zawiera próbę podsumowania wykorzystania odpadów rolniczych jako składników betonu. Odpady rolnicze dzielą się na naturalne włókno roślinne, popiół z odpadów rolniczych i odpady wielozadaniowe. W artykule przeanalizowano zalety i wady najczęściej wykorzystywanych na świecie odpadów rolniczych w produkcji betonu. Opisano również w jaki sposób różne odpady rolnicze są przetwarzane. Wybór odpowiednich metod obróbki i sposobu zastosowania jest niezwykle ważny i może decydować o nośności i trwałości betonu. Odpady rolnicze z uwagi na ich utylizacje w betonie można podzielić na: zamienniki cementu, zamienniki kruszywa oraz włókna wzmacniające matrycę cementową.

prof. dr hab. inż. Elżbieta Horszczaruk – Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie
dr inż. arch. Norbert Olczyk – Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Abstract

The construction industry faces many challenges today, first related to the urban population's growth and still shrinking natural resources. Moreover, the greater awareness of climate issues forces the companies to re-thinking their strategies towards more sustainable building materials. The problem also concerns the production of concrete, the most often used building material. Various agricultural wastes are a solid alternative for the traditional development of building materials, including concrete. The primary criterion adopted when using agricultural wastes for concrete production is their availability in the given region and the possibility of wide use in industrial concrete production. Using agricultural wastes improves the environmental friendliness of concrete production. It can become a necessity in the future due to the growing problems with natural aggregate resources in many countries. Numerous studies and implementations show that using agricultural wastes as a replacement for cement or aggregate or strengthening the cement matrix with vegetable fibres has significant potential. This paper presents a summary of agricultural wastes used as concrete components. The agricultural wastes are divided into vegetable fibres, ash from agricultural waste burning and multi-tasking wastes. The advantages and disadvantages of the most often used wastes have been analysed, referring to concrete production. The methods of waste processing were described. The selection of the appropriate ways of processing and application is decisive for the strength and durability of concrete. Generally, considering the utilisation of concrete, agricultural wastes can be divided into substitutes for cement, aggregate, and fibres strengthening the cement matrix.

1. Wprowadzenie

Przemysł cementowy wraz z produkcją betonu stanowią podstawę globalnej infrastruktury. Jego znaczenie dla rozwoju społeczeństw w kierunku bardziej zurbanizowanego stylu życia oznacza, że jest to kluczowa branża do dekarbonizacji, jeśli założenia w zakresie zrównoważenia środowiskowego mają zostać osiągnięte [1]. Około 9–10 % światowej emisji dwutlenku węgla związanej z energią [2, 3] przypisuje się cyklowi życia produktów przemysłu cementowego i betonowego (w tym produkcji, łańcuchowi dostaw, zużyciu i wycofaniu z eksploatacji). Globalna produkcja cementu pochłania rocznie średnio około 7 % światowego zapotrzebowania na energię przemysłową [4].Nadmierny wzrost wydobycia surowców mineralnych, w tym kruszyw budowlanych prowadzi do wyczerpania zasobów naturalnych i bezpośrednio powoduje negatywne skutki dla środowiska takie jak niszczenie krajobrazu i ekosystemów oraz generuje zanieczyszczenia [1].

Aby ograniczyć szkody wyrządzone środowisku naturalnemu przez przemysł cementowy i produkcję betonu, w ostatnich dziesięcioleciach prowadzone są szerokie badania nad alternatywnymi rozwiązaniami dla cementu i kruszywa. W wielu krajach nałożono obowiązek wykorzystania kruszywa z recyklingu do przygotowania świeżego betonu. Jako nowy substytut cementu coraz więcej uwagi w przemyśle materiałów budowlanych przyciągają różnego rodzaju geopolimery czy wapienne cementy gliniane [5,6]. Drugim kierunkiem jest poszukiwanie alternatywnych rozwiązań dla mineralnych kruszyw budowlanych. Oprócz wykorzystania kruszyw z recyklingu oraz sztucznych kruszyw lekkich wykorzystanie odpadów rolniczych jako substytutu kruszyw budowlanych wykazuje tendencje wzrostową.

Pojęcie odpady rolnicze ma szerokie znaczenie. Są to odpady pochodzące z produkcji rolnej, przetwórstwa produktów rolnych, hodowli zwierząt gospodarskich i drobiu oraz mieszkańców obszarów wiejskich. Ten rodzaj odpadów stanowi 30% całkowitej światowej produkcji rolnej [7]. W większości przypadków odpady rolnicze są spalane lub składowane, powodując zanieczyszczenie ziemi i wpływając negatywnie na środowisko ekologiczne. W celu uzyskania lepszej jakości materiałów odpadowych z produkcji rolniczej i wykorzystania ich w budownictwie muszą być one odpowiednio przetworzone. W tym celu stosuje się takie zabiegi jak kruszenie, cięcie, mielenie w celu uzyskania odpowiedniego rozdrobnienia jak również dodatkową obróbkę chemiczną i termiczną [8]. ,

W ostatnich dziesięciu latach wykorzystanie odpadów rolniczych jako substytutu składników betonu wykazuje tendencję wzrostową. Rodzaj wykorzystywanych odpadów rolniczych w produkcji betonu charakteryzuje się dużym zróżnicowaniem i jest uzależniony od klimatu i rodzaju upraw w danym regionie. Odpady rolnicze możemy podzielić na trzy główne kategorie [8]:

– naturalne włókna roślinne,
– popiół z odpadów rolniczych,
– odpady wielozadaniowe.

Naturalne włókno roślinne jest materiałem, który jest oryginalną rośliną w przyrodzie i może być bezpośrednio stosowane do produkcji betonu. Do tej kategorii zaliczamy włókna: sizalowe, jutowe i włókna palmy daktylowej. Rośliny te mają najszerszy zasięg upraw na świecie. Do innych włókien roślinnych wykorzystywanych w kompozytach cementowych zaliczyć możemy włókna: konopi przemysłowych, ramii (pokrzywy chińskiej), słomy zbóż, hibiskusa czy lnu.

Popiół odpadowy rolniczy jest odpadem wytwarzanym w procesie produkcji rolnej i przetwarzanym najczęściej przez kalcynację w celu uzyskania materiału o właściwościach

pucolanowych. Odpady wielozadaniowe to odpady pozostające w procesie produkcji rolnej (np. łuska ryżowa) lub w wyniku spożycia produktów rolnych przez ludzi (łupina kokosa, kolba kukurydzy), które można wykorzystać w postaci kruszywa drobnego lub grubego, popiołu lub włókien w produkcji zapraw i betonów cementowych. Poniżej przedstawiono przykłady wykorzystania odpadów z produkcji rolniczej w podziale na kategorie w betonach i zaprawach cementowych.

2. Naturalne włókna roślinne

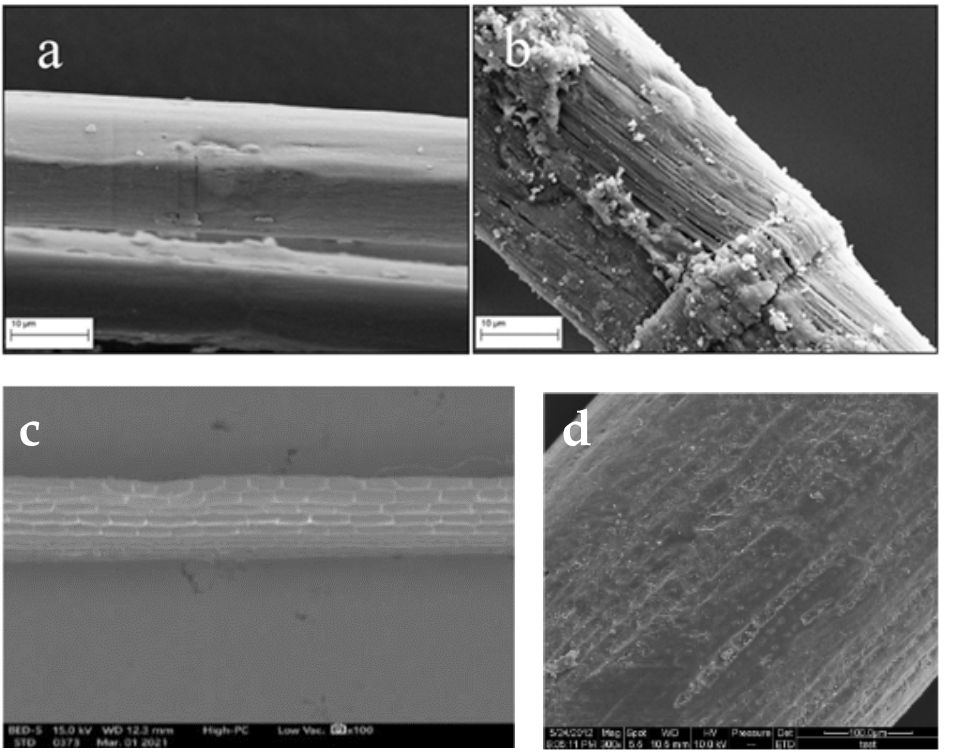
Naturalne włókna roślinne mogą znacznie zwiększyć wytrzymałość i ciągliwość kompozytów na bazie cementu. Pewne ograniczenie w ich zastosowaniu w kompozytach cementowych stanowi ich porowata struktura (rys. 1), która powoduje wysoką absorpcję wody. Zestawienie właściwości kilku naturalnych włókien stosowanych w modyfikacji betonu przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Fizyczne właściwości wybranych włókien roślinnych

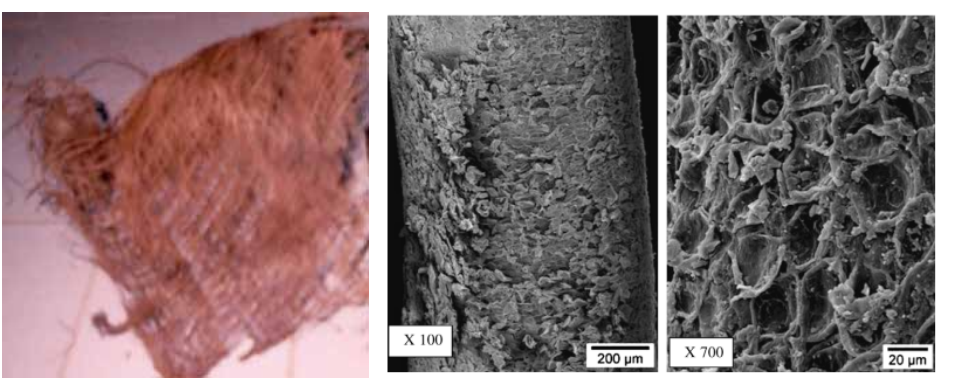
Rodzaj włókna	Długość włókna [mm]	Średnica włókna [mm]	Wytrzymałość na rozciąganie [N/mm^2]	Wydłużenie [%]	Bibliografia
Hibiskus	160-1500	0,04-0,16	18-180	12,4	[12]
Juta	120-1500	0,04-0,35		19	[12]
Konopie	40	0,016-0,05	600-700		[13]
Palma daktylowa	300-500	0,2-0,8	50		[14]
Rami (pokrzywa chińska)	4-16	0,05	500	18,2	[15]
Sizal	180-600	0,1-0,5	30-220	14,8	[12]

Włókno sizalowe (rys. 1c) jest obecnie najczęściej stosowanym włóknem roślinnym na świecie. Ma twardą teksturę i jest odporne na działanie alkaliów [12]. Włączenie włókna sizalowego do matrycy cementowej może znacznie poprawić wczesną wytrzymałość betonu, ponieważ może ono skutecznie hamować wzrost mikropęknięć [16]. Należy zauważyć, że włókno sizalowe cechuje się stosunkowo wysoką porowatością i dlatego może absorbować dużą ilość wody co znacznie osłabia wiązanie z matrycą cementową. Chropowatość powierzchni włókna można zwiększyć poprzez obróbkę alkaliczną zwiększając w ten sposób powierzchnię włókna w kontakcie z matrycą. Włókno sizalowe można poddać obróbce cieplnej w celu poprawy wydajności wiązania między włóknem a matrycą oraz zmniejszenia szybkości absorpcji wody [17].

Palma daktylowa jest jedna z najczęściej sadzonych palm na świecie. Z palmy daktylowej możemy otrzymać aż cztery rodzaje włókien: włókna z liści w szypułce, włókna z liści w łodydze, włókna odpadowe z drewna w pniu i włókna powierzchniowe wokół pnia [14]. To ostatnie włókno (rys. 2) ma najwyższą wytrzymałość na rozciąganie spośród czterech rodzajów włókien. Dodatek włókna palmy daktylowej poprawia wytrzymałość na ściskanie i odporność na pękanie betonu [14], a także poprawia izolacyjność termiczną, co ma ogromny potencjał w badaniach nad nowymi energooszczędnymi materiałami biokompozytowymi [18].



Rys. 1. Struktura naturalnych włókien roślinnych: a) i b) włókna konopi [9]; c) włókna sizalu [10] d) włókno kokosowe [11]



Rys. 2. Zdjęcie włókien z powierzchni pnia palmy daktylowej oraz obrazy SEM struktury naturalnego włókna [14]

Konopie i len są najwcześniejszymi naturalnymi włóknami roślinnymi używanymi przez ludzi. Są to włókna bogate w celulozę i wykazują silne właściwości rozciągające, słabą przewodności elektrycznej, szybką absorpcję i dyspersję wody [13]. Badania prowadzone przez [13] wykazały, że energia pękania betonu zbrojonego włóknem konopnym

była o 70% wyższa niż zwykłego betonu. Dodatek włókien słomy ryżowej może zmniejszyć gęstość nasypową kompozytu cementowego o 12,4–37,3% jednocześnie i zwiększając jego wytrzymałość na zginanie o 24,3% [19].

3. Popiół z odpadów rolniczych

Większość popiołów z odpadów rolniczych jest stosowana jako częściowy zamiennik cementu lub wypełniacz w celu poprawy wydajności zaprawy lub betonu cementowego. Z uwagi na wielkość upraw największe zastosowanie odpadów rolniczych po spaleniu w materiałach na bazie cementu znajdują odpady rolnicze, których produkcja jest bardzo wysoka a ich utylizacja jest utrudniona. Do takich odpadów należą: odpady z oliwek, wytłoki z trzciny cukrowej, liście bananowca, trawa słonia czy odpady drzewne różnego pochodzenia.

3.1. Popioły z odpadów drzewnych

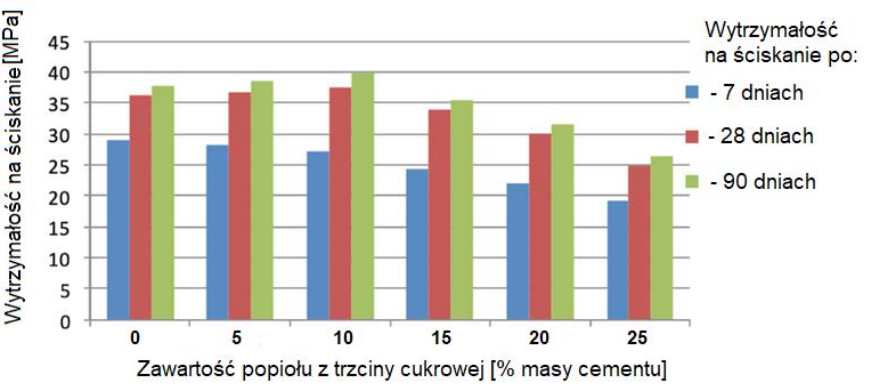
Spalanie odpadów drzewnych takich jak kora i trociny pozwala uzyskać średnio 6–10% popiołu drzewnego, z czego tylko 10% wykorzystuje się w przemyśle materiałów budowlanych [20]. Na właściwości fizyczne i chemiczne popiołu drzewnego wpływają spalane gatunki drzew, ich pochodzenie oraz metoda spalania. Popiół drzewny może być stosowany jako częściowy zamiennik cementu w zaprawach i betonach. Wraz ze wzrostem zawartości popiołu drzewnego, który zastosowano jako zamiennik cementu w betonie, spada wytrzymałość na ściskanie betonu [21]. Wytrzymałość na ściskanie zmniejsza się wraz ze wzrostem zawartości popiołu z odpadów drzewnych, ale wzrasta wraz z wydłużeniem czasu utwardzania. Głębokość karbonizacji betonu wykonanego z mieszanki cementu i popiołu drzewnego jest większa niż w przypadku betonu z cementu portlandzkiego, a efekt karbonizacji wzrasta wraz ze wzrostem zawartości popiołu z odpadów drzewnych w mieszance. Może to być spowodowane obniżeniem pH betonu [22]. Popiół z odpadów drzewnych może skutecznie hamować szkodliwą ekspansję spowodowaną reakcją alkaliczno-krzemową, podczas gdy rosnąca zawartość popiołu z odpadów drzewnych może zmniejszyć szybkość tej ekspansji. Jednak ze względu na opóźnione nawodnienie wolnych i całkowicie spalonych CaO i MgO, zawartość popiołu większa lub równa 20% doprowadzi do silnego pęcznienia betonu [23].

3.2. Popioły z odpadów trzciny cukrowej

Popiół ten wytwarzany jest z wytłoczyn po wyprodukowaniu cukru (rys. 3).

Rys. 3. Etapy pozyskiwania popiołu z wytłoczyn z trzciny cukrowej [24]

Popiół z wytłoczyn z trzciny cukrowej zawiera dużą ilość SiO_2 i dodany do cementu poprawia wytrzymałość betonu zarówno przez uszczelnienie struktury jak i swoje właściwości pucolanowe [24]. Wyniki badań [25] opisują wytrzymałości na ściskanie betonów, w których zastosowano popiół z trzciny cukrowej jako zamiennik cementu w ilości do 25%. Powierzchnia właściwa tego popiołu wynosiła 4716 cm^2/g, wskaźnik w/s=0.42 dla wszystkich betonów. Największy wzrost wytrzymałości zaobserwowano dla zawartości popiołu 10% (rys. 4). Badania przeprowadzone przez [26] pokazały, że popiół z trzciny cukrowej można skutecznie zastosować również jako częściowy zamiennik kruszywa drobnego.



Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie betonów zawierających popiół z trzciny cukrowej jako częściowy zamiennik cementu [25]

3.3. Popiół z odpadów oliwek

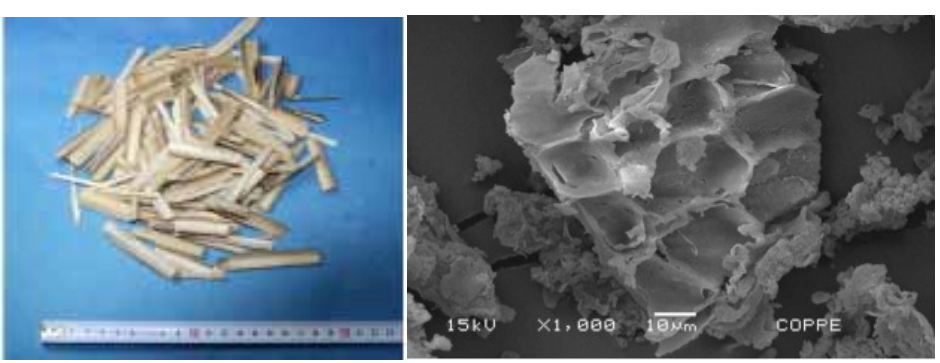
Odpady z oliwek zawierają miąższ oliwny, skórkę i resztki oleju. Każdego roku z 3 ha drzew oliwnych wytwarza się około 1 ton pozostałości wytłoczyn (rys. 5), z których większość jest usuwana w sposób niekontrolowany. Jak pokazują badania [26] popiół z oliwek zawierający około 20% SiO_2 można wyprodukować poprzez spalanie dużych ilości odpadów oliwnych i uzyskać nowy rodzaj materiału o właściwościach pucolanowych. W produkcji betonu, chociaż popiół oliwny zagęszcza matrycę cementową i poprawia wytrzymałość betonu na ściskanie, wymaga stosunkowo dużego zużycia wody. Dlatego konieczne jest dodanie dodatków kontrolujących jego wysoką absorpcję wody, a wtedy jak pokazują badania [27] można uzyskać nawet betony o właściwościach samozagęszczalnych. W badaniach tych zastosowany popiół zawierał około 15% składników pucolanowaych i został zastosowany w mieszankach SCC jako zamiennik kruszywa drobnego w ilości 45%.

Rys. 5. Granulki z rolniczych wytłoczyn oliwek wykorzystywane jako biopaliwo [27]

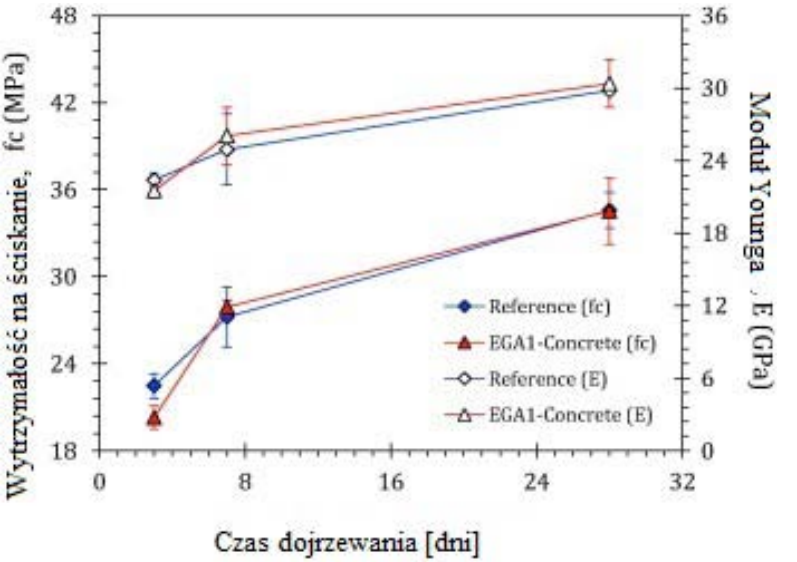
3.4. Popiół z trawy *słonia*

Trawa słonia jest to tropikalna trawa pochodząca z Afryki (rys. 6), która potrzebuje bardzo mało składników odżywczych i wody do wzrostu, ale można z niej produkować duże ilości popiołu po spaleniu i rozdrobnieniu [28]. W Polsce jest hodowana głównie jako roślina ozdobna. W budownictwie wykorzystywana jest do produkcji płyt izolacyjnych.

Popiół z trawy słonia zawiera dużą ilość amorficznej krzemionki, dlatego ma duży potencjał do zastosowań w materiałach budowlanych na bazie cementu. Kontrola parametrów spalania, takich jak temperatura i szybkość spalania trawy decydują o ilości i strukturze uzyskanej SiO_2. Zastosowanie popiołu z trawy słonia w ilości 20% masy cementu pozwoliło na uzyskanie betonu konstrukcyjnego o wytrzymałości na ściskanie 35 MPa [28], a jego właściwości mechaniczne były podobne jak betonu referencyjnego (rys. 7).



Rys. 6. Posiekane włókna trawy słonia [29] i obraz SEM popiołu (EGA) z trawy słonia [28]



Rys. 7. Wytrzymałość na ściskanie (fc) i moduł Younga (E) betonu referencyjnego i betonu zawierającego 20% popiołu z trawy słonia (EGA1) po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania [28]

4. Odpady rolnicze jako zamiennik kruszywa naturalnego

Pozostałości części roślin niewykorzystane przy produkcji żywności oraz w gospodarstwie rolnym to odpady wielozadaniowe. Najczęściej wykorzystuje się je jako zamiennik kruszywa w betonie. Do takich odpadów zaliczane są przede wszystkim łupiny owoców palmy oleistej i kokosowej oraz kolby kukurydziane a także łuski ryżowe czy paździerze konopne.

4.1. Łupiny palmy olejowej i kokosowej

Produkcja oleju palmowego jest jednym z najważniejszych przemysłów rolnych w krajach, takich jak Malezja, Indonezja, Tajlandia i Nigeria. Malezja i Indonezja. Odpady stałe obejmują kiście palmy olejowej, włókno palmowe i łupiny owoców. Te ostanie stosowane są najczęściej jako zamiennik kruszywa w betonie (rys. 8). Rocznie Malezja, Indonezja i Tajlandia produkują ponad 8 mln ton łupin [30]. Podstawowe właściwości łupin palmy oleistej (ŁPO), łupin palmy kokosowej (ŁPK) oraz kruszywa granitowego dla porównania zestawiono w tabeli 2.

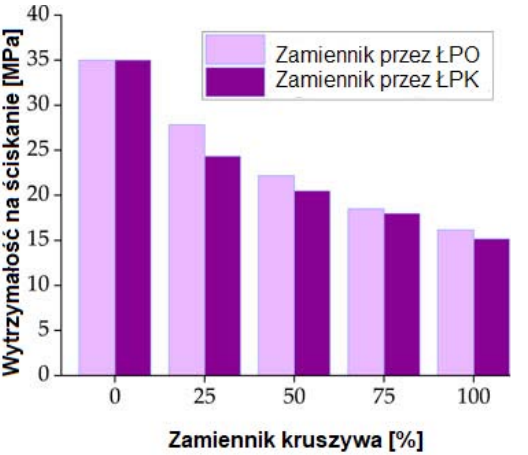
a) b)

Rys. 8. Kruszywo z łupin palmowych a) palma oleista ŁPO [30], b) palma kokosowa ŁPK [31]

Tabela 2. Właściwości łupin palmy olejowej i kokosowej jako kruszywa z odpadów rolniczych i kruszonego granitu jako kruszywa konwencjonalnego [30]

Właściwości	Łupina palmy olejowej	Łupina orzecha kokosowego	Kruszony granit
Ciężar (g/cm^3)	1,17–1,37	1,05–1,2	2,60–2,70
Gęstość nasypowa (stan niezagęszczony) (kg/m^3)	510–550	–	1300
Gęstość nasypowa (stan zagęszczony) (kg/m^3)	590–600	650	1420–1470
Współczynnik pustych przestrzeni (stan niezagęszczony) (%)	63	–	52
Współczynnik porowatości (stan zagęszczony) (%)	57	–	47
24 h absorpcja wody (%)	21–33	24	<1
Wartość ścieralności Los Angeles (%)	3–5	1.63	24
Wskaźnik łuszczenia się (%)	65	–	25
Grubość skorupy (mm)	2–8	0,15–8	–
Przewodność cieplna (W/mK)	0,19	–	–
Strata przy prażeniu (%)	98–100	–	–

Porównanie wyników badań wytrzymałości na ściskanie betonów lekkich z kruszywem na bazie ŁPO i ŁPK przedstawiono na rys. 9.



Rys. 9. Porównanie wytrzymałości na ściskanie betonów z wykorzystaniem łupin z palmy olejowej (ŁPO) i kokosowej (ŁPK) [32]

Potencjalne wykorzystanie łupin palmy olejowej jako kruszywo do betonu lekkiego w praktyce zaprezentowano na Uniwersytecie Malaysia Sabah, gdzie zbudowano tani dom (rys. 10) o powierzchni około 59 m^3, który znajduje się w pobliżu obszaru przybrzeżnego, gdzie roczne opady wynoszą około 2500 mm, temperatura powietrza w zakresie 23–32 ^oC i wilgotność względna 72–91% [33] .

Rys. 10. Tani dom z lekkiego betonu z kruszywem z łupin palmy olejowej [33]

4.2. Paździerze konopne

Badania nad zastosowaniem konopi włóknistych zwanych również konopiami siewnymi lub przemysłowymi w materiałach budowlanych koncentrują się na betonie konopnym zwanym hempcrete. W tym kompozycie paździerze konopne są używane jako zamiennik zwykłych kruszyw mineralnych w ilosci 70-80% całego kompozytu, wraz ze spoiwem

(głównie wapnem). Prekursorem zastosowania betonu konopnego na początku lat 90-tych ubiegłego wieku była Francja, która stała się głównym producentem i transformatorem technologii betonu konopnego w Unii Europejskiej. Beton konopny zaczął być stosowany jako wypełnienie izolacyjne w ścianach, jako płyty do izolacji podłóg i fundamentów oraz do wykonywania tynków [34, 35]. Paździerze konopne wykorzystywane w połączeniu ze spoiwem wapiennym i wodą stanowią świetne wypełnienie ścian jako naturalny materiał izolacyjny o średniej gęstości i współczynniku przewodności cieplnej λ poniżej 0,1W/m×K [36]. Oprócz wysokiej izolacyjności termicznej oraz akustycznej [37, 38] beton konopny ma podstawową wadę, niską wytrzymałość mechaniczną. Wytrzymałość na ściskanie betonów konopnych przy wysokim udziale paździerzy konopnych (średnio 80% objętości betonu) nie przekracza zwykle 1 MPa. Jednym z rozwiązań jest zastosowanie bardziej mocnego spoiwa, jakim jest np. cement oraz zwiększenie ilości spoiwa [39]. W celu osiągnięcia przez beton konopny wytrzymałości porównywalnej do cegły ceramicznej należy użyć w trakcie formowania elementów prasy wysokociśnieniowej [40].

Beton konopny jest materiałem naturalnym, ekologicznym, bo po zakończeniu użytkowania w pełni podlega recyklingowi. W stosunku do innych wyrobów budowlanych potrzebuje znacznie mniej energii na jego produkcję, dlatego beton konopny jest materiałem nisko przetworzonym. W Polsce wykonuje się całe domy w szkielecie drewnianym z wykorzystaniem betonu konopnego. Przykładem najnowszych polskich rozwiązań w tym zakresie mogą być modułowe domy kopułowe o szkielecie drewnianym i wypełnieniu z betonu konopnego (rys. 11) [41]. Na rys. 12 pokazano gotowy budynek o powierzchni zabudowy nie przekraczającej 35 m².

Rys. 11. Warstwy budynku kopułowego [41]

Rys. 12. Dom kopułowy o powierzchni zabudowy 35 m² [41]

5. Podsumowanie

Odpady rolnicze wykazują obecnie ogromny potencjał do zastosowania w betonach i zaprawach cementowych. Z punktu widzenia sposobów zastosowania/utylizacji odpadów rolniczych w betonie można je podzielić na wymianę cementu, wymianę kruszywa i wzmocnienie matrycy cementowej włóknami roślinnymi. Z ekonomicznego punktu widzenia odpady rolnicze mogą przynieść wyjątkowo niskie koszty produkcji betonu. Odpady rolnicze mają wielką wartość w rozwoju betonu przyjaznego dla środowiska. Pełne wykorzystanie tych zasobów odpadowych może nie tylko zmniejszyć presję na środowisko spowodowaną akumulacją i spalaniem odpadów, ale także zapobiec wyczerpywaniu się zasobów naturalnych i niedoborom spowodowanym nadmiernym wydobyciem kruszywa, a także ekologicznemu zanieczyszczeniu środowiska spowodowanemu emisją dwutlenku węgla. W przyszłości coraz więcej odpadów rolniczych będzie ponownie wykorzystywanych w produkcji materiałów budowlanych, co jest świetlaną perspektywą zrównoważonego rozwoju.

Literatura

[1] Uratani JM, Griffiths S. A forward looking perspective on the cement and concrete industry: Implications of growth and development in the Global South. Energy Research & Social Science 2023, Vol. 97, 102972.

[2] Izumi Y. et al., Calculation of greenhouse gas emissions for a carbon recycling system using mineral carbon capture and utilization technology in the cement industry. Journal of Cleaner Production 2021, Vol. 312, 127618.

[3] Wu T. et al.Deciphering the CO2 emissions and emission intensity of cement sector in China through decomposition analysis Journal of Cleaner Production 2022, Vol. 352, 131627.
[4] Technology Roadmap: Low-Carbon Transition in the Cement Industry. IEA, 2018. https://www.iea.org/reports/technology-roadmap-low-carbon-transition-in-the-ce ment-industry (08.05.2023).
[5] Nawaz M. et al., Geopolymers in construction - recent developments. Construction and Building Materials.2020, Vol. 260, 120472.
[6] Hou P. et al. Mechanisms Dominating Thixotropy in limestone Calcined Clay Cement (LC3). 2020 Cement Concrete Research 2020. Vol. 140, 106316.
[7] Salmabanu, L., Ta-Wui, C., and Ismail, L. Incorporation of Natural Waste From Agricultural and Aquacultural Farming as Supplementary Materials With Green Concrete: a Review. Composites B 2019, Vol. 175, 107076.
[8] Wang w. et al. Agricultural and Aquaculture Wastes as Concrete Components: An Review. Frontiers in Materials. 2021, Vol. 8, str. 1-20.
[9] Zhou X. et al. Engineering Properties of Treated Natural Hemp Fiber-Reinforced Concrete. Front. Built Environ., 2017, vol. 17. 13 June 2017.
[10] Tunje C, Onchiri R, Thuo J. Concrete Microstructure Study on the Effect of Sisal Fiber Addition on Sugarcane Bagasse Ash Concrete. Open Civil Engineering Journal 2021. Vol. 15. 320-329.
[11] Zhang L, Hu Y. Novel lignocellulosic hybrid particleboard composites made from rice straws and coir fibers. Materials and Design 2014,Vol. 55, 19-26.
[12] Ramakrishna, G., and Sundararajan, T. Studies on the Durability of Natural Fibres and the Effect of Corroded Fibres on the Strength of Mortar. Cement and Concrete Composites 2005, Vol. 27, 575–582.
[13] Merta, I., and Tschegg, E. K. Fracture Energy of Natural Fibre Reinforced Concrete. Construction Building Materials 2013, Vol. 40, 991–997.
[14] Kriker, A., Bali, A., Debicki, G., Bouziane, M., and Chabannet, M. Durability of Date Palm Fibres and Their Use as Reinforcement in Hot Dry Climates. Cement and Concrete Composites 2008, Vol. 30, 639–648.
[15] Wang, D. Study on the Production of Aerated Blocks With High Split Pressure Ratio and Low Shrinkage Value From Waste Hemp. New Building Materials 2013,
[16] Bao, H. M., Meng, H. Q.. Experimental Study on Mechanical Properties of Sisal Fiber Concrete. Concrete 2011, Vol. . 3, 63–66.
[17] Li, Y., Mai, Y.-W., and Ye, L. Sisal Fibre and its Composites: a Review of Recent Developments. Composites Sci. Technology 2000, Vol. 60 (11), 2037–2055.
[18] Benmansour, N., Agoudjil, B., Gherabli, A., Kareche, A., and Boudenne, A. . Thermal and Mechanical Performance of Natural Mortar Reinforced With Date palm Fibers for Use as Insulating Materials in Building. Energy and Buildings.2014. Vol. 81, 98–104.
[19] Xie, X.. et al. Cellulosic Fibers From Rice Straw and Bamboo Used as Reinforcement of Cement-Based Composites for Remarkably Improving Mechanical Properties. Composites Part B: Eng. 2015, Vol. 78, 153–161.
[20] Siddique, R. Utilization of Wood Ash in Concrete Manufacturing. Resour. Conservation Recycling 2012. Vol. 67, 27–33.
[21] Ramos, T., Matos, A. M., and Sousa-Coutinho, J. Mortar With Wood Waste
Ash: Mechanical Strength Carbonation Resistance and Asr Expansion. Construction Building Mater. 2013, Vol. 49, 343–351.
[22] Carević, I., Štirmer, N., Serdar, M., and Ukrainczyk, N. Effect of Wood Biomass Ash Storage on the Properties of Cement Composites. Materials 2021, Vol. 14, 1632.
[23] Ukrainczyk, N., Vrbos, N., and Koenders, A, B. Reuse of Woody Biomass Ash Waste in Cementitious Materials. Chem.Biochem.Eng.Q. 2016, Vol. 30 (2), 137–148.
[24] Prusty, J.; Patro, S.; Basarkar, S. Concrete using agro-waste as fine aggregate for sustainable built environment—A review. Int. J. Sustain. Built Environ. 2016, Vol. 5, 312–333.
[25] Rao, M.; Prabath, N. Green Concrete using Agro Industrial Waste (Sugarcane Bagasse ASH). Int. J. Soft Comput. Eng. (IJSCE) 2015, 5, 86–92.
[26] Al-Akhras, N. M., and Abdulwahid, M. Y. Utilisation of Olive Waste Ash in Mortar Mixes. Struct. Concrete. 2010, Vol.11 (4), 221–228.
[27] Cuenca, J. et al.. Effects of Olive Residue Biomass Fly Ash as Filler in Self-Compacting Concrete. Construction and Building Materials 2013, Vol. 40, 702–709.
[28] Cordeiro, G. C., and Sales, C. P. Pozzolanic Activity of Elephant Grass Ash and its Influence on the Mechanical Properties of concrete. Cement and Concrete Composites 2015, Vol. 55, 331–336.
[29] Merta, I., and Tschegg, E. K. Fracture Energy of Natural Fibre Reinforced Concrete. Construction Building Materials 2013, Vol. 40, 991–997.
[30] Shagif P. et al. Agricultural wastes as aggregate in concrete mixtures – A review. Construction and

Building Materials 2014, Vol. 53, 110–117.
[31] Idowu H. et al. Mix design and rheological properties of self-compacting coconut shell aggregate concrete. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences 2018, Vol. 13, 1465-1475.
[32] Olanipekim, E. A., Olusola, K. O., and Ata, O. A Comparative Study of Concrete Properties Using Coconut Shell and Palm Kernel Shell as Coarse Aggregates. Building Environ. 2006, Vol. 41 (3), 297–301.
[33] Teo DCL, Mannan MA, Kurian VJ. Structural concrete using oil palm shell (OPS) as lightweight aggregate. Turkish J Eng Environ Sci 2006, Vol. 30, 251–7.
[34] Kosiński P. et al. Thermal Properties of Hemp Shives Used as Insulation Material in Construction Indus. Energies. 2022, Vol. 15, 2461.
[35] Latif E, Lawrence M, Shea A, Walker P. Moisture buffer potential of experimental wall assemblies incorporating formulated hemp-lime. Build. Environ. 2015; Vol. 93, part 1, 199-209.
[36] Elfordy S, Lucas F, Tancret F, Scudeller Y. Goudet L. Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete ("hempcrete") manufactured by a projection process. Constr Build Mater. 2008; Vol. 22, 2116–2123.
[37] Glé P, Gourdon E, Arnaud L. Acoustical properties of materials made of vegetable particles with several scales of porosity. Appl. Acoust. 2011; Vol. 72, 249-259.
[38] Brzyski P, Gładecki M, Rumińska M, Pietrak K, Kubiś M, Łapka P. Influence of Hemp Shives Size on Hygro-Thermal and Mechanical Properties of a Hemp-Lime Composite. Materials. 2020;Vol. 13 (23), 5383.
[39] Horszczaruk E., Rychtowski P., Łukowski P. Właściwości mechaniczne i struktura betonów konopnych w warunkach oddziaływania wysokiej temperatury. Materiały Budowlane 2023, nr 5.
[40] Tronet P, Lecompte T, Picandet V, Baley C. Study of lime hemp concrete (LHC) - Mix design, casting process and mechanical behaviour. Cement and Concrete Composites 2016; Vol. 67, 60–72.
[41] https://www.domir.com.pl/wp-content/uploads/2023/01/Katalog-DOMIR.pdf (08.03.2023)

Józef Jasiczak
Cyprian Woźniak
Mahmoud Hsino

Wpływ dodatku materiałów PCM na cechy mechaniczne betonu w konstrukcjach

THE INFLUENCE OF THE ADDITION OF PCM MATERIALS ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE IN STRUCTURES

Streszczenie

Zmiany klimatu stały się faktem powszechnie dostrzeganym , stąd niezbędnym okazało się poszukiwanie i wdrażanie do praktyki budowlanej rozwiązań, dzięki którym możliwe byłoby zminimalizowanie negatywnych skutków globalnego ocieplenia. Jednym z przykładów takiego rozwiązania może być szersze używanie materiałów zmiennofazowych.

Materiały zmiennofazowe dzięki swoim korzystnym właściwościom termicznym mogą w dużym stopniu zagwarantować stabilność termiczną budynków i budowli. Ich zastosowanie pozwala na redukcję maksymalnej temperatury wewnętrznej budynków w czasie upałów oraz przesunięcie jej występowania w czasie o nawet kilka godzin w stronę pory dnia o obniżonej temperaturze zewnętrznej otoczenia (dzień /noc). To z kolei pozwala na zmniejszenie zużycia energii przeznaczonej na chłodzenie lub ogrzewanie budynków ,co bezpośrednio przekłada się na oszczędność energii, a co za tym idzie i na ilość wydzielanych do atmosfery gazów cieplarnianych.

W celu aplikacji materiałów zmiennofazowych do betonowych elementów konstrukcyjnych obiektów, koniecznie jest określenie parametrów mechanicznych i trwałościowych betonu z dodatkiem tych materiałów.

W ramach pracy przeprowadzone zostały badania betonu z dodatkiem PCM w aspekcie możliwości ich zastosowania do „ pielęgnacji termicznej ” betonu układanego w elementach infrastruktury komunikacyjnej w warunkach suchego i gorącego klimatu uzyskując efekt obniżenia piku termicznego mieszanki betonowej i jego przesunięcie o kilka godzin w czasie , co pozwoliło na lepsze procesy twardnienia betonu w takich warunkach i ograniczenie możliwości pojawienia się rys skurczowych. Z badanych płyt z dodatkiem PCM i bez tego dodatku pobrano próbki rdzeniowe i określono wytrzymałość betonu na

prof. dr hab. inż. Józef Jasiczak – Politechnika Poznańska
Cyprian Woźniak – Politechnika Poznańska
dr inż. Mahmoud Hsino – Akademia Nauk Stosowanych im. S. Staszica w Pile

ściskanie. Wykonano także test ścieralności betonu na tarczy Boehmego w celu określenia zwiększonej porowatości betonu na tę cechę , istotną w obiektach komunikacyjnych.

Przeprowadzono także pilotażowe badania zależności cech mechanicznych betonu (ściskanie, zginanie) w dwóch temperaturach otoczenia: ± 20 °C i przekraczającej temperaturę przemiany fazowej PCM (w badaniach przyjęto 45 °C) by wyjaśnić, czy przemiana fazowa tych materiałów: ciało stałe – ciecz istotnie wpłynie na cechy mechaniczne betonu.

We wnioskach sformułowano podstawowe zalecenie odnośnie trwałości betonu zawierającego materiały zmiennofazowe i podano informacje ważne dla projektantów konstrukcji.

Abstract

Climate change has become a widely recognized fact, therefore it has become necessary to search for and implement solutions in construction practice that would minimize the negative effects of global warming. One example of such a solution may be the wider use of phase change materials. Phase change materials thanks to their beneficial properties can largely guarantee the thermal stability of buildings and structures. Their use allows to reduce the maximum internal temperature of buildings and shift its occurrence in time by even several hours towards the time of day with a reduced external temperature of the environment (day / night). This, in turn, allows you to reduce the consumption of energy for cooling or heating buildings, which directly translates into energy savings, and thus the amount of greenhouse gases released into the atmosphere.

In order to apply phase change materials to concrete structural elements of objects, it is necessary to determine the mechanical and durability parameters of concrete with the addition of these materials.

As part of the work, tests were carried out on concrete with the addition of PCM in terms of the possibility of their use for „thermal care" of concrete laid in elements of transport infrastructure in dry and hot climate conditions, obtaining the effect of lowering the thermal peak of the concrete mix and shifting it by several hours in time, which allowed for better concrete hardening processes in such conditions and reducing the possibility of shrinkage cracks.

Core samples were taken from the tested boards with and without the addition of PCM and the compressive strength of the concrete was determined. The concrete abrasion test on the Boehme shield was also carried out in order to determine the increased porosity of concrete for this feature, which is important in communication facilities.

A pilot study was also carried out on the dependence of the mechanical properties of concrete (compression, stretching during bending) at two ambient temperatures: ± 20 °C and exceeding the PCM phase transition temperature (accepted in the research 45 °C) to clarify whether the phase transition of these materials: solid - liquid significantly affect the mechanical properties of concrete.

The conclusions formulate a basic recommendation regarding the durability of concrete containing phase change materials and provide important information for structural designers.

1. Kierunki zastosowań materiałów zmiennofazowych w budownictwie

Badania materiałów zmiennofazowych rozpoczęto w latach 40. XX wieku ze względu na ich zdolność do przechowywania utajonej energii. Na tle innych materiałów zdolność ta kształtuje się niezwykle korzystnie.

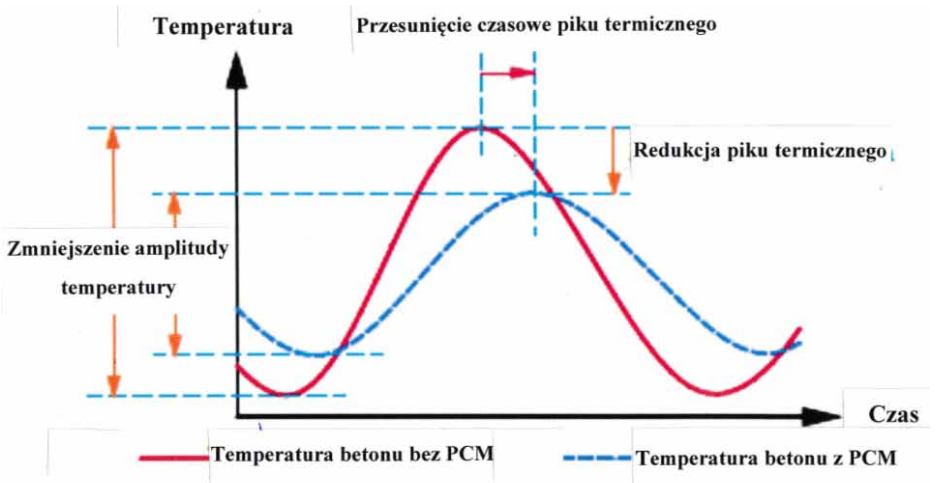
Rys. 1.1. Akumulacja ciepła przez różne materiały. Opracowanie na podstawie [1]

Dzięki swoim właściwościom znalazły zastosowania w poszczególnych dziedzinach nauki i techniki tj. w budownictwie, transporcie, przemyśle rolno-spożywczym, przemyśle samochodowym, chemicznym, medycynie czy w przemyśle tekstylnym. Intensyfikacja badań nad PCM miała miejsce w ostatniej dekadzie zeszłego wieku i trwa do dziś. Motorem tych badań były poszukiwania rozwiązań technologicznych redukujących zużycie energii w różnych sektorach przemysłu m.in. w budownictwie, gdzie ten sektor zużywa najwięcej energii ogólnej [2]. Pierwsze próby zastosowania materiałów PCM do zwiększenia pojemności cieplnej budynków były przeprowadzone już w latach sześćdziesiątych XX wieku. Podstawową zaletą przegród z dodatkiem PCM jest możliwość akumulacji energii cieplnej po przekroczeniu przez otoczenie zewnętrzne tzw. temperatury przemiany fazowej materiału PCM – następuje wówczas okresowa akumulacja ciepła i przesuniecie piku termicznego o kilka godzin . Jeśli otoczenie ulegnie schłodzeniu (ciepły dzień , chłodna noc) zakumulowane ciepło oddane zostanie do pomieszczenia i tym samym złagodzi skutki ochłodzenia (rys. 2).

Od tego czasu badano różne technologie łączenia materiałów zmiennofazowych z materiałami budowlanymi.

Najważniejsze z nich to:

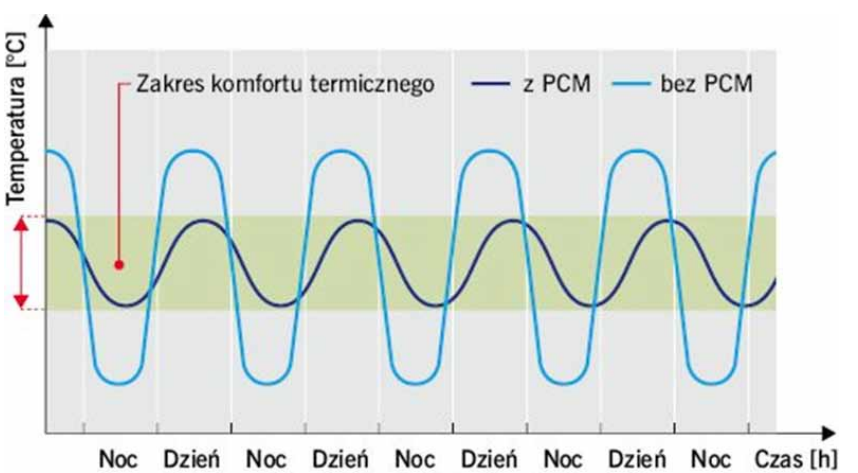
– bezpośrednie mieszanie surowego materiału PCM z cementem lub gipsem w procesie produkcyjnym ,
– nasycenie porowatych elementów budowlanych (cegieł, bloczków betonowych, granulatu mineralnego) przez ich zanurzenie w stopionym materiale PCM ,
– kapsułkowanie materiału PCM – wytwarzanie mikrogranulatu PCM, tzn. kuleczek średnicy od kilku do kilkuset mikrometrów, które otoczone są warstwą polimerową; taki granulat jest mieszany z cementem lub gipsem w procesie produkcji;
– wytwarzanie zasobników z materiałem PCM o wymiarach od kilkunastu do kilkudziesięciu mm (kulki lub walce polimerowe wypełnione PCM, elastyczne maty z wgłębieniami wypełnionymi PCM) i umieszczanie ich w wolnych przestrzeniach elementów budowlanych, takich jak pustaki, cegły, jak również między przewodami elektrycznymi lub rurkami ogrzewania podłogowego;
– wytwarzanie specjalnych, stabilnych struktur kompozytowych z dużą zawartością PCM (do 80%),
– wytwarzanie płyt laminowanych (najczęściej z wełny mineralnej) z cienką, wewnętrzną warstwą materiału PCM.



Rys. 1.2. Idea działania materiałów zmiennofazowych umieszczonych w betonie

Interesującą technologią wydaje się ta, w której materiał zmiennofazowy ma postać kapsułek o mikrometrowych wymiarach. Mikrogranulat jest obecnie wykonywany tylko z wykorzystaniem organicznych materiałów PCM, głównie parafin.

Przykładem zastosowań materiałów zmiennofazowych są działania opisane w pracy [3], polegające na zwiększeniu wymiarów okien tak, aby do środka budynku dochodziło więcej światła słonecznego, które jest zdrowsze dla osób przybywających w danym pomieszczeniu i jednocześnie zmniejsza koszt za oświetlenia. Materiały PCM miały za zadanie utrzymać pomieszczenia w pożądanym przedziale temperatur, jak to zaznaczono na rys.1.3.



Rys.1.3. Zakres komfortu termicznego dla przegród bez dodatku i z dodatkiem PCM [3]

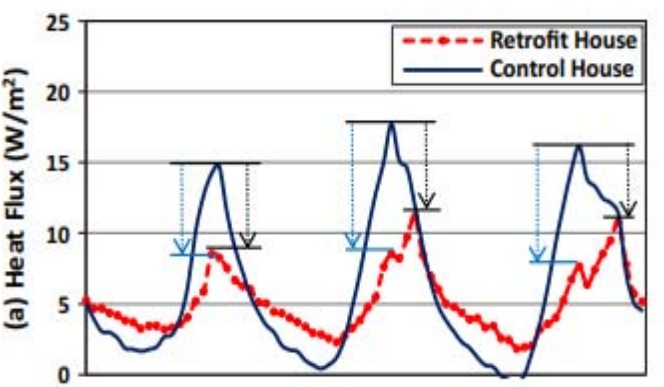
Podobne zastosowanie PCM w celu zagwarantowania komfortu cieplnego miało miejsce w Szczecinie w restauracji Secesja Cafe . Zaprojektowano pomieszczenie wyko-

rzystujące technologię materiałów zmiennofazowych PCM. Dokonano bilansu energetycznego uwzględniając energię wprowadzaną do danego pomieszczenia oraz energię, którą okresowo należy zakumulować, w celu utrzymania odpowiedniego komfortu mieszkalnego, definiowanego poprzez temperaturę pomieszczenia na poziome 22-24°C.

Inny przykład zastosowań PCM w budynkach , cytowany często w literaturze[4], pochodzi z Uniwersytetu Kansas, USA. Zastosowano dwa identyczne, niewielkie domki – kontrolny i retrofitowy (doposażony w PCM) – jak pokazano na rys. 4a. Zarówno południową, jak i wschodnią ścianę domu wyposażono w maty z PCM. Ściany obu segmentów składają się ze sklejki o grubości 9,5 mm, słupków o przekroju 50x100 mm oraz płyt ściennych o grubości 9,5 mm. W ścianach ułożono także pięć warstw płyty izolacyjnej o oporze cieplnym 0,53Wm^2/K. Temperaturę mierzono termoparami typu T. Ponadto na ścianach wewnętrznych zainstalowano mierniki pomiaru strumieni ciepła [4]. Wyniki eksperymentu są przewidywalne. Jest to spadek, dzięki zastosowaniu paneli PCM , strumienia ciepła i redukcja ekstremów temperaturowych (rys.4b). Dokładne wartości zależą od lokalizacji, ale w sumie redukcje na ścianie południowej były bardziej znaczące. Szczytowa redukcja strumienia ciepła na ścianie południowej wyniosła 51,3%, a na ścianie zachodniej 29,7%. Kolejną ważną obserwacją jest to, że maksymalne opóźnienia czasowe szczytowego strumienia ciepła dla ściany południowej i zachodniej wyniosły odpowiednio 6,3h i 2,3h.

a)

b)



Rys.1. 4. Ściany zewnętrzne budynku doposażone w warstwy z materiałami PCM: a) widok badanych domków, b) zmiany cieplne w domku bazowym i doposażonym [4]

2. Opis przeprowadzonego eksperymentu laboratoryjnego

W rozprawie doktorskiej M. Hsino [5] dotyczącej wykorzystania materiałów zmiennofazowych do „pielęgnacji betonów" układanych w warunkach suchych i gorących przetestowano PCM różnych producentów , wytwarzanych zarówno w postaci kapsułek jak i płynu.

W przykładowo wybranym eksperymencie laboratoryjnym – dla ilustracji działania materiałów zmiennofazowych – pokazano efekty zastosowania dwóch rodzajów PCM o różnych temperaturach przemiany fazowej. Pierwszy z nich w kapsułkach jest zaprogramowany w taki sposób, aby pochłaniał ciepło, kiedy temperatura mieszanki przekroczy 23°C oraz uwalniania energię cieplną, kiedy temperatura schodzi poniżej 26°C. Drugi cechuje się tym, że jest w płynie, a temperatura przemiany fazowej wynosi od 31°C do 34°C. Rozpoczyna on absorpcję ciepła w momencie kiedy temperatura przekroczy 31°C, a oddaje ciepło do otoczenia kiedy temperatura schodzi poniżej 34°C. Dotyczy to sytuacji betonowania w warunkach suchych i gorących, gdy temperatura betonu może przekroczyć 32 °C [6].

Przyjęte receptury mieszanek betonowych klasy C30/37, konsystencja S4 przedstawiono w tabelach 2.1 i 2.2. W ramach przeprowadzonego eksperymentu wykonano trzy płyty (próbki) o wymiarach 50x50x20 cm. W tym eksperymencie zastosowano hybrydowe rozwiązanie dozowania materiałów zmiennofazowych.

Dla przeprowadzenia eksperymentu zostało wykonane nowoczesne stanowisko badawcze, w którym można przeprowadzić eksperymenty w zbliżonych warunkach klimatycznych do warunków panujących w krajach gorącego i suchego klimatu.

Tabela 2.1. Receptura betonu dla płyty nr 1 $^{\text{bez PCM}}$

Nazwa materiału	Źródło zaopatrzenia	Ilość na 1 m^3 betonu, kg	Gęstość , kg/m^3
CEM II B-V 42,5N	Warta	345	3100
Piasek zwykły 0/2	Dąbrowa	900	2650
Żwir 2/8	Dąbrowa	450	2650
Żwir 8/16	Dąbrowa	450	2650
Plastiment BV	SIKA	2,06	1150
Woda	Wodociągowa	2,07	1000

Tabela 2.2. Receptura dla płyt nr 2 $^{\text{PCM}}$ i 3$^{\text{PCM}}$

Nazwa materiału	Źródło zaopatrzenia	Ilość na 1 m^3 betonu, kg	Gęstość, kg/m^3
CEM II B-V 42,5N	Warta	345	3100
Piasek zwykły 0/2	Dąbrowa	900	2650
Żwir 2/8	Dąbrowa	450	2650
Żwir 8/16	Dąbrowa	450	2650
Plastiment BV	SIKA	2,06	1150
Woda	Wodociągowa	207	1000
PCM - kapsułkowane	BASF	36	300-400
PCM- w płynie	Rubithern	10,35	770-880

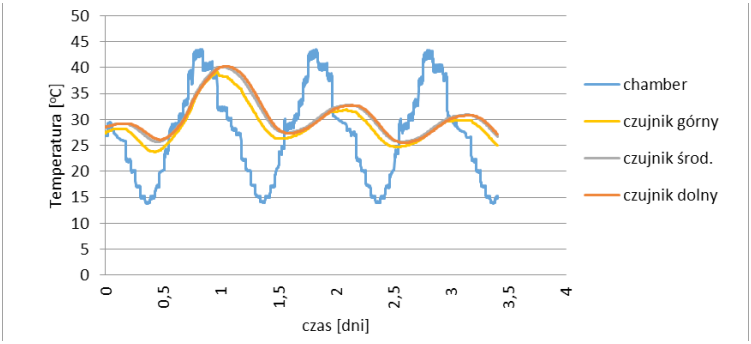
Zastosowany układ sterujący temperaturą i wilgotnością względną w komorze klimatycznej (nawilżacz, nagrzewnica, chłodnica, nagrzewnica wtórna) pozwala wymusić zadany, cykliczny , zmienny dobowy przebieg temperatury (linia niebieska na rys. 2.2 i 2.3). Na rysunku nr 2.1. pokazano widok trzech płyt umieszczonych w komorze klimatycznej oraz widok komory z zewnętrz wraz z rejestratorem temperatur. Oczekuje się , że nadmiar ciepła powstałego w mieszance betonowej w wyniku hydratacji oraz ciepło z otoczenia, podczas początkowego okresu dojrzewania młodego betonu będzie pochłonięte w trakcie procesu topnienia materiału zmiennofazowego. Natomiast pochłonięte ciepło będzie uwalniane, kiedy temperatura otoczenia schodzi poniżej temperatury przemiany fazowej PCM, czyli podczas krzepnięcia PCM. W ten sposób mikrokapsułki regulują temperaturę mieszanki betonowej, ujednolicając temperaturę dojrzewającego betonu oraz powodując redukcję piku termicznego i jego przesunięcie w czasie, jak również umożliwienie przekroczenia bariery technologicznej związanej z szybką hydratacją cementu podczas betonowania w suchym i gorącym klimacie. Dla analizy tego zjawiska przyjęto cykliczne cykle dobowe wahań temperatury (na przykładzie klimatu w Syrii - przedział od 13,6 °C – noc do + 43,6 °C - dzień) i rejestrowano temperatury odpowiedzi trzech rodzajów próbek). Wyniki pomiarów przedstawiono na rys. 2.2, 2.3, 2.4.

Rys. 2.1. Widok płyt i komory klimatycznej (źródło: własne)

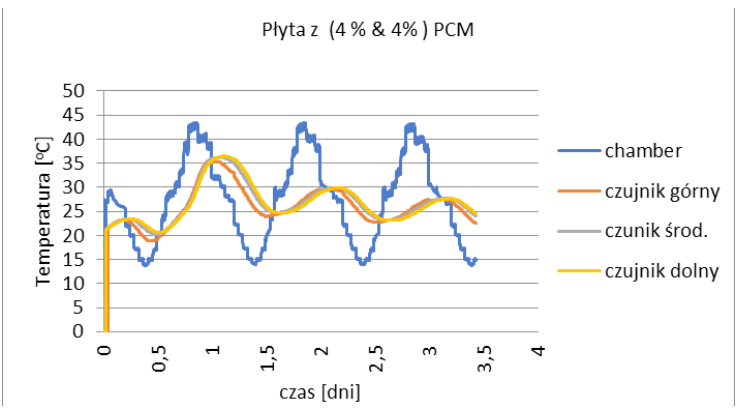
Na rysunku nr 2.2 przedstawiono przebieg temperatury w płycie bez PCM-u . Analizując pierwszy wykres można zauważyć, że przez ponad 15 godzin temperatura mieszanki jest zbliżona do zadanej w komorze klimatycznej po czym wyrównuje się z temperaturą komory i przybliża się do temperatury komory.

Kolejny rysunek dotyczy przebiegu temperatury w płytach 2 i 3 wzbogaconych o dodatek PCM pozostawionych w tej samej komorze , o takich samych warunkach klimatycznych. Widoczne jest przesunięcie fazowe w czasie i obniżenie piku termicznego, co wpływa korzystnie na warunki do dojrzewania betonu.

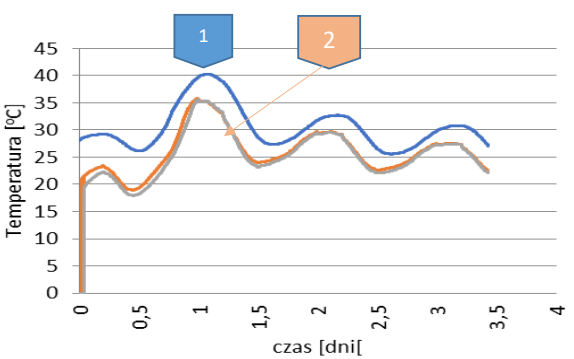
Należy zwrócić uwagę na fakt, że krzywa przebiegu temperatury (płyta druga i trzecia) szybko schodzi w dół po osiągnięciu maksimum, co świadczy o tym, że materiały PCM szybko oddają absorbowane ciepło do otoczenia – ta cecha jest bardzo ważna dla trwałości konstrukcji nie tylko dla wykonanej konstrukcji w gorącym klimacie, ale również dla konstrukcji wznoszonej w polskim klimacie np. konstrukcja masywna.



Rys. 2.2 Przebieg temperatur betonu w płycie wzorcowej , bez PCM



Rys. 2.3 Przebieg temperatur batonu w płycie nr 2 z dodatkiem PCM



Rys. 2.4. Porównanie przebiegu temperatur w płycie bez dodatku (1) i dodatkiem PCM(2)

Rysunek 2.4. przedstawia porównanie przebiegu temperatury w środku trzech płyt. Widać różnicę temperatur ponad 5°C pomiędzy płytą bez PCM a płytami z dodatkiem dwóch PCM. Widoczne jest także przesunięcie czasowe procesu narastania temperatury w płycie z akumulującymi ciepło materiałami zmiennofazowymi. Potwierdza to skutecz-

ność stosowania takich materiałów w wykonywanych elementach w rejonach działania gorącego klimatu.

3. Wytrzymałość na ściskanie i cechy trwałościowe betonu z dodatkiem PCM dla zastosowań konstrukcyjnych

3.1. Cechy wytrzymałościowe i trwałościowe betonu z eksperymentu opisanego w rozdziale 2

Cytowana literatura techniczna wskazuje, że ilość dodawanego do betonu PCM jest różna . Autorzy niniejszego artykułu analizują możliwości dozowania tego dodatku do betonów konstrukcyjnych , o wymaganych dobrych cechach trwałościowych, z możliwością zastosowań w infrastrukturze komunikacyjnej. W opisanym w pracach [5,6] przypadku dozowano PCM do 10% w stosunku do masy cementu uzyskując obniżenie temperatury świeżego betonu o 8 °C i przesuwając pik termiczny o około 15 godzin. Pobrane z trzech płyt próbki rdzeniowe Ř150 mm wykazały jednak 26,5 % spadek wytrzymałości w stosunku do próbek bez dodatku. Wyniki oceny zestawiono w tabeli 3.1.

Tabela 3.1. Wytrzymałość na ściskanie próbek rdzeniowych bez i z dodatkiem PCM

Lp.	Wysokość [mm]	Średnica [mm]	Powierz--chnia [mm^2]	Masa [kg]	Gęstość [kg/m^3]	Tempo przyrostu siły [MPa/s]	Wytrzymałość [MPa]
1	147,1	143,5	16173,1	5,154	2166	0,600	36,06
2	147,1	143,5	16173,1	5,131	2157	0,600	39,78
3	147,1	143,5	16173,1	5,137	2159	0,600	33,33
4	147,1	143,5	16173,1	5,143	2162	0,600	38,02
Bez PCM							**36,8**
Lp.	Wysokość [mm]	Średnica [mm]	Powierz--chnia [mm^2]	Masa [kg]	Gęstość [kg/m^3]	Tempo przyrostu siły [MPa/s]	Wytrzymałość [MPa]
1	146,1	143,5	16173,1	4,896	2072	0,600	27,98
2	146,1	143,5	16173,1	4,896	2072	0,600	26,94
3	146,1	143,5	16173,1	4,877	2064	0,600	27,43
4	146,1	143,5	16173,1	4,948	2094	0,600	23,51
Z dodatkiem PCM							**26,5**
Lp.	Wysokość [mm]	Średnica [mm]	Powierz--chnia [mm^2]	Masa [kg]	Gęstość [kg/m^3]	Tempo przyrostusiły [MPa/s]	Wytrzymałość MPa
1	146,1	143,5	16173,1	4,937	2089	0,600	26,13
2	146,1	143,5	16173,1	4,959	2099	0,600	28,14
3	146,1	143,5	16173,1	4,927	2085	0,600	27,35
4	146,1	143,5	16173,1	4,988	2111	0,600	29,01
Z dodatkiem PCM							**27,7**

Analizując możliwości zastosowań dodatku PCM do nawierzchni betonowych (drogi, place, posadzki z betonu cementowego na gruncie) wykonano także badania podatności na ścieranie takich betonów. Zastosowano normową procedurę badań na tarczy Boehmego wg zasad określonych w normie PN-EN 14157:2005-12P "Kamień naturalny - Oznaczanie odporności na ścieranie". Wyniki badań dla kamienia naturalnego, betonu zwykłego i z różna ilością dodatku PCM zestawiono w tabeli 3.2

Tabela 3.2. Wyniki badań ścieralności dla kamienia naturalnego, betonu zwykłego i z różną ilością dodatku PCM

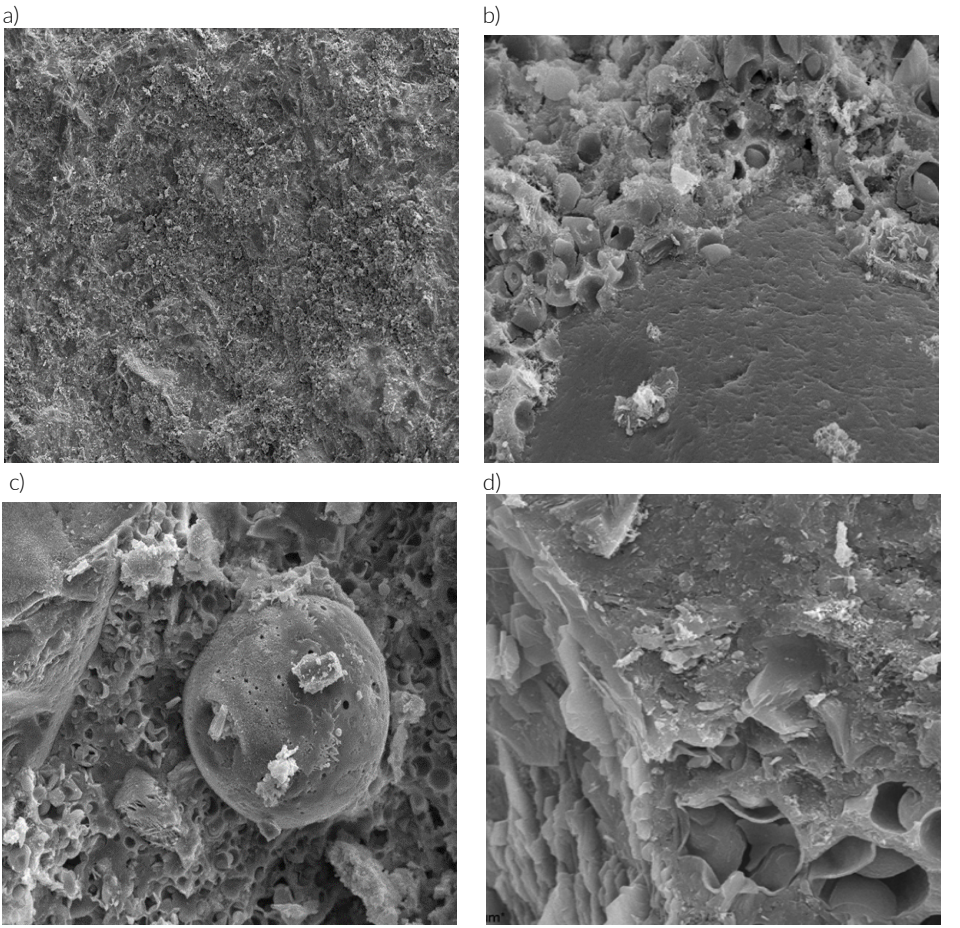
Bez PCM	Wysokość przed badaniem [mm]				Wysokość po badaniu [mm]				Strata wysokości [mm]				Średnia Δh [mm]
	H_A	H_B	H_C	H_D	H_A	H_B	H_C	H_D	Δh_A	Δh_B	Δh_C	Δh_D	
Piaskowiec	70,6	70,9	70,5	70,5	69,9	70,2	69,4	69,9	0,62	0,63	1,02	0,58	**0,71**

Bez PCM	Wysokość przed badaniem [mm]				Wysokość po badaniu [mm]				Strata wysokości [mm]				Średnia Δh [mm]
	H_A	H_B	H_C	H_D	H_A	H_B	H_C	H_D	Δh_A	Δh_B	Δh_C	Δh_D	
Beton	70,6	70,6	70,4	70,8	69,5	69,6	69,5	69,5	1,06	1,02	0,9	1,31	**1,07**

Z PCM	Wysokość przed badaniem [mm]				Wysokość po badaniu [mm]				Strata wysokości [mm]				Średnia Δh [mm]
	H_A	H_B	H_C	H_D	H_A	H_B	H_C	H_D	Δh_A	Δh_B	Δh_C	Δh_D	
5% m.c.	71,6	71,6	71,6	71,6	69,0	68,8	68,9	68,8	2,6	2,8	2,7	2,8	**2,73**

Z PCM	Wysokość przed badaniem [mm]				Wysokość po badaniu [mm]				Strata wysokości [mm]				Średnia Δh [mm]
	H_A	H_B	H_C	H_D	H_A	H_B	H_C	H_D	Δh_A	Δh_B	Δh_C	Δh_D	
10% m.c.	71,8	71,6	71,7	71,7	67,1	67,6	67,4	66,9	4,1	4,0	4,3	4,8	**4,30**

Przyjmując normowe przedziały ubytków wysokości materiałów po procesie ścierania:
– Δ h = 2,5 - 5,0 – mała klasa ścieralności ,
– Δ h < 2,5 mm – bardzo mała klasa ścieralności
można stwierdzić, że dodanie do betonu 5 – 10 % dodatku PCM w celach regulujących procesy wiązania powoduje, że można lokować taki beton w klasie o małej odporności na ścieranie , spełniając tym samym wymagania dla klasy ekspozycji XM1 **-** umiarkowane zagrożenie ścieraniem (posadzki i nawierzchnie eksploatowane przez pojazdy o ogumieniu pneumatycznym).



Rys.3.1. Mikrofotografie betonu uzyskane metodą skaningową dla różnych jednostek odniesienia : a) 100 μm b) 10 μm, c) 10 μm, d) 2 μm

Przyczyną obniżonych parametrów technicznych betonu z dodatkiem PCM jest jego zmieniona tekstura , szczególnie w obszarze stwardniałego zaczynu cementowego. Tekstura kamienia cementowego z natury rzeczy jest porowata , a dodanie materiału zmiennofazowego Micronal w postaci mikrokapsułek , których średnica mieści się w zakresie 50-300 μm kieruje pierwotną teksturę w stronę pęcherzykowatej , polegającej na tym, że powstałe pory są kuliste lub elipsoidalne, co jest widoczne na przełomach lub startych powierzchniach. Obrazy tekstury uzyskane metodą skaningową SEM , dla rożnych skal obrazu zamieszczono na rys..3.1.

3.2. Wstępne badania na ściskanie i zginanie betonów z dodatkiem PCM w temperaturze normalnej i po przekroczeniu temperatury przemany fazowej tego materiału

Cel badań obejmował wyznaczenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie zapraw cementowych z dodatkiem materiałów PCM i włókien z tworzyw sztucznych w dwóch temperaturach:

– normalnej ± 20 °C
– w temperaturze wyższej od temperatury przemiany fazowej PCM ±45 °C .

Próbę porównawczą stanowią dwie serie próbek 4x4x16 cm :

– seria BW , bez dodatku PCM i włókien, sporządzona według receptury normowej,
– seria ZW , bez dodatku PCM i z dodatkiem włókien polipropylenowych w ilości 5g/ zarób zaprawy.

Badanie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 196-1:2016-07. Pozostałe próbki zróżnicowano pod względem ilości i rodzaju materiałów PCM, a także obecności włókien polipropylenowych.

W badaniu wykorzystano dwa rodzaje materiałów zmiennofazowych:

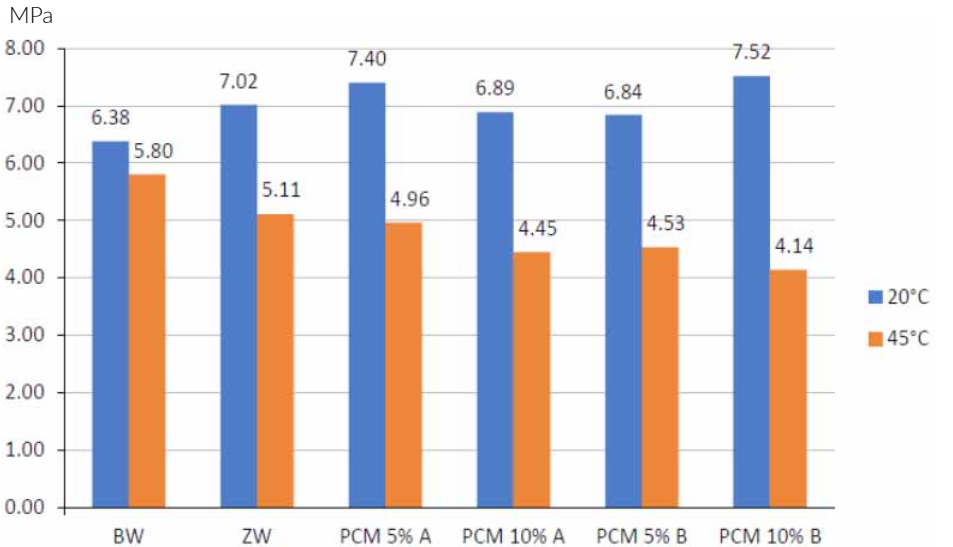
– Micronal DS 5001 X, który został roboczo oznaczony jako A,
– Micronal DS 5038, który został roboczo oznaczony jako B.

Receptury opisano w tabeli 3.3 a wyniki badan wytrzymałościowych na rys. 3.2 i 3.3.

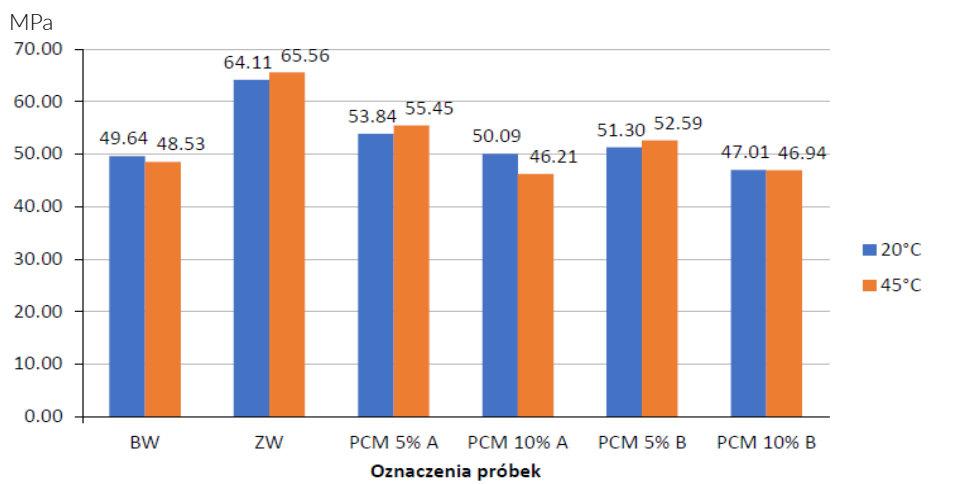
Materiały mają zbliżoną temperaturę przemiany fazowej (24 – 25 °C), ale różne średnice (odpowiednio 10-30μm i 50 do 300 μm).

Tabela 3.3. Receptury zapraw cementowych dla poszczególnych serii

Nr serii	Seria	Rodzaj PCM	Masa składników, g					Stosunek PCM /cement
			Cement	Woda	Kruszywo	PCM	Włókna	
1	BW	-	450,0	225,0	1350,0	0,0	0	-
2	ZW	-	450,0	225,0	1350,0	0,0	5,0	-
3	PCM 5% A	Micronal	450,0	225,0	1327,5	22,5	5,0	5%
4	PCM 10%A	Micronal	450,0	225,0	1305,0	45,0	5,0	10%
5	PCM 5% B	Micronal	450,0	225,0	1327,5	22,5	5,0	5%
6	PCM 10%B	Micronal	450,0	225,0	1305,0	45,0	5,0	10%



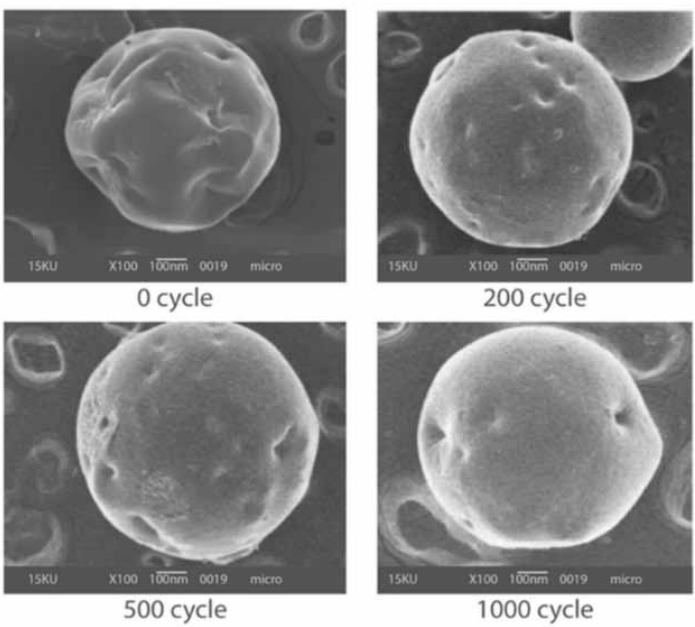
Rys.3.2. Porównanie wytrzymałości na zginanie 6 serii zapraw o różnym składzie, badanych w temperturach 20° C i 45 ° C. Widoczna tendencja do obniżania wytrzymałosci na zginanie betonu po przekroczeniu tempertury przemiany fazowej PCM



Rys.3.3. Porównanie wytrzymałości na ściskanie 6 serii zapraw o różnym składzie, badanych w temperturach 20° C i 45 ° C. Obniżona wytrzymałość na ściskanie przy wzroście ilosci materiału zmiennofaowego, brak wpływów temperaturowych

4. Wnioski

1. Opisane materiały zmiennofazowe dają interesującą możliwość regulacji procesów cieplnych zachodzących w przegrodach zewnętrznych budynków i budowli poddawanych ekstremalnym zmianowm temperatury na przestrzeni dnia i nocy w kierunku dochowania komfortu użytkowego dla człowieka XXI wieku. Akumulacja ciepła w kresie piku termicznego i jego oddawanie przy temperaturze poniżej przemiany fazowej PCM jest czynnością przebiegającą w sposób naturalny, wynikający z właściwosci tego materiału. Powstaje pytanie na ile wymienione właściwości są trwałe w czasie. Znane są badania, opisane w pracy [7] , efektywnego funkcjonowania mikrokapsuł wypełnionych parafiną w ciągu 1000 cykli przemian fazowych w ścianach.



Rys. 4.2 Widok mikrokapsuł po „n" cyklach przemiany fazowej [7]

2. Dodanie do betonu PCM w ilości około 10% m.c. obniża o kilkanaście procent wytrzymałość betonu na ściskanie i wyraźnie podwyższa (2 – 4 krotnie) jego podatność na ścieranie. Wyjaśnienia wymaga wytrzymałość betonu na zginanie w konstrukcjach z dodatkiem materiałów zmiennofazowych będących w drugim stanie przemiany fazowej (ciecz).

Litertura

[1] Kuznik, F.; Virgone, J.; Noel, J. Optimization of a phase change material wallboard for building use. *Appl. Therm. Eng.* **2008**, *28*, 1291–1298 https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2007.10.012
[2] Mayhoub, M.S. and Carter, D.J. (2011) ,The costs and benefits of using daylight guidance to light office buildings', Building and Environment , vol. 46, pp. 698-710.
[3] https://www.izolacje.com.pl/media/data/202101/zastosowania-materialow-pcm-2.jpg

[4] Kyoung Ok Lee, Mario A. Medina, Erik Raith, Xiaoqin Sun .,Assessing the integration of a thin phase change material (PCM) layer in a residential building wall for heat transfer reduction and management – September 2014
[5] Hsino, M., The Use of Phase-Change Materials for Concrete Care in Dry Tropical Climate. Doctoral Dissertation, Poznan, Poland. 2020, p. 184. (In Polish). Available online: https://sin.put.poznan.pl/files/download/33785 (accessed on 28 June 2022)
[6] Hsino M., Jankowiak T., Jasiczak J., Experimental and Numerical Analysis of the Concrete Maturation Process with Additive of Phase Change Materials. *Materials* 2022, 15, 4687. https://doi.org/10.3390/ma15134687
[7] Kurdi A.,Almoatham N., Mark Mirza , Ballweg T., and Alkahlan B., Potential Phase Change Materials in Building Wall Construction—A Review. Review. *Materials* 2021, *14*, 5328.https://doi.org/10.3390/ma14185328

Maciej Kalinowski
Karol Chilmon
Wioletta Jackiewicz-Rek
Beata Jaworska
Małgorzata Wojtkowska

Filtracja spływu powierzchniowego przez beton wodoprzepuszczalny – immobilizacja metali ciężkich

FILTRATION OF SURFACE RUNOFF THROUGH WATER-PERMEABLE CONCRETE - IMMOBILIZATION OF HEAVY METALS

Streszczenie

Beton wodoprzepuszczalny stanowi innowacyjne rozwiązanie materiałowe mogące służyć poprawie lokalnej retencji w aglomeracjach miejskich. Biorąc pod uwagę możliwe zanieczyszczenie spływów powierzchniowych, w ramach przeprowadzonych badań sprawdzono, czy beton wodoprzepuszczalny charakteryzuje się zdolnością do filtracji przygotowanych roztworów z zanieczyszczeń organicznych i nieorganicznych. W ramach prac opracowano dwuetapowy plan badawczy. W pierwszej części przeanalizowano skład spływów powierzchniowych w Warszawie w zakresie właściwości kluczowych ze względu na jakość wody odprowadzanej do gruntu rodzimego (zawiesina ogólna, wybrane metale ciężkie, substancje ropopochodne). Następnie, opracowano syntetyczny spływ powierzchniowy który filtrowano przez cylindryczne próbki betonu wodoprzepuszczalnego o różnych współczynnikach filtracji. Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, iż beton wodoprzepuszczalny pozwala na znaczące redukcje w stężeniu wszystkich analizowanych zanieczyszczeń, w tym metali ciężkich (ołowiu i cynku).

Ogólnie, poprzez zastąpienie nawierzchni szczelnych wodoprzepuszczalnymi wariantami, zwiększa się komfort w jej otoczeniu (zmniejszenie intensywności występowania zjawiska miejskiej wyspy ciepła), poprawia warunki wodne poprzez możliwość odprowadzenia spływów powierzchniowych bezpośrednio do gruntu bez udziału kanalizacji burzowej oraz, jak to zostało przedstawione, zwiększa się jakość przefiltrowanej wody. Kompozyty cementowe są zdolne do adsorpcji zanieczyszczeń z roztworów wodnych, jednak w wyniku rozwinięcia powierzchni adsorpcji, efektywność ta jest znacznie wyższa

mgr inż. Maciej Kalinowski – Politechnika Warszawska
mgr inż. Karol Chilmon – Politechnika Warszawska
dr inż. Wioletta Jackiewicz-Rek – Politechnika Warszawska
dr inż. Beata Jaworska – Politechnika Warszawska
dr hab. inż. Małgorzata Wojtkowska prof. PW – Politechnika Warszawska

w przypadku betonów wodoprzepuszczalnych. Na podstawie przeprowadzonych badań można przedstawić następujące wnioski:

- Betony wodoprzepuszczalne pozwalają na znaczące zmniejszenie stężenia zawiesiny ogólnej – efektywność filtracji jest zależna od współczynnika filtracji betonu jamistego,
- W wyniku filtracji przez betony jamiste, stężenie poszczególnych metali ciężkich w spływach powierzchniowych jest redukowane w znaczącym stopniu, w tym stężenie cynku, ołowiu, kadmu oraz niklu,
- Filtracja przez analizowane betony wodoprzepuszczalne nie przyczyniła się do zmiany zawartości chromu w syntetycznym spływie powierzchniowym,
- Z betonu jamistego, w wyniku filtracji mogą wypłukiwać się poszczególne składowe matrycy cementowej, w tym wapń oraz siarczany,
- Filtracja substancji ropopochodnych przez betony wodoprzepuszczalne jest wysoce efektywna i sięga 95%.

Abstract

Pervious concrete is an innovative material solution that can serve to improve local retention in urban areas. Taking into account the possible contamination of surface runoff, the study examined whether water-permeable concrete has the ability to filter prepared solutions from organic and inorganic pollutants. As part of the work, a two-stage research plan was developed. In the first part, the composition of surface runoff in Warsaw was analyzed in terms of the properties that are key to the quality of water discharged into the native soil (total suspended solids, selected heavy metals, oil-derived substances). Then, a synthetic surface runoff was developed which was filtered through cylindrical samples of water-permeable concrete with different permeability coefficients. Based on the results, it was found that water-permeable concrete allows significant reductions in the concentration of all analyzed pollutants, including heavy metals (lead and zinc).

In general, by replacing impervious pavements with water-permeable variants, comfort in its surroundings increases (reducing the intensity of the urban heat island phenomenon). Water conditions are improved as surface runoff can be discharged directly into the ground without the involvement of storm sewers, and, as presented, the quality of filtered water is increased. Cementitious composites are capable of adsorbing pollutants from aqueous solutions, but as a result of the development of the adsorption surface, this efficiency is much higher for pervious concretes. Based on the research, the following conclusions can be made:

- Pervious concretes allow a significant reduction in the concentration of total suspended solids - the filtration efficiency depends on the filtration coefficient of pervious concrete,
- As a result of filtration through pervious concretes, the concentration of heavy metals in surface runoff is significantly reduced, including the concentration of zinc, lead, cadmium, and nickel,
- Filtration through the analyzed pervious concretes did not contribute to a change in the chromium content of synthetic surface runoff,
- From pervious concrete, filtration can leach out individual components of the cement matrix, including calcium and sulfate,
- Filtration of oil-derived substances through water-permeable concretes is highly effective and reaches 95%.

1. Wprowadzenie

Obecnie, ponad połowa światowej populacji zamieszkuje aglomeracje miejskie. Według raportu ONZ „World Population Prospects" [1], do 2050 r. odsetek ten wzrośnie do 68%. W przypadku Unii europejskiej, udział ludności zamieszkującej miasta i ich okolice jest znacznie wyższy, sięgający 80% [2]. Postępująca urbanizacja niesie ze sobą konieczność sprostania nowym wyzwaniom, zarówno na tle społeczno-gospodarczym jak i środowiskowym, uwzględniającymi między innymi postępujące zanieczyszczenia powietrza oraz spływów powierzchniowych, jak i ograniczenia w możliwości retencji wody. Wraz z postępującą zabudową terenów miejskich, ograniczany jest udział powierzchni biologicznie czynnych, pozwalających na retencję wód opadowych, zmniejszający niedobory wody w przypadku suszy meteorologicznej. W przypadku szczelniej zabudowy zlewni, szacuje się, że jedynie ok. 15% całości opadu wsiąka do gruntu – pozostała część jest odprowadzana do kanalizacji deszczowej lub odparowuje. W przypadku naturalnych terenów biologicznie czynnych, odsetek wody uwięzionej w gruncie wzrasta do ok. 50% [3]. Efektywne zarządzanie zasobami wodnymi jest szczególnie istotne w Polsce, kraju posiadającym jedne z najniższych odnawialnych zasobów wody słodkiej w Europie, gdzie na jednego mieszkańca przypada niecałe 1,6 tys. m^3 [4], ilość poniżej progu bezpieczeństwa wodnego definiowanego przez ONZ.

Jedną z metod pozwalających na zwiększenie retencji wody jest stosowanie powierzchni wodoprzepuszczalnych zamiast powierzchni szczelnych, w celu zarówno odciążenia kanalizacji burzowej w przypadku występowania ulewnych deszczy, jak i zwiększenia ilości opadu odprowadzanego bezpośrednio do gruntu [5]. Nawierzchnie wodoprzepuszczalne mogą być wykonane z betonu wodoprzepuszczalnego (jamistego) lub asfaltu porowatego. Takie nawierzchnie mogą służyć nadaniu dodatkowych właściwości powierzchniom utwardzonym – oprócz przenoszenia obciążeń, możliwości swobodnego odpływu wód opadowych i roztopowych w głąb ziemi, jej ochłodzenie i oczyszczenie, wpisując się tym samym w plany „odbetonowywania" przestrzeni miejskich [5].

Beton wodoprzepuszczalny (jamisty) jest specjalnym rodzajem betonu o otwartej strukturze porów, umożliwiającej swobodny przepływ płynów przez materiał (Rysunek 1). Przeważnie, objętość pustek powietrznych w betonie wodoprzepuszczalnym przekracza 15% objętości całego materiału. Efekt ten można uzyskać poprzez stosowanie kruszywa o nieciągłej krzywej uziarnienia oraz częściowe bądź całkowite pominięcie w składzie materiałowym kruszywa drobnego. W wyniku takiego działania można otrzymał materiał, którego szkielet stanowi kruszywo grube pokryte cienką warstwą zaczynu bądź zaprawy, uzupełniony pustkami powietrznymi.

Rys. 1. Płyta nawierzchniowa wykonana z betonu wodoprzepuszczalnego w ramach poligonu badawczego na Politechnice Warszawskiej (fot. K. Chilmon)

Biorąc pod uwagę możliwości dotyczące odprowadzania wody bezpośrednio do gruntu przez powierzchnie wodoprzepuszczalne, istotnym jest rozważenie zdolności takich nawierzchni do oczyszczania spływów powierzchniowych z zanieczyszczeń. Woda opadowa spływająca z różnych powierzchni może ulegać zanieczyszczeniu zarówno substancjami organicznymi jak i nieorganicznymi [6]. W miastach, ze względu na materiały jakimi pokrywane są powierzchnie nieprzepuszczalne (np. dachy, ogrodzenia) oraz ruch samochodowy, najpopularniejszymi zanieczyszczeniami wody są zawiesina ogólna (makroskopowe cząstki stałe), metale ciężkie (np. ołów, cynk, nikiel) oraz substancje ropopochodne [7]. Wprowadzenie tych substancji do wód gruntowych przez powierzchnie wodoprzepuszczalne jest niewskazane i przyczynia się do pogorszenia ich jakości [8]. Celowym zatem jest eksperymentalna weryfikacja zdolności do oczyszczania spływów powierzchniowych z ww. zanieczyszczeń przez materiały wodoprzepuszczalne oraz uwzględnienie tego aspektu przy projektowaniu nawierzchni.

2. Cel i zakres badań

W ramach przedstawionych badań, zdecydowano się na przeprowadzenie kampanii pomiarowej służącej określeniu poziomu wybranych zanieczyszczeń w spływie powierzchniowym na terenie aglomeracji warszawskiej. Na podstawie przeprowadzonych oznaczeń opracowano składy syntetycznych spływów opadowych symulujących rzeczywiste stężenia poszczególnych zanieczyszczeń. Następnie, syntetyczny spływ powierzchniowy przepuszczano przez betony wodoprzepuszczalne o różnych współczynnikach filtracji w celu oceny wpływu właściwości betonu wodoprzepuszczalnego na jego zdolność do oczyszczania wody.

2.1. Materiały

Beton wodoprzepuszczalny wykorzystany do badań zdolności do oczyszczania wody wykonano z wykorzystaniem cementu CEM II/A-S 52,5 R o właściwościach zgodnych z PN-EN 197-1, piasku wiślanego 0/2 „POLBOT", kruszywa grubego (garbo) frakcji 4/8 oraz superplastyfikatora o właściwościach spełniających normy przedmiotowe. Ze względu na wysoką jamistość betonów wodoprzepuszczalnych, określenie dokładnego składu na 1 m^3 jest utrudnione – ze względu na właściwości reologiczne mieszanki betonowej oraz czasu i metody zagęszczania, możliwe jest powstanie znacznych rozbieżności między projektowaną zawartością pustek powietrznych a uzyskaną, która to wpływa na obliczoną i rzeczywistą masową zawartość poszczególnych składników w betonie wodoprzepuszczalnym w danej objętości. Z tego też powodu, autorzy zdecydowali się na przedstawienie składu analizowanych betonów wodoprzepuszczalnych jako dwóch stosunków masowych – pomiędzy cementem i kruszywem drobnym (c/p) oraz pomiędzy suma mas cementu i kruszywa drobnego a masą kruszywa grubego (z/k). Takie podejście pozwala zidentyfikować skład materiałowy poszczególnych betonów wodoprzepuszczalnych bez konieczności określenia ich jamistości (Tabela 1).

Tabela 1. Składy analizowanych betonów wodoprzepuszczalnych oraz ich współczynniki filtracji

ID	w/c	c/p	z/k	SP	Współczynnik filtracji	Współczynnik zmienności
	[-]	[-]	[-]	[%m.c.]	[mm/s]	[%]
PC1	0,3	1,618	0,434	0,5	3,4	1,5
PC2		0,680	0,434	1,4	4,4	3,4
PC3		1,150	0,420	0,6	7,1	7,0

Współczynnik filtracji betonów wodoprzepuszczalnych określono na podstawie badań własnych wykonanych na cylindrycznych próbkach betonu wodoprzepuszczalnego o wymiarach 150x150 mm metodą zmiennego słupa wody [9].

2.2 Metody badań

Oznaczenia przeprowadzone w ramach badan własnych skupiały się na określeniu stężenia poszczególnych zanieczyszczeń organicznych i nieorganicznych w roztworach wodnych. Zarówno na etapie kampanii pomiarowej jak i późniejszych oznaczeń stężeń poszczególnych zanieczyszczeń, kierowano się odpowiednimi wytycznymi normowymi. W ramach kampanii pomiarowej, na przestrzeni czterech miesięcy pobierano próbki z zastoisk wodnych po opadach deszczu z wytypowanych miejsc w aglomeracji warszawskiej. Miejsca poboru różniły się natężeniem ruchu samochodowego. W przypadku oznaczenia stężenia zawiesiny ogólnej – makroskopowych cząstek stałych – badanie przeprowadzono zgodnie z PN-EN 872. Badanie stężeń metali ciężkich wykonano zgodnie z normami PN-ISO 8288 (cynk), PN-EN 15586 (ołów i nikiel). Zawartość substancji ropopochodnych badano zgodnie z PN-EN ISO 9377. Badanie zdolności do oczyszczania syntetycznego spływu powierzchniowego przez beton wodoprzepuszczalny przeprowadzono według autorskiej procedury badania. Przygotowano cylindryczne próbki betonów o średnicy i wysokości 15 cm. Próbki były formowane w plastikowym kołnierzu, w celu

zintensyfikowania ruchu wody w objętości próbki w dalszym etapie badania. Po przynajmniej 28 dniach pielęgnacji próbek w komorze klimatycznej o wilgotności względnej przewyższającej 95% oraz temperaturze 21 +/- 2°C przeprowadzono badanie zdolności do oczyszczania wody z zanieczyszczeń organicznych i nieorganicznych. W pierwszej kolejności, próbki były płukane wodą wodociągową przez 15 min przy przepływie 12 l/min w celu ich oczyszczenia z możliwych zanieczyszczeń. Kolejno, badaną próbkę umieszczano w rurze PCV o średnicy 15 cm pod spodem której znajdowało naczynie zbiorcze. Następnie, przygotowany roztwór syntetycznego spływu powierzchniowego przelewano od górnej powierzchni próbki ze stałą szybkością 1 l/min aż do momentu uzyskania ilości przefiltrowanego roztworu wymaganej od wykonania oznaczeń zawartości zawiesiny ogólnej (minimum 1l), substancji ropopochodnych (min. 1l) oraz stężenia trzech metali ciężkich (po 50 ml).

3. Wyniki

3.1 Kampania pomiarowa

Zawartość zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych analizowano na podstawie próbek rzeczywistego ścieku opadowego w zróżnicowanych obszarach użytkowania jezdni. Wykonano analizę składu chemicznego pobranych rzeczywistych spływów powierzchniowych w zakresie podstawowym oraz ilościową ocenę występowania metali i substancji ropopochodnych w próbkach środowiskowych. Wyniki badań ścieków opadowych pozwoliły ustalić skład syntetycznego spływu powierzchniowego. Próbki rzeczywistego ścieku opadowego pobrano z 3 lokalizacji na terenie aglomeracji warszawskiej: W – o wysokim natężeniu ruchu (trasa w centrum Warszawy), P - z parkingu zlokalizowanego w centrum Warszawy oraz z N - ulicy o niskim natężeniu ruchu co około miesiąc (w zależności od występowania opadów) przez trzy miesiące na przełomie zimy i wiosny. Próbki pobierano bezpośrednio z zastoisk wodnych z nawierzchni drogowych. Pobrane próbki zostały zabezpieczone i przetransportowane do laboratorium. Do czasu wykonania analiz przechowywane były w warunkach chłodniczych. Po każdej kampanii poboru prób wykonane zostały analizy składu chemicznego próbek ścieków środowiskowych, w tym pH, przewodności właściwej, zawartości zawiesiny ogólnej oraz zawartości poszczególnych metali ciężkich.

Lokalizacja miejsca próbkowania spływu powierzchniowego nie miała znaczącego wpływu na wartość pH pobieranych próbek (Tabela 2), nieznacznie przekraczając wartość obojętną, 7,0.

Tabela 2. Wartości pH spływów powierzchniowych pobieranych na terenie Warszawy

Natężenie ruchu (N)	pH [-]	Wsp. zmienności (CV) [%]
Wysokie (W)	7,1	3,3
Parking (P)	7,6	1,7
Niskie (N)	7,1	8,8

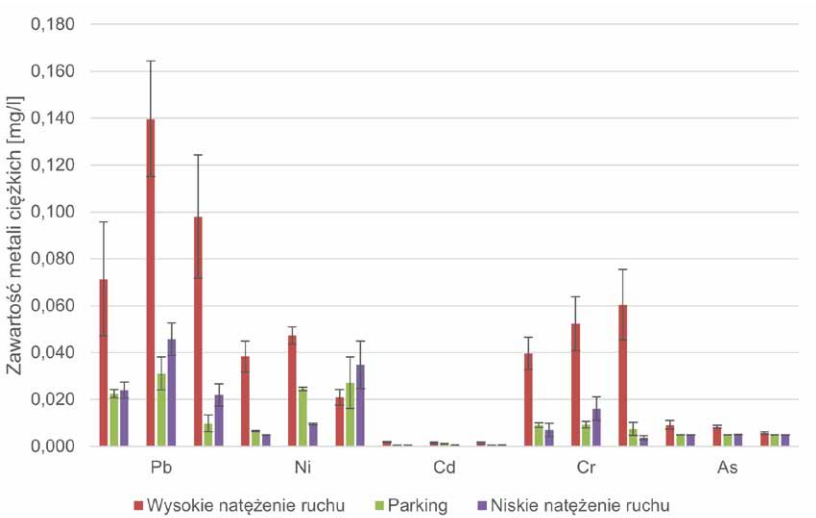
Na zawartość zawiesiny ogólnej (makroskopowych cząstek stałych – zaw.og.) w analizowanych spływach powierzchniowych miały wpływ zarówno miejsce próbkowania jak i warunki pogodowe – obserwowano znaczące różnice w zawartości zawiesiny w zależności od pory roku, w której dane próbki były pobierane (Tabela 3). W zależności od

pobranej próbki, pomiędzy poszczególnymi pomiarami również obserwowano znaczące różnice – w skrajnym przypadku, współczynnik zmienności wyniósł ponad 60%. Zawartość zawiesiny ogólnej w spływach powierzchniowych jest wielce zróżnicowana i zależy zarówno od warunków atmosferycznych (intensywności opadu oraz jego rodzaju) jak i drogowych (natężenia ruchu oraz intensywności ruchu towarowego). Na podstawie przeprowadzonej kampanii pomiarowej określono maksymalny zakres zmienności zawartości zawiesiny ogólnej w spływach powierzchniowych: od 250 do 3600 mg/l.

Tabela 3. Uśrednione zawartości zawiesiny ogólnej w analizowanych spływach powierzchniowych wraz ze współczynnikiem zmienności

Natężenie ruchu	Luty		Marzec		Kwiecień	
	zaw. og. [mg/l]	CV [%]	zaw. og. [mg/l]	CV [%]	zaw. og. [mg/l]	CV [%]
Wysokie (W)	3163	11,7	1885	25,8	453	32,7
Parking (P)	255	2,7	290	63,8	275	16,4
Niskie (N)	1065	8,0	350	9,7	560	28,6

Zmierzone stężenia wybranych metali ciężkich w spływach powierzchniowych – ołowiu, kadmu, chromu, arsenu oraz niklu - zostały przedstawione na Rysunku 2. Dopuszczalna zawartość dla wody wodociągowej (poniżej 10 µg/l) została znacząco przekroczona w przypadku spływów powierzchniowych z trasy o wysokim natężeniu ruchu dla zawartości ołowiu (do 140 µg/l), niklu (do 47 µg/l) oraz chromu (do 60 µg/l). Najmniejsze stężenia zaobserwowano w przypadku kadmu oraz arsenu.



Rysunek 2. Zawartości wybranych metali ciężkich (Pb – ołów, Ni – nikiel, Cd – kadm, Cr – chrom, As – arsen) w analizowanych spływach powierzchniowych. Trzy zestawy słupków pomiarowych dla każdego metalu przedstawiają wyniki pomiarów próbek pobieranych w kolejnych miesiącach

Podobną zależność zaobserwowano w przypadku zawartości cynku, gdzie najwyższe zawartości tego metalu wystąpiły w przypadku próbek pobranych z trasy o wysokim natężeniu ruchu samochodowego – zawartość w próbkach pobieranych z parkingu oraz drogi o niskim natężeniu ruchu była kilkukrotnie mniejsza (Tabela 4). Przeprowadzone badania charakteryzowały się wysokim współczynnikiem zmienności, ze względu na polowy charakter otrzymywania próbek badawczych, charakteryzujący się wpływem czynników środowiskowych oraz zmiennej aktywności ludzkiej w bezpośredniej odległości od miejsc poboru próbek w polowej kampanii pomiarowej. Na podstawie przeprowadzonej kampanii pomiarowej, biorąc pod uwagę maksymalne wartości pojedynczych pomiarów, określono maksymalny zakres zmienności zawartości cynku w spływach powierzchniowych: od 0,1 do 4,5 mg/l.

Tabela 4. Uśrednione zawartości cynku w analizowanych spływach powierzchniowych wraz ze współczynnikiem zmienności

Natężenie ruchu	Luty		Marzec		**Kwiecień**	
	Zn [mg/l]	**CV [%]**	**Zn [mg/l]**	**CV [%]**	**Zn [mg/l]**	**CV [%]**
Wysokie	2,467	48,2	2,633	34,9	2,240	68,2
Parking	0,460	13,0	0,755	45,7	0,300	15,6
Niskie	0,323	12,5	0,493	25,8	0,253	27,8

Na podstawie przeprowadzonych badań, zaproponowanego skład syntetycznego spływu powierzchniowego (Tabela 5), o stężeniach poszczególnych zanieczyszczeń zbliżonych do wartości rzeczywistych. Roztwór ten w kolejnym etapie badań był przepuszczany przez uszczelnione zewnętrznie betony wodoprzepuszczalne w celu oceny zdolności takich kompozytów do filtracji.

Tabela 5. Charakterystyka syntetycznego spływu powierzchniowego – zawartości wybranych zanieczyszczeń (SSP – syntetyczny spływ powierzchniowy, RP – substancje ropopochodne)

ID	pH	Przew. wł.	Zaw. ogólna	Ca	Mg	Zn	Pb	Cd	Cr	Ni	RP
	[-]	[µS/cm]	[mg/l]				[µg/l]				[mg/l]
SSP	7,5	1300	1591	68	31,2	4,3	110	9,1	110	71	2,4

3.2 Badania filtracji syntetycznego spływu powierzchniowego przez beton wodoprzepuszczalny

Dla próbek betonu wodoprzepuszczalnego różniących się współczynnikiem filtracji (szybkością przepływu wody przez otwartą sieć porów w kompozycie), wykonano badania dotyczące zdolności do oczyszczania spływów powierzchniowych z zanieczyszczeń organicznych (substancje ropopochodne) i nieorganicznych (metale ciężkie, zawiesina ogólna). W ramach badania, cylindryczne próbki betonu wodoprzepuszczalnego o średnicy i wysokości 15 cm zaformowano w szczelnym plastikowym kołnierzu. Po zastosowaniu wcześniej opisanych działań pielęgnacyjnych, został określony współczynnik filtracji poszczególnych próbek wg procedury opisanej w [9]. Następnie, te same próbki zostały wykorzystane do badania zdolności do oczyszczania spływu syntetycznego z zanieczysz-

czeń. Zostały one umieszczone w rurze PCV, z naczyniem zbiorczym umieszczonym pod instalacją. Syntetyczny spływ powierzchniowy był wylewany ze stałą intensywnością na górną powierzchnię próbki. Otrzymany z naczynia zbiorczego filtrat był następnie szczelnie zamykany w butelkach szklanych i przechowywany w warunkach chłodniczych do momentu wykonania oznaczeń zawartości poszczególnych zanieczyszczeń.

3.2.1. Podstawowe charakterystyki syntetycznego spływu powierzchniowego

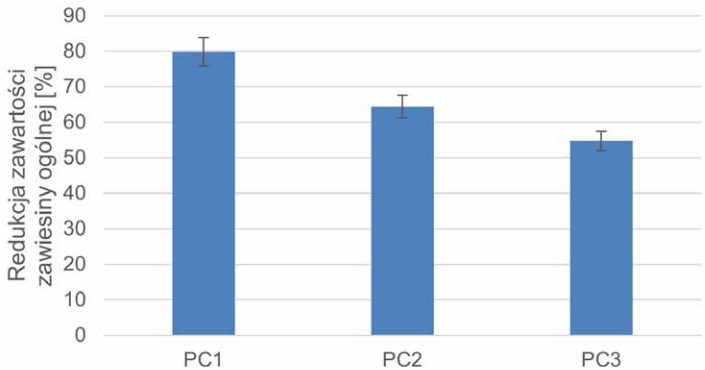
Właściwości syntentycznego spływu powierzchniowego uległy zmianie po przesączeniu przez strukturę betonu jamistego (Tabela 6).Wraz z filtracją spływu przez beton wodoprzepuszczalny, można było zaobserwować wzrost pH spowodowany prawdopodobnie wymywaniem jonów wapnia z matrycy cementowej – zawartość Ca w spływie po filtracji również uległa zwiększeniu. Wbudowaniu w kompozyt uległa część magnezu (ok. 20% zawartości przez filtracją). Zmianie nie uległa przewodność właściwa roztworu. Współczynnik filtracji betonu jamistego nie wpływał istotnie na kierunek oraz zakres odnotowanych zmian w składzie cieczy – we wszystkich przypadkach były one zbliżone.

Tabela 6. Zmiana wybranych charakterystyk syntetycznego spływu powierzchniowego w wyniku filtracji przez beton wodoprzepuszczalny (SSP – syntetyczny spływ powierzchniowy)

ID	pH	Przew. wł.	**Ca**	**Mg**	**P**	**SO_4^{2-}**
	[-]	[µS/cm]	[mg/l]	[mg/l]	[mgP/l]	[mg/l]
SSP	**7,5**	**1300,0**	**68,0**	**31,2**	**16,0**	**122**
PC1	9,9	1229,0	96,0	25,0	4,0	148
PC2	9,5	1227,0	95,0	26,0	6,0	155
PC3	10,5	1208,0	97,0	25,0	3,0	178
Średnia	**10,0**	**1221,0**	**96,0**	**25,3**	**4,3**	**160,3**
CV [%]	4,1	0,8	0,9	1,9	28,8	8,0

3.2.2. Zawiesina ogólna

Redukcja zawiesiny ogólnej w wyniku filtracji przez beton wodoprzepuszczalny sięgała 80% i była zależna od współczynnika filtracji poszczególnych próbek (Rysunek 3). Najniższą redukcję rzędu 55% uzyskano dla betonu jamistego o najwyższym współczynniku filtracji – betonie o największej porowatości otwartej oraz najwyższej szybkości przepływu roztworu przez próbkę. Zanieczyszczenia makroskopowe są zatrzymywane w przez beton wodoprzepuszczalny w wyniku rozbudowanej sieci porowej przez którą odbywa się przepływ cieczy.



Rysunek 3. Redukcja zawartości zawiesiny ogólnej w wyniku filtracji syntetycznego spływu powierzchniowego przez betony wodoprzepuszczalne o zróżnicowanych współczynnikach filtracji (PC1 – 3,4 mm/s, PC2 – 4,4 mm/s, PC3 – 7,1 mm/s)

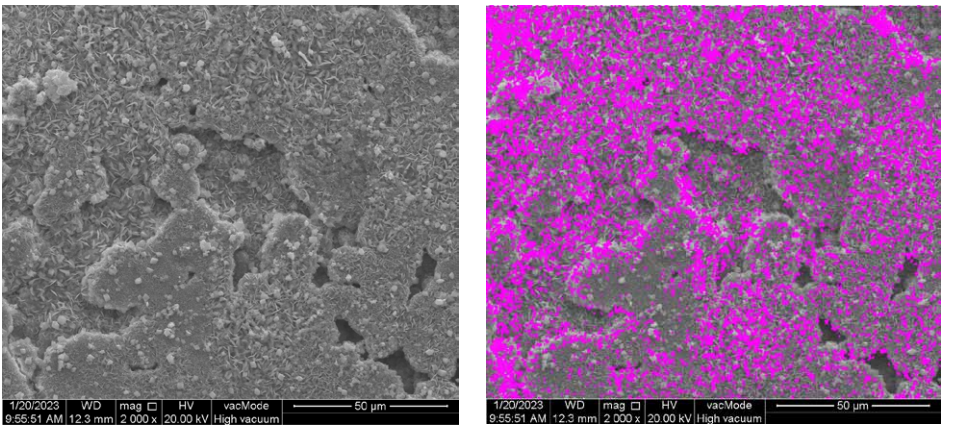
3.2.3. Metale ciężkie

Spadek w zawartości wybranych metali ciężkich w wyniku filtracji przez beton wodoprzepuszczalny nie był zależny od współczynnika filtracji poszczególnych analizowanych betonów – we wszystkich przypadkach efektywności w filtracji syntetycznego spływu powierzchniowego były zbliżone (Tabela 7).

Tabela 6. Zmiana zawartości metali ciężkich w syntetycznym spływie powierzchniowym spowodowana jego filtracją przez beton wodoprzepuszczalny

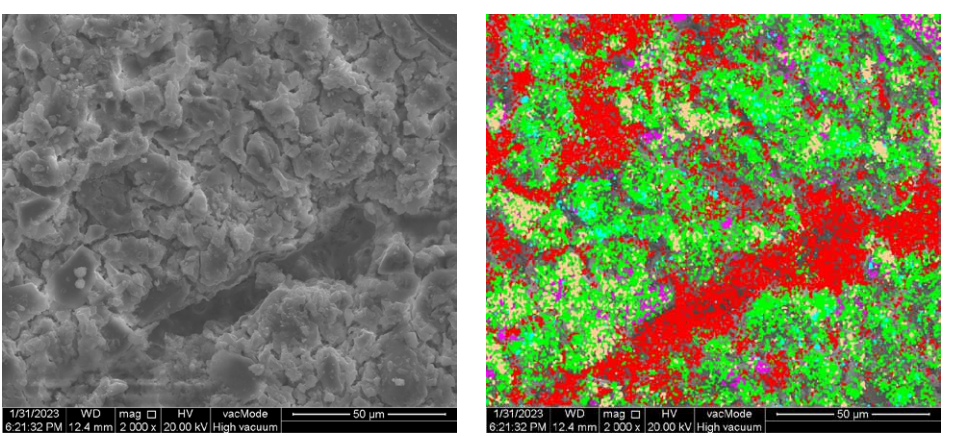
ID	Zn	Pb	Cd	Cr	Ni
	[mg/l]	[µg/l]			
SSP	**4,3**	**110,0**	**9,1**	**110,0**	**71,0**
PC1	2,8	52,0	6,9	110,0	67,0
PC2	2,7	48,0	6,5	110,0	66,0
PC3	2,5	53,0	6,7	110,0	66,0
Średnia	**2,7**	**51,0**	**6,7**	**110,0**	**66,3**
CV [%]	4,7	4,2	2,4	0,0	0,7

Znaczącym redukcjom uległy zawartości cynku (Zn) – ok. 40% redukcji, ołowiu (Pb) – ok. 55% oraz kadmu (Cd) – ok. 25%. Zawartość niklu (Ni) zmniejszyła się o ok. 7%. Jedynym metalem ciężkim, którego stężenie w syntetycznym spływie powierzchniowym nie uległo zmianie był chrom. Mechanizm filtracji cieczy z metali ciężkich jest inny niż w przypadku zawiesiny ogólnej – makroskopowych cząstek. Poszczególne metale adsorbują się na powierzchni matrycy cementowej pokrywającej ziarna kruszywa w betonie wodoprzepuszczalnym (Rysunek 4) [10]. Efektywność filtracji jest zatem uzależniona od składu chemicznego zastosowanego spoiwa, jak i od grubości elementu przez który przebiega [11]. Współczynnik filtracji zależny od jamistości betonu okazał się nie być statystycznie istotnym.



Rysunek 4. Mikrografia SEM matrycy cementowej zaprojektowanego betonu jamistego umieszczonej w roztworze ołowiu (zdjęcie lewe) z naniesionymi wynikami analizy EDS od ołowiu (zdjęcie prawe)

Jest to obserwacja ciekawa, sugerująca iż zmiana porowatości betonu wodoprzepuszczalnego w zakresie 15-30 % nie wpływa istotnie na efektywność filtracji. Ułatwia to projektowanie betonów jamistych pod względem badania ich zdolności do filtracji wody z zanieczyszczeń – współczynnik filtracji, a tym samym otwarta porowatość betonu wodoprzepuszczalnego nie wpływa istotnie na zbadaną efektywność filtracji z metali ciężkich. Skład chemiczny powierzchni matrycy cementowej wpływa na zdolności adsorpcyjne poszczególnych metali (Rysunek 5) [12-14]. W analizowanym przypadku, cynk nie adsorbował się w miejscach występowania wapnia i magnezu.

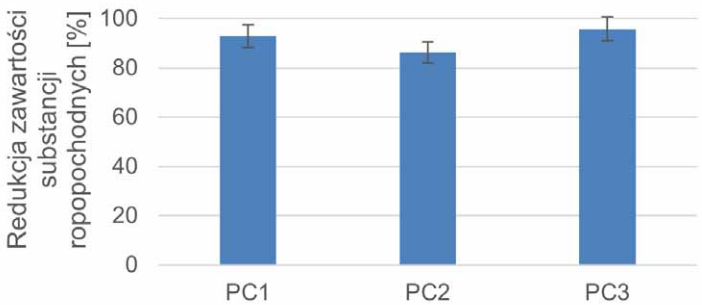


Rysunek 5. Mikrografia SEM matrycy cementowej zaprojektowanego betonu jamistego (zdjęcie lewe) umieszczonego w roztworze cynku z naniesionymi wynikami analizy EDS od cynku (kolor czerwony), magnezu (łososiowy), aluminium (zielony) i wapń (fioletowy)

3.2.4. Substancje ropopochodne

Redukcja w zawartości substancji ropopochodnych, mimo zwiększenia ich zawartości w syntetycznym spływie powierzchniowym znacznie ponad te występujące w warunkach

rzeczywistych, w wyniku filtracji przez beton wodoprzepuszczalny sięgała 96% i nie była zależna od współczynnika filtracji w analizowanym zakresie (Rysunek 6).



Rysunek 6. Redukcja zawartości substancji ropopochodnych w wyniku filtracji syntetycznego spływu powierzchniowego przez betony wodoprzepuszczalne o zróżnicowanych współczynnikach filtracji (PC1 – 3,4 mm/s, PC2 – 4,4 mm/s, PC3 – 7,1 mm/s)

4. Podsumowanie

Betony wodoprzepuszczalne stanowią ciekawy kierunek rozwoju w technologii betonu. Obecnie, wraz ze zwiększeniem znaczenia właściwości specjalnych przy doborze materiału w danym zastosowaniu dla inwestorów jak i jednostek państwowych, betony jamiste wpisują się w założenia zarówno zrównoważonego rozwoju jak i umożliwiają lokalną poprawę warunków wodnych. Dodatkowo, poprzez uwzględnienie w składzie betonu materiałów fotokatalitycznych, można rozszerzyć jego funkcjonalność o zdolność do oczyszczania powietrza z zanieczyszczeń gazowych [15,16]. Ogólnie, poprzez zastąpienie nawierzchni szczelnych wodoprzepuszczalnymi wariantami, zwiększa się komfort w jej otoczeniu (zmniejszenie intensywności występowania zjawiska miejskiej wyspy ciepła) [17], poprawia warunki wodne poprzez możliwość odprowadzenia spływów powierzchniowych bezpośrednio do gruntu bez udziału kanalizacji burzowej [18] oraz, jak to zostało przedstawione, zwiększa się jakość przefiltrowanej wody. Kompozyty cementowe są zdolne do adsorpcji zanieczyszczeń z roztworów wodnych [19], jednak w wyniku rozwinięcia powierzchni adsorpcji, efektywność ta jest znacznie wyższa w przypadku betonów wodoprzepuszczalnych. Na podstawie przeprowadzonych badań można przedstawić następujące wnioski:

- Betony wodoprzepuszczalne pozwalają na znaczące zmniejszenie stężenia zawiesiny ogólnej – efektywność filtracji jest zależna od współczynnika filtracji betonu jamistego,
- W wyniku filtracji przez betony jamiste, stężenie poszczególnych metali ciężkich w spływach powierzchniowych jest redukowane w znaczącym stopniu, w tym stężenie cynku, ołowiu, kadmu oraz niklu,
- Filtracja przez analizowane betony wodoprzepuszczalne nie przyczyniła się do zmiany zawartości chromu w syntetycznym spływie powierzchniowym,
- Z betonu jamistego, w wyniku filtracji mogą wypłukiwać się poszczególne składowe matrycy cementowej, w tym wapń oraz siarczany,

- Filtracja substancji ropopochodnych przez betony wodoprzepuszczalne jest wysoce efektywna i sięga 95%.

Literatura

[1] United Nations, Department of Economic and Social Affairs, Population Division: World Urbanization Prospects: The 2014 Revision, (2015) (ST/ESA/SER.A/366).
[2] European Commision. (2020). Seventh EU Environment Action Programme.
[3] Saraswat, C., Kumar, P., & Mishra, B. K. (2016). Assessment of stormwater runoff management practices and governance under climate change and urbanization: An analysis of Bangkok, Hanoi and Tokyo. Environmental Science & Policy, 64, 101-117.
[4] Suchożebrski, J. (2018). Zasoby wodne Polski. Zarządzanie zasobami wodnymi w Polsce, 92-96.
[5] Siedlecka M., Suchocka M. (2017), Wodoprzepuszczalne nawierzchnie a zrównoważony rozwój terenów miejskich, Drogownictwo 2/2017, s. 60-67.
[6] Hwang V., Masters A., Arocho M., Hwang S. (2017) Fly ash-amended pervious concrete pavement followed by bamboo bioretention basin with Dracaena sanderiana for urban stormwater runoff control. Construction and Building Materials 132, 2017, p. 161-169.
[7] Teymouri E., Wong K.S., Pauzi N.N.M. (2023) Iron slag pervious concrete for reducing urban runoff contamination. Journal of Building Engineering 70, 2023, 106221.
[8] Chilmon K., Jackiewicz-Rek W., Kalinowski M. (2023) Multifunkcjonalne nawierzchnie z betonu jamistego. Magazyn Autostrady 3/2023.
[9] Jackiewicz-Rek W., Kalinowski M., Chilmon K., Zabawski J. (2023) Ocena przydatności metody ultradźwiękowej w badaniu wybranych właściwości betonu wodoprzepuszczalnego. Konferencja DNI BETONU Wisła 9-11.10.2023.
[10] Teymouri E., Mousavi S.F., Karami H., Farzin S., Kheirabad, M.H. (2020) Municipal Wastewater pretreatment using porous concrete containing fine-grained mineral adsorbents. Journal of Water Process Engineering 36, 2020, 101346.
[11] Teymouri E., Mousavi S.F., Karami H., Farzin S., Kheirabad, M.H. (2020) Reducing urban runoff pollution using porous concrete containing mineral adsorbents. Journal of Environmental Treatment Techniques 8, 2020, p. 429-436.
[12] Azad A., Saeedian A., Mousavi S.F., Karami H., Farzin S., Singh V.P. (2020) Effect of zeolite and pumice powders on the environmental and physical characteristics of green concrete filters. Construction and Building Materials 240, 2020, 117931.
[13] Lopez-Carrasquillo V., Hwang S. (2017) Comparative assessment of pervious concrete mixtures containing fly ash and nanomaterials for compressive strength, physical durability, permeability, water quality performance and production cost. Construction and Building Materials 139, 2017, p. 148-158.
[14] Kabay N., Tufekci M.M., Kizilkanat A.B., Oktay D. (2017) Properties of concrete with pumice powder and fly ash as cement replacement materials. Construction and Building Materials 85, 2017, p. 1-8.
[15] Kalinowski M., Chilmon K., Jackiewicz-Rek W., Rakowski B. (2023) The Influence of Selected Material Variables of Photocatalytic Cementitious Composites on the Self-Cleaning Properties and Air Purification Efficiency from NOx Pollutants. Sustainability 2023 15(1) 853.
[16] Kalinowski M., Woyciechowski P., Jackiewicz-Rek W. (2023) Surface Modification of Photocatalytic Cementitious Composites with Polyacrylic Superabsorbent Polymers (SAP). Materials Proceedings 2023 13(1) 23, Proceedings of 10th MATBUD'2023 Scientific-Technical Conference.
[17] Shen W., Liu Y., Wu M., Zhang D., Du X., Zhao D., Xu G., Zhang B., Xiong X. (2020) Ecological carbonated steel slag pervious concrete prepared as a key material of sponge city. Journal of Cleaner Production 256, 2020, 120244.
[18] Obla, K. H., & Sabnis, G. (2009). Pervious concrete for sustainable development. Recent Adv. Concr. Technol, 151-174.
[19] Szarek Ł., Falaciński P., Wojtkowska M. (2018) Immobilization of selected heavy metals from fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge in hardening slurries. Archives of Civil Engineering 64, 3, 2018.

Maja Kępniak

Wpływ sposobu przygotowania kruszywa z recyklingu na wybrane cechy techniczne betonu

THE INFLUENCE OF THE RECYCLED AGGREGATE PREPARING METHOD ON SELECTED TECHNICAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE

Streszczenie

Jednym z kluczowych czynników decydujących o przydatności kruszywa z recyklingu jako składnika betonu jest sposób jego przygotowania. Najpowszechniej stosowane metody obejmują nasączanie lub płukanie gruzu betonowego. Oba te procesy mogą modyfikować zawartość wody w mieszance betonowej, co wpływa również na efektywną zawartość wody oraz przyczepność zaczynu do kruszywa.

W przeprowadzonych badaniach analizowano 6 scenariuszy przygotowania kruszywa z recyklingu, w tym przesiewanie na mokro i na sucho, nasączanie oraz impregnowanie żywicą. Badaniom zostały poddane mieszanki betonowe oraz betony. Analizowano wpływ zastosowanego scenariusza przygotowania kruszywa na: konsystencję mieszanki, wytrzymałość na zginanie i na ściskanie betonu oraz przebieg karbonatyzacji.

Abstract

One of the key factors determining the usefulness of recycled aggregate as a component of concrete is the way it is prepared. The most commonly used methods include soaking or rinsing concrete rubble. Both of these processes can modify the water content of the concrete mix, which also affects the effective water content and adhesion of the grout to the aggregate.

The study analyzed 6 scenarios for the preparation of recycled aggregate, including wet and dry sieving, soaking and resin impregnation. Concrete mixes and concretes were tested. The influence of the applied aggregate preparation scenario on: mixture consistency, bending and compressive strength of concrete and carbonation course was analyzed.

dr inż. Maja Kępniak – Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska

1. Wprowadzenie

Agenda ONZ na rzecz zrównoważonego rozwoju 2030 ma na celu przekształcenie świata i stymulowanie działań w obszarach o krytycznym znaczeniu dla planety i ludzi [1]. Można stwierdzić, że wiele działań może być ściśle związanych z sektorem budowlanym. Głównym celem jest wyeliminowanie ubóstwa i zapewnienie odpowiednich warunków życia dla wszystkich oznacza potrzebę odpowiedniej infrastruktury, szpitali, szkół i mieszkań w wielu krajach. Wzrost liczby ludności na świecie do 8 miliardów w tym roku (a przewiduje się, że osiągnie 10 miliardów do 2050 roku) jest kamieniem milowym, ale także wyzwaniem dla sektora budowlanego [2]. Beton jest uważany za najczęściej używany materiał po wodzie i trend ten nie zmieni się w najbliższych latach. Równocześnie ze wzrostem liczby ludności zasadnicze znaczenie ma ochrona planety przed degradacją, zapewnienie zrównoważonej konsumpcji i produkcji zasobów oraz szybkie działanie za pomocą rozwiązań, które mogą łagodzić zmiany klimatu [3]. W związku z tym identyfikacja i przyjęcie rozwiązań, takich jak efektywne wykorzystanie zasobów, wdrożenie gospodarki o obiegu zamkniętym, a także redukcja emisji, jest niezbędną potrzebą.

Ekologiczny beton jest projektowany tak, aby zminimalizować jego wpływ na środowisko i poprawić ogólny zrównoważony rozwój. Istnieje kilka sposobów, dzięki którym beton może być bardziej zrównoważony: a) poprzez zastosowanie alternatywnych spoiw i cementów wieloskładnikowych, które mają niższy ślad węglowy niż tradycyjny cement portlandzki i wymagają mniej energii do produkcji [4], b) poprzez wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu, takich jak kruszywa z recyklingu, popiół lotny i żużel, które mogą zastąpić część cementu w mieszance [5-7], c) wykorzystując w procesie produkcji dwutlenek węgla d) projektując go zgodnie z podejściem uwzględniającym ocenę cyklu życia (LCA), które ocenia wpływ betonu na środowisko od produkcji surowców do końca okresu użytkowania [8].

Zrównoważony rozwój zakłada zaspokojenie potrzeb dzisiejszego społeczeństwa bez szkodzenia przyszłym i środowisku naturalnemu. W budownictwie, które jest jedną z branż o szczególnie istotnym wpływie na środowisko należy stosować rozwiązania, które pozwalają na osiągnięcie celów ekonomicznych, społecznych i środowiskowych jednocześnie [9].

Zgodnie z Rozporządzeniem Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) 2020/852 (tzw. taksonomia UE), wznoszenie lub renowacja budynków jest jedną z działalności gospodarczych podlegających ocenie czy kwalifikuje się jako zrównoważona środowiskowo. Taksonomia odnosi się również m.in. do produkcji cementu, stali, aluminium oraz wytwarzania wyrobów budowlanych i elementów instalacji, zwiększających efektywność energetyczną budynków. Jednym z celów środowiskowych Rozporządzenia jest przejście na gospodarkę o obiegu zamkniętym.

Ilość odpadów budowlanych i rozbiórkowych jest znaczna i stale wzrasta w ostatnich latach. W 2020 roku ilość odpadów grupy 17 *Odpady z budowy, remontów i demontażu obiektów budowlanych oraz infrastruktury drogowej* wyniosła 8440 tys. ton [10]. Znaczny udział odpadów tej grupy stanowiła podgrupa 17 01 *Odpady materiałów i elementów budowlanych oraz infrastruktury drogowej (np. beton, cegły, płyty, ceramika)*. Założenia gospodarki obiegu zamkniętego wymagają, aby minimalizować ilość powstających odpadów, a te już powstające ponownie wykorzystywać. Zastosowanie kruszywa z recyklingu zdecydowanie wpisuje się w te założenia.

Tab. 1. Odpady z budowy, remontów i demontażu obiektów budowlanych oraz infrastruktury drogowej w Polsce [10].

Kod odpadu	Rodzaj odpadu	2017	2018	2019	2020
17 01 01	Odpady betonu oraz gruz betonowy z rozbiórek i remontów	140,1	160,6	249,0	140,3
17 01 02	Gruz ceglany	24,6	31,8	30,3	42,6
17 01 03	Odpady innych materiałów ceramicznych i elementów wyposażenia	0,9	0,5	-	0,2
17 01 06	Zmieszane lub wysegregowane odpady z betonu, gruzu ceglanego, odpadowych materiałów ceramicznych i elementów wyposażenia zawierające substancje niebezpieczne N	0,1	16,5	26,0	5,2
17 01 07	Zmieszane lub wysegregowane odpady z betonu, gruzu ceglanego, odpadowych materiałów ceramicznych i elementów wyposażenia inne niż w 17 01 06	98,7	95,0	102,1	114,2
17 01 81	Odpady z remontów i przebudowy dróg	32,7	51,4	211,3	129,4
17 02	Odpady drewna, szkła i tworzyw sztucznych	12,6	12,5	29,8	21,2
17 03	Mieszanki bitumiczne, smoła i produkty smołowe	30,2	37,1	35,9	45,6
17 04	Odpady i złomy metaliczne oraz stopów metali	949,5	597,6	439,1	-
17 05	Gleba i ziemia	2688,9	3148,9	2815,4	7259,4
17 06	Materiały izolacyjne oraz materiały zawierające azbest	8,1	20,2	3,3	40,8
17 09	Inne odpady z budowy, remontów i demontażu	70,2	27,7	22,5	42,3
17	SUMA	4056,6	4199,8	3964,7	7841,2

Badania nad kruszywem z recyklingu prowadzone są od kilkudziesięciu lat na całym świecie. Wnioski z badań wskazują głównie na pogorszenie właściwości technicznych betonu. Zaobserwowano następujące efekty zwiększenia udziału kruszywa z recyklingu w mieszance kruszyw: pogorszenie urabialności [11]; spadek gęstości objętościowej [12]; zmniejszenie przepuszczalności [13]; zmniejszenie wytrzymałości mechanicznej [14], [15]; i zmniejszenie modułu sprężystości [16], nasilenie zjawiska bleedingu [17]; wzrost skurczu [18]; i wzrost pełzania [19, 20]. Te zmiany właściwości betonu można przypisać obecności przylegającej zaprawy w kruszywie z recyklingu [21, 22], która zwykle ma wyższą porowatość niż kruszywo naturalne. Aby zminimalizować negatywny wpływ stosowania kruszywa z recyklingu, wielu badaczy sugeruje odpowiedni dobór jakościowy i odpowiednie przygotowanie kruszywa. Tak przygotowane może mieć dobre właściwości mechaniczne [23–27] i trwałościowe [24,27–31].

O sile wspomnianych efektów stosowania RZS decydują parametry zastosowanego kruszywa z recyklingu. W związku z tym wiele krajów nakłada ograniczenia jakościowe na wykorzystanie kruszywa z recyklingu.

Jednym ze sposobów przygotowania RZS są metody polegające na całkowitym lub częściowym usunięciu przylegającej zaprawy. Inne metoda polegają na moczeniu lub płukaniu RZS. Metoda ta pozwala na odkurzenie RA i zwiększenie jego przyczepności do zawiesiny cementowej. Problematyczne jest jednak określenie efektywnej zawartości wody. Wydaje się, że na wytrzymałość na ściskanie ma znaczący wpływ sposób, w jaki absorpcja wody RA jest uwzględniana w dozowaniu mieszaniny i nie zaleca się pełnej kompensacji absorpcji wody przez kruszywa [32-36]. Sugeruje to, że woda wchłonięta przez kruszywo w części pozostanie w kruszywie dłużej niż ma miejsce wiązanie cementu. Zacznie być uwalniany dopiero w późniejszych etapach utwardzania, przyczyniając się do utrzymania betonu.

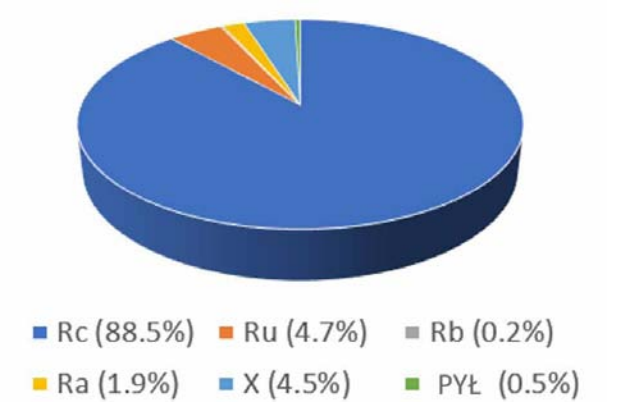
2. Materiały i metody

Celem badań było zweryfikowanie wpływu sposobu przygotowania kruszywa z recyklingu na podstawowe cechy mieszanki betonowej i betonu.

Zastosowano dwie frakcje kruszywa naturalnego żwirowego: 2/4 (oznaczono jako 2/4N) oraz 4/8 (oznaczono jako 4/8N). Moduł rozdrobnienia grubych kruszyw naturalnych wynosi odpowiednio 5,56 i 5,63. Analizowane kruszywo z recyklingu frakcji 4/8 (oznaczone jako 4/8R) pochodziło z rozbiórki obiektu kubaturowego – budynku mieszkalnego. W związku z tym skład kruszywa z recyklingu jest zróżnicowany. Dominującym składnikiem jest beton cementowy – Rc (Rys. 1). Składnikiem mieszanek betonowych był również piasek wiślany (0/2N) o module rozdrobnienia wynoszącym 4,70.

Tab. 2. Podstawowe cechy zastosowanych kruszyw

Cecha	0/2N	2/4N	4/8N	4/8R
Gęstość (EN 1097-6), g/cm^3	2,54	2,64	2,67	2,53
Gęstość w stanie suchym (EN 1097-6), g/cm^3	2,13	2,46	2,60	2,25
Nasiąkliwość (EN 1097-6), %	7,5	2,80	1,20	10,0
Współczynnik Los Angeles (EN 1097-2), %	-	27,0	25,0	75,0
Zawartość pyłów (EN 933-1), %	1,0	0,1	0,1	0,5



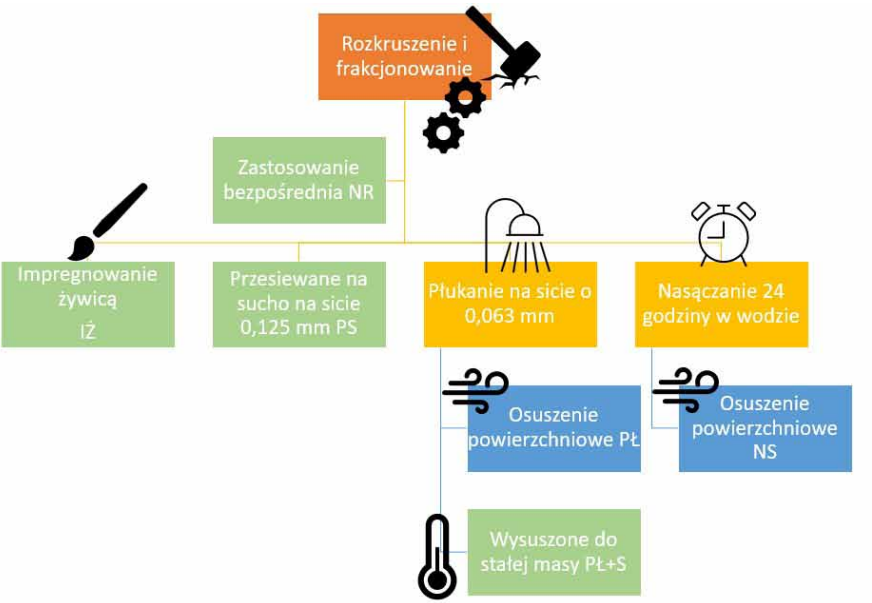
Rys. 1. Skład kruszywa z recyklingu określony zgodnie z PN EN 933-11, Rc – beton, produkty betonowe, zaprawa; Ru – niezwiązane kruszywo, naturalne kamienia, kruszywo związane hydraulicznie, Rb – elementy gliniane, silikatowe, elementy betonu komórkowego, Ra – materiały bitumiczne, X – pozostałe, takie jak: metale, drewno, plastik, guma i tynki gipsowe.

Wybrano metody przygotowania kruszywa, które mają największy potencjał aplikacyjny z uwagi na najmniejszy koszt oraz najmniejsze zużycie zasobów naturalnych [32]. W prezentowanych badaniach zastosowano 6 różnych metod przygotowania kruszywa z recyklingu (Rys.2):

- NR – nie przeprowadzono żadnych zabiegów poza kruszeniem;
- PS - przesiewanie na sucho na sicie o wymiarach oczka 0,125 mm w celu usunięcia najdrobniejszej frakcji;
- IŻ - impregnacja żywicą poliestrową powierzchni ziaren kruszywa w celu zwiększenia wytrzymałości zaprawy cementowej;
- PŁ+S – kruszywo zostało przesiane na moro na sicie 0,063 mm, a następnie wysuszone do stałej masy w suszarce;
- PŁ – kruszywo zostało przesiane na morko na sicie o boku 0,063 mm, a następnie osuszone powierzchniowo,
- NS – kruszywo przez 24 godziny było nasączane wodą, a następnie osuszone powierzchniowo.

Wykonano także skład referencyjny (R) wykonany bez kruszywa z recyklingu.

W ramach prac zaprojektowano mieszanki betonowe o stałym składzie ilościowym. Różniły się one jakościowo - sposobem przygotowania kruszywa z recyklingu. Skład mieszanek: CEM I 42,5 R (310 kg/m^3), woda (100 kg/ m^3), piasek wiślany 0/2N (600 kg/ m^3), żwir frakcji 2/4 N (400 kg/ m^3) oraz kruszywo z recyklingu frakcji 4/8R (500 kg/ m^3). Z uwagi na fakt, że mieszanki były przygotowywane z udziałem kruszywa z recyklingu o zmiennej wilgotności rzeczywiste dozowanie składników było zmienne (Tab.2). Domieszka uplastyczniająca była dozowana do uzyskania stałej konsystencji (5 cm ± 2 cm) zanurzenia stożka Novikowa). Na podstawie badań wstępnych, założono, że połowa wody zawartej w kruszywie z recyklingu wchodzi w skład efektywnej zawartości wody, a połowa pozostaje w kruszywie i pozostaje w nim dłużej niż do zakończenia wiązania cementu.



Rys. 2. Schematyczne przedstawienie metod przygotowania kruszywa z recyklingu wybranych do badań, kolorem niebieskim zaznaczono metody, w których aplikowano kruszywo wilgotne

Tab.2. Składy mieszanek betonowych, R- skład referencyjny, NR – skład z kruszywem z recyklingu niepoddanym innemu przygotowaniu niż rozkruszenie, PS – skład z kruszywem z recyklingu przesiewanym na sucho, PŁ – skład z płukanym kruszywem z recyklingu, PŁ+S – skład z płukanym i suszonym kruszywem z recyklingu, IŻ – skład z impregnowanym kruszywem z recyklingu, NS – skład z nasączanym kruszywem z recyklingu

	R	NR	PS	PŁ	PŁ+S	IŻ	NS
CEM I 42,5, kg	440	440	440	440	440	440	440
Woda wodociągowa, kg	220	220	220	176	220	220	176
Wilgotność kruszywa z recyklingu, %	0	0	0	10	0	0	10
Efektywna zawartość wody, kg	220	220	220	220	220	220	220
Kruszywo z recyklingu,4/8R ,kg	-	858	858	902	858	858	902
Żwir 2/4N, kg	430	430	430	430	430	430	430
Żwir 4/8N, kg	858	-	-	-	-	-	-
Piasek 0/2N, kg	858	858	858	858	858	858	858
Domieszka uplastyczniająca, % m.c.	1,0	3,0	3,0	2,0	3,0	1,0	2,0

W ramach badań przygotowano każdorazowo około 4 litrów mieszanki betonowej. W związku z tym oraz biorąc pod uwagę, że maksymalny wymiar ziarna wynosił 8 mm zastosowano metody badawcze dla zapraw budowlanych. Konsystencja mieszanki betonowej była określana zgodnie z normą PN-85/B-04500, wytrzymałość na zginanie była określana zgodnie z normą PN EN 196-1, a wytrzymałość na ściskanie była określana

zgodnie z normą PN EN 196-1. Zbadany został również zakres karbonatyzacji zgodnie z normą PN-EN 13295.

3. Wyniki

W ramach badań dla każdego ze składów zbadano konsystencję mieszanek betonowych, wytrzymałość na zginanie po 2 i 28 dniach pielęgnacji (3 próbki), wytrzymałość na ściskanie po 2 i 28 dniach pielęgnacji (6 próbek) oraz karbonatyzację po 14 i 28 dniach w komorze (Tab.3).

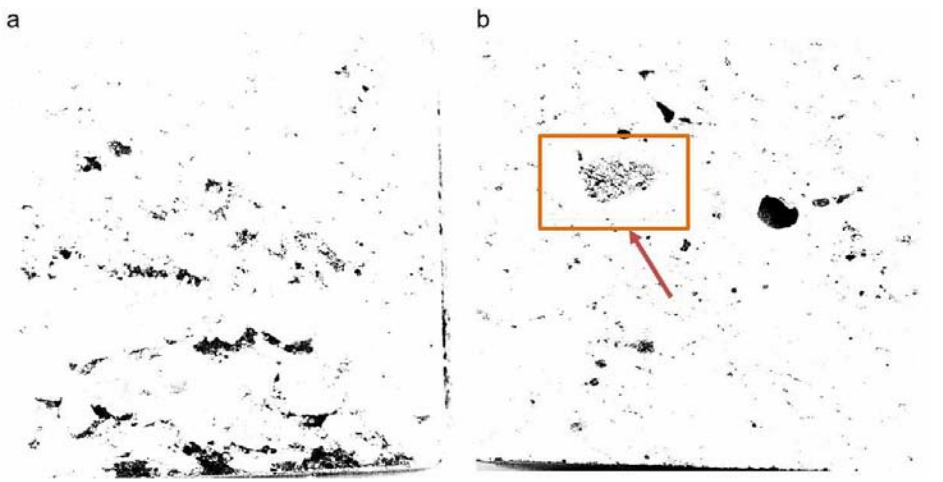
Tab.3. Wyniki badań wytrzymałości na zginanie i ściskanie oraz zakresu karbonatyzacji.

Skład	Dozowanie domieszki uplastycz., % m.c.	Wytrzymałość na ściskanie, MPa		Wytrzymałość na zginanie, MPa		Głębokość karbonatyzacji, mm	
		2 dni	28 dni	2 dni	28 dni	14 dni	28 dni
R	1,0	24,0±0,1	49,2±2,3	3,8±0,2	5,9±0,4	4,4	8,6
NR	3,0	19,2±0,4	40,0±0,8	2,5±0,2	6,0±0,4	7,5	7,5
PS	3,0	17,3±0,7	38,6±0,5	2,7±0,2	5,2±0,3	6,6	12,4
PŁ	2,0	9,6±0,6	49,1±0,7	1,9±0,1	5,3±0,1	12,5	14,1
PŁ+S	3,0	20,5±1,4	37,8±0,7	3,0±0,1	5,6±0,1	6,6	7,5
IŻ	1,0	12,7±1,9	22,8±0,4	2,0±0,2	3,3±0,1	0,1	0,1
NS	2,0	20,2±0,3	35,8±2,1	3,0±0,1	5,8±0,3	9,2	12,0

Zastosowanie kruszywa z recyklingu wiązało się ze zwiększeniem zapotrzebowania na domieszkę uplastyczniającą do uzyskania jednakowej konsystencji i (5 cm ± 2 cm zanurzenia stożka Novikowa). Wyjątkiem było zastosowanie impregnowanego żywica kruszywa z recyklingu. Zastosowana żywica poliestrowa wypełniając pory kruszywa z recyklingu stworzyła na powierzchni ziaren warstwę wodoszczelną (Rys. 3).

Rys. 3. Obraz przełomu próbki z impregnowanym żywicą kruszywem z recyklingu – żywica zabarwiona na pomarańczowo dla jej uwidocznienia.

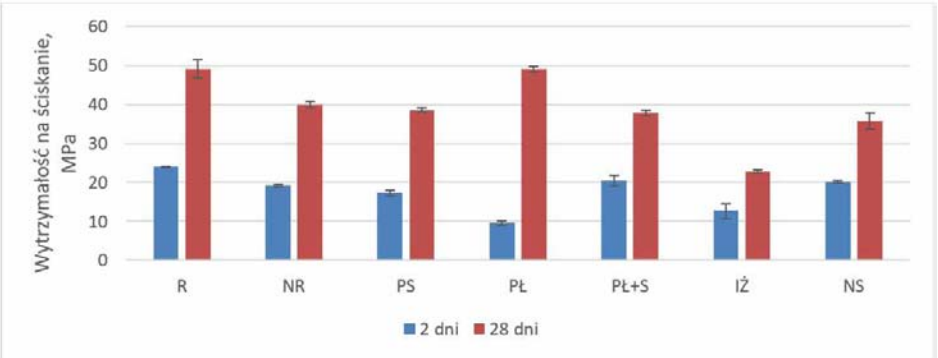
Na przełamie widać, jak żywica – zabarwiona na pomarańczowo wypełniła porowate ziarno zaprawy z recyklingu, co było potencjalnie korzystne – prowadziło do wzmocnienia najsłabszych – porowatych ziaren (Rys.4). Niezależnie od sposobu przygotowania kruszywa, wytrzymałość na zginanie i ściskanie, zarówno 2 dniowa jak i 28 dniowa, była niższa lub niż betonu z kruszywem jedynie żwirowym. Najniższe wartości wytrzymałości miał beton z kruszywem impregnowanym żywicą. Zaobserwowano, że w tym przypadku do zniszczenia próbek dochodzi na powierzchni zaimpregnowanych ziaren. Przyczepność zaprawy do zaimpregnowanego kruszywa była niewystarczająca.



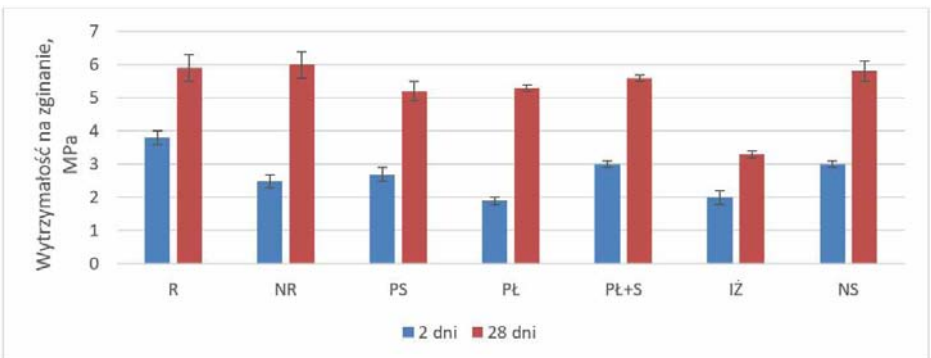
Rys. 4. Binarny obraz porów: a – próbka z impregnowanym kruszywem z recyklingu (IŻ), próbka z kruszywem z recyklingu bez przygotowania (NR).

Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach pielęgnacji betonu z kruszywem przygotowanym w procesie płukania na sicie była zbliżona do wytrzymałości betonu referencyjnego (Rys. 5). Pozostałe metody przygotowania kruszywa, z wyjątkiem impregnowania żywicą, skutkowały wytrzymałością o około 20% mniejszą niż wytrzymałość betonu referencyjnego.

Niezależnie od sposobu przygotowania kruszywa z recyklingu, z wyjątkiem impregnowania żywicą, wytrzymałość na zginanie po 28 dniach dojrzewania przekraczała 5 MPa, a różnice pomiędzy analizowanymi składami były zbliżone do odchyleń standardowych wyników (Rys.6). Najwyższe wyniki badania wytrzymałości na zginanie miały składy, w których zastosowano kruszywo z recyklingu, nie pozbawione frakcji pyłów – skład bez przygotowania NR oraz skład z kruszywem nasączanym NS.



Rys.5. Wytrzymałość na ściskanie po 2 i 28 dniach pielęgnacji w zależności od sposobu przygotowania kruszywa z recyklingu.



Rys.6. Wytrzymałość na zginanie po 2 i 28 dniach pielęgnacji w zależności od sposobu przygotowania kruszywa z recyklingu.

4. Podsumowanie i wnioski

Ze względu na dużą ilość odpadów budowlanych i przewidywany ich wzrost, należy rozważyć zastosowanie kruszywa z recyklingu w betonie. Sposób przygotowania tego kruszywa ma znaczący wpływ na cechy techniczne betonu. Z analizowanych w artykule metod najlepsze rezultaty otrzymano dla procesu płukania na sicie. Wyniki wytrzymałości na ściskanie były porównywalne z wynikami wytrzymałości na ściskanie betonu referencyjnego, wykonanego wyłącznie z kruszywem żwirowym.

Stosowane metody przygotowania kruszywa, mają na celu głównie redukcję pyłów oraz innych zanieczyszczeń. Zastosowanie metod wodnych (płukanie, nasączanie) wymaga przeprowadzenia korekty ilości wody zarobowej. Impregnacja żywicą ziaren kruszywa z recyklingu wpływa korzystnie na konsystencję i wzmacnia ziarna porowate, ale nie zapewnia wystarczającej wytrzymałości na ściskanie i zginanie. Przyczyną jest niewystarczająca przyczepność między ziarnami kruszywa a zaczynem.

Rozważając wybór metody przygotowania kruszywa z recyklingu należy uwzględnić wiele parametrów. Poza analizowanymi w artykule podstawowymi cechami technicznymi

należy uwzględnić trwałość betonu oraz koszt i wpływ środowiskowy wybranej metody przygotowania kruszywa z recyklingu. Zagospodarowywanie odpadów budowlanych jest jednym z kluczowych założeń taksonomicznych. Niewykorzystane odpady z budowy, remontów i demontażu obiektów budowlanych oraz infrastruktury drogowej zagospodarowane w niewłaściwy sposób mogą negatywnie wpływać na środowisko. Zastosowanie odpowiednio przygotowanego kruszywa z recyklingu pozwala na redukcję gromadzonych odpadów oraz emisji dwutlenku węgla, jak również uzyskanie betonu wystarczających cechach.

Podziękowania

Niniejsza publikacja była współfinansowana w ramach grantu badawczego Politechniki Warszawskiej wspierającego prowadzenie działalności naukowej w dyscyplinie Inżynieria Lądowa i Transport.

Literatura

[1] Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development | Department of Economic and Social Affairs, https://sdgs.un.org/2030agenda
[2] Nations, U. Day of 8 Billion | United Nations.
[3] The EU Green Deal – a roadmap to sustainable economies, https://www.switchtogreen.eu/the-eu-green-deal-promoting-a-green-notable-circular-economy/.
[4] M.C.G. Juenger, R. Snellings, S.A. Bernal, Supplementary cementitious materials: New sources, characterization, and performance insights, Cem. Concr. Res. 122 (2019) 257–273. doi:10.1016/j.cemconres.2019.05.008
[5] M. Sisol, M. Marcin, K. Dvorak, M. Sudova, Study on Mechanical Properties of Heap Deposited Fly Ash Based Geopolymers with Different Alkaline Activator Properties. Buildings, 2022
[6] K. Dvorak, P. Dalecky, S. Ravaszova, Effect of mine water on hydration of FBC ash binder, European Days of Miners and Metallurgists and 14th Meeting of Mining Towns and Municipalities of Slovakia. Košice: Technical University of Košice, 2022.
[7] I. Tole, M. Rajczakowska, A. Humad, A. Kothari, A. Cwirzen, Geopolymer Based on Mechanically Activated Air-cooled Blast Furnace Slag, Materials (Basel). 13 (2020) 1134. doi:10.3390/ma13051134
[8] C. Dossche, V. Boel, W. De Corte, N. De Belie, Green concrete: optimization of high-strength concrete based on LCA, Durab. Sustain. Concr. Struct. Work. Proc. SP-305 (2015) 357–366. http://hdl.handle.net/1854/LU-6976123
[9] M. Ravi, A. Bhogayata, Utilization of recycled concrete residues as secondary materials in the development of sustainable concrete composite, Materials Today: Proceedings, 2023
[10] stat.gov.pl
[11] A.M. Grabiec, D. Zawal, W.A. Rasaq, The Effect of Curing Conditions on Selected Properties of Recycled Aggregate Concrete, Appl. Sci. 10, 2020, https://doi.org/10.3390/app10134441.
[12] H. Al Ajmani, F. Suleiman, I. Abuzayed, A. Tamimi, Evaluation of Concrete Strength Made with Recycled Aggregate, Buildings. 9, 2019, https://doi.org/10.3390/buildings9030056.
[13] G.L. Vieira, J.Z. Schiavon, P.M. Borges, S.R. da Silva, J.J. de Oliveira Andrade, Influence of recycled aggregate replacement and fly ash content in performance of pervious concrete mixtures, J. Clean. Prod. 271, 2020, 122665. 10.1016/j.jclepro.2020.122665.
[14] J. Xiao, J. Li, C. Zhang, Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading, Cem. Concr. Res. 35, 2005, https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.09.020.
[15] M. Etxeberria, E. Vázquez, A. Marí, M. Barra, Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete, Cem. Concr. Res. 37, 2007, https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.02.002.
[16] C.S. Poon, S.C. Kou, L. Lam, Influence of recycled aggregate on slump and bleeding of fresh concrete, Mater. Struct. 40, 2007, https://doi.org/10.1617/s11527-006-9192-y.
[17] H. Zhang, Y. Wang, D.E. Lehman, Y. Geng, K. Kuder, Time-dependent drying shrinkage model for concrete with coarse and fine recycled aggregate, Cem. Concr. Compos. 105, 2020, 103426, https://doi.org/10.1016/J.CEMCONCOMP.2019.103426.

[18] R.V. Silva, J. de Brito, R.K. Dhir, Comparative analysis of existing prediction models on the creep behaviour of recycled aggregate concrete, Eng. Struct. 100 ,2015, https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2015.06.004.
[19] Y. Fan, J. Xiao, V.W.Y. Tam, Effect of old attached mortar on the creep of recycled aggregate concrete, Struct. Concr. 15,2014, 169–178.
[20] J. Kim, The effect of residual mortar in recycled aggregate on behavior of recycled aggregate concrete, Korea University of Technology and Education, 2016.
[21] A. Jayasuriya, M.P. Adams, M.J. Bandelt, Understanding variability in recycled aggregate concrete mechanical properties through numerical simulation and statistical evaluation, Constr. Build. Mater. 178, 2018, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.158.
[22] P. Saravanakumar, K. Abhiram, B. Manoj, Properties of treated recycled aggregates and its influence on concrete strength characteristics, Constr. Build. Mater. 11, 2016, 611–617, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.064.
[23] G. De Schutter, K. Audenaert, Report 38: Durability of Self-Compacting Concrete-State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 205-DSC, RILEM publications, 2007.
[24] C. Thomas, J. Setién, J.A. Polanco, P. Alaejos, M. Sánchez de Juan, Durability of recycled aggregate concrete, Constr. Build Mater. 40, 2013, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.106.
[25] J. De Brito, J. Ferreira, J. Pacheco, D. Soares, M. Guerreiro, Structural, material, mechanical and durability properties and behaviour of recycled aggregates concrete, J. Build Eng. 6, 2016, 1–16, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2016.02.003.
[26] S.C. Kou, C.S. Poon, Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates, Cem. Concr. Compos. 31 (9) 2009 622–627, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.06.005.
[27] J. Sainz-Aja, C. Thomas, J.A. Polanco, I. Carrascal, High-frequency fatigue testing of recycled aggregate concrete, Appl. Sci. 10, 2019, 10, https://doi.org/10.3390/app10010010.
[28] F. Colangelo, R. Cioffi, Mechanical properties and durability of mortar containing fine fraction of demolition wastes produced by selective demolition in South Italy, Compos. Part B Eng. 115, 2017, https://doi.org/10.1016/J.COMPOSITESB.2016.10.045.
[29] D. Matias, J. de Brito, A. Rosa, D. Pedro, Durability of concrete with recycled coarse aggregates: influence of superplasticizers, J. Mater. Civ. Eng. 26 (7) , 2014, 06014011, https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000961.
[30] S.C. Kou, C.S. Poon, Enhancing the durability properties of concrete prepared with coarse recycled aggregate, Constr. Build Mater. 35 ,2012, 69–76, https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2012.02.032.
[31] J. Sainz-Aja, I. Carrascal, J. Polanco, A. Cimentada, C. Thomas, J. Brito, Aging of recycled aggregates mortars by drying-wetting cycles, Construction and Building Materials, Volume 307, 2021, 124934, ISSN 0950-0618, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124934.
[32] A. A. Bahraq, J.Jose, M. Shameem, M. Maslehuddin, A review on treatment techniques to improve the durability of recycled aggregate concrete: Enhancement mechanisms, performance and cost analysis, Journal of Building Engineering, Volume 55, 2022, 104713, ISSN 2352-7102, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104713

Jacek Korentz
Filip Szmatuła

Wpływ zbrojenia rozproszonego z włókien węglowych pochodzących z recyklingu na właściwości betonu

EFFECT OF RECYCLED CARBON FIBER REINFORCEMENT ON CONCRETE PROPERTIES

Streszczenie

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań doświadczalnych dotyczących możliwości zastosowania w betonie zbrojenia rozproszonego z włókien węglowych CF pochodzących z recyklingu łopat turbin wiatrowych. Program badań zakładał oznaczenie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu dla trzech długości włókien 25mm, 35mm i 45 mm i trzech objętościowych zawartości włókien 0,5%, 1,0% i 1,5%. W wyniku badań ustalono, że dodatek włókien CF: zmniejsza gęstość pozorną betonu maksymalnie o około 3%, nie ma istotnego wpływu na wytrzymałość na ściskanie; zwiększa wytrzymałość na rozciąganie maksymalnie o 12%, zwiększa energię zniszczenia podczas rozciągania przy rozłupywaniu maksymalnie o około 24%.

Abstract

This article presents the results of an experimental study on the possibility of using CF carbon fiber dispersed reinforcement from recycled wind turbine blades in concrete. The testing program involved determination of compressive and splitting tensile strengths for three fiber lengths of 25mm, 35mm and 45mm and three fiber volume contents of 0,5%, 1,0% and 1,5%. As a result of the tests, it was found that the addition of CF fibers: reduces the apparent density of concrete by a maximum of about 3%, has no significant effect on compressive strength; increases tensile strength by a maximum of 12%; increases tensile failure energy in splitting by a maximum of about 24%.

dr hab. inż. Jacek Korentz, prof. UZ – Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa
mgr inż. Filip Szmatuła – Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa

1. Wprowadzenie

Energia wiatru jest jednym z najważniejszych odnawialnych źródeł energii. Łopaty turbin wiatrowych (WT) są wykonane głównie z materiałów kompozytowych zawierających żywicę termoutwardzalną i włókna szklane (GF) i włókna węglowe (CF). Obecnie włókno węglowe jest stosowane głównie w dźwigarze lub elemencie konstrukcyjnym łopat wiatrowych dłuższych niż 45 m zarówno w systemach lądowych, jak i morskich. Udział kompozytów węglowych CFRP w składzie najmniejszych łopat turbin wiatrowych na lądzie wynosi zaledwie 9% i wzrasta do 55% w przypadku większych łopat, gdy ich długość przekracza 70 m [1].

Łopaty turbiny wiatrowej składają się z dwóch powierzchni poszycia o konstrukcji sandwiczowej, połączonych ze sobą jednym lub kilkoma żebrami lub belką skrzynkową. Część konstrukcyjną łopaty stanowią kompozyty szklane lub węglowe uzupełnione lekkimi materiałami wypełniającymi takimi jak balsa lub pianka poliuretanowa [2]. Od 80% do 90% masy łopaty to materiał kompozytowy, z czego 60% do 70% to włókna wzmacniające, a pozostałe 30% do 40% to żywica. Pozostała część masy łopaty 10%-20% to drewno, pianka, balsa, kleje, żelkot i farba [3].

Pierwsze turbiny wiatrowe zbliżają się do końca okresu eksploatacji; ich żywotność to 20 - 25 lat [4], a w nadchodzących latach liczba ta znacznie wzrośnie. Szacuje się, że około 25 tys. ton łopat osiągnie koniec żywotności rocznie do 2025r. [5], a do 2050r. zostanie wygenerowanych 2 mln. ton odpadów z łopat turbin wiatrowych [6].

Recykling łopat z turbin wiatrowych jest procesem skomplikowanym i kosztownym, ponieważ kompozyty szklane lub węglowe są trudne do przetworzenia i wymagają specjalistycznych urządzeń i technologii. Zużyte łopaty turbin wiatrowych mogą być również poddawane naprawom i regeneracji i wtedy są powtórnie wykorzystywane w siłowniach wiatrowych [7], albo mogą mieć po odpowiednim przygotowaniu alternatywne zastosowanie jako obiekty małej architektury, kładki dla pieszych, elementy budynków, ekrany akustyczne [8]. Mimo wszystko znaczna część odpadów FRP poddawana jest recyklingowi, a najczęściej stosowanymi metodami recyklingu są: recykling mechaniczny, recykling termiczny, recykling chemiczny i fragmentacja wysokonapięciowa [9,10]. Recykling mechaniczny polega na dokładniejszym mieleniu materiałów po wstępnym etapie cięcia, kruszenia i rozdrabniania na mniejsze kawałki o różnych frakcjach. Recykling termiczny (piroliza) jest procesem termicznym prowadzonym w nieobecności lub w obecności tlenu, a ostatnio w obecności pary wodnej. Recykling chemiczny (solwoliza) polega na obróbce chemicznej przy użyciu rozpuszczalnika w celu degradacji żywicy. Fragmentacja wysokonapięciowa obejmuje rozpad materiałów stałych za pomocą powtarzalnych wyładowań impulsów elektrycznych między dwiema elektrodami w krótkim czasie. Efektem tych procesów recyklingu jest degradacja matrycy w wyniku czego powstają opady kompozytowe, które mogą być ponownie wykorzystane. Są to oleje, gazy i produkty stałe - włókna, ścier, pył.

Badania nad wykorzystaniem odpadów z recyklingu mechanicznego FRP w budownictwie w materiałach cementowych są wielokierunkowe. Odpowiednio rozdrobnione odpady GFRP mogą być podawane do pieca cementowego jako surowiec do produkcji klinkieru cementowego i jako paliwo wtórne, a w zależności od uzyskanych wielkości frakcji po rozdrobnieniu próbuje się zastąpić odpadami z łopat cement, kruszywo drobne, kruszywo grube, a także wprowadzić te odpady do matrycy cementowej jako zbrojenie rozproszone [11,12].

Zbrojenie rozproszone stosuje się w celu zrekompensowania kruchego zachowania się betonu i poprawienia jego wytrzymałości na rozciąganie. W przeciwieństwie do konwencjonalnych prętów zbrojeniowych, które są specjalnie zaprojektowane i umieszczone w strefie rozciągania elementu, włókna zbrojenia rozproszonego są cienkie i krótkie, a ich rozmieszczenie w elemencie betonowym jest losowe. W pracy [13] omówiono podstawowe pojęcia dotyczące zbrojenia rozproszonego betonu, sposoby projektowania mieszanki betonowej oraz wpływ różnych włókien na właściwości mechaniczne i fizyczne betonu. Aktualnie stosowane są także kombinacje różnych włókien. W porównaniu ze wzmocnieniem z monowłóknem, włókna dodawane do betonu jako formy hybrydowe poprawiają niektóre właściwości technicznych materiału, w tym zdolność pochłaniania energii, ciągliwość, wytrzymałość i trwałość [14].

W artykule przedstawiono wyniki wstępnych badań dotyczących możliwości zastosowania odpadów z kompozytów węglowych uzyskanych z recyklingu łopat turbin wiatrowych jako zbrojenia rozproszonego w betonie. Przeprowadzono badania wybranych cech mechanicznych i fizycznych. Zbadano wpływ ilości i długości włókien kompozytowych na wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu, rozpraszanie energii oraz gęstość pozorną. Badania zostały wykonane w ramach magisterskiej pracy dyplomowej [15]

2. Materiały i badania

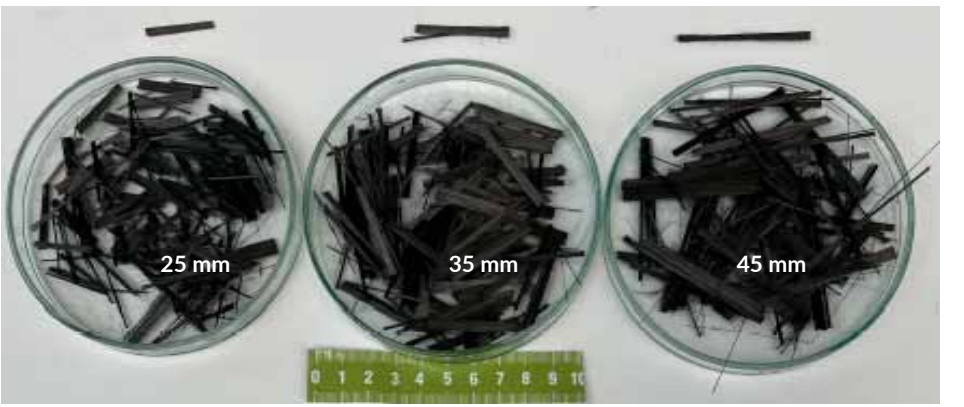
W badaniach zastosowano włókno węglowe z recyklingu łopat turbin wiatrowych wykonanych z udziałem kompozytu węglowego. Włókna węglowe odzyskano metodą pirolizy według technologi firmy Anmet [16]. Proces ten można zastosować, gdy śmigła są zbrojone włóknami o długości nie mniejszej niż 50 m. Z przygotowanego elementu (Rys.1a) wycina się pasy o szerokości ok. 50 cm (Rys.1b). Grubość poszycia łopaty zmienia się od ok. 10 cm w pobliżu piasty i zmniejsza się do 2-3 mm na jej końcu. Masa czystych włókien węglowych w 10 tonowym śmigle wynosi ok. 3 tony.

a) b) c)

Rys. 1. Recykling łopat turbin wiatrowych: a) transport, b) przygotowanie, c) recyklat.

Wycięte pasy wymagają oczyszczenia, poprzez eliminację pozostałości kleju oraz innych domieszek kompozytowych. Gotowe włókna zostają pocięte na odcinki o długości około 170 cm. Następnym etapem jest proces pirolizy. Włókna zostają poddane działaniu temperatury 500 °C przez 60 min. Po tym procesie włókna zawierają zwęgloną żywicę, której ilość stanowi kilkanaście procent całej zawartości recyklatu. Następnie pasy włókien zostają poddane walcowaniu, którego efektem są pasma włókien o szerokości

około 10 mm (Rys.1c). Umożliwia to rozmiękczenie włókien bez zaburzenia równoległego ułożenia struktury wewnętrznej. Kolejnym etapem jest pocięcie pasów gilotynami, które umożliwiają automatyzację pracy oraz regulację długości cięcia. W dalszej kolejności przygotowane włókna zostają poddane procesowi ogrzewania tlenowego w temperaturze 500 °C przez 30 min. Ponowne ogrzanie pasów powoduje usunięcie zwęglonej żywicy, co pozwala uzyskać włókna węglowe o czystości zbliżonej do 100 %. Na potrzeby przeprowadzonych badań pasma włókien o szerokości około 10 mm pocięto na długości 25 mm, 35 mm i 45 mm (Rys.2).



Rys. 2. Zbrojenie rozproszone z włókien węglowych.

Program badań zakładał oznaczenie wytrzymałości na ściskanie f_c i rozciąganie przy rozłupywaniu f_{ct} trzech serii badawczych CF 25, CF 35 i CF 45 o długościach włókien węglowych 25 mm, 35 mm i 45 mm z różną objętościową ich zawartością wynoszącą 0,5 % (4,95 kg/m^3), 1,0 % (9,90 kg/m^3) i 1,5 % (14,85 kg/m^3). Do badania wytrzymałości na ściskanie wykonano próbki sześcienne o długości boku 100 mm [16], a do badania wytrzymałość na rozciąganie wykonano próbki sześcienne o boku 150 mm [17].

Mieszanka betonowa zaprojektowana przy założeniu klasy wytrzymałości C35/45 zawierała cement portlandzki CEM-I 42,5R z cementowni Górażdże i kruszywo naturalne o frakcjach 0/2 i 2/8. W tabeli nr 1 zamieszczono skład mieszanki betonowej wzorcowej C-0 bez dodatku włókien i mieszanek betonowych CF z różnymi dodatkami włókien węglowych. Stosunek wodnocementowy w/c wszystkich mieszanek wynosił 0,60.

Tabela nr 1. Skład mieszanek betonowych w kg/m^3.

Mieszanka	Cement	Woda	Kruszywo 0/2	Kruszywo 2/8	Włókna CF
C-0	450	270	373	1500	0
CF-0,5 %					4,95
CF-1,0 %					9,90
CF-1,5 %					14,85

W tabeli nr 2 przedstawiono wyniki badań konsystencji metodą opadu stożka [18] dla mieszanki referencyjnej C 0 i mieszanek z włóknami o trzech długościach CF 25, CF 35

i CF 45 i trzech ilości dodatku włókien węglowych 0,5%, 1,0% i 1,5%. Klasa konsystencji wg normy [19] mieszanki betonowej wzorcowej C 0 to S3, natomiast klasa konsystencji wszystkich mieszanek z dodatkiem włókien to S1.

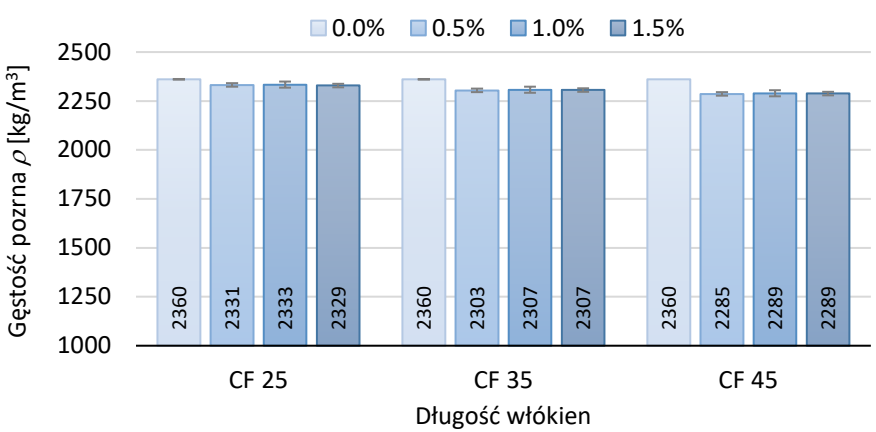
Tabela nr 2. Konsystencja mieszanek betonowych.

Mieszanka	C 0	CF 25			CF 35			CF 45		
Dodatek włókien	0 %	0,5 %	1,0 %	1,5 %	0,5 %	1,0 %	1,5 %	0,5 %	1,0 %	1,5 %
Opad stożka [mm]	140	30	20	10	30	20	10	30	20	10
Klasa konsystencji	S3	S1			S1			S1		

Z wyników zamieszczonych w tabeli wynika, że włókna węglowe charakteryzują się dosyć dużą wodożądnością powodując znaczące pogorszenie urabialności mieszanki - klasa konsystencji S1. Jak można zauważyć urabialności mieszanki pogarsza się ze wzrostem ilości włókien węglowych. Opad stożka zmniejsza się z 30 mm dla zawartości włókien 0,5% do 10 mm dla zawartości włókien 1,5 %.

3. Wyniki badań i ich analiza

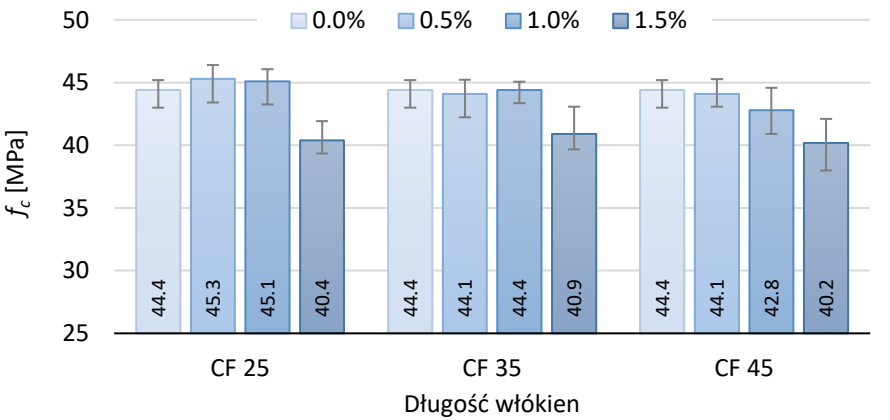
Wstępny program badań obejmował określenie wpływu włókien CF na gęstość pozorną betonu, jego wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu. Na rys. 4 przedstawiono wyniki badań wpływu długości włókien i ich ilości na gęstość pozorną. Gęstość pozorna próbek bez dodatku włókien to 2360 kg/m^3.



Rys. 4. Wpływ dodatku włókien na gęstość pozorną ρ.

Zgodnie z oczekiwaniami dodatek włókien spowodował obniżenie gęstości pozornej proporcjonalnie do ilości włókien CF. Maksymalny spadek gęstości wynosił 3% dla zawartości włókien 1,5 %.

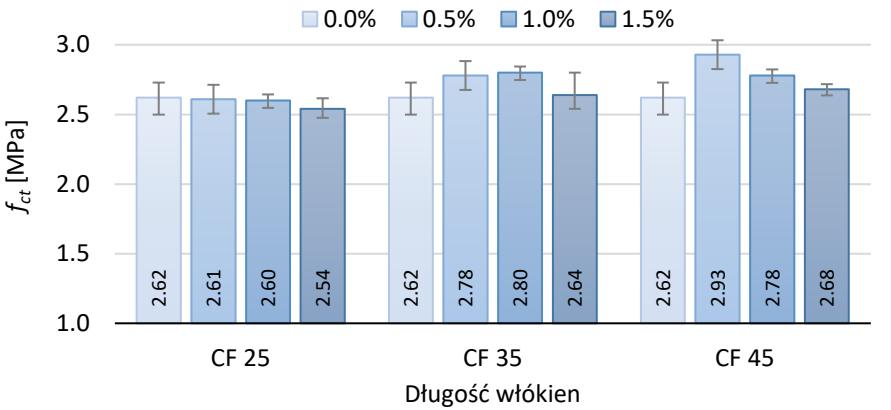
Na rys. 5 zamieszczono wykresy słupkowe ilustrujące zmiany wytrzymałości na ściskanie betonu z dodatkiem zbrojenia rozproszonego z włókien CF. Wytrzymałość na ściskanie betonu bez dodatku włókien to 44,4 MPa. Dodatek włókien nie ma istotnego wpływu na wytrzymałość na ściskanie. Dodatek włókien CF w ilość 0,5% i 1,0% powoduje zmiany wytrzymałości nie przekraczające dwóch procent, przy czym dla włókien CF 25 jest to minimalny wzrost wytrzymałości, a dla włókien CF 35 i CF 45 jest to minimalny spadek wytrzymałości. Natomiast dodatek włókien w ilości 1,5% niezależnie od ich długości powoduje spadek wytrzymałości na ściskanie o około 10%.



Rys. 5. Wpływ dodatku włókien na wytrzymałość na ściskanie f_c.

Badania doświadczalne wytrzymałości na ściskanie fibrobetonów z powszechnie stosowanymi włóknami wykazują brak znaczącego wpływu tego zbrojenia na wytrzymałość [13]. Stwierdzony w badaniach spadek wytrzymałości na ściskanie jest efektem rozluźnienie struktury betonu dodanymi włóknami CF w ilości 1,5%, a także znaczącym obniżeniem urabialności mieszanki. W przeprowadzonych badaniach nie korygowano konsystencji mieszanek domieszkami uplastyczniającymi.

Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu zilustrowane są na rys. 6. Wytrzymałość betonu na rozciąganie bez dodatku włókien wynosi 2,62 MPa. O ile w przypadku wytrzymałości na ściskanie zanotowano spadki wytrzymałości to w przypadku wytrzymałości na rozciąganie zauważalny jest wzrost wytrzymałości na rozciąganie. Największy wzrost wytrzymałości na rozciągnie od 5% do 12%, odwrotnie proporcjonalny do zawartości włókien, zanotowano dla włókien CF 45. Podobna tendencja jest zauważalna także dla włókien CF 35, wzrost wytrzymałości zmienia się w granicach od 6% do 10%. W przypadku włókien CF 25 zmiany wytrzymałości nośności praktycznie są niezauważalne.



Rys. 6. Wpływ dodatku włókien na wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu f_{ct}.

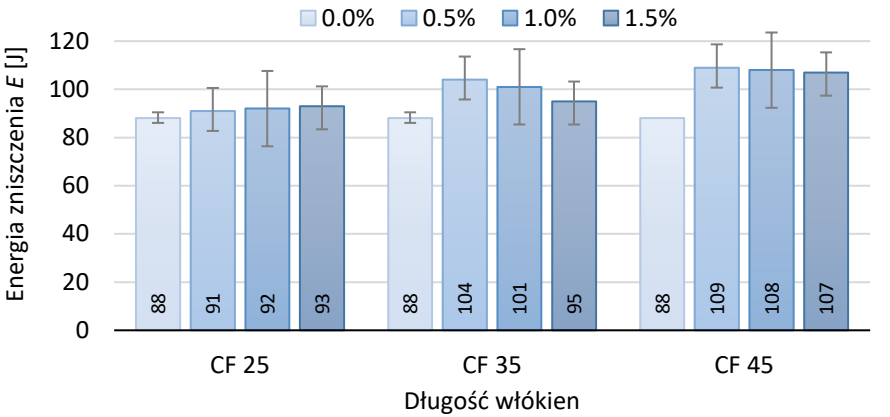
Zauważalny wzrost wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu jest znacznie mniejszy niż w przypadku fibrobetonów z dodatkiem innych włókien [13]. Jest to efekt: (a) gładkiej powierzchni zastosowanych włókien, (b) rozwarstwienia włókien podczas procesu ich cięcia na odpowiednie długości, co można zauważyć porównując rys. 1c i rys. 2, a także (c) defragmentacji włókien węglowych na frakcję włóknistą podczas mieszania składników mieszanki betonowej.

Na rys. 7 zamieszczone są widoki przełomów wybranych próbek po ich rozłupaniu. Widoczne są rozwarstwione włókna na bardzo cienkie włókniste frakcje.

a) b) c)

Rys. 7. Widok przełomów próbek po rozłupaniu; a) CF 45/1,5%, b) CF 35/1,5%, c) CF 25/0,5%.

Poza wytrzymałością betonu ważna także jest jego odkształcalność doraźna. Oba te parametry można wyrazić energią zniszczenia, którą jest pole powierzchni pod krzywą zależności pomiędzy obciążeniem a skróceniem próbki. Na rys. 8 przedstawiono wykresy słupkowe energii zniszczenia poszczególnych próbek podczas próby rozłupywania.



Rys. 8. Wpływ dodatku włókien na energię zniszczenia ***E*** przy rozciąganiu.

Energia zniszczenia przy rozciągania podczas rozłupywania próbki referencyjnej bez włókien to 88 dżuli. Dodatek włókien CF powoduje wzrost energii zniszczenia niezależnie od ich długości, który zależy od ilości dodanych włókien. Dla włókien o CF 25 energia zniszczenia zwiększa się od 3% do 6% w porównaniu z próbkami bez włókien, dla włókien CF 35 jest większa od 8% do 18%, a dla włókien CF 45 jest większa od 22% do 24%. Wzrost ilości włókien CF o określonej długości powoduje nieznaczne spadki energii zniszczenia dla włókien CF 35 i CF 45, natomiast dla włókien CF 25 ich ilość praktycznie nie ma wpływu na ilość wydatkowanej energii. Porównując przyrosty rozpraszanej energii ze wzrostem wytrzymałości na rozciąganie można stwierdzić, że dodatek włókien CF zwiększa odkształcalność betonu. Dlatego dodatek włókien przyczynia się do opóźnienia chwili zniszczenia.

4. Podsumowanie i wnioski

Żywice wzmocnione włóknami, tworzywa termoutwardzalne oraz tworzywa termoplastyczne są powszechnie stosowane jako zamienniki metali w wielu zastosowaniach przemysłowych, sportowych i transportowych w tym w energetyce, gdzie łopaty turbin wiatrowych wykonywane są z kompozytów szklanych i węglowych. Aktualnie największym wyzwaniem pod jakim stoją konstrukcje i wyroby z kompozytów jest ich recykling. Obecnie większość odpadów FRP wytwarzanych na całym świecie trafia na wysypiska śmieci.

Podejmowane są liczne próby zagospodarowania recyklatów, pochodzących z łopat turbin wiatrowych, uzyskanych metodami mechanicznymi w budownictwie w produkcji cementu i betonu między innymi poprzez wprowadzenie odpowiednio rozdrobnionych włókien do matrycy cementowej jako zbrojenie rozproszone.

Na podstawie przeprowadzonych wstępnych badań można stwierdzić, że włóknami CF pochodzącymi z recyklingu łopat turbin wiatrowych można zmodyfikować właściwości fizyczne i mechaniczne stwardniałego betonu. Dodatek włókien CF:

- zmniejsza gęstość pozorną betonu maksymalnie o około 3%,

- nie ma istotnego wpływu na wytrzymałość na ściskanie, jeżeli ich ilość nie przekracza 1,0% objętościowo i obniża wytrzymałość na ściskanie o niespełna 10% jeżeli ich ilość wynosi 1,5% objętościowo,
- zwiększa wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu o kilka do kilkunastu procent maksymalnie o około 12%,
- zwiększa energię zniszczenie podczas rozciągania przy rozłupywaniu maksymalnie o około 24%.

Wyniki przeprowadzonych badań wskazują, że badane włókna CF w niewielkim stopniu przyczyniają się do poprawy właściwości mechanicznych betonu. Celowe są dalsze badania nad możliwością zastosowania włókien CF z recyklingu, jednak konieczna jest modyfikacja włókien poprzez nadanie chropowatości ich powierzchni, a także zastosowanie plastyfikatorów w celu poprawienia urabialności mieszanki, a tym efektywności zagęszczania.

Literatura

[1] Upadhyayul V.K.K., Gadhamshatty V., Athanassiadis D., Tysklir M., Meng F., Pan Q., Cullen J.M., Yacout D.M.M. *Wind Turbine Blades Using Recycled Carbon Fibers: An Environmental Assessment*. Environmental Science & Technology. 2022, 56(2), 1267-1277.

[2] Mishnaewsky L., Beranner K., Petersen H.N., Beauson J., McGugan M., Sorensen B.F. *Materials for wind blades*: An overview. Materials, 2017, 10, 1285.

[3] Cooperman A., Eberle A., Lantz E. *Wind turbine blade material in the united states: quantities, costs, and end-of-life options*. Resources Conservation and Recycling. 2021, 168, 105439.

[4] *Recykling albo budownictwo. Drugie życie łopat wiatrowych*. Dostępne online: https://zielonagospodarka.pl/recykling-albo-budownictwo-drugie-zycie-lopat-wiatrowych-1766 (29.04.2023r.).

[5] *Newly Discovered Chemical Process Renders All Existing Wind Turbine Blades Recyclable*. Dostępne online: https://www.offshorewind.biz/2023/02/08/newly-discovered-chemical-process-renders-all-existing-wind-turbine-blades-recyclable/ (17.03.2023r.).

[6] Liu P., Barlow C.Y., *Wind turbine blade waste in 2050r*. Waste Management, 2017, 62, 229-240.

[7] Katnam K.B., Comer A.J., da Silva L.F.M., Young T.M., *Composite repair in wind Turbine blades: An overview*. The Journal of Adhesion, 2015 91(1-2), 113-139. doi.org/10.1080/00218464.2014.900449.

[8] Karavida S., Peponi A., *Wind turbine blade waste circularity coupled with urban regeneration: a conceptual framework*, Energies, 2022, 16, 1464.

[9] Kwame A-F., Akinlabi E.T. *Recycling of Fibre Reinforced Composites: A Review of Current Tech-nologies*, Proceeding of the DII-2017 Conference on Infrastructure Development and Investment - Strategies for Africa, 30 August - 1 September 2017, Livingstone, Zambia, 157-167.

[10] Oliveux G., Dandy L.O., Leeke G.A. *Current status of recycling of fibre reinforced polymers: Review of technologies, reuse and resulting properties*, Progress in Materials Scienc, 2015, 71, 61-99.

[11] Baturkin D., Hisseine O.A., Masmoudi R., Hamou A.T., Massicotte L. *Valorization of recycled FRP materials from wind turbine blades in concrete*. Resources, Conservation & Recycling, 2021, 174, 1055807.

[12] Correia J.R., Almeida N.M., Figueira J.R. *Recycling of FRP composites: reusing fine GFRP waste in concrete mixtures*. Journal of Cleaner Production. 2011, 19(15), 1745-1753.

[13] Glinicki M.A. *Beton ze zbrojeniem strukturalnym*. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 10-13 marca 2010, Tom I, 279-308.

[14] Vairagade V.S., Dhale S.A. *Hybrid fibre reinforced concrete – A state of the art review*. Hybrid Advances, 2023, 3, 100035.

[15] Burzyński B. Wpływ zbrojenia rozproszonego z włókien węglowych z recyklingu na właściwości mechaniczne betonu. 2022.

[16] Wdrożenia. Dostępne online: https://www.anmet.com.pl/wdrozenia/ (02.02.2023r.)

[17] PN-EN 12390–3:2001: Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.

[18] PN-EN 12390-6:2011. Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.

[19] PN-EN 12350-2:2019-07. Badania mieszanki betonowej. Cześć 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka.
[20] PN-EN 206-9:2010. Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.

Paweł Mofina
Michał Zapała

Cementy z nieklinkierowymi składnikami mineralnymi w betonach do specjalnych robót geotechnicznych

CEMENTS WITH NON-CLINKER MINERAL COMPONENTS IN CONCRETES FOR SPECIAL GEOTECHNICAL WORKS

Streszczenie

Każdy obiekt ma swój początek we właściwym posadowieniu fundamentowym, a pale są istotnym elementem umożliwiającym realizację dużych inwestycji nawet w przypadku niekorzystnych warunków gruntowych. Mieszanki przeznaczone dla geotechniki podobnie jak wiele specjalistycznych betonów wymaga indywidualnego podejścia i zrozumienia roli poszczególnych składników dla zapewnienia prawidłowej jakości betonu oraz wyeliminowania trudności podczas procesu palowania.

W 2021 roku pojawiła się nowa norma PN-EN 197-5-2021-07 umożliwiająca produkcję cementów CEM II/C-M oraz CEM VI natomiast w 2022 roku pojawiła się nowelizacja krajowego uzupełnienia do normy PN-EN 206 a mianowicie PN-B-06265:2022-08, a w „kolejce" procesu normalizacyjnego już czekają nowe dokumenty rozszerzające bazę możliwych do użycia w cemencie nowych głównych składników nieklinkierowych (prEN 195-6).

Jedną z istotnych zmian wprowadzonych przez nowelizację załącznika krajowego do normy betonowej PN-EN 206 jest aktualizacja załącznika D czyli zakresu cementów możliwych do zastosowania w specjalnych robotach geotechnicznych. Przydatność cementów z dodatkami mineralnymi w aplikacjach przeznaczonych do robót geotechnicznych jest powszechnie znana. Wciąż jednak w przypadku gruntów trudnych i/lub stosowania skomplikowanych technologii pojawia się pytanie, jak zmodyfikować skład mieszanki betonowej, aby dostarczyć produkt o odpowiednich parametrach. Wykorzystując właściwości cementów i ich wpływ na istotne z punktu widzenia reologii tego typu mieszanek cechy, producent mieszanek przewidzianych do zastosowania w geotechnice otrzymuje nowe narzędzie do optymalizacji składu dla poprawy właściwości roboczych mieszanek, które podkreśla zalety rozwiązań opartych na kompozycjach cementów wykorzystujących nieklinkierowe składniki główne.

W artykule autorzy zestawili wyniki badań betonów kontraktorowych palowych z zastosowaniem cementów CEM II względem mieszanki referencyjnej wykonanej na

Paweł Mofina – Cemex Polska Sp. z o.o.
Michał Zapała – Master Builders Solutions Polska Sp. z o.o.

cemencie CEM I. Próby zostały przeprowadzone przy zastosowaniu prasy BAUERA (Bauer Filter Prasse) pozwalającej wychwycić różnice między mieszankami betonowymi mające niebagatelny wpływ na prowadzenie robót betonowych i zbrojarskich w betonach palowych. Uwzględnione zostały zmienne w postaci uziarnienia piasku stosowanego w produkcji, ilości dodatku popiołu lotnego, krzemionkowego, wskaźnika w/c oraz stosowanie domieszek i stabilizatorów VMA.

Abstract

Each structure has its beginning in the proper foundation, and piles are an important element enabling the implementation of large investments even in the case of unfavorable ground conditions. Mixtures intended for geotechnics, like many specialized concretes, require an individual approach and understanding of the role of individual components to ensure the quality of concrete and eliminate difficulties during the piling process.

In 2021, a new standard PN-EN 197-5-2021-07 appeared, enabling the production of CEM II/C-M and CEM VI cements, while in 2022, an amendment to the national supplement to the PN-EN 206 standard appeared, namely PN-B 06265:2022 -08, and in the "queue" of the standardization process, new documents are already waiting to expand the base of new main non-clinker components that can be used in cement (prEN 195-6).

One of the significant changes introduced by the amendment of the national annex to the concrete standard PN-EN 206 is the update of annex D, i.e. the scope of cements that can be used in special geotechnical works. The usefulness of cements with mineral additives in applications intended for geotechnical works is widely known. Still, in the case of difficult soils and/or the use of complex technologies, the question arises of how to modify the composition of the concrete mix to provide a product with appropriate parameters. Using the properties of cements and their impact on the rheology-relevant features of this type of mixes, the manufacturer of mixes intended for use in geotechnics receives a new tool for optimizing the composition to improve the working properties of the mixes, which highlights the advantages of solutions based on cement compositions using non-clinker main components.

In the article, the authors summarized the results of tests of pile-concrete concretes with the use of CEM II cements in relation to the reference mix made on CEM I cement. The tests were carried out using the Bauer Filter Press (Bauer Filter Press), which allows to capture the differences between concrete mixes that have a significant impact on the performance of concrete and reinforcement works in pile concrete. Variables in the form of sand grain size used in production, the amount of fly ash, silica, w/c ratio and the use of VMA admixtures and stabilizers were taken into account.

1. Wstęp

W przypadku braku możliwości posadowienia bezpośredniego obiektu inżynierskiego lub budynku rozwiązaniem jest posadowienie pośrednie, czyli wykorzystanie pali fundamentowych. W zależności od rodzaju wznoszonego obiektu, możliwej rozbudowy jego części podziemnej, warunków gruntowych, głębokości przemarzania, poziomu wód gruntowych oraz analizy kosztowej projektanci decydują się na różne rozwiązania. Wśród najbardziej popularnych są pale żelbetowe prefabrykowane przemieszczeniowe oraz wykonywane na placu budowy pale wiercone oraz przemieszczeniowe. Dla elementów prefabrykowanych wymagania dotyczą w większym stopniu stwardniałego betonu, czyli jego wytrzymałości, trwałości czy maksymalnej głębokości wniknięcia wody pod ciśnieniem. Parametry mieszanki takie jak np. konsystencja czy reologia są indywidualne dla każdego zakładu produkcyjnego. Dużo większe wymagania stawiane są producentom betonu dostarczającym mieszanki na plac budowy. Narzucenie minimalnej zawartości frakcji drobnych, zwiększonej ilości cementu często powyżej wymagań klas ekspozycji oraz spełnienie wymagań minimalnego utrzymania konsystencji, obniżonej lepkości mieszanki oraz nierzadko wysokiej konsystencji, mają na celu właściwą zabudowę mieszanki betonowej w palu lub ścianie szczelinowej, gdzie nie ma możliwości mechanicznego zagęszczenia. Ponadto zabezpieczają przed wypłukaniem jej składników w przypadku betonowań w warunkach mokrych oraz gwarantują optymalne tempo prac ułatwiając pompowanie oraz pogrążanie klatek zbrojeniowych w przypadku prowadzenia prac na miejscu.

2. Cementy niskoklinkierowe

Mapa drogowa dekarbonizacji budownictwa do roku 2050 nakłada na producentów cementu konieczność ciągłej redukcji emisji CO2 w zakresie źródeł pośrednich i bezpośrednich. Źródła bezpośrednie to głównie spalanie paliw oraz dekarbonizacja węglanu wapnia. Zmniejszenie emisji CO2 pochodzącej z dekarbonizacji węglanu wapnia jest możliwe poprzez zwiększenie udziału już zdekarbonizowanych składników głównych, czyli dopuszczonych do produkcji cementu odpadów przemysłowych takich jak popioły lotne krzemionkowe, popioły lotne wapienne, granulowany żużel wielkopiecowy czy stosowanie kamienia wapiennego. Stosowanie tych składników zgodnie z odpowiednimi normami dotyczącymi produkcji cementu pozwala na zmniejszenie udziału klinkieru w produkowanych cementach, a co za tym idzie zmniejszona zostaje emisja CO2 w procesie wypalania klinkieru. Doskonale znana jest norma PN-EN 197-1:2012 Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku, która umożliwia produkcję 27 rodzajów cementów. Oprócz cementów powszechnego użytku norma PN-B 19707:2013-10 daje możliwość rozszerzenia tej palety o cementy z cechami specjalnymi. Bardzo dużym krokiem w kierunku redukcji emisji CO2 było wprowadzenie w 2021 roku normy niezharmonizowanej PN-EN 197-5:2021-07 Cement – Część 5: Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/C-M i cement wieloskładnikowy CEM VI. Norma ta jest dość rewolucyjna, gdyż uruchamia nowe możliwości aplikacyjne w aspekcie zielonej transformacji sektora cementowego. W stosunku do normy EN 197-1 rozszerza rodzinę cementów powszechnego użytku o cementy zawierające jeszcze większą ilość nieklinkierowych składników głównych do poziomu: 36-50% dla cementów CEM II/C-M i 51-65% dla cementów CEM VI. [1].

3. Cementy w geotechnice

Kwestię rodzajów cementów do stosowania w specjalnych robotach geotechnicznych reguluje norma PN-EN 206+A2:2021-08 oraz jej krajowe uzupełnienie PN-B 06265:2022-08. Ujęty w obu normach Załącznik D - *Dodatkowe wymagania dotyczące specyfikacji i zgodności betonu do specjalnych robót geotechnicznych*, zawiera zestawienie cementów dopuszczonych do stosowania w tym segmencie budownictwa.

Właśnie za sprawą normy PN-B-06265:2022-08 stało się możliwe stosowanie w tych aplikacjach nowych cementów m.in. CEM II/C-M określonych w normie PN-EN 197-5

Zdecydowaną większość cementów niskoklinkierowych łączy wspólna cecha, poza oczywiście zredukowaną zawartością klinkieru, podwyższona względem cementów CEM I powierzchnia właściwa (powierzchnia Blaine`a). Właściwość ta oprócz tego, że służy do regulowania cech wytrzymałościowych cementu dodatkowo nie pozostaje bez wpływu na właściwości mieszanek betonowych, zapraw czy zaczynów. Zastosowane w badaniach opisanych w tym artykule cementy mają bardzo zróżnicowaną powierzchnię właściwą od 3316 cm^2/g dla cementu CEM I 42,5 R-NA do 5830 cm^2/g dla cementu CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R. Cementy zastosowane do tego projektu zostały również zróżnicowane pod względem składników głównych nie klinkierowych, ponieważ również ta kwestia ma bardzo duży wpływ na jakość wyprodukowanej mieszanki.

4. Wymagania zawarte w WWiORB

Normy branżowe regulują wymagania dla mieszanek i betonów przeznaczonych do robót geotechnicznych, jednak na etapie realizacji różnych inwestycji możemy się spotkać z bardziej szczegółowymi wymaganiami. Przykładem są tutaj WWiORB-y.

Warunki wykonania i odbioru robót budowlanych w przypadku pali wierconych CFA oraz wielkośrednicowych zalecają stosowanie żwirów, jednak w niektórych regionach kraju dużym ograniczeniem w ich stosowaniu jest nasiąkliwość $WA_{24} \leq 2\%$. Wytyczne techniczne GDDKiA w odróżnieniu od PN-EN 206+A2 podają orientacyjne wartości opadu stożka, które wynoszą dla mieszanek układanych warunkach suchych 130 mm do 180 mm, dla betonu układanego pod wodą powyżej 180 mm, a w przypadku cieczy stabilizującej powyżej 160 mm. Charakterystycznym jest wymaganie maksymalnej zawartości powietrza 2% w mieszankach.

5. Beton do specjalnych robót geotechnicznych wg. EFFC/CFI

Mieszanka betonowa musi spełniać wymagania norm i specyfikacji, jednak nic nie stoi na przeszkodzie korzystania z dodatkowych wytycznych, które oparte są na wynikach prac laboratoryjnych i doświadczeniach praktycznych. Taką jest „EFFC/DFI Best practice guide to tremie concrete for deep foundations". Europejskie Stowarzyszenie Wykonawców Fundamentowania (EFFC) oraz Amerykański Instytut Głębokich Fundamentowań (DFI) powołał zespół złożony głównie z czołowych firm wykonawczych w zakresie głębokich fundamentowań. Owocem prac jest przewodnik udzielający wskazówek na temat właściwości użytkowych mieszanek i metod zabudowy w palach i ścianach szczelinowych

oraz propozycja zmian w metodyce badań dla mieszanki. Sporą cześć uwagi poświęca się właściwej reologii, która według autorów jest jednym z elementów determinujących powodzenie podczas prac oraz sprzyja otrzymaniu wysokiej jakości końcowego produktu. Kluczowymi właściwościami reologicznymi są [4]:

- Urabialność jako zdolność mieszanki do wypełnienia wykopu, przepłynięcia przez przeszkodę oraz jej obtoczenia i zagęszczenia w wyniku działania grawitacji.
- Utrata rozpływu, czyli zdefiniowanie jak długo mieszanka zachowuje konsystencję.
- Stabilność zaczynu będąca odpornością na segregację, bleeding i filtrację.

Różnicę w reologii pomiędzy standardowym betonem, SCC a mieszanką wykorzystywaną do głębokich fundamentowań, można pokazać przy pomocy wykresu zależności naprężenia stycznego od szybkości ścinania (wykres nr. 1)

Wykres 1. Porównanie rodzajów betonu [4].

Wysoka granica płynięcia oraz lepkość kojarzone są z mieszankami standardowymi, w przypadku których konieczne jest stosowanie mechanicznego zagęszczenia w postaci wibratorów wgłębnych. Znacznym ułatwianiem dla wykonawcy jest praca z betonami o wysokich klasach konsystencji jak S4 i S5 lub nawet ASCC, czyli mieszankami o niższej granicy płynięcia. Skraca to czas zabudowy i nie wymaga intensywnej wibracji. Zdolność do samozagęszczania i samopoziomowania wymaga niskich granic płynięcia, co może utrudnić osiągnięcie stabilności. Ważnym w tym przypadku jest zachowanie kompromisu pomiędzy granicą płynięcia a lepkością. Mieszaki kontraktorowe powinny charakteryzować się niższą lepkością od mieszanek SCC kosztem wyższej granicy płynięcia. Zapewni to dobrą zdolność wypełnienia wykopu przy stosunkowo wysokiej spójności zabezpieczającej przed segregacją lub wymieszaniem z wodą.

Na etapie projektowania mieszanki, brane są pod uwagę obowiązujące normy, lokalne wytyczne oraz informacje zawarte w publikacjach instytutów badawczych lub stowarzyszeń. Trudnością w procesie dopuszczenia mieszanki do praktycznego zastosowania jest

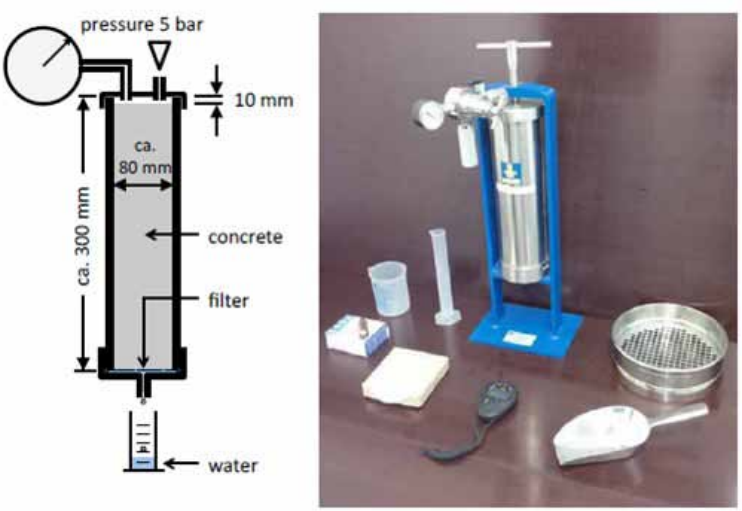
dobranie właściwych metod badawczych pozwalających na obiektywną ocenę mieszanki pod względem jej przydatności.

Autorzy publikacji proponują modyfikację w ocenie wymagań w przypadku podstawowych badań normowych oraz uzupełnienie badania poza normowe. Pośród wielu wymienionych metod są między innymi:

Tabela 1. Proponowane kryteria akceptacji dla betonu kontraktorowego [4]

Metoda badawcza	Wymagania
Opad stożka wg. PN-EN 12350-2	h ≥ 180 mm
Rozpływ stożka wg. PN-EN 12350-8	400 mm ≤ D ≤ 600 mm
Czas osiągnięcia rozpływu wg. PN-EN 12350-8	3 s ≤ T ≤ 11 s
Czas dotarcia do końca L-Box-a wg. PN-EN 12350-10	T ≤ 12 s
Wysokość wypełnienia na końcu L-Box-a wg. PN-EN 12350-10	f > 0 mm
Zablokowana mieszanka na prętach L-Box wg. PN-EN 12350-10	Brak
Bleeding wg. PN-EN 480-4	V < 0,1 ml/min po 2 godz.
Prasa filtracyjna Bauer-a – ilość wyciśniętej wody	V ≤ 22 ml
Prasa filtracyjna Bauer-a – wysokość czopa	h ≤ 100 mm

Najmniej znaną metodą badawczą jest ocena utraty wody pod ciśnieniem przy pomocy prasy filtracyjnej Bauer.



Rysunek 1. Prasa filtracyjna Bauer [4]

Badanie rozpoczyna się od przesiania mieszanki pozbywając się kruszywa powyżej 8mm. Przygotowaną w ten sposób próbkę w ilości około 1,5 lita umieszcza się w kolumnie. Przez 5 minut beton poddany jest działaniu ciśnienia 5 barów. Po zakończeniu badania

mierzona jest utrata wody oraz wysokość czopa powstałego w kolumnie filtracyjnej na skutek utraty konsystencji.

6. Domieszki zwiększające stabilność mieszanek betonowych

Intensywny rozwój w zakresie domieszek upłynniających ułatwił osiąganie wysokich konsystencji mieszanek przy relatywnie niskiej granicy płynięcia co z kolei zwiększa ryzyko utraty stabilności mieszanki. Stosowanie standardowych rozwiązań w postaci zwiększania zawartości frakcji pylastych poprzez dodatki lub piaski o odpowiednim uziarnieniu nie zawsze jest wystarczające lub może być niemożliwe w związku z ograniczeniami surowcowymi lub koniecznością stosowania specyfikacji technicznych uniemożliwiających swobodne modyfikowanie składu mieszanki. Domieszki zwiększające lepkość oraz poprawiające retencję wody są ważnym uzupełnieniem w technologii betonu. Różne wyzwania wymagają indywidualnego podejścia a gama surowców zaliczanych do tego rodzaju domieszek jest szeroka, dlatego istotnym jest trafne zdefiniowanie problemu, aby móc właściwie dobrać mechanizm stabilizujący.

Najpopularniejszym przypadkiem stosowania stabilizatorów są domieszki modyfikujące lepkość VMA. W sytuacji, w której brak jest możliwości stosowania wypełniaczy z uwagi na specyfikacje techniczne lub gdy zawartość cementu musi być ograniczana z uwagi na termikę elementu albo stosowane piaski są ubogie w frakcje drobne. Pojawia się wtedy konieczność stosowania modyfikatorów zwiększających lepkość mieszanki na stałam oczekiwanym poziomie, uzależnionym od dozowania domieszki. Przedstawicielem tej grupy jest MasterMatrix SDC 100, będący syntetycznym kopolimerem zdolnym do tworzenia wiązań wodorowych z zasocjowanymi cząsteczkami wody. Dzięki temu elementy układu staja się mniej aktywne czemu towarzyszy wzrost granicy płynięcia oraz lepkości stabilizując mieszankę [5].

W przypadku betonów, gdzie problemem nie jest brak frakcji drobnych, a jedynie podniesienie odporności na segregację z uwagi na bardzo wysokie rozpływy lub możliwe przedozowanie wody, rozwiązaniem mogą być domieszki zwiększające tiksotropię mieszanek takie jak np. MasterMatrix SCC 110 bazujący na polisacharydzie oraz gumie welanowej. Domieszka ta tworzy usztywnioną strukturę podnoszącą lepkość układów w momencie spoczynku mieszanki [5]. Ponowny ruch burzy strukturę przywracając pierwotnie niższa lepkość.

MasterMatrix FC 500 zaliczyć można do domieszek zwiększających więźliwość wody. Pochodne celulozy tworzą barierę dyfuzyjną dla wody [5]. Zwiększa to spoistość mieszanki oraz ograniczenie wydzielania wody pod wpływem ciśnienia, co jest szczególnie przydatne w przypadku mieszanek kontraktorowych.

7. Założenia do badań

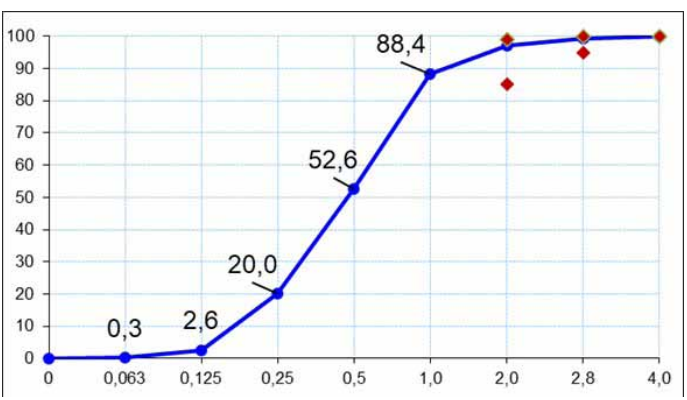
Celem przeprowadzonych badań laboratoryjnych było określnie wpływu:
- rodzaju cementu,
- zawartości cementu,
- uziarnienia piasku,
- domieszek zwiększających retencję wody

na parametry mieszanek do specjalnych robót geotechnicznych. W tym celu wykorzystano sześć rodzajów cementów o różnym składzie mineralnym, powierzchni właściwej oraz wodożądności zgodnie z tabelą 2.

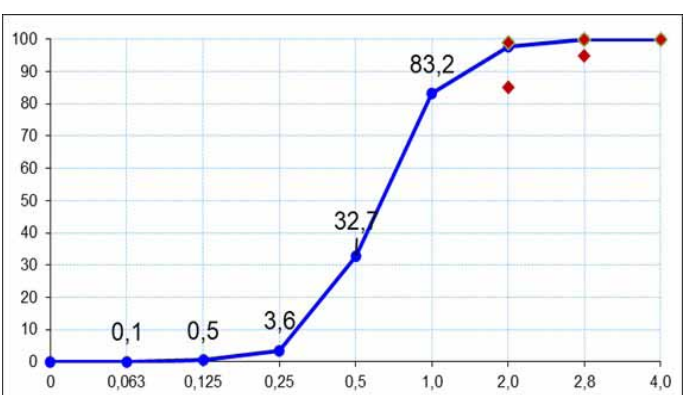
Tabela 2. Wytypowane cementy do badań.

Rodzaj cementu	Blaine [cm^2/g]	Wodożądność [%]
CEM I 42,5 R-NA	3316	27,0
CEM II/C-M (W-LL) 32,5R	5830	32,0
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	4525	32,5
CEM II/A-LL 42,5 R-NA	5520	27,6
CEM II/B-V 32,5 R-NA	4470	31,0
CEM II/A-V 42,5 R	4590	30,0

W trakcie badań stosowano dwa rodzaje piasku różniące się zawartościami frakcji drobnych.



Wykres 2. Piasek o optymalnej zawartości frakcji pylastych – „piasek drobny".



Wykres 3. Piasek o niskiej zawartości frakcji pylastych – „piasek gruby".

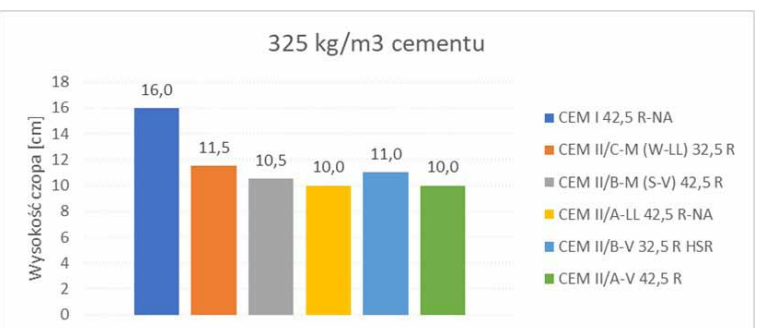
Badania prowadzono według receptur z tabeli 3 zmieniając typ cementu, rodzaj piasku, dozowanie superplastyfikatora (do uzyskania klasy konsystencji S5), zawartość popiołu oraz dodając stabilizator.

Tabela 3. Skład mieszanek do badań laboratoryjnych.

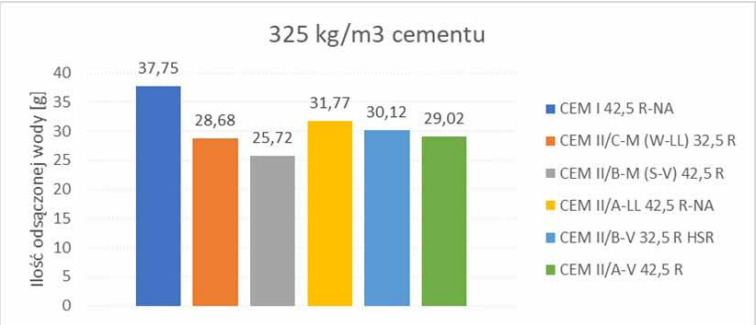
Cement	Cemex	325	375	375	375	375
Popiół lotny	Kozienice	70	20	20	50	20
Piasek 0/2	„drobny”	700	700	0	0	0
Piasek 0/2	„gruby”	0	0	700	700	700
Żwir 2/8	Bierawa	570	570	570	530	570
Żwir 8/16	Bierawa	480	490	490	490	490
Woda	Efektywna	181	182	182	182	182
MasterPozzolith 18BVC	MBS	1,79	2,06	2,06	2,06	2,25
MasterGlenium SKY 653	MBS	S5	S5	S5	S5	S5
MasterMatrix FC 500	MBS	0	0	0	0	0,5
Frakcja < 0,125 mm	[kg/m3]	407	407	398	428	398

8. Wpływ rodzaju cementu na właściwości mieszanek do specjalnych robót geotechnicznych

Badania rozpoczęto od sprawdzenia wpływu rodzaju stosowanych cementów w mieszankach do specjalnych robót geotechnicznych dla betonowań w warunkach suchych.

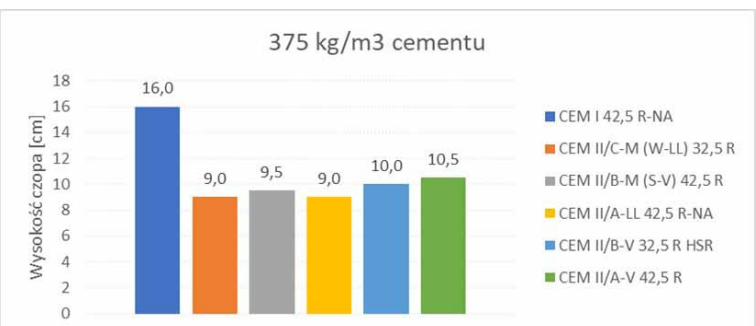


Wykres 4. Wpływ rodzaju cementu na wysokość czopa – „piasek drobny”.



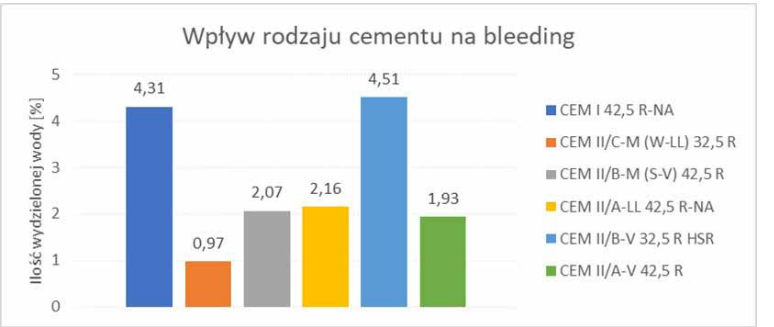
Wykres 5. Wpływ rodzaju cementu na ilość wyciśniętej wody – „piasek drobny".

Kolejnym etapem była ocena wpływu rodzaju zastosowanego cementu niskoklinkierowego w mieszankach do specjalnych robót geotechnicznych dla betonowań w zanurzeniu.

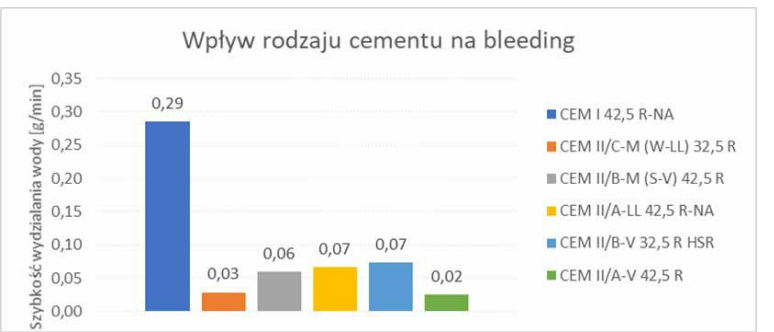


Wykres 6. Wpływ rodzaju cementu na wysokość czopa – „piasek drobny".

Wykres 7. Wpływ rodzaju cementu na ilość wyciśniętej wody w obecności piasku drobnego.

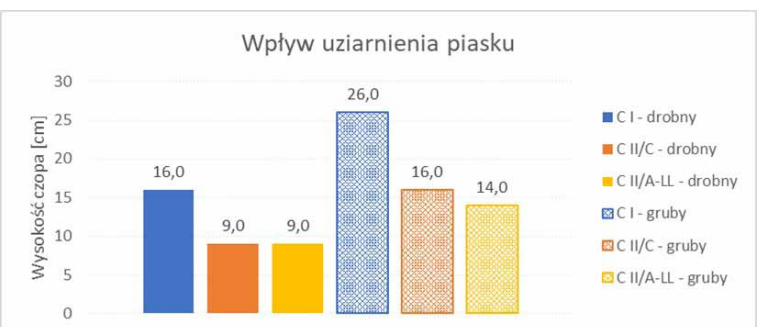


Wykres 8. Wpływ rodzaju cementu na ilość wydzielonej wody – „piasek drobny".

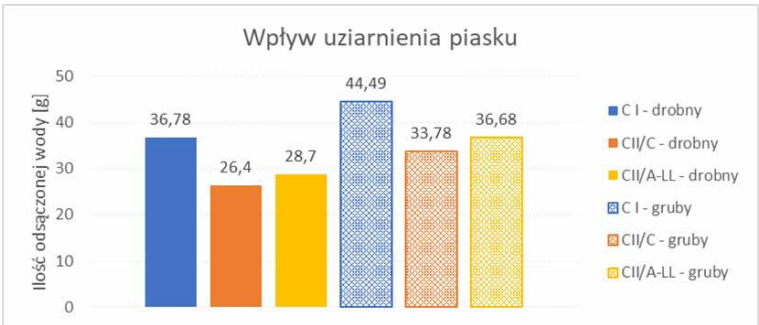


Wykres 9. Wpływ rodzaju cementu na prędkość wydzielania wody – „piasek drobny".

Ważnym etapem badań było sprawdzenie wpływu uziarnienia piasku w mieszankach do specjalnych robót geotechnicznych.

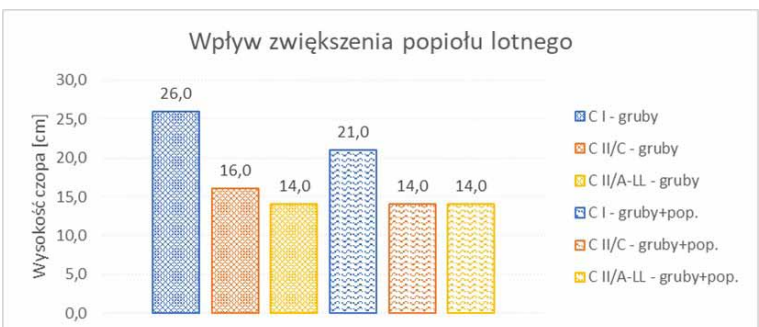


Wykres 10. Wpływ uziarnienia piasku na wysokość czopa.

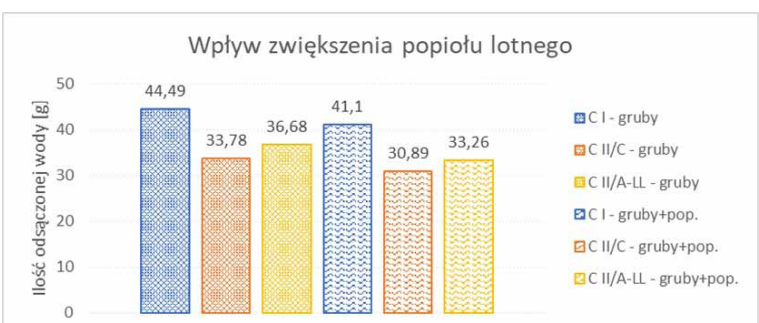


Wykres 11. Wpływ uziarnienia piasku na ilość wyciśniętej wody.

Brak frakcji drobnych w przypadku piasku „grubego" próbowano uzupełnić popiołem lotnym krzemionkowym.

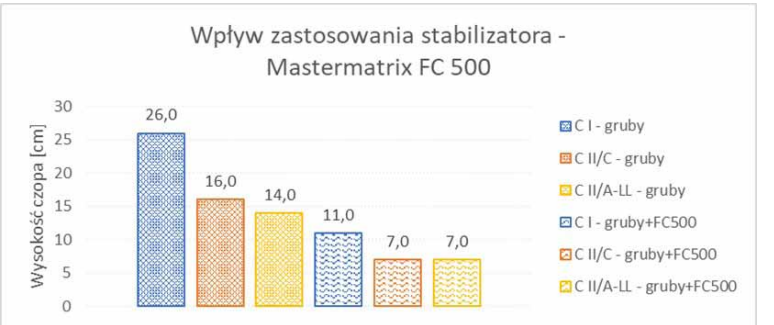


Wykres 12. Wpływ zwiększenia popiołu lotnego na wysokość czopa.



Wykres 13. Wpływ zwiększenia popiołu lotnego na ilość wyciśniętej wody.

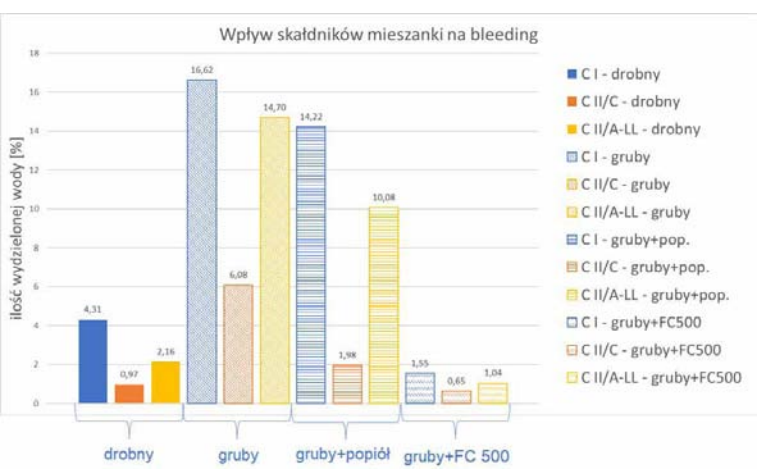
W przypadku użycia piasku pozbawionego frakcji pylastych zbadano wpływ domieszki zwiększającej więźliwość wody.



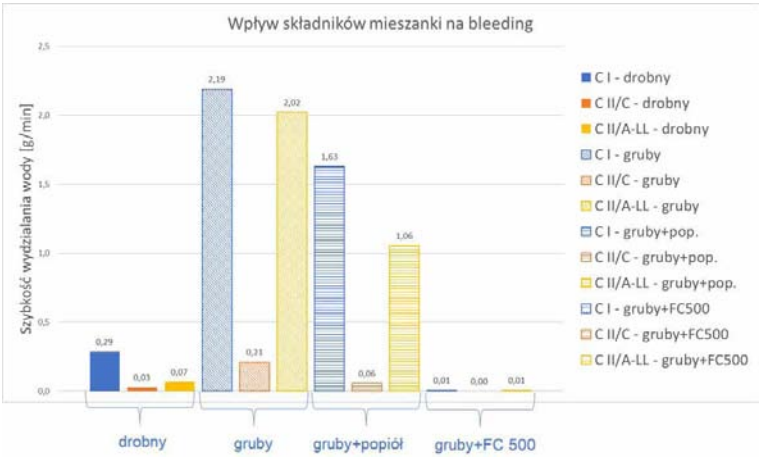
Wykres 14. Wpływ domieszki zwiększającej więźliwość wody na wysokość czopa.

Wykres 15. Wpływ domieszki zwiększającej więźliwość wody na ilość wyciśniętej wody.

Sprawdzono również wpływ wykorzystania piasku pozbawionego frakcji drobnych, zwiększenia ilości popiołu w miejsce frakcji pochodzących z piasku oraz roli domieszki zwiększającej więziowość wody na bleeding.



Wykres 16. Wpływ rodzaju cementu na ilość wydzielonej wody – „piasek drobny".



Wykres 17. Wpływ rodzaju cementu na prędkość wydzielania wody – „piasek drobny".

9. Wnioski

Na podstawie otrzymanych wyników badań można sformułować następujące wnioski:

- Zmiana cementu z CEM I na cement niskoklinkierowy w istotny sposób wpływa na ograniczenie ilości wydzielonej wody pod ciśnieniem oraz wysokość czopa powstającego po utracie wody.
- Zwiększenie ilości cementu w mieszance dla CEM I nie wpłynęło w sposób istotny na poprawę parametrów mieszanki.
- Zwiększenie ilości spoiwa dla cementów niskoklinkierowych wpłynęło pozytywnie na poprawę wyników pod względem ilości wydzielonej wody oraz wysokości czopa.
- Dla cementów CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R oraz CEM II/A-LL 42,5 R-NA uzyskano najlepsze wyniki co może mieć związek pośrednio z wysoką powierzchnią właściwą oraz z zastosowaniem kamienia wapiennego jako składnika głównego.
- Wykorzystanie piasku o ograniczonej zawartości frakcji drobnych znacząco pogorszyło parametry mieszanek zwiększając ilość wydzielonej wody.
- Zwiększenie zawartości frakcji drobnych poprzez dodatek popiołu nie wpłynęło istotnie na poprawę właściwości mieszanki. Wpłynęło natomiast na ograniczenie bleedingu.
- Zastosowanie dopasowanego superplastyfikatora oraz dedykowanego do robót geotechnicznych stabilizatora, pozwoliło na wyeliminowanie wpływu zastosowanego rodzaju cementu lub piasku. Ilość wydzielonej wody pod ciśnieniem oraz wysokość czopa powstającego po utracie wody z stabilizatorem są najmniejsze.
- Właściwości cementów takie jak powierzchnia właściwa, wodożądność oraz czas wiązania mają istotny wpływ na ilość wydzielonej wody.

Gwarancję bezpieczeństwa realizacji nawet w przypadku wysokich pali oraz trudnych warunków gruntowych można uzyskać poprzez zastosowanie niskoklinkierowego cementu który właściwościami wynikającymi ze składu umożliwi produkcję mieszanki o pożądanych właściwościach roboczych. Bardzo duże znaczenie ma również właściwy dobór domieszki plastyfikującej dla uzyskania optymalnej konsystencji oraz domieszki

stabilizującej dla zapewnienia stabilności mieszanki w warunkach wodnych takiej jak MasterMatrix FC500.

Literatura

[1] Cementy wieloskładnikowe według projektu nowej normy prPN-EN 197-5 – możliwości aplikacyjne w aspekcie zielonej transformacji sektora cementowego i betonowego na tle doświadczeń niemieckich: Piotr Górak, Marta Szklarzyńska CEMEX Polska Sp. z o.o. Peter Lyhs, Katrin Bollmann, Patrick Fontana CEMEX Deutschland AG
[2] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[3] PN-B 06265:2022-08. Beton—Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[4] Kłosiński B., „Współczesne pale wiercone cz. I", Inżynier Budownictwa, 23.02.2010
[5] Kłosiński B., „Współczesne pale wiercone cz. II", Inżynier Budownictwa, 16.04.2010
[6] Konarska M., Morawski Ł., Sulikowski J., Inwestycje w wymagających warunkach – fundament do podstawa", Inżynier Budownictwa, 29.11.2022
[7] EFFC/DFI Task Group, „EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations", EFFC and DFI, 1st edition 2016.
[8] Łukowski P., "Modyfikacja Materiałowa Betonu", Stowarzyszenie Producentów cementu, Kraków 2016.

Prawa autorskie © 2023 / Michał Zapała oraz CEMEX Innovation Holding Ltd., Szwajcaria. Wszystkie prawa zastrzeżone.

Kamil Ślusarczyk
Łukasz Duda
Przemysław Durlej
Grzegorz Bajorek
Zbigniew Plewako
Rafał Budziński
Damian Nykiel

Funkcjonalność technologiczna i środowiskowa betonów wysokowartościowych (BWW)

TECHNOLOGICAL AND ENVIRONMENTAL FUNCTIONALITY OF HIGH-PERFORMANCE CONCRETE (HPC)

Streszczenie

Obecne działania w kierunku obniżania śladu węglowego w „łańcuchu wartości cementu" dotyczą przede wszystkim próby redukcji CO_2eq w cemencie i w betonie, podczas gdy wbudowany ślad węglowy konstrukcji można obniżyć również poprzez bardziej efektywne projektowanie i wznoszenie konstrukcji. Jednym ze skutecznych działań może być optymalizacja w zakresie wymiarów i ciężaru konstrukcji, a rozwiązaniem to umożliwiającym - zastosowanie betonu wysokowartościowego. Betony BWW dają możliwość ograniczenia wymiarów konstrukcji, przy zachowaniu jej nośności i stateczności. Zastosowanie mniejszej ilości betonu, powoduje w efekcie obniżenie wbudowanego śladu węglowego budynku. Dodatkowo bilans ten udaje się znacząco poprawić stosując do produkcji BWW cementy z obniżoną zawartością klinkieru charakteryzujące obniżonym śladem węglowym.

W artykule przedstawiono wyniki badań betonów towarowych powszechnego użytku oraz betonów BWW zaprojektowanych na bazie różnych cementów, również cementów o obniżonej emisji CO_2eq. Do celów analizy zaprojektowano i wykonano w warunkach laboratoryjnych betony klasy C30/37 oraz C60/75. Do wykonania betonów użyto cementów Cement Ożarów: CEM I 42,5 R, CEM II/A-S 52,5 R, CEM II/B-S 42,5 R-NA, CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA. Określono parametry mechaniczne i trwałościowe zaprojektowanych betonów oraz zaprojektowano wymiary słupa, które różniły się, w zależności od tego jakiej klasy betonu użyto. Oszacowano ślad węglowy rozważanych wariantów w etapach A1-A3 uwzględniając również wymiary poprzeczne elementów konstrukcji.

Na podstawie wykonanych badań potwierdzono, że betony BWW charakteryzują się wysoką szczelnością i niską przepuszczalnością dla mediów ciekłych i gazowych co z pewnością przekłada się na ich trwałość.

mgr inż. Kamil Ślusarczyk – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Łukasz Duda – Sika Poland Sp. z o.o.
mgr inż. Przemysław Durlej – Bosta Beton Sp. z o.o.
dr inż. Grzegorz Bajorek, prof. PRz – Politechnika Rzeszowska - Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury
dr inż. Zbigniew Plewako – Politechnika Rzeszowska - Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury
mgr inż. Rafał Budziński – Politechnika Rzeszowska - Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury
mgr inż. Damian Nykiel – Politechnika Rzeszowska - Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury

Zastosowanie betonów BWW w niektórych elementach konstrukcji stwarza możliwość ograniczenia ich wymiarów i co za tym idzie obniżenie wbudowanego śladu węglowego konstrukcji, pomimo że zastosowany beton charakteryzują się stosunkowo wysokimi emisjami CO_2eq

Zastosowanie cementów o obniżonej emisji CO_2eq takich jak: CEM II/B-S 42,5 R-NA czy CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA pozwoliło otrzymać betony wysokowartościowy charakteryzujące się bardzo wysokimi parametrami trwałościowymi oraz mechanicznymi. W analizowanym projekcie beton BWW wykonany na CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA pozwolił na obniżenie wartości GWP 1 mb słupa o 51,2% w stosunku do słupa referencyjnego wykonanego z betonu klasy C30/37 i na bazie cementu CEM I 42,5 R.

Abstract

Current efforts to lower the carbon footprint in the "cement value chain" are primarily concerned with trying to reduce CO_2eq in cement and concrete, while the embodied carbon footprint of a structure can also be reduced by designing and erecting structures more efficiently. One effective measure can be the optimization of the dimensions and weight of the structure, and the solution to make this possible - the use of high-performance concrete. HPC concretes offer the opportunity to reduce the dimensions of a structure, while maintaining its load-bearing capacity and stability. The use of less concrete, in effect, lowers the embodied carbon footprint of the building. In addition, this balance manages to be significantly improved by cements with reduced clinker content characterized by a reduced carbon footprint.

This paper presents the results of a study of common-use ready-mix concretes and HPC concretes designed with various cements, including cements with reduced CO2eq emissions. For the purpose of the analysis, concretes of the C30/37 and C60/75 classes were designed and made under laboratory conditions. Cements used for the concretes were Cement Ożarów: CEM I 42.5 R, CEM II/A-S 52.5 R, CEM II/B-S 42.5 R-NA, CEM III/A 42.5 N-LH/HSR/NA. Mechanical and durability parameters of the designed concretes were determined. The dimensions of the column were designed and varied, depending on which class of concrete was used. The carbon footprint of the considered variants in stages A1 - A3 was estimated, also taking into account the lateral dimensions of the structural elements. On the basis of the study, the suitability of HPC concretes was evaluated as solutions to reduce the dimensions of structural elements, reducing the embodied carbon footprint of the structure. The possibility of making high-performance concretes on high-quality binders with reduced CO2eq was determined.

Based on the research performed, it was confirmed that BWW concretes are characterized by high integrity and low permeability to liquid and gaseous media which certainly translates into their durability.

The use of HPC concretes in some structural elements offers the possibility of reducing their dimensions and thus lowering the embodied carbon footprint of the structure, despite the fact that the concrete used has relatively high CO2eq emissions.

The use of low-carbon cements such as CEM II/B-S 42.5 R-NA or CEM III/A 42.5 N-LH/HSR/NA has made it possible to obtain high-performance concretes characterized by very high durability and mechanical parameters - in terms of compressive strength even better than HPC concretes based on CEM I. In the project analysed, HPC concrete made on CEM III/A 42.5 N-LH/HSR/NA allowed to reduce the GWP value of 1 mb of column by 51.2% compared to the reference column made with concrete of C30/37 class and based on CEM I 42.5 R cement.

1. Wprowadzenie

Beton to najpopularniejszy materiał stosowany przez człowieka. Jego popularność to efekt jego niezwykłej funkcjonalności - jest wytrzymały, trwały, łatwy do formowania, łatwy w produkcji, wysoce dostępny - składa się głównie z lokalnych składników, a przy tym tani. Wszystko to powoduje, że jest to niezbędny i podstawowy materiał do budowy całej infrastruktury poprawiającej jakości życia człowieka.

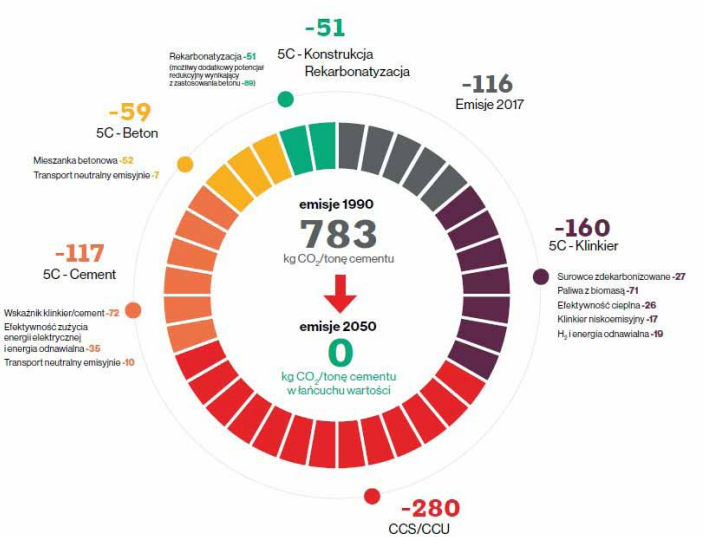
Ze względu na skalę stosowania (według Global Cement and Concrete Association w 2020 roku wyprodukowano 14,0 mld m^3 betonu), beton stanowi duże obciążenie środowiskowe, generując wysokie emisje gazów cieplarnianych. Jego podstawowy składnik – cement, odpowiada za 5 % całkowitej antropogenicznej emisji CO2eq [1].

Przemysł betoniarski zużywa również duże ilości wody potrzebnej do produkcji betonu, mycia betonowozów oraz do pielęgnacji betonu. Do produkcji betonu wykorzystywane są również olbrzymie ilości nieodnawialnych surowców takich jak kruszywa i piaski.

W związku z powyższym, branża cementowo-betonowa wyznaczyła ambitne cele i podejmuje szeroko zakrojone działania mające na celu zmniejszenie obciążania środowiskowego betonu, w tym również redukcję emisji CO_2.

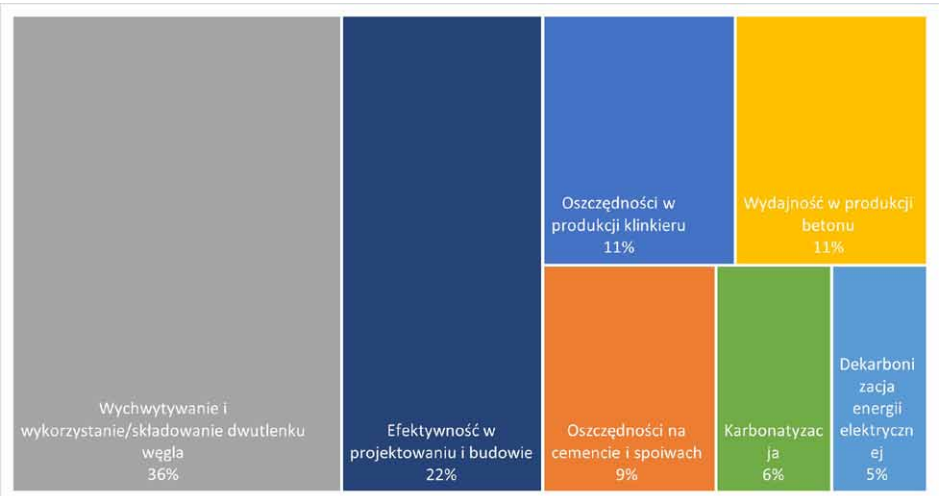
Droga do osiągnięcia neutralności węglowej cementu i betonu wiedzie przez wiele obszarów w tzw. „łańcuchu wartości" [2, 3]. Obszary te są dobrze zidentyfikowane i zdefiniowane w różnych planach działań klimatycznych opracowanych przez instytucje i stowarzyszenia branżowe.

Dla przykładu Cembureau oraz SPC w swojej Roadmapie [3] analizuje sposoby redukcji emisji dwutlenku węgla na różnych etapach łańcucha wartości: klinkier-cement--beton-budownictwo-karbonatyzacja. Etapy te angażują wszystkich uczestników procesu budowy i określają cele ilościowe, ważniejsze technologie i mechanizmy polityczne konieczne do redukcji.



Rys. 1. Mapa drogowa CEMBUREAU do roku 2050. Redukcja CO_2 w łańcuchu wartości: klinkier, cement, beton, budownictwo, rekarbonatyzacja [3].

Nieco inaczej działania przedstawione są w roadmapie Global Cement and Concrete Association: Concrete Future – Roadmap to Net Zero [4]. Tutaj plany określają obszary działań i kamienie milowe potrzebne do osiągnięcia zera netto w całym cyklu życia od kołyski do kołyski, i również zwracają uwagę na potrzebę aktywnego udziału w całym procesie projektantów, wykonawców, deweloperów i klientów w zakresie efektywnego wykorzystania betonu.



Rys. 2. Procentowy wkład do planu „zero netto" i oszczędności emisji CO_2 w 2050 roku [4].

Działania związane z redukcją CO_2 w branży betonowej i cementowej są bardzo szerokie i dotyczą m.in. dekarbonatyzacji surowców używanych do produkcji klinkieru, zastępowanie paliw kopalnianych paliwami alternatywnymi, używania energii pochodzącej z OZE, wykorzystywanie w coraz większym zakresie nieklinkierowych składników głównych w produkcji cementu oraz używanie alternatywnych innowacyjnych spoiw. W przyszłości planowane jest również wykorzystanie nowych technologii jak np. instalacji wychwytywania CO_2. Działania „na betonie" to przede wszystkim optymalizacja receptur i użycia surowców, industrializacja produkcji oraz sekwestracja CO_2 w betonie. Aby sprostać ambitnym celom wyznaczanym przez branżę, potrzebne jest jednak wyjście poza zakłady produkujące materiały budowlane i ograniczanie emisji już na etapie procesu projektowania i wznoszenia konstrukcji budowlanej. Roadmapa GCCA [4] przewiduje poprawę w efektywności i budowie mających przełożyć się do roku 2050 nawet na 22 % redukcji CO_2eq

Znaczna redukcja emisji na etapie budowy i użytkowania, jest możliwa dzięki wczesnym działaniom na etapie projektu budowlanego, chociażby w postaci wyspecyfikowania materiałów niskoemisyjnych, wyboru odpowiednich materiałów czy technologii wpływających np. na trwałość, wymiary i ciężar konstrukcji, jej efektywność energetyczną czy też możliwości ponownego użycia materiałów po rozbiórce.

2. Beton wysokowartościowy, a zrównoważony rozwój

2.1 Ślad węglowy konstrukcji

Podstawowa i najbardziej istotna, z punktu widzenia odziaływania na środowisko cecha konstrukcji budowlanej, to emisja gazów cieplarnianych jaka jest generowana podczas jej wznoszenia i użytkowania.

Markerem emisji gazów cieplarnianych budynku jest ślad węglowy, zdefiniowany w [5] jako szacunkowa suma emisji gazów cieplarnianych w całym cyklu życia budynku, wyrażana na jednostkę odniesienia (np. na 1 m^2 powierzchni użytkowej budynku). Ślad węglowy określany jest za pomocą wskaźnika GWP (ang. Global Warming Potential - potencjał tworzenia efektu cieplarnianego) i wyrażony w kilogramach ekwiwalentu CO_2 ($kgCO_2eq$). Ekwiwalent oznacza, że symbol CO_2eq reprezentuje nie tylko emisję CO_2, ale również emisję innych gazów cieplarnianych odniesionych odpowiednio do emisji CO_2. Budynki odpowiadają za 38% światowych emisji CO_2, z czego 28% pochodzi z eksploatacji budynków i wynikającego z niej zużycia energii, a 10% to emisje związane z materiałami i procesami budowlanymi w całym cyklu życia budynku - tzw. „wbudowany ślad węglowy" [5,6,7].

Ocena cyklu życia (LCA) to metoda oceny potencjalnego wpływu produktu/budynku na środowisko w całym jego cyklu życia [9]. Ocena cyklu życia wiąże się z identyfikacją procesów w różnych etapach całego cyklu życia budynku, w których dochodzi do m.in. emisji (bądź pochłaniania) CO_2. Etapy te są zidentyfikowane w normie [8].

Faza wyrobu			Faza wznoszenia		Faza użytkowania							Faza końca cyklu życia				Poza cyklem życia
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
Wydobycie i wytworzenie surowców	Transport surowcó	Produkcja wyrobu	Transport	Instalacja, wbudowanie	Użytkowanie	Konserwacja	Naprawa	Wymiana	Renowacja	Zużycienergii	Żużycie wody	Rozbiórka	Transport	Utylizacja lub przetworzenie odpadów	Składowanie	Ponowne użycie potencjał recyklingu

Rys. 3 Fazy cyklu życia budynku na podstawie PN-EN 15978 [8].

Ślad węglowy budynku można określać dla różnych zakresów cyklu życia [5]:

- Ocena „od kołyski do bramy" (ang. from cradle to gate) obejmuje moduły od A1 do A3, zatem uwzględnia wyłącznie emisje powiązane z wytworzeniem wyrobów, z których powstał lub powstanie budynek.
- Ocena „od kołyski do ukończenia budowy" (ang. from cradle to completion) uwzględnia moduły od A1 do A5, czyli dodatkowo zawiera emisje spowodowane przez transport wyrobów na miejsce budowy oraz przez sam proces budowy (wejściowy ślad węglowy).
- Ocena „od kołyski do grobu" (ang. from cradle to grave) to cały cykl życia budynku: A1-A5, B1-B7 oraz C1-C4 (całkowity ślad węglowy).
- Ocena „od kolebki do kolebki" (ang. from cradle to cradle), które uwzględniają dodatkowo korzyści i obciążenia dla środowiska wynikające z ponownego użycia materiałów

Szacuje się, że największy udział we wbudowanym śladzie węglowym budynku, o udziale przekraczającym 50%, mają moduły dotyczące fazy wyrobu A1-A3 [5], czyli etapy wydobycia/produkcji surowców, ich transportu i produkcji wyrobu. Podstawowym wyrobem większości konstrukcji budowlanych jest beton, dla którego główne obszary emisji CO_2eq to transport i produkcja kruszyw, domieszek chemicznych, dodatków mineralnych, ale przed wszystkim produkcja i transport cementu. Uzupełnieniem emisji związanej z fazą wyrobu jest emisja pochodząca z wytworzenie zużywanej energii elektrycznej oraz emisja związana z użyciem paliw wykorzystanych w produkcji mieszanki betonowej.

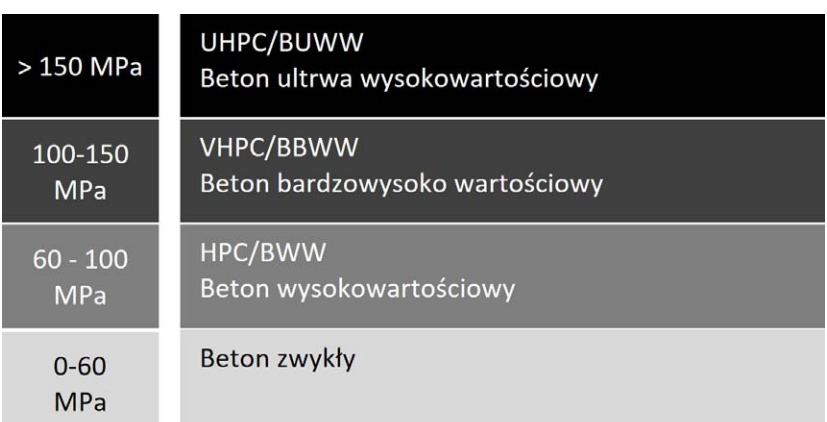
Redukcja, pochodzącego od betonu, śladu węglowego budynku to przede wszystkim redukcja śladu węglowego samego betonu i/lub ograniczenia jego ilości w konstrukcji.

Redukcja CO_2eq betonu polega przede wszystkim na użyciu spoiw o obniżonym śladzie węglowym, pamiętając jednak o tym, że spoiwa te muszą posiadać właściwości zgodne z zamierzonym zastosowaniem oraz wysokie parametry wytrzymałościowe pozwalające realnie obniżyć ślad węglowy 1m^3 betonu. Dodatkowo, w przypadku odpowiedniego zastosowania aktywnych dodatków mineralnych oraz redukcji ilości wody za pomocą efektywnych domieszek chemicznych, istnieje możliwość zmniejszenia zawartości cementu z równoczesnym uzyskaniem odpowiednich parametrów reologicznych, wytrzymałościowych i trwałościowych betonu [9].

Zmniejszenie ilości betonu w konstrukcji jest możliwe np. dzięki zastosowaniu betonów lekkich i zmniejszeniu ciężaru konstrukcji. Innym sposobem może być zastosowanie betonu wysokowartościowego o parametrach i właściwościach pozwalających zmniejszyć wymiary elementu konstrukcyjnego, zachowując jego funkcjonalność techniczną spełniającą założenia architektoniczne.

2.2 Beton wysokowartościowy i jego cechy środowiskowe

Chodź definicja betonu wysokowartościowego zniknęła w nowych wydaniach normy [10] to zgodnie z definicją z normy [11] przyjęło się mówić, że beton wysokowartościowy (BWW) to beton klasy wytrzymałości na ściskanie wyższej niż C50/60 w przypadku betonu zwykłego lub ciężkiego i beton klasy wytrzymałości wyższej niż LC50/55 w przypadku betonu lekkiego. Spotykany w literaturze nieformalny podział betonów ze względu na wytrzymałość na ściskanie, przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Podział betonów ze względu na wytrzymałość na ściskanie.

Betony BWW charakteryzują się nie tylko wysoką wytrzymałością, ale również i szczelnością. Niska przepuszczalność mediów ciekłych i gazowych przekłada się na wysoką odporność na czynniki korozyjne, takie jak m.in. odziaływanie chemiczne czy środowiskowe. Trudność wnikania czynników agresywnych zmniejsza również ryzyko związane z korozją zbrojenia [12]. Właściwości betonów BWW sprawiają, że wykonywane z nich elementy konstrukcji charakteryzują się doskonałymi parametrami mechanicznymi i trwałościowymi.

Betony wysokowartościowe to betony zawierające wysokiej jakości składniki oraz stosunkowo duże ilości cementu w recepturze na 1m^3 betonu. Jako kruszywo grube stosowane są kruszywa łamane o wysokich parametrach mechanicznych, a najczęściej stosowanymi cementami w tego rodzaju betonach są cementy portlandzkie CEM I klasy wytrzymałości 52,5. Duża ilość w recepturze cementów wysokoemisyjnych sprawia, że betony BWW posiadają wysokie wartość GWP i jednostkowo są traktowane raczej jako betony o wysokie emisji CO_2eq.

Jednakże zastosowanie betonów BWW pozwala projektować i wykonywać smuklejsze i lżejsze konstrukcje, generując przy tym dużą oszczędność cementu, stali, wody i kruszyw, a także generują możliwe korzyści ekonomiczne w postaci zwiększenia powierzchni użytkowej, wynajmu i parkowania [12, 13]. Końcowy bilans GWP dla budynku w związku z zastosowaniem BWW może dać paradoksalnie wynik wskazujący na mniejsze obciążenie środowiskowe. Korzyści te pojawiają się jednak dopiero w szerszej perspektywie niż analiza w zakresie A1-A3 samego betonu. Uwzględniając dodatkowo trwałość betonów BWW i związany z nią okres cyklu życia, może okazać się, że całkowity ślad węglowy (Gradle to Grave) może być znacząco niższy.

3. Część doświadczalna

3.1 Cel, materiały oraz zakres badań

W prezentowanym programie badawczym określono wpływ różnych rodzajów cementów na właściwości techniczne i środowiskowe betonów wysokowartościowych oraz sprawdzono możliwości wykorzystania betonu BWW jako betonu o mniejszym, w stosunku do betonu zwykłego, obciążeniu dla środowiska, pomimo jego większej emisji CO_2eq w przeliczeniu na 1m^3.

Do celów analizy zaprojektowano i wykonano w warunkach laboratoryjnych 8 różnych betonów. Cztery receptury dotyczyły betonów BWW i różniły się tylko rodzajem cementu. Kolejne 4 receptury to betony zwykłe klasy C30/37 wykonane jako próby odniesienia.

Do wykonania betonów użyto cementów Cement Ożarów (tab.1).

Tabela 1. Rodzaje cementów użytych w badaniach i ich podstawowa charakterystyka

Cement (rodzaj)	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		Zawartość normowa granulowanego mielonego żużla wielkopiecowego
	2 dni	28 dni	[% masy]
CEM I 42,5 R	29,3	56,3	0-5
CEM II/A-S 52,5 R	32,0	61,9	6-20
CEM II/B-S 42,5-R NA	24,1	58,4	21-35
CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	12,1	51,5	36-65

Ponadto, jako spoiwa pucolanowego, użyto popi**ół** lotny krzemionkowy klasy A.

Do wykonania betonów użyto dobrej jakości płukane kruszywo drobnego 0/2 oraz grysy amfibolowe frakcji 2/8 oraz 8/16.

Do betonów klas C30/37 użyto niskostężonej polikarboksylanowej domieszki upłynniającej na bazie PCE - Sika ViscoFlow®**-5 PL** (gęstość ~1,04 kg/dm^3), a do betonów BWW w celu znacznego ograniczenia w/c użyto Sika® ViscoCrete®-5-600 - stężonej polimerowej domieszki upłynniającej (gęstość ~1,07 kg/dm^3), przeznaczonej do specjalistycznych betonów konstrukcyjnych takich jak m.in. BWW.

Składy jakościowe i ilościowe betonów zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Składy betonów stosowanych w projekcie [kg/m^3]

Oznaczenie	37-CI	BWW-CI	37-AS	BWW-AS	37-BS	BWW-BS	37-CIII	BWW-CIII
Klasa wytrzymałości na ściskanie	C30/37	C55/67	C30/37	C60/75	C30/37	C60/75	C30/37	C60/75
Cement (rodzaj)	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	CEM II/A-S 52,5 R	CEM II/A-S 52,5 R	CEM II/B-S 42,5 R-NA	CEM II/B-S 42,5 R-NA	CEM III/A 42,5 N LH/ HSR/NA	CEM III/A 42,5 N LH/ HSR/NA
Cement (ilość)	280	420	265	420	280	420	280	420
Popiół lotny	90	80	90	80	90	80	90	80
Piasek 0/2	721	579	722	579	721	579	722	579
Amfibolit 2/8	487	528	487	528	487	528	487	528
Amfibolit 8/16	595	586	596	586	595	586	595	586
woda	160	152	165	152	160	152	160	152
Sika Viscoflow 5 PL	2,2	-	2,05	-	1,95	-	1,7	-
Sika ViscoCrete 5-600	-	3,3	-	3,3	-	3,3	-	3,3
w/(c+p*0,4)	0,51	0,34	0,55	0,34	0,51	0,34	0,51	0,34

Zakres badań i wyliczeń:

- Wytrzymałość na ściskanie po 7, 28 i 56 dniach wg PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu. Cz. 3. Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań [14].
- Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem wg PN-EN 12390-8:2019-08 Badania betonu. Cz. 8. Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem [15].
- Moduł sprężystości wg PN-EN 12390-13:2021-12 Badania betonu. Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu [16].
- Karbonatyzacja badana metodą przyspieszoną wg PN-EN 12390-12:2020-06 Badania betonu. Część 12: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację - Przyspieszona metoda karbonatyzacji [17].
- Ślad węglowy dla poszczególnych receptury (etap A1-A3) w oparciu o PN-EN 15978:2012 -

Zrównoważone obiekty budowlane - Ocena środowiskowych właściwości użytkowych budynków - Metoda obliczania [8] oraz PN-EN 15804+A2:2020-03 Zrównoważenie obiektów budowlanych - Deklaracje środowiskowe wyrobu - Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych [18].

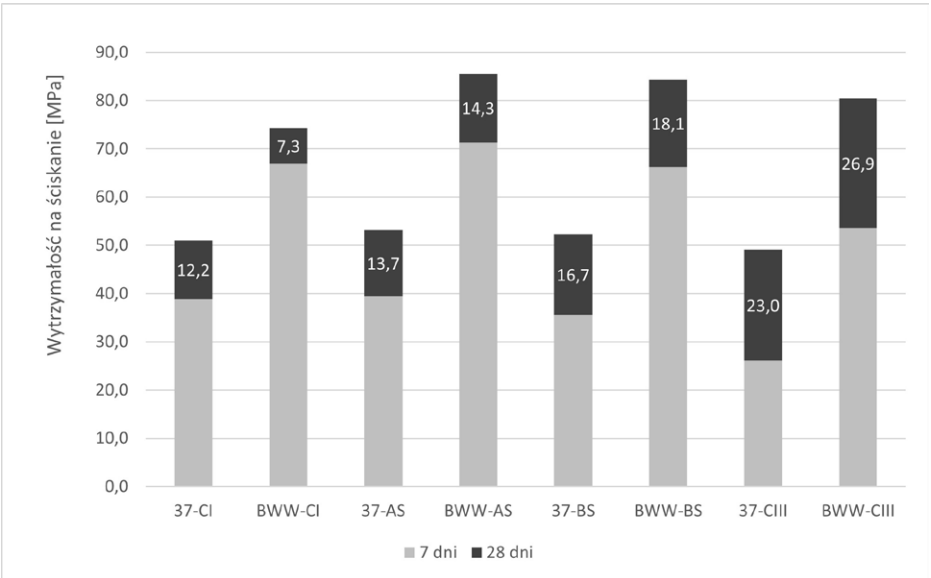
– Wyliczenia wymiarów słupa wg zadanych klas wytrzymałości betonu.
– Ślad węglowy 1mb słupa, pochodzący od betonu w oparciu w oparciu o PN-EN 15978:2012

Zrównoważone obiekty budowlane - Ocena środowiskowych właściwości użytkowych budynków - Metoda obliczania [8].

3.2 Wyniki badań betonu

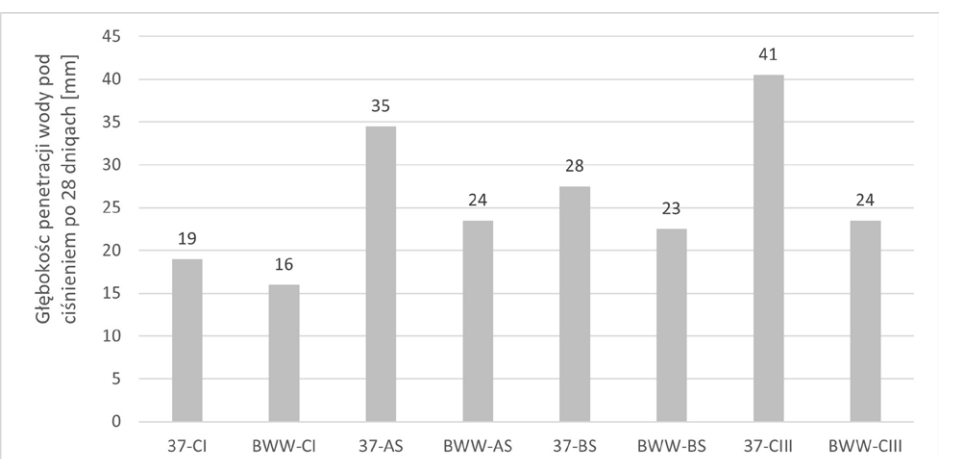
Tabela 3. Wyniki badań betonów

Oznaczenie	Okres pielęgnacji	37-CI	BWW-CI	37-AS	BWW-AS	37-BS	BWW-BS	37-CIII	BWW-CIII
Gęstość objętościowa [kg/dm^3]	7 dni	2,433	2,436	2,463	2,429	2,428	2,452	2,429	2,470
		38,9	67,0	39,5	71,4	35,6	66,3	26,1	53,6
	28 dni	2,394	2,486	2,448	2,465	2,420	2,452	2,449	2,466
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		51,1	74,3	53,2	85,6	52,3	84,4	49,1	80,5
	56 dni	2,475	2,503	2,446	2,477	2,471	2,466	2,474	2,481
		57,6	85,0	60,1	88,4	66,5	95,1	60,7	87,0
Klasa wytrzymałości na ściskanie	28 dni	C30/37	C55/67	C30/37	C60/75	C30/37	C60/75	C30/37	C60/75
Głębokość penetracji [mm]	28 dni	19	16	35	24	28	23	41	24
Stabilizowany sieczny moduł sprężystości Ec,s [GPa]	28 dni	50,6	55,5	47,7	53,3	50,4	58,9	46,5	65,1
Średnia głębokość karbonatyzacji dk [mm]	28 dni	9,8	0	10	0	8	0	10,2	0
Ślad węglowy (fazy A1-A3) [kg CO_2eq/m^3]		225	320	204	304	170	239	137	190



Rys. 5. Wytrzymałości na ściskanie betonów.

Na każdym z cementów zaprojektowano i wykonano dwa rodzaje betonów – C30/37 oraz C60/75. Wszystkie betony oceniano po 28 dniach dojrzewania. Betony uzyskały wyniki spełniające kryteria dla projektowanych klas wytrzymałości. Jedynie beton BWW na cemencie CEM I 42,5 R uzyskał mniejszą wytrzymałość na ściskanie, pozwalającą na klasyfikację do klasy wytrzymałości C55/67. Do uzyskania wytrzymałości C30/37 dla cementu CEM II/A-S 52,5 R użyto mniej cementu niż w pozostałych betonach C30/37 – 265 kg w stosunku do 280 kg.

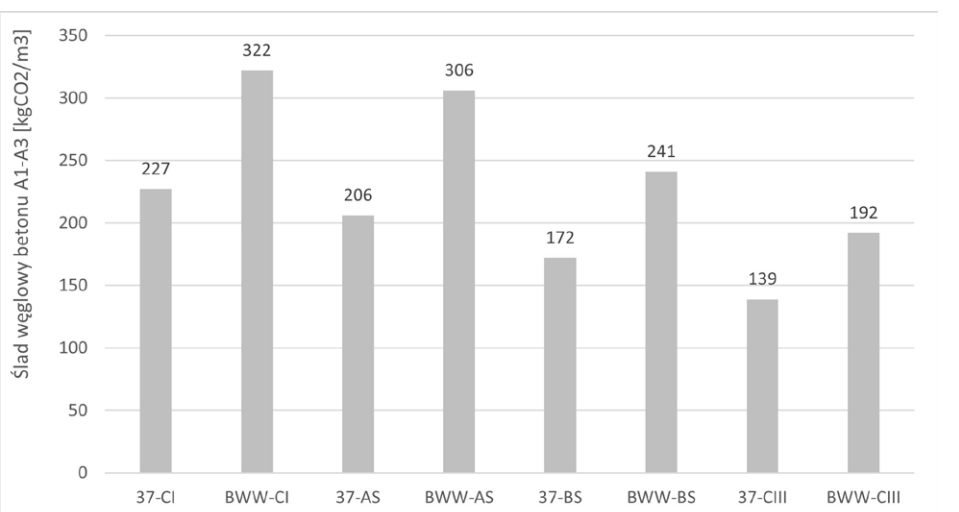


Rys. 6. Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem badanej po 28 dniach dojrzewania betonów.

Badanie głębokości penetracji wody pod ciśnieniem wykonano wg PN-EN 12390-8:2019-08 [15] po 28 dniach dojrzewania próbek. Najlepsze wyniki uzyskano na betonie z cementem CEM I 42,5 R – zarówno klasy C30/37 jak i BWW. Można zaobserwować trend zmniejszającej się głębokości wniknięcia wody w betonach BWW co potwierdza wysoką szczelność struktury tych betonów. Nieco gorszymi wynikami głębokości penetracji wody charakteryzowały się betony C30/37 wykonane na cementach CEM II/A-S 52,5 R oraz CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA. W przypadku cementu CEM II/A-S 52,5 R na gorszy wynik mogła wpłynąć nieco niższa zawartość spoiwa (265 kg vs 280kg w innych betonach klasy C30/37). W przypadku betonu cementu z CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA należy zauważyć, że z uwagi na potrzeby doświadczenia, beton badany był po okresie dojrzewania równym 28 dni, podczas gdy czas równoważny dla tego typu cementu wynosi 90 dni.

Oprócz powyższych wyników z przeprowadzonych badań można wskazać, **że wszystkie betony charakteryzowały się wysokimi modułami sprężystości zmierzonymi wg** PN-EN 12390-13:2021-12 [16] na poziomie: 46,5 - 50,6 GPa dla klasy C30/37 oraz 53,3 – 58,9 w betonach BWW, przy czym beton BWW wykonany na cemencie CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA charakteryzował się zdecydowanie wyższym od pozostałych modułem sprężystości betonu wynoszącym 65,1 GPa.

Badania karbonatyzacji wg metody przyspieszonej [17] potwierdzają wysoką szczelność struktury betonów BWW i małą przepuszczalność dla czynników zewnętrzach - w tym przypadku CO_2. Wszystkie betony BWW, niezależnie od tego na jakim cemencie zostały wykonane, wykazały całkowitą odporność na karbonatyzacje. Stosunkowo niskie, podobne do siebie wartości, **głębokości karbonatyzacji uzyskały również betony klas**y C30/37.



Rys. 7. Ślad węglowy betonów szacowany dla etapów A1-A3w oparciu o normę PN-EN 15978:2012 [8].

Ślad węglowy betonów został oszacowany dla etapów A1-A3 przy następujących założeniach:
- wytwórnia betonu w Warszawie

- transport kruszywa grubego – kolej – 460 km
- transport kruszywa drobnego – kolej – 100 km
- transport cementu – samochód – 200 km
- transport domieszek – samochód – 30 km
- transport popiołu lotnego – samochód – 80 km

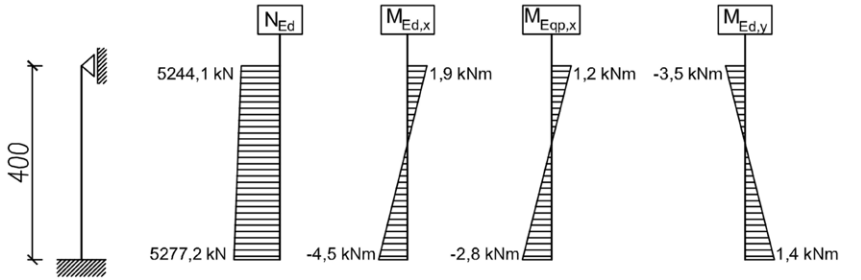
Do wyliczeń wykorzystano wskaźniki emisyjności z [19, 20, 21, 22, 23]. Wartości GWP dla cementów uzyskano ze szczegółowych deklaracji EPD dotyczących używanych w projekcie cementów. Dla cementów u**żyto** wartości GWP netto, która nie uwzględnia emisji pochodzących ze spalania paliw alternatywnych. Przyjęto, że samochody dowożące surowce wracają „na pusto".

Ślad węglowy betonu zmniejsza się wraz z zastosowaniem cementów o obniżonej emisji CO_2eq. Najniższe wartości - 137 kg/m^3 uzyskano dla betonu wykonanego na cemencie CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA, co stanowi 39% mniejsz**ą** wartość GWP w stosunku do referencyjnego betonu wykonanego na CEM I 42,5 R. Betony BWW charakteryzują się wyższym śladem węglowym w stosunku do betonu klasy C30/37 nawet o 49%, jak w przypadku betonów wykonanych na cemencie CEM II/A-S 52,5 R.

3.3. Przykład obliczeniowy – wymiarowanie słupa wewnętrznego w budynku szkieletowym wielokondygnacyjnym dla różnych klas wytrzymałości betonu.

Wymiarowanie przeprowadzono dla 3 klas wytrzymałości: C30/37, C55/67 i C60/75. Do obliczeń wybrano wewnętrzny słup parteru w budynku szkieletowym ze stropami płaskimi, który pracuje w przypadku dwukierunkowego, mimośrodowego ściskania. Wysokość słupa w rozpatrywanej kondygnacji wynosi 4,0 [m]. Siatka słupów w rzucie posiada przęsła o rozpiętości odpowiednio 6,0 i 6,5 [m]. Grubość stropu z betonu C30/37 przyjęto równą 220 [mm]. Przyjęto, że siły poziome w opisywanej konstrukcji przenoszone są przez trzon usztywniający. Obliczenia wymiarujące dla wszystkich przypadków przygotowano na podstawie normy PN-EN 1992-1-1 [25]. W przykładzie przyjęto zoptymalizowane wymiary poprzeczne słupa przy wysokim wytężeniu, które wyjściowo, w wariancie dla najniższej z rozpatrywanych klas tj. C30/37, ustalono równe 500x500 [mm]. Optymalizacja polegała na redukcji wymiarów poprzecznych słupa przy zastosowaniu betonów wysokich klas, w celu uzyskania analogicznego wytężenia jak dla słupa z betonu porównawczego. Założono takie samo zbrojenie dla wszystkich analizowanych słupów (12∅16 RB500) oraz wymagania w zakresie środowiska (XC1) i ppoż. (R120). Optymalizację wymiarów poprzecznych słupa przeprowadzono z dokładnością do 1 cm. Wyniki analizy statycznej dla rozpatrywanego słupa pokazano na rys. 8. Podsumowanie wyników przedstawiono w tabeli 4.

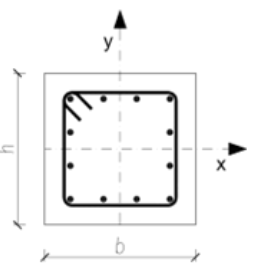
Pełny algorytm obliczeń wymiarujących słupa przedstawiono dla najwyższej z przyjętych klas betonu tj. C60/75.



Rys. 8. Wyniki analizy statycznej słupa.

3.3.1. Charakterystyki geometryczne i materiałowe

Wymiary przekroju słupa:	h = b = 380 mm
Beton (słup):	f_{ck} = 60 MPa
Beton (płyta):	f_{ck} = 30 MPa
Klasa ekspozycji:	XC1
Klasa konstrukcji:	S4
Klasa odporności ogniowej:	REI 120
Założona średnica strzemion:	ϕ_s = 8 mm
Założona średnica zbrojenia głównego:	ϕ = 16 mm



Dla rozpatrywanego przykładu przyjęto konserwatywnie wartość współczynnika redukcyjnego poziom obciążenia w sytuacji pożarowej μ_{fi} = 0,7 [26], stąd założono otulinę równą:

$$c_{nom,s} = 45\ mm$$
$$c_{nom,g} = c_{nom,s} + \phi_s = 45 + 8 = 53 \text{ mm}$$
$$a = c_{nom_g} + \frac{\phi}{2} = 53 + \frac{16}{2} = 61 \text{ mm} > a_{min} = 57 \text{ mm}$$
$$d = h - a = 380 - 61 = 319 \text{ mm}$$

Zbrojenie minimalne:

$$A_{s,min} = \max\left\{\begin{matrix} \frac{0{,}10N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0{,}10 \cdot 5277 \cdot 10^3}{435} = 1214 \text{ mm}^2 \\ 0{,}002A_c = 0{,}002h^2 = 0{,}002 \cdot 380^2 = 289 \text{ mm}^2 \end{matrix}\right\} = 1214 \text{ mm}^2$$

Zbrojenie maksymalne:

$$A_{s,max} = 0{,}04A_c = 0{,}04h^2 = 0{,}04 \cdot 380^2 = 5776 \text{ mm}^2$$

3.3.2. Imperfekcje geometryczne i efekty II-rzędu

a) efektywny współczynnik pełzania:

$$M_{0Eqp} = M_{Eqp,x} = 2{,}8 \text{ kNm}$$
$$M_{0Ed} = M_{Ed,x} = M_{02} = 4{,}5 \text{ kNm}$$

Miarodajny wymiar przekroju poprzecznego słupa:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2h^2}{4h} = \frac{2 \cdot 380^2}{4 \cdot 380} = 190 \text{ mm}$$

Efektywny współczynnik pełzania:
Dla środowiska we wnętrzach: RH = 50% oraz czasu: t_0 = 28 dni przyjęto wartość współczynnika pełzania: $\varphi(\infty, t_0) = 1{,}35$.

$$\varphi_{eff} = \varphi(\infty, t_0)\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 1{,}35 \cdot \frac{2{,}80}{4{,}50} = 0{,}84$$

b) sprawdzenie konieczności uwzględnienia wpływu efektów II rzędu:
Długość wyboczeniowa słupa:
Słup znajduje się w konstrukcji, w której siły poziome są przenoszone przez ustrój usztywniający. Podatność stropu w układzie słupowo płytowym określono jak w przykładzie z rozdziału 5 podręcznika [27].

$$l_0 = \beta l$$

$$\beta = 0{,}5\sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) + \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45 + k_2}\right)}$$

$$k_1 = \frac{\theta}{M} * \frac{EI_c}{l} = \frac{1}{\sum 2\frac{EI_p}{l}} * \frac{EI_c}{l}$$

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} = \frac{380 * 380^3}{12} = 1\,738 * 10^6\ mm^4$$

$$I_p = \frac{b * h^3}{12} = \frac{6000 * 220^3}{12} = 5\,324 * 10^6\ mm^4$$

$$k_1 = \frac{1}{\sum 2\frac{EI_p}{l}} * \frac{EI_c}{l} =$$

$$= \frac{1}{2 * \frac{33\,000 * 5\,324 * 10^6}{6000} + 2 * \frac{33\,000 * 5\,324 * 10^6}{6000}} *$$

$$* \frac{39\,000 * 1\,738 * 10^6}{4000} = 0{,}157$$

$$k_2 = 0{,}1$$

$$\beta = 0{,}5\sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) + \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45 + k_2}\right)} =$$

$$= 0{,}5\sqrt{\left(1 + \frac{0{,}157}{0{,}45 + 0{,}157}\right) + \left(1 + \frac{0{,}1}{0{,}45 + 0{,}1}\right)} = 0{,}61$$

$$l_0 = \beta l = 0{,}61 * 4000 = 2439\ mm$$

Smukłość rzeczywista:

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{h^4}{12h^2}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{380}{\sqrt{12}} = 109{,}7\ \text{mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2439}{109{,}7} = 22{,}23$$

Smukłość graniczna:

$$A = \frac{1}{1 + 0{,}2\varphi_{eff}} = \frac{1}{1 + 0{,}2 \cdot 0{,}84} = 0{,}86$$
$$B = 1{,}1$$
$$C = 1{,}7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1{,}7 - \frac{1{,}9}{-4{,}5} = 2{,}1$$
$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{5277 \cdot 10^3}{380^2 \cdot 42{,}86} = 0{,}85$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0{,}86 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}1}{\sqrt{0{,}85}} = 43{,}29$$
$$\lambda_{lim} > \lambda \rightarrow nie\ trzeba\ uwzględniać\ efektów\ II\ rzędu$$

c) imperfekcje geometryczne:
Bazowa wartość pochylenia:

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

Współczynnik redukcyjny długości lub wysokości:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{4{,}00}} = 1{,}00, \text{ lecz: } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1{,}0; \text{ przyjęto: } \alpha_h = 1$$

Współczynnik redukcyjny ze względu na liczbę elementów:

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{1}\right)} = 1$$

Kąt pochylenia:

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 = 0{,}005 \text{ rad}$$

Imperfekcja rozpatrywana jako mimośród:

$$e_i = e_a = 0{,}5\theta_i l_0 = 0{,}5 \cdot 0{,}005 \cdot 2439 = 6{,}10 \text{ mm}$$

Moment zginający do wymiarowania słupa wyznaczono bazując na mimośrodzie zastępczym e_{tot} według przykładu z rozdziału 9 podręcznika [27], opisanym jako suma mimośrodów wynikających z analizy pierwszego rzędu (e_0), imperfekcji (e_a) i efektów drugiego rzędu (e_2):

$$M_{Ed} = M_t = N_{Ed} e_{tot}$$
$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$
$$e_0 = \max(0{,}6e_{02} + 0{,}4e_{01}; 0{,}4e_{02}) = \max\left(\left|0{,}6 \cdot \frac{-4{,}5}{5277} + 0{,}4 \cdot \frac{1{,}9}{5277}\right|; \left|0{,}4 \cdot \frac{-4{,}5}{5277}\right|\right)$$
$$e_0 = \max(0{,}00037; 0{,}00034) = 0{,}00037\ m = 0{,}37\ mm$$
$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 = 0{,}37 + 6{,}10 + 0 = 6{,}46\ mm$$

Uwzględnienie wpływu mimośrodu minimalnego:

$$e_{min} = \max\left\{\begin{matrix} \frac{h}{30} = \frac{370}{30} = 12 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{matrix}\right\} = 20\ mm > e_{tot} = 6{,}39\ mm$$

Ostatecznie moment do wymiarowania przyjęto na podstawie mimośrodu minimalnego:

$$M_{t,x} = N_{Ed} e_{\min} = 5277 \cdot 0{,}02 = 105{,}54 \text{ kNm}$$

3.3.3. Wymiarowanie na zginanie jednokierunkowe.

W obu kierunkach jako moment do obliczeń przyjęto moment wywołany minimalnym mimośrodem, więc zbrojenie przyjęte dla kierunku X zostało przyjęte również dla kierunku Y (zbrojenie symetryczne: 4ř16;). Obliczono uniwersalną nośność na zginanie na dowolnym kierunku z uwagi na te same wymiary i zbrojenie słupa na obu kierunkach przekroju (oś X i Y)

a) wyznaczenie wysokości strefy ściskanej
Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$x_{eff,lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \cdot \lambda d$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2{,}9‰ = 0{,}0029$$

$$\lambda = 0{,}8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} = 0{,}8 - \frac{60 - 50}{400} = 0{,}775$$

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} = 1 - \frac{60 - 50}{200} = 0{,}95$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 2{,}2‰ = 0{,}0022$$

$$x_{eff,lim} = \frac{0{,}0029}{0{,}0029 + 0{,}0022} \cdot 0{,}775 \cdot 319 = 152{,}5\ mm$$

$$\xi_{eff,lim} = \frac{x_{eff,lim}}{d} = \frac{152{,}5}{319} = 0{,}478$$

Do wyznaczenia wysokości strefy ściskanej, a co za tym idzie nośności na zginanie słupa, posłużono się równaniem równowagi sił w przekroju mimośrodowo ściskanym według schematu dla małego mimośrodu z normy [28]:

$$N_{Rd} = f_{cd}\eta b x_{eff} + f_{yd}A_{s2} - \kappa_s f_{yd}A_{s1}$$

$$\kappa_s = \begin{cases} 1{,}0 & gdy\ \ \xi_{eff} \le \xi_{eff,lim} \\ \dfrac{2\left(1 - \xi_{eff}\right)}{1 - \xi_{eff,lim}} - 1 & gdy\ \ \xi_{eff,lim} < \xi_{eff} < 1 \\ -1{,}0 & gdy\ \ 1 < \xi_{eff} \le h/d \end{cases}$$

Na tej podstawie uzyskano trzy potencjalne rozwiązania:
- Wzór nr 1:

$$x_{eff} = \frac{N_{Ed} - f_{yd} \cdot (A_{s2} - A_{s1})}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{5\,277\,200 - 435 \cdot (804 - 804)}{0{,}95 \cdot 42{,}86 \cdot 380} = 341{,}1\ mm$$

$$gdy\ x_{eff} \le x_{eff,lim} \rightarrow 341{,}1\ mm > 141{,}3\ mm - \ warunek\ niespełniony$$

- Wzór nr 2:

$$x_{eff} = \frac{\left(1 - \xi_{eff,lim}\right) \cdot \left(N_{Ed} - f_{yd} \cdot A_{s2}\right) + \left(1 + \xi_{eff,lim}\right) \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}}{\left(\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \xi_{eff,lim}\right) + 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}\right)} \cdot d$$

$$x = \frac{(1 - 0{,}478) \cdot (5\,227\,200 - 435 \cdot 804) + (1 + 0{,}478) \cdot 435 \cdot 804}{(0{,}95 \cdot 42{,}86 \cdot 380 \cdot 319 \cdot (1 - 0{,}478) + 2 \cdot 435 \cdot 804)} * 319 = 300{,}8\ mm$$

$$x_{\mathrm{eff,lim}} < x_{eff} \le d \rightarrow 152{,}5\ mm < 300{,}8\ \mathrm{mm} < 319\ mm$$ **- warunek spełniony**

- Wzór nr 3:

$$x_{eff} = \frac{N_{Ed} - f_{yd} \cdot (A_{s2} + A_{s1})}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{5\,277\,200 - 435 \cdot (804 + 804)}{0{,}95 \cdot 42{,}86 \cdot 380} = 295{,}9\ mm$$

$$gdy\ d < x_{eff} \leq h \rightarrow 319\ mm > 295{,}9\ mm \leq 380\ mm - \ warunek\ niespełniony$$

b) obliczenie nośności przekroju z uwagi na moment zginający (względem środka ciężkości przekroju):

$$M_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(\frac{h - x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2}(h/2 - a_2) - K_s \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}(h/2 - a_1)$$

$$K_s = \frac{2 \cdot \left(1 - \frac{x_{eff}}{d}\right)}{1 - \xi_{eff,lim}} - 1 = \frac{2 \cdot \left(1 - \frac{300{,}8}{319}\right)}{1 - 0{,}478} - 1 = -0{,}78$$

$$M_{Rd} = 1{,}0 \cdot 42{,}86 \cdot 380 \cdot 300{,}8 \cdot \left(\frac{380 - 300{,}8}{2}\right) + 435 \cdot 804 \cdot (380/2 - 61) +$$

$$+0{,}78 \cdot 435 \cdot 804 \cdot \left(\frac{380}{2} - 61\right) = 151{,}37 \cdot 10^6 Nmm = 194{,}1\ kNm$$

$$M_t \leq M_{Rd} \rightarrow 105{,}54\ kNm < 194{,}1\ kNm$$

$$\frac{M_t}{M_{Rd}} = \frac{105{,}54}{194{,}1} = 0{,}54 = 54\%$$

Warunek spełniony.
Wykorzystanie nośności wynosi 54%.

3.3.4. Wymiarowanie na zginanie ukośne.

Konserwatywnie przyjęto jednakową, bardziej niekorzystną wartość momentu wymiarującego dla obu kierunków zginania, odpowiadającą obliczeniom względem osi X.
Smukłości względem osi x i y:

$$\lambda_x = \lambda_y = 39{,}35$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_x} = \frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}0 < 2{,}0 \text{ warunek spełniony}$$

Mimośrody:

$$e_x = e_y = e_{min} = 20\ mm = 2\ cm$$

Promienie bezwładności:

$$i_x = i_y = 109{,}7\ mm = 10{,}97\ cm$$

Wymiary zastępczego przekroju prostokątnego:

$$b_{eq} = i_x\sqrt{12} = 10{,}97 \cdot \sqrt{12} = 380\ mm$$

$$h_{eq} = i_y\sqrt{12} = 10{,}97 \cdot \sqrt{12} = 380\ mm$$

Warunki:

$$\frac{e_x}{h_{eq}} : \frac{e_y}{b_{eq}} = \frac{2}{380} : \frac{2}{380} = 1 \text{ warunek niespełniony}$$

$$\frac{e_y}{b_{eq}} : \frac{e_x}{h_{eq}} = \frac{2}{380} : \frac{2}{380} = 1 \text{ warunek niespełniony}$$

Konieczne jest sprawdzenie warunku nośności na zginanie ukośne.

Warunek nośności na zginanie ukośne:

$$\left(\frac{M_{t,x}}{M_{Rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{t,y}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1{,}0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd} + A_s f_{yd}} = \frac{5277 \cdot 10^3}{380^2 \cdot 42{,}86 + 1608 \cdot 435} = 0{,}77$$

Dla uzyskanej wartości przyjęto zinterpolowaną liniowo wartość wykładnika potęgo a równą:

$$a = 1{,}61$$

$$\left(\frac{105{,}54}{194{,}1}\right)^{1{,}61} + \left(\frac{105{,}54}{194{,}1}\right)^{1{,}61} = 0{,}75 < 1{,}0$$

Warunek spełniony.

Wykorzystanie nośności wynosi 75%.

Porównanie wyników obliczeń wymiarujących dla wszystkich rozpatrywanych klas wytrzymałości przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Podsumowanie wyników wymiarowania słupów dla rozpatrywanych klas wytrzymałości betonu

Klasa wytrzymałości betonu	C30/37	C55/67	C60/75
$f_{ck}[MPa]$	30	55	60
$N_{Ed}[kN]$	5277,2		
$M_{01}[kNm]$	1,9		
$M_{02}[kNm]$	-4,5		
$h \times b[mm]$	500x500	390x390	380x380
$A_{s,tot}[mm^2]$	12Φ16 = 2413 mm²		
ρ [%]	0,97	1,59	1,67
$A_c[mm^2]$	250 000	152 100	144 400
$Masa\ na\ 1mb\ [kg/m]$	1963	1194	1134
$l_0\ [mm]$	2635	2454	2439
λ	18,26	21,79	22,23
$\lambda_{\lim}$	36,31	41,87	43,29
Efekty II-rzędu	NIE	NIE	NIE
$e_2[mm]$	0	0	0
$e_0[mm]$	0,37	0,37	0,37
$e_a[mm]$	6,59	6,13	6,10
$e_{tot}[mm]$	6,96	6,50	6,46
$e_{min}[mm]$	20	20	20
$M_{Ed} = M_t[kNm]$	105,54	105,54	105,54
$x_{eff}[mm]$	429,9	311,3	300,8

Tabela 4. Podsumowanie wyników wymiarowania słupów dla rozpatrywanych klas wytrzymałości betonu

Klasa wytrzymałości betonu	C30/37	C55/67	C60/75
$x_{eff,\lim}[mm]$	216,6	159,8	152,5
Przypadek	Mały mimośród	Mały mimośród	Mały mimośród
$M_{Rd}[kNm]$	166,7	192,7	194,1
Warunek na zginanie $\frac{M_t}{M_{Rd}} \leq 1{,}0$	63%	55%	54%
Warunek na zginanie ukośne $\left(\frac{M_{t,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{t,y}}{M_{Rd\,y}}\right)^{\alpha} \leq 1{,}0$	88%	74%	75%

Różnice w stopniu wytężenia nośności słupów były konsekwencją przyjęcia „skokowej" co 1 cm zmiany wymiarów przekroju poprzecznego.

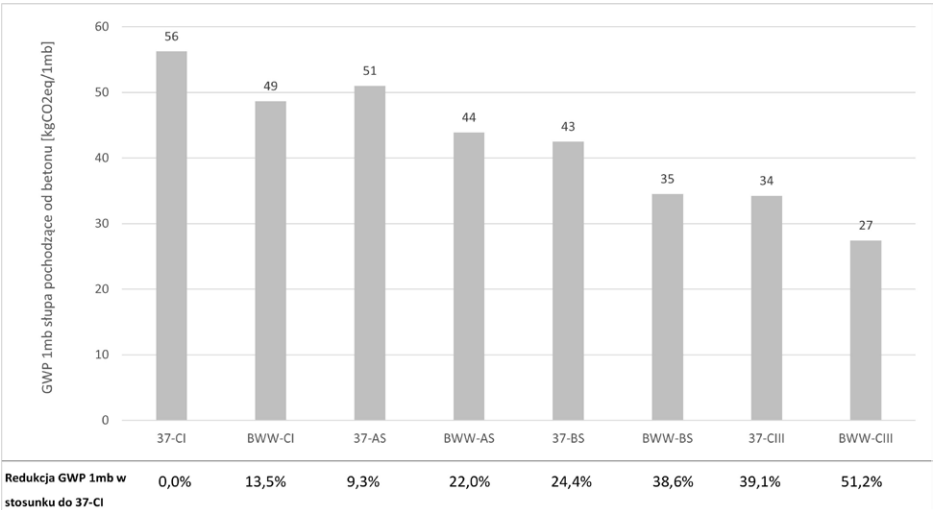
3.4 Ślad węglowy 1mb słupa – pochodzący od betonu

Dla poszczególnych rozwiązań recepturowych i uzyskanych klas betonu obliczono wymiary poprzeczne słupów i oszacowano dla nich ślad węglowy pochodzący od betonu. W wyliczeniach nie uwzględniono śladu węglowego stali zbrojeniowej oraz śladu węglowego z etapów A4-A5 pochodzącego z procesu wbudowania oraz transportu betonu.

Oszacowane wartości GWP odniesiono do 1mb słupa. Wyniki przedstawia tabela 5.

Tabela 5. Ślad węglowy 1mb słupa w zależności od zastosowanego rozwiązania.

Symbol rozwiązania	37-CI	BWW-CI	37-AS	BWW-AS	37-BS	BWW-BS	37-CIII	BWW-CIII
Klasa wytrzymałości	C30/37	C55/67	C30/37	C60/75	C30/37	C60/75	C30/37	C60/75
Ślad węglowy betonu [A1-A3] [$kgCO_2eq/m^3$]	225	320	204	304	170	239	137	190
Wymiary poprzeczne słupa [mm]	500x500	390x390	500x500	380x380	500x500	380x380	500x500	380x380
Masa na 1mb [kg/m]	1963	1194	1963	1134	1963	1134	1963	1134
Redukcja masy konstrukcji w stosunku do 37-CI	0%	39%	0%	42%	0%	42%	0%	42%
GWP słupa [$kgCO_2eq$/1mb]	56	49	51	44	43	35	34	27
Redukcja GWP 1mb w stosunku do 37-CI [%]	0,0%	13,5%	9,3%	22,0%	24,4%	38,6%	39,1%	51,2%



Rys. 9. Ślad węglowy 1 mb słupa (pochodzący od betonu), w zależności od zastosowanego rozwiązania.

Pomimo zastosowania betonów BWW o wysokiej emisji CO_2eq w końcowym bilansie następuje redukcja CO_2eq słupa, z uwagi na zmniejszenie wymiarów poprzecznych elementu. Mniejsza objętość użytego betonu powoduje redukcję emisji CO_2eq o 12,1% - 14,2%. Ponadto zmiana cementu CEM I 42,5 R na cement o obniżonym śladzie węglowym powoduje redukcję CO_2eq o 9,3% dla CEM II/A-S 52,5 R, o 24,4% dla CEM II/B-S 42,5 R-NA oraz o 39,1% dla cementu CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA. Obniżenie GWP wynikające z obu czynników wynosi 51,2% dla cementu CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA w stosunku do rozwiązania referencyjnego.

Potencjalnie dodatkowe obniżenie wartości GWP konstrukcji jest możliwe biorą pod uwagę wysoką trwałość betonów BWW oraz uwzględniając mniejszej ilości stosowanego w BWW zbrojenia. Nie bez znaczenia dla środowiska jest też mniejsza, w przypadku betonu BWW, ilość betonu, którą należy przewieźć w betonowazach co wpływa na emisję generowaną podczas transportu, na etapie A4.

4. Podsumowanie i wnioski

1. Na podstawie wykonanych badań można potwierdzić, że betony BWW charakteryzują się wysoką szczelnością i niską przepuszczalnością dla mediów ciekłych i gazowych co z pewnością przekłada się na ich trwałość. Betony BWW zarówno w badaniu karbonatyzacji jak i w badaniu głębokości penetracji wody uzyskały lepsze wyniki niż betony zwykłe klasy C30/37. Co ciekawe betony BBW wykazały całkowitą odporność na karbonatyzacje badaną metodą przyspieszoną [17].
2. Zastosowanie betonów BWW w niektórych elementach konstrukcji stwarza możliwość ograniczenia ich wymiarów i co za tym idzie obniżenie wbudowanego śladu węglowego konstrukcji, pomimo że zastosowany beton charakteryzują się stosunkowo wysokimi emisjami CO_2eq. W analizowanym projekcie, dzięki zastosowaniu BWW i redukcji

wymiarów poprzecznych słupa, uzyskano wartości GWP o 12.1-14,2% niższe, pomimo że betony wysokowartościowe, z których wykonano smuklejsze słupy, charakteryzowały się o wiele wyższymi wartościami śladu węglowego – wyższymi nawet o 49% jak w przypadku cementu CEM II/A-S 2,5 R.

3. Cementy o obniżonej, wynikającej z niskiej zawartości klinkieru, emisji CO_2eq takie jak CEM II/B-S 42,5 R-NA czy CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA świetnie nadają się do wykonania wysokowartościowych betonów niskoemisyjnych. CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA pozwoliło otrzymać betony wysokowartościowy charakteryzujące się bardzo wysokimi parametrami trwałościowymi oraz mechanicznymi - w zakresie wytrzymałości na ściskanie nawet lepszymi od betonów BWW na bazie CEM I. W analizowanym projekcie beton BWW wykonany na CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA pozwolił na obniżenie wartości GWP słupa o 51,5% w stosunku do słupa referencyjnego wykonanego z betonu klasy C30/37 i na bazie cementu CEM I 42,5 R.

Literatura

[1] Środa B.: Beton - Dekarbonizacja w przemyśle cementowym – nowe podejście. „Budownictwo Technologie Architektura" 2019, nr 2, s. 70-73.
[2] Rola cementu w niskoemisyjnej gospodarce do roku 2050, European Cement Association Cembureau, 2014, www.polskicement.pl.
[3] Spajamy Europejski Zielony Ład – Roadmap 2050. European Cement Association Cembureau, Stowarzyszenie Producentów Cementu SPC, 2020.
[4] Concrete Future – GCCA 2050 Cement and Concrete Industry Roadmap for Net Zero Concrete. 2021 Global Cement and Concrete Association, 2021.
[5] Szacowanie śladu węglowego budynków. Mapa drogowa dekarbonizacji budownictwa do roku 2050. Raport Polskie Stowarzyszenie Budownictwa Ekologicznego PLGBC, 2022
[6] 2021 Global Status Report for Buildings and Construction. Global Alliance for Buildings and Construction (GlobalABC), 2021.
[7] One Click LCA® Life Cycle Assessment for Buildings - Why it matters and how to use it (Ebook: https://www.oneclicklca.com/building-life-cycle-assessment-ebook/)
[8] PN-EN 15978:2012 - Zrównoważone obiekty budowlane - Ocena środowiskowych właściwości użytkowych budynków - Metoda obliczania.
[9] Paszkowski A., Ślusarczyk K., Kozłowski D., Jędrzejak P.: Czynniki kształtujące właściwości reologiczne oraz ślad węglowy mieszanek betonowych do pali wierconych, „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne" 2022, nr 2, s. 56-61.
[10] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
[11] PN-EN 206-1:2003 - Beton - Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[12] J. Pacheco, L. Doniak, and M. Carvalho, "The paradox of high-performance concrete used for reducing environmental impact and sustainability increase," in Proc. 2nd Int. Conf. Concrete Sustain., pp. 442–453, 2016.
[13] Hajek P., Fiala C., Novotna M. Sustainable Concrete: on the way towards sustainable building, Barcelona, 2014.
[14] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu. Cz. 3. Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
[15] PN-EN 12390-8:2019-08 Badania betonu. Cz. 8. Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem.
[16] PN-EN 12390-13:2021-12 Badania betonu. Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu.
[17] PN-EN 12390-12:2020-06 Badania betonu. Część 12: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację - Przyspieszona metoda karbonatyzacji.
[18] PN-EN 15804+A2:2020-03 Zrównoważenie obiektów budowlanych - Deklaracje środowiskowe wyrobu - Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych.
[19] Wartości opałowe (WO) i wskaźniki emisji CO2 (WE) w roku 2020 do raportowania w ramach Systemu Handlu Uprawnieniami do Emisji za rok 2023 r. Krajowy Ośrodek Bilansowania i Zarządzania Emisjami (KOBiZE), 2022.

[20] Greenhouse Gas Reporting: Conversion Factors 2021 (online). UK, Department for Business, Energy & Industrial Strategy, 2 June 2021, last updated 24 January 2022. www: https://www.gov.uk/government/publications/greenhouse-gas-reporting-conversion-factors-2022.
[21] Deklaracja środowiskowa III typu EPD, EPD-EFC-20210198-IBG1-EN Concrete admixtures – Plasticizers and Superplasticizers European Federation of Concrete Admixtures Associations a.i.s.b.l. (EFCA), 2021.
[22] Deklaracja środowiskowa III typu EPD – EPD CEMENTY CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V produkowane w Polsce, Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2020.
[23] Deklaracja środowiskowa III typu EPD, CEM I 42,5 R, CEM II/A-S 52,5 R, CEM II/B-S 42,5 R-NA, CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA, Cement Ożarów, 2022.
[24] S. A. Miller, A. Horvath, P. J. M. Monteiro, and C. P. Ostertag, "Greenhouse gas emissions from concrete can be reduced by using mix proportions, geometric aspects, and age as design factors," Environ. Res. Lett., vol. 10, no. 11, p. 114017, 2015.
[25] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
[26] PN-EN 1992-1-2:2008 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
[27] Goodchild C. H., Worked Examples to Eurocode 2: Volume 1 (For the design of in-situ concrete elements in framed buildings to BS EN 1992-1-1:2004 and its UK National Annex 2005), MPA – The Concrete Centre, 2009.
[28] Mosley W. H., Hulse R., Bungey J. H., Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. 7th edition, Palgrave Macmillan, Basingstoke, 2012.
[29] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie.

Krzysztof Zychowicz
Maciej Batog
Michał Zapała

Wykorzystanie cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II/A w betonowych elementach sprężonych w infrastrukturze drogowej

THE USE OF COMPOSITE PORTLAND CEMENTS CEM II/A IN PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS IN ROAD INFRASTRUCTURE

Streszczenie

Jednym z celów współczesnego budownictwa jest ograniczenie emisyjności. To niełatwe zadanie stawia przed nami wiele wyzwań oraz pracy. Jednym z takich obszarów jest stosowanie cementów z dodatkami w betonach sprężonych dla elementów drogowych w obiektach inżynierskich. Zgodnie z dotychczasowymi wytycznymi dozwolone są cementy typu CEM I.

W artykule zaprezentowano wymagania stawiane elementom sprężanym dla obiektów inżynierskich oraz wyniki badań porównawczych z zastosowaniem dwóch rodzajów cementów typu CEM I oraz CEM II.

Abstract

One of the goals of modern construction is to reduce emissions. This difficult task poses many challenges and work for us. One of such areas is the use of cements with additives in prestressed concrete for road elements in engineering structures. According to the existing guidelines, cements of type CEM I are allowed.

The article presents the requirements for prestressed elements for engineering structures and the results of comparative tests using two types of cements, type CEM I and CEM II.

Krzysztof Zychowicz – Betard Sp. z o.o.
Maciej Batog – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
Michał Zapała – MBS Polska Sp. z o.o.

1. Wstęp

Filozofia zrównoważonego rozwoju i gospodarki w obiegu zamkniętym staje się co raz istotniejszą kwestią w procesie budowlanym. Jednym z obszarów w który minimalnym stopniu stosowane są rozwiązania niskoemisyjne jest beton stosowany do produkcji elementów sprężonych czy to na placu budowy czy zakładzie prefabrykacji zwłaszcza w elementach drogowych dla obiektu inżynierskiego. Dotychczas obowiązujące rozporządzenia i specyfikacje w tym obszarze [1-3] wymagały stosowania wyłącznie cementów portlandzkich CEM I cytując za [2,3] *„Do wykonania betonu sprężonego w elementach obiektu drogowego powinien być stosowany cement CEM I"*. Pomimo licznych zmian dokumentów technicznych na przestrzeni ostatnich lat [2, 4, 5] dokumenty te bezpośrednio lub pośrednio ciągle przywołują wymóg stosowania cementów portlandzkich CEM I dla betonu sprężonego. Ze względu na wymogi techniczne jest bardzo mało przykładów betonowych elementów sprężonych wykonanych z cementów innych niż portlandzkie CEM I [6], a kontekście zmniejszania wpływu na środowisko zasadne staje się ich stosowanie np. cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II/A,B wysokich klas wytrzymałościowych np. CEM II/A-LL 52,5R oraz CEM II/A-M (S-LL) 52,5N. Betony wykonane charakteryzują się większą szczelnością, podwyższoną odpornością na działanie czynników korozyjnych [7÷12] oraz ze względu na wysoką klasę wytrzymałości gwarantują odpowiednie przyrosty wytrzymałości wczesnych tak istotne w kontekście możliwe szybkiego sprężania elementu betonowego [13].

W artykule zaprezentowano wyniki badań porównawczych betonu z zastosowaniem trzech rodzajów cementów CEM I 52,5R, CEM II/A-LL 52,5R oraz CEM II/A-M (S-LL) 52,5N przeznaczonego do elementów sprężanym pod katem możliwości ich stosowania w drogowych obiektach inżynierskich.

2. Materiały i zakres badań

Do badań zastosowano 3 rodzaje cementów klasy wytrzymałości 52,5 wyprodukowanych w skali przemysłowej: cement portlandzki CEM I 52,5R (cement referencyjny), cement portlandzki wapienny CEM II/A-LL 52,5R oraz cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/A-M (S-LL) 52,5N. W tabeli 1 przedstawiono skład chemiczny zastosowanych w badaniach cementów, a w tabeli 2 zestawiono ich właściwości fizyko-mechaniczne. Zastosowane cementy charakteryzowały się różną dynamiką narastania wytrzymałości wczesnej (1 dniowej) tj. CEM II/A-LL 52,5R charakteryzował się najwyższą dynamiką, CEM I 52,5R umiarkowaną, a CEM II/A-M (S-LL) 52,5N najniższą.

Tabela 1. Skład chemiczny cementów

Składnik	CaO	Fe_2O_3	SiO_2	Al_2O_3	MgO	SO_3	Cl-	Na_2O	K_2O	Poz. nierozp.	Str. prażenia
CEM I 52,5R	62,58	4,15	19,31	5,02	1,72	2,78	0,048	0,18	0,63	0,91	2,67
CEM II/A-M (S-LL) 52,5N	59,51	3,58	21,06	5,20	2,24	2,84	0,052	0,20	0,59	0,92	3,81
CEM II/A-LL 52,5R	60,75	4,30	18,4	5,62	1,70	3,35	0,056	0,18	0,70	0,59	4,35

Tabela 2. Właściwości fizyko-mechaniczne cementów

Właściwość	Jednostka	CEM I 52,5R	CEM II/A-LL 52,5R	CEM II/A-M (S-LL) 52,5N
Początek czasu wiązania	[min]	180	185	195
Koniec czasu wiązania		235	250	245
Wytrzymałość na ściskanie: - po 1 dniu - po 2 dniach - po 28 dniach	[MPa]	 19,0 34,1 64,7	 25,7 37,9 64,3	 13,3 26,7 57,8
Wodożądność	[%]	28,9	30,6	29,7
Powierzchnia właściwa wg Blaine`a	[cm^2/g]	4655	5360	4615

Składy mieszanek betonowych przedstawiono w tabeli 3. Założono klasę konsystencji S5, w tym celu dostosowano dozowaną ilość domieszki upłynniającej MasterSure HES 1515 w zależności od rodzaju cementu. Mieszanki zaproponowano z myślą o ich zastosowaniu w betonach sprężanych dla elementów drogowych w obiektach inżynierskich, dlatego zastosowano domieszkę napowietrzającą MasterAir 107 w celu uzyskania odpowiedniej zawartości powietrza w mieszance betonowej tj. 4,5% do 6,5% wg [2] oraz betonów mrozoodpornych. Ze względu na konieczność sprężania założono, że betony cementami CEM II/A-LL 52,5R i CEM II/A-M (S-LL) 52,5N powinny się charakteryzować zbliżonymi przyrostami wytrzymałości wczesnych do betonu z cementem CEM I 52,5R. Ze względu na różnice w charakterystyce rozwoju wytrzymałości wczesnej cementu CEM II/A-M(S-LL) 52,5N zdecydowano się wykonać dodatkową recepturę betonu, gdzie w celu poprawy dynamiki rozwoju wytrzymałości zastosowano przyspieszacz twardnienia MasterX-Seed 100 oraz obniżono stosunek w/c.

Jednym z kluczowych warunków dopuszczenia takich receptur do stosowania jest spełnienie wymagań dotyczących zapobiegania reakcji alkalia-kruszywo zawartych w WWiORB GDDKiA dla betonu konstrukcyjnego [2]. Dla obiektów najwyższej klasy S4 oraz najwyższej kategorii oddziaływania środowiska E3 wymaga się stosowania kruszyw niereaktywnych kategorii R0, a zawartość alkaliów aktywnych Na_2O_{eq} w betonie nie powinna przekraczać 3,0 kg/m^3. Zmiana w WWiORB GDDKiA z marca 2023, na pewno ułatwia spełnienie wymagań maksymalnej dopuszczalnej zawartości aktywnych alkaliów szczególnie w przypadku stosowania cementów z nieklinkierowymi składnikami głównymi. Pod tym względem każda z zaproponowanych receptur spełnia wymagania dla wyżej wymienionych betonów (tabela 3). Również wg deklaracji producenta kruszyw charakteryzowały się one stopniem reaktywności R0 – piasek [14] i wapień [15÷.16]

Tabela 3. Składy betonów i zawartość efektywnych alkaliów

Materiał	Źródło	Zawartość składnika [kg/m^3]			
		Beton 1 ref.	**Beton 2**	**Beton 3**	**Beton 3X**
CEM I 52,5 R	Górażdże	440	-	-	-
CEM II/A-LL 52,5 R	Górażdże	-	440	-	-
CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	Górażdże	-	-	440	440
Piasek 0/2	Otałęż	650	650	650	650
Wapień 2/8	Trzuskawica	455	455	455	455
Wapień 8/16	Trzuskawica	660	660	660	660
Woda	Wodociagowa	151	151	151	140
Efektywne w/c[1)]	-	0,35	0,35	0,35	0,35
MasterSure HES 1515	MBS	3,30	3,52	2,64	2,2
MasterAir 107	MBS	0,79	1,01	0,88	1,1
MasterX-Seed 100	MBS	-	-	-	13,2
Zawartość Na_2Oeq	-	2,282	2,284	1,878	2,249
z uwzględnieniem wody z domieszek (zwłaszcza beton 3X)					

Zakres badań laboratoryjnych obejmował:

- konsystencję po 10 min. metodą opadu stożka wg PN-EN 12350-2 [17],
- zwartość powietrza po 10 min. wg PN-EN 12350-7 [18],
- wytrzymałość na ściskanie po 18 godz., 24 godz. oraz 28 dniach wg PN-EN 12390-3 [19],
- wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu po 28 dniach wg PN-EN 12390-6 [20],
- głębokość penetracji wody pod ciśnieniem po 28 dniach wg PN-EN 12390-8 [21],
- głębokość karbonatyzacji wg PN-EN 12390-12 „Badania betonu – Cześć 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację – Przyspieszona metoda karbonatyzacji" [22],
- dynamiczny moduł sprężystości wg CEN/TR 15177:2006 „Testing the freeze-thaw resistance of concrete – Internal structural damage" [23].

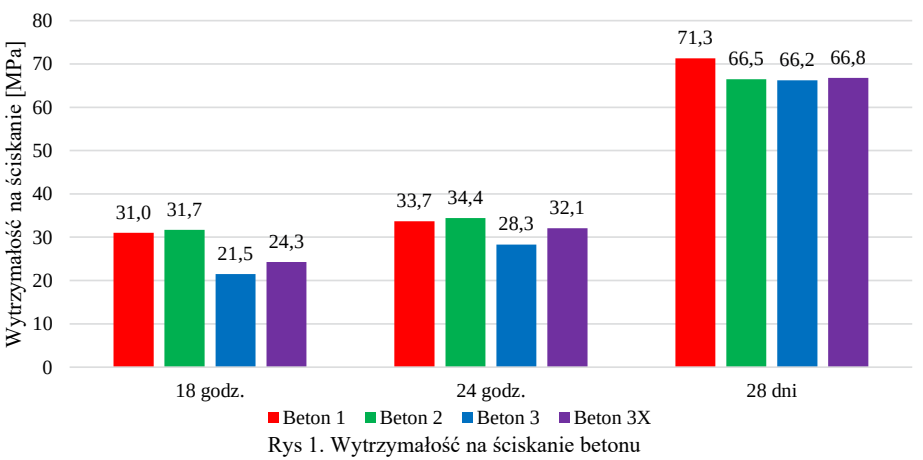
3. Badania laboratoryjne

W tabeli 4 zestawiono właściwości mieszanki betonowej. Wszystkie mieszanki charakteryzowały się podobna konsystencją mierzoną metodą opadu stożka. W przypadku konsystencji mierzonej metodą rozpływu występowały nieznaczne różnice, gdzie najmniejszym rozpływem charakteryzował się beton referencyjny z cementem CEM I 52,5R o największej zawartości klinkieru w swoim składzie. Uzyskana zawartość powietrza we wszystkich wynosiła ok. 5% ± 0,5%, co jest zgodne z zaleceniami zawartymi WWiORB GDDKiA [2] oraz w krajowym uzupełnieniu PN-B-06265 do normy PN-EN 206 [24].

Tabela 4. Właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu

Właściwość	Beton 1	Beton 2	Beton 3	Beton 3X
Opad stożka [mm]	240	245	245	235
Rozpływ [mm]	420	485	500	465
Zawartość powietrza [%]	4,9	5,0	5,2	5,4

Na rys. 1 przedstawiono rozwój wytrzymałości naściskanie badanych betonów. Betony z cementem portlandzkim CEM I 52,5R (Beton 1) i cementem portlandzkim CEM II/A-LL 52,5R (Beton 2) charakteryzowały się podobnym rozwojem wytrzymałości wczesnej, co jest istotne ze względu na możliwość szybkiego sprężania elementów betonowych. Beton z cementem CEM II/A-M (S-LL) 52,5N (Beton 3) charakteryzował się niższą wytrzymałością na ściskanie po 18 i 24 godzinach od betonu referencyjnego odpowiednio o ok. 30% i ok. 16%. Zastosowanie domieszki przyspieszającej Master X-Seed 100 w składzie betonu z cementem CEM II/A-M (S-LL) 52,5N (Beton 3X) pozwoliło na zwiększenie wytrzymałości wczesnych po 18 i 24 godzinach o ok. 13%. Jednak wytrzymałość na ściskanie tego betonu po 18 godzinach była wciąż niższa o ok. 22% od betonu referencyjnego, a po 24 godzinach ta różnica wynosiła tylko ok. 5%. W związku z faktem, że skład betonu 3X poza domieszką przyśpieszającą był taki sam jak betonu 3 (ilość cementu, efektywne w/c itp.) nie wykonano badań trwałościowych dla tego wariantu.



Rys 1. Wytrzymałość na ściskanie betonu

Rys 1. Wytrzymałość na ściskanie betonu

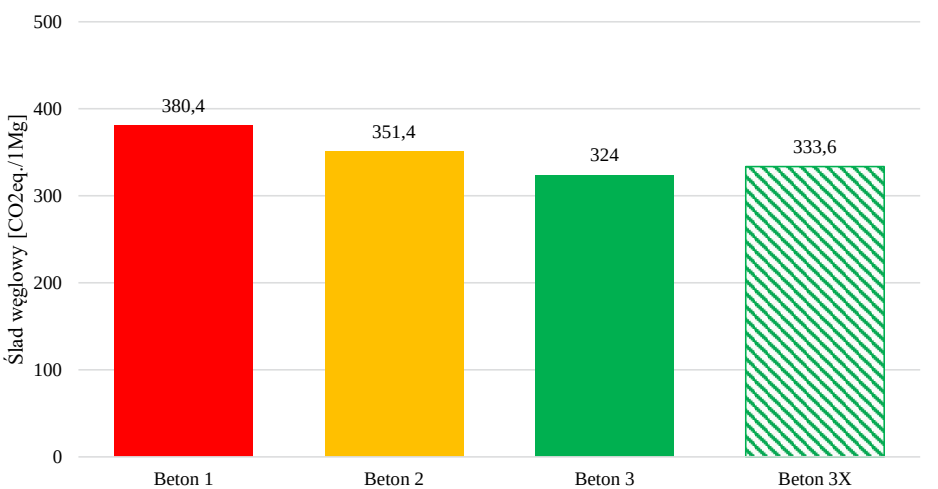
Wszystkie betony charakteryzowały się bardzo dobrą szczelnością nie przekraczającą 40 mm i spełniły najostrzejsze wymaganie dotyczące głębokości penetracji wody pod ciśnieniem zawarte w WWiORB GDDKiA [2] tj. ≤ 40 mm dla klas ekspozycji XA3, XS3, XD3 (tabela 5). Wszystkie betony charakteryzowały się wysokimi wytrzymałościami na rozciąganie przy rozpływaniu po 28 dniach twardnienia ≥ 5,9 MPa (tabela 5), co odnosząc do wymagań dla betonu nawierzchniowego wg WWiORB GDDKiA [25] jest wartością o ok. 70 % wyższą niż wymaganie dla dróg kategorii ruchu KR5÷KR7, czyli autostrad i dróg ekspresowych. Również wstępne wyniki badań karbonatyzacji potwierdzają wysoką szczelność betonu (tabela 5), jednak jest jeszcze zbyt wcześnie, aby wnioskować więcej

o ewentualnej depasywacji otuliny zbrojenia w wyniku karbonatyzacji. W przypadku sprężania ważny jest też moduł sprężystości betonu w przypadku badanych betonów w celach porównawczych określono tzw. dynamiczny moduł sprężystości wg metodyki zawartej w [23] jego wartość dla wszystkich betonów była bardzo zbliżona 11,2 do 12,1 GPa.

Tabela 5. Właściwości stwardniałego betonu

Właściwość	**Beton 1**	**Beton 2**	**Beton 3**
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu po 28 dniach [MPa]	6,4	5,9	5,9
Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem [mm]	40	27	22
Głębokość karbonatyzacji po 7 dniach [mm]	0,0	0,0	0,0
Dynamiczny moduł sprężystości [GPa]	12,1	11,2	11,4

Coraz częściej istotnym kryterium oceny materiałów budowlanych, oprócz właściwości użytkowych, staje się ich wpływ na środowisko wyrażony np. poprzez ślad węglowy. Na rys. 2 przedstawiono ślad węglowy badanych betonów wyliczony zgodnie metodyką zawartą w normach PN-EN 15804 [26], PN-EN 16908 [27] oraz PN-EN 16757 [28]. Betony z cementami CEM II/A charakteryzowały się niższą emisyjnością i podobnymi właściwościami, co beton z cementem CEM I 52,5R, co jest warte podkreślenia w kontekście zrównoważonego rozwoju w obszarze drogowych obiektów inżynierskich.



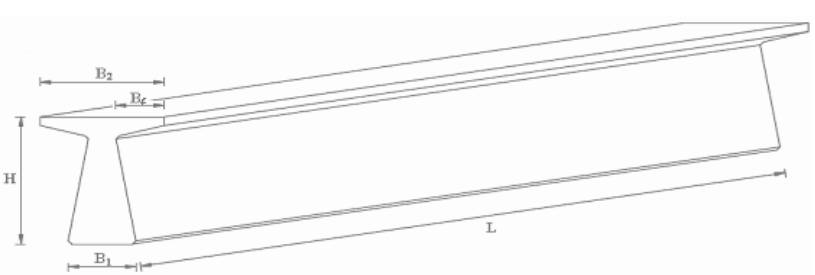
Rys. 2. Emisyjność betonów zastosowanych w badaniach

4. Badania w skali przemysłowej

Wdrażanie nowych surowców głównie analizowane są pod kątem spełnienia wymagań specyfikacji oraz pod katem możliwości zachowania wysokiego reżimu czasowego w procesie produkcji. Zakład prefabrykacji, w którym przeprowadzono próby pracuje wg 24-godzinnego schematu (rys. 4), a wymagana wytrzymałość na ściskanie betonu

pozwalająca na zwalnianie naciągów i przeniesienie siły na beton musi zostać osiągnięta po upływie 16 godzin od zakończenia betonowania. Nie można doprowadzić do sytuacji w której rozpoczęcie kolejnego cyklu produkcji będzie opóźnione w wyniku braku wytrzymałości betonu ponieważ znacząco zaburzy to harmonogram produkcji i wpłynie negatywnie na koszty. Z tego powodu do wykonania próby przemysłowej wybrano 2 receptury betonu z cementem portlandzkim CEM I 52,5R oraz z cementem portlandzkim wapiennym CEM II/A-LL 52,5R ze względu na ich szybkie przyrosty wytrzymałości wczesnej. Z wytypowanych betonów w celach porównawczych wyprodukowano beleki typu T. Są one zaprojektowane na obciążenia ruchome klasy I wg PN-EN 1992-1-1 [29] oraz PN-EN 1991-2 [30]. W przekroju poprzecznym belki mają kształt litery „T" (rys. 4). Szerokości górna B2 zawsze jest stała i wynosi 89 cm natomiast wysokość i grubość środnika w dole belki jest zmienna w zależności od rodzaju. W prezentowanym przypadku(fot.1 i 2) belka T27 ma wysokość H=110 cm a grubość środnika w dole belki B_1 = 46,5 cm.

Rys. 3. Schemat produkcji



Rys. 4. Szkic belki typu T

Tabela 6. Właściwości mieszanki betonowej z prób produkcyjnych

Właściwość	Beton 1	Beton 2
Rozpływ [mm]	550	560
Zawartość powietrza [%]	4,5	4,4

W pierwszym etapie jeden z torów został zabudowany mieszanką betonową wyprodukowaną z cementu portlandzkiego CEM I 52,5R. Po 16 godzinach dojrzewania, gdzie 6 godzin stanowiła obróbka cieplna w temperaturze 40°C uzyskano wytrzymałość na ściskanie 42,7 MPa. Po zwolnieniu naciągów uzyskano przeciw-strzałkę w zakresie od 18 mm do 20 mm, a po 14 dniach ponowny pomiar strzałek wykazał wartości od 25 mm do 29 mm. W drugim etapie w produkcji belek zastosowano mieszankę betonową wyprodukowaną z cementu portlandzkiego wapiennego CEM II/A-LL 52,5R. Po tym samym czasie dojrzewania i po 6 godzinnej obróbce cieplnej w temperaturze 40°C uzyskano wytrzymałość na ściskanie 41,1 MPa. Natomiast po zwolnieniu naciągów uzyskano przeciw-strzałkę w zakresie 19 mm do 21mm , a po 14 dniach składowania wartość przeciw-strzałek mieściła się od 26 mm do 28 mm. W obu przypadkach zostały spełnione założenia projektowe, gdzie maksymalne dopuszczalne ugięcie belek po sprężeniu wynosi 46 mm. Zaleca się aby belki były zamontowane obciążone w miejscu docelowym nie wcześniej jak po 30 dniach od wyprodukowania oraz nie później niż 180 dni.

a) b)

Fot. 1. Belki wykonane podczas próby przemysłowej z betonu z cementem: a) CEM I 52,5R (referencyjna), b) CEM II/A-LL 52,5R

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały, że cementy portlandzkie wieloskładnikowe CEM II/A wysokich klas wytrzymałościowych np. CEM II/A-LL 52,5R i CEM II/A-M (S-LL) 52,5N mogą być z powodzeniem stosowane w produkcji sprężonych elementów w drogowych obiektach inżynierskich jako alternatywna dla powszechnie stosowanych cementów portlandzkich CEM I. Odpowiednim dobór rodzaju i ilości domieszek pozwala uzyskać z mieszanki betonowe z cementami CEM II/A-M (S-LL) 52,5N lub CEM II/A-LL 52,5R charakteryzujące się porównywalnymi właściwościami reologicznym istotnymi w kontekście prawidłowej ich zabudowy, zbliżonym stopniem napowietrzenia, co jest ważne w kontekście uzyskania odpowiedniej mrozoodporności. Betony z nich uzyskane charakteryzują się również zbliżonym przyrostem wytrzymałości wczesnych w przypadku cementu CEM II/A-LL 52,5R lub umiarkowanym w przypadku cementu CEM II/A-M (S-LL) 52,5N, co pozwala dobrać tempo prac do wymagań placu budowy czy zakładu prefabrykacji. Również cementy te pozwalają uzyskać betony o wysokich wytrzymałościach normowych (po 28 dniach) > 65 MPa. Betony z cementami CEM II/A-M (S-LL) 52,5N lub

CEM II/A-LL 52,5R charakteryzowały się wysoką szczelnością (niska penetracja wody pod ciśnieniem), co pozwala wnioskować, że będą one miały bardzo dobrą odpornością na wnikanie mediów agresywnych. Badania trwałościowe tj. mrozoodporność i karbonatyzacja są w toku i nie zostały opisane w niniejszym artykule.

Zawartość alkaliów aktywnych Na_2O_{eq} w betonach z cementami CEM II/A-M (S-LL) 52,5N i CEM II/A-LL 52,5R nie przekroczyła 3,0 kg/m^3 pomimo wysokiej zawartości tych cementów składzie betonu i była porównywalna z betonem z cementu CEM I 52,5R. Spełniając równocześnie wymagania WWiORB GDDKiA [2] dla betonu stosowanego obiektach najwyższej klasy S4 oraz najwyższej kategorii oddziaływania środowiska E3 w kontekście zapobiegania reakcji alkalia-reaktywne kruszywo.

Dopuszczalne ugięcia belek wykonanych podczas próby przemysłowej z betonu zawierającego cement portlandzki wapienny CEM II/A-LL 52,5R mieściły się w dopuszczalnych granicach normowych oraz były na poziomie belek wykonanych z cementu portlandzkiego CEM I 52,5R, co pokazuje, że cementy portlandzkie wieloskładnikowe CEM II/A mogą być z powodzeniem stosowane jako składnik betonu do produkcji elementów sprężonych.

Wartym podkreślenia jest, że stosowanie cementów z CEM II/A-M (S-LL) 52,5N lub CEM II/A-LL 52,5R pozwala ograniczyć ślad węglowy betonu sprężonego przy zbliżonych właściwościach użytkowych, co jest zgodne z filozofią zrównoważonego rozwoju i ideą gospodarki w obiegu zamkniętym.

Literatura

[1] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie z dnia 30 maja 2000 r. (Dz.U. 2000 nr 63 poz. 735)

[2] Wzorcowe Warunki Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WWiORB) Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad M-13.01.00 v04 „Beton konstrukcyjny w drogowych obiektach inżynierskich", Warszawa, sierpień 2022

[3] WR-M-21-2 Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów. Część 2: Podstawowe wiadomości o drogowych obiektach mostowych, wersja 01 datowana na 2020.09.10

[4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. 2019 poz. 1642)

[5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych (Dz.U. 2022 poz. 1518)

[6] Grządziela G., Walkowiak R., „Beton Trasy Nowohuckiej"

[7] Giergiczny Z., Małolepszy J., Szwabowski J., Śliwiński J.: Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji. Wydawnictwo Instytut Śląski Sp. z o.o., Opole, 2002

[8] Müller C., Performance of Portlnad-composite cements, Cement International, Nr 2, 2006, s. 112-119

[9] Giergiczny Z., Sokołowski M.: Cement portlandzki wapienny CEM II/A-LL 42,5R w prefabrykacji, Materiały Budowlane, nr 11, 2008, s. 9-11.

[10] Batog M., Bakalarz J., Synowiec K., Dziuk D., Stosowanie cementów wieloskładnikowych w budownictwie, Budownictwo, Architektura Technologie, nr 3/2022

[11] Deja J. ; Marek Gawlicki, Zdzisław B. Kohutek, Łukasz Kotwica, Artur Łagosz, Radosław Mróz, Waldemar Pichór. Beton : technologie i metody badań, Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2020. — 938.

[12] Zapała M., Rola domieszek do betonów o obniżonej lepkości na przykładzie betonu mostowego C60/75 z wykorzystaniem cementu o zredukowanej zawartości klinkieru portlandzkiego CEM II/A-S 52,5 N, GoGreen Concrete Sympozjum Reologia w Technologii Betonów Niskoemisyjnych, Wrocław 2022

[13] Giergiczny Z., Rola wapienia w kształtowaniu właściwości kompozytów cementowych, GoGreen Concrete Sympozjum Reologia w Technologii Betonów Niskoemisyjnych, Wrocław 2022

[14] Sprawozdanie z badań nr BS.531.43.21.6 Badanie reaktywności alkalicznej kruszyw wg Procedury badawczej GDDKiA PB/2/18,

[15] Raport z badań: 01/ 2023 z dnia 02.02.2023 dla kruszywa grubego 2/8 mm, Trzuskawica S.A., Zakład Sitkówka
[16] Raport z badań: 01/ 2023 z dnia 02.02.2023 dla kruszywa grubego 8/16 mm, Trzuskawica S.A., Zakład Sitkówka
[17] PN-EN 12350-2 – Badanie mieszanki betonowej – Badanie konsystencji metodą opadu stożka
[18] PN-EN 12350-7 – Badanie mieszanki betonowej – Badanie zawartości powietrza – Metody ciśnieniowe
[19] PN-EN 12390-3 – Badanie betonu – wytrzymałość na ściskanie próbek do badań
[20] PN-EN 12390-6 – Badanie betonu – wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań
[21] PN-EN 12390-8 – Badanie betonu – Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem
[22] PN-EN 12390-12 „Badania betonu – Cześć 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację – Przyspieszona metoda karbonatyzacji"
[23] CEN/TR 15177:2006 „Testing the freeze-thaw resistance of concrete – Internal structural damage"
[24] PN-B-06265 – Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2 – Załącznik N – Badanie odporności betonu na działanie mrozu.
[25] Wzorcowe Warunki Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WWiORB) Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad D-05.03.04 v02 „Nawierzchnia z betonu cementowego", Warszawa, sierpień 2019
[26] PN-EN 15804+A2:2020-03 Zrównoważenie obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobu – Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych
[27] PN-EN 16908:2022-08 Cement i wapno budowlane – Deklaracje środowiskowe wyrobów – Zasady kategoryzacji wyrobów będące uzupełnieniem postanowień EN 15804
[28] PN-EN 16757:2017-07 Zrównoważony charakter robót budowlanych – Środowiskowe deklaracje wyrobu – Zasady Kategoryzacji Wyrobu dla betonu i wyrobów z betonu
[29] PN-EN 1992-1-1:2008/A1:2015-03 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
[30] PN-EN 1991-2:2007 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów

BETON TOWAROWY

READYMIX CONCRETE

Maciej Gruszczyński
Małgorzata Lenart
Kamil Sokołowski

Granulat gumowy jako dodatek zapewniający wibroizolacyjność przegród betonowych

RUBBER GRANULATE AS AN ADDITIVE ENSURING VIBROINSULATION OF CONCRETE PARTITIONS

Streszczenie

Budynki, zwłaszcza w centrach dużych miast, podlegają wpływom dynamicznym z różnych źródeł. Źródła drgań mechanicznych związane są głównie z: ruchem kołowym po drogach, ruchem szynowym, przemysłem np. maszynowym, czy też instalacjami technicznymi w budynkach np. windy, wentylatory.

Budynek i ludzi w nim przebywających można chronić przed wibracjami w różnorodny sposób m.in. na drodze propagacji w drgań. Izolacja czynna przed drganiami na drodze ich propagacji jest najrzadziej stosowanym rozwiązaniem, ale można ją powiązać z np. obudową wykopu czy ścianą podziemnego parkingu. I właśnie rozwiązania projektowe żelbetowych palisad z dodatkiem granulatu gumowego są tematem niniejszego artykułu.

W artykule przedstawiono założenia projektowe, przebieg oraz wyniki badań mieszanek betonowych ze zróżnicowaną zawartością granulatu gumowego. Przyjęte założenia dotyczące składu betonu spełniały wymagania norm przedmiotowych: PN-EN 206 „Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność" oraz PN-EN 1536 „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Pale wiercone". Na podstawie wstępnych badan laboratoryjnych oraz tych prowadzonych w skali przemysłowej optymalną mieszanką betonową okazała się mieszanka z 10% zawartością granulatu gumowego. Mieszanka ta wykazała się odpowiednią urabialnością i konsystencją zarówno w trakcie badań w skali przemysłowej (na węźle betoniarskim) jak i badań poligonowych. Osiągnięta średnia wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania próbek betonowych wyniosła ok. 43 MPa, co zagwarantowało spełnienie założonych wymagań projektowych. Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem w czasie równoważnym 90 dni wyniosła 6 mm, spełniając tym samym założone wymagania. Badania poligonowe prowadzone na terenie placu budowy w pełni potwierdziły przydatność zaprojektowanej mieszanki betonowej do zamierzonego zastosowania w palach żelbetowych.

dr inż. Maciej Gruszczyński – Politechnika Krakowska,
dr inż. Małgorzata Lenart – Politechnika Krakowska,
mgr inż. Kamil Sokołowski – General Beton Polska Sp. z o.o.

Zrównoważony rozwój w budownictwie obejmuje działania mające na celu ograniczenie negatywnego wpływu działalności człowieka na środowisko naturalne, przy jednoczesnym dalszym rozwoju cywilizacji i komfortu życia ludzi. Cel i zakres omawianych badań idealnie wpisuje się w to zagadnienie. Z jednej strony zastosowanie granulatu gumowego w mieszance betonowej pozwoliło na zagospodarowanie gumowych odpadów przemysłowych, a z drugiej strony jest idea budowy palisady żelbetowej ograniczającej rozprzestrzenianie się drgań i wpływającej na poprawę komfortu życiowego mieszkańców przebywających w strefach wpływów drgań np. komunikacyjnych.

Abstract

Buildings, especially in the centers of large cities, are subject to dynamic influences from various sources. The sources of mechanical vibrations are mainly related to: vehicular traffic on roads, rail traffic, industry, e.g. machinery, or finally technical installations in buildings, e.g. elevators, fans.

The building and the people staying in it can be protected against vibrations in a variety of ways, including propagation in vibrations. Active insulation against vibrations by their propagation is the least used solution but it can be associated with, for example, excavation lining or the wall of an underground car park. Therefore the design solutions of reinforced concrete palisades with the addition of rubber granules are the subject of this article.

The design assumptions, course and results of tests of concrete mixes with different content of rubber granulate are presented in the paper. The assumptions regarding the composition of concrete met the requirements of the relevant standards: PN-EN 206 „ Concrete. Specification, performance, production and conformity" and PN-EN 1536 "Execution of special geotechnical works – Bored piles". Based on preliminary laboratory tests and those conducted on an industrial scale, the optimal concrete mix turned out to be a mix with 10% of rubber granules. This mix showed appropriate workability and consistency both during tests on an industrial scale (at the concrete mixing plant) and field tests. The average compressive strength achieved after 28 days of curing of the concrete samples was about 43 MPa, which guaranteed meeting the assumed design requirements. The depth of water penetration under pressure in the equivalent time of 90 days was 6 mm, thus meeting the assumed requirements. Field tests conducted at the construction site fully confirmed the suitability of the designed concrete mix for the intended use in reinforced concrete piles.

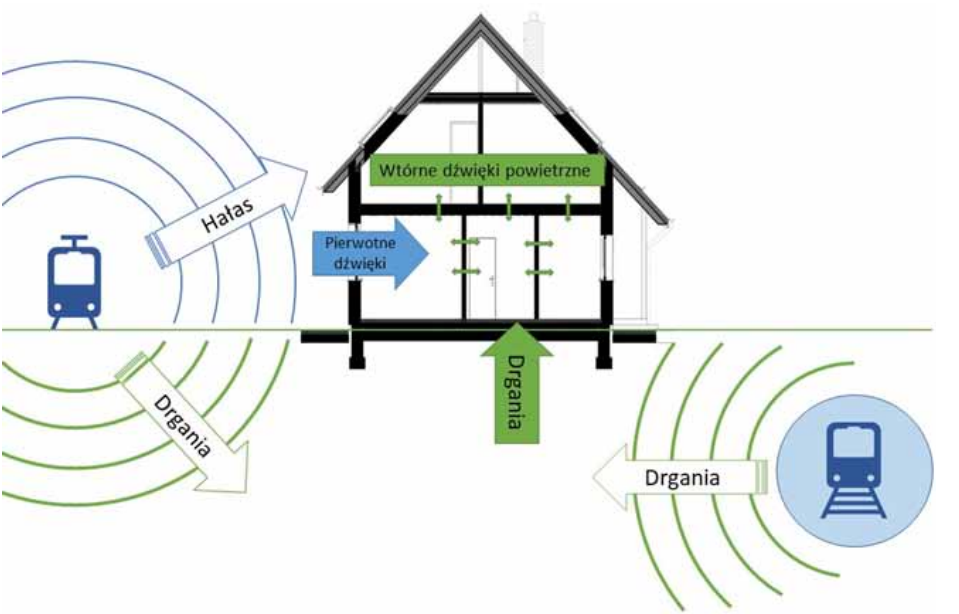
Sustainable development in the construction industry includes activities aimed at limiting the negative impact of human activity on the natural environment, while continuing the development of civilization and the comfort of people's lives. The purpose and scope of the discussed research fits perfectly into this issue. On the one hand, the use of rubber granules in the concrete mix allowed for the management of industrial rubber waste, and on the other hand, there is the idea of building a reinforced concrete palisade that would limit the spread of vibrations and improve the living comfort of residents staying in the zones affected by vibrations, e.g. traffic.

1. Wprowadzenie

Budynki, zwłaszcza w centrach dużych miast, podlegają wpływom dynamicznym z różnych źródeł. Źródła drgań mechanicznych związane są głównie z:

- Ruchem kołowym po drogach [1-2] – drgania wzbudzane przez ten czynnik nie są aż tak intensywne jak drgania wywoływane ruchem szynowym,
- Ruch szynowy [3-5] – drgania wzbudzane są poprzez ruch zarówno kolejowy, jak i tramwajowy oraz metro; na intensywność drgań mają wpływ nie tylko pojazdy i ich prędkość (np. pociągi ekspresowe, tramwaje) ale również sposób usytuowania torów (np. na nasypach, na poziomie gruntu, w tunelu),
- Przemysłem np. maszynowym. [6],
- Instalacjami technicznymi w budynkach np. windy, wentylatory itp. – w tym przypadku pobudzane do drgań są elementy stropów, szybów i klatek schodowych [6].

Drgania mechaniczne pochodzące od ruchu komunikacyjnego przekazywane do budynków poprzez grunt noszą nazwę drgań parasejsmicznych [7]. Drgania te przekazywane są na fundamenty i ściany piwnic budynków a następnie na pozostałe elementy budynku – mogą one być odczuwalne przez ludzi jako wstrząsy lub słyszalne jako tzw. wtórny dźwięk powietrzny (rys. 1). Ich rozprzestrzenianie się oraz zmiana amplitudy zależy od wielu czynników, wśród których można wymienić: rodzaj podłoża (gruntu), odstęp od źródła drgań, dodatkowe przeszkody umiejscowione w gruncie czy też poziom wód gruntowych.



Rys. 1. Mechanizm rozprzestrzeniania się drgań i hałasu pochodzącego od transportu publicznego.

W jaki sposób budynek odpowie na wymuszenie dynamiczne zależy oczywiście od parametrów tego wymuszenia jak siła czy częstotliwość, ale także od cech dynamicznych samego budynku zwanych jego charakterystyką dynamiczną [8]. Charakterystyka dy-

namiczna budowli to zbiór częstotliwości drgań własnych, odpowiadających im postaci drgań oraz wartości parametru opisującego tłumienie drgań. Zarówno częstotliwości drgań własnych jak i postaci drgań można wyznaczyć w sposób obliczeniowy, w przypadku prostych konstrukcji w toku rozwiązania zadania dokładnego, a w przypadku konstrukcji bardziej skomplikowanych poprzez modelowanie komputerowe przy użyciu chociażby metody elementów skończonych (MES). Niestety parametru opisującego tłumienie, z uwagi na złożoność tego zjawiska, nie można wyznaczyć obliczeniowo a jedynie na drodze pomiarów na rzeczywistym obiekcie [9].

Zgodnie wymaganiami zawartymi w Prawie Budowlanym jak i w Rozporządzeniu MI z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [10] (dział IX) należy chronić ludzi przebywających w danych budynkach przed hałasem i drganiami, które w skrajnych przypadkach mogą negatywnie oddziaływać na ludzkie zdrowie a w życiu codziennym zmniejszać komfort użytkowania tych budynków.

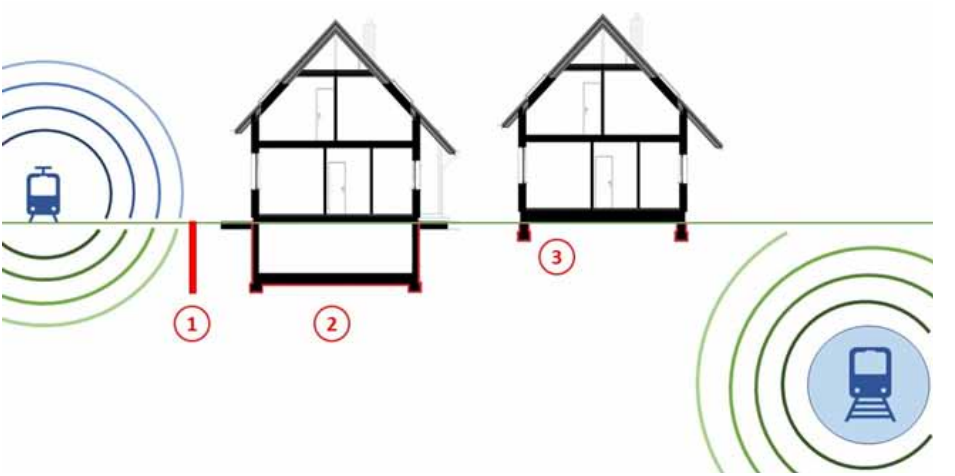
Budynek i ludzi w nim przebywających można chronić w różnorodny sposób:
- w źródle drgań (izolacja czynna),
- na drodze propagacji w drgań (izolacja czynna) oraz
- w samym odbiorniku jakim jest budynek (izolacja bierna).

Izolację czynną stosuje się w źródle drgań na ogół w trakcie budowy obiektu lub jego gruntownej modernizacji. Zgodnie z Warunkami Technicznymi [10] obowiązkową wibroizolację stosuje się w zakładach przemysłowych przy izolacji różnego typu maszyn i urządzeń. Stosowane są wtedy różnego typu maty antywibracyjne, podkładki czy stopki. Z kolei w przypadku ruchu szynowego (tramwajowego, kolejowego czy metra) stosuje się systemy antywibracyjne pod szyny. Ma to miejsce zwłaszcza na terenach miejskich, gdzie wpływy z drgań wytwarzanych przez te środki komunikacji jest szczególnie uciążliwy dla mieszkańców. Izolacja źródła drgań jest z reguły najskuteczniejszą metodą. Jednakże nie zawsze jest to możliwe, z różnych przyczyn.

Izolacja czynna przed drganiami na drodze ich propagacji (rys. 2 -1) jest najrzadziej stosowanym rozwiązaniem, głównie z uwagi na koszty budowy dodatkowej przegrody w gruncie [11] oraz ze względu na konieczność dysponowania gruntem, w którym taka przegroda ma być wbudowana. Jednakże sensowne jest zastosowanie przegrody w gruncie lecz nie budowanej specjalnie na drodze rozprzestrzeniania się drgań, ale stanowiącej jednocześnie obudowę wykopu czy ścianę podziemnego parkingu. W takim przypadku jest możliwa jednoczesna ochrona budynku i ludzi w nim przebywających przed drganiami oraz zabezpieczenie wykopu poprzez zastosowanie ścianek szczelnych czy palisad. I właśnie rozwiązania projektowe żelbetowych palisad z dodatkiem gumy są tematem niniejszego artykułu.

Izolacja bierna ma za zadanie odizolowanie drgań bezpośrednio w miejscu ich oddziaływania czyli u odbiorcy. Występuje tu kilka kierunków i wariantów zastosowania wibroizolacji w obiektach budowlanych [12]:
- Pełnopowierzchniowe zaizolowanie fundamentów (rys. 2 -2),
- Pasowe (rys. 2 -3) lub punktowe zastosowanie wibroizolacji w miejscach podparcia budynku,
- Odizolowanie części górnych kondygnacji budynku poprzez zastosowanie wibroizolacji w stropie którejś z kondygnacji.

Najczęściej mają tu zastosowanie różnego rodzaju maty antywibracyjne a w skrajnych przypadkach stosuje się rozwiązania konstrukcyjne w postaci tłumików drgań. Te ostatnie znajdują zastosowanie głównie na terenach sejsmicznych.



Rys. 2. Sposoby ochrony budynków przed drganiami wywołanymi transportem: 1 – przegroda w gruncie, 2 – powierzchniowe zabezpieczenie fundamentów budynku, 3 – pasmowe zabezpieczenie fundamentów.

W niniejszym artykule przedstawiono założenia projektowe i wyniki badań mieszanki betonowej i stwardniałego betonu modyfikowanego dodatkiem granulatu gumowego, stanowiącym dodatek antywibracyjny. Zaprojektowaną mieszankę betonową zastosowano w palach żelbetowych. Oprócz badań laboratoryjnych wykonano również próby poligonowe na terenie budowy. Całość badań wykonano w ramach grantu POIR.04.01.02-00-0001/17: „Innowacyjna konstrukcja przegród wibroizolacyjnych do ochrony środowiska przed drganiami transportowymi i z podobnych źródeł".

2. Wymagania projektowe dla betonu stosowanego w palach żelbetowych

2.1 Wymagania normowe

Zgodnie z wymaganiami zawartymi w normach: PN-EN 206 „Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność" oraz PN-EN 1536 „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – Pale wiercone" zaprojektowana mieszanka betonowa powinna charakteryzować się dobrą spoistością i odpornością na segregację przy równoczesnym odpowiednim rozpływie i zdolności do zagęszczania pod wpływem własnego ciężaru. Ponadto mieszanka powinna być urabialna przez odpowiednio długi czas aby umożliwić swobodne układanie a następnie usuwanie zastosowanych tymczasowych elementów.

Obie normy specyfikują zalecane rodzaje cementów do robót geotechnicznych, jednakże norma PN-EN 1536 zaleca stosowanie CEM II lub CEM III, a w przypadku użycia CEM I zaleca częściowo zastąpić go dodatkiem typu II. Takie postępowanie przyczyni się do polepszenia urabialności mieszanki betonowej, zmniejszenia ciepła hydratacji, polepszenia trwałości i zmniejszenie możliwości pojawienia się tzw. bleedingu.

Tablica D.1 w normie PN-EN 206 podaje, że do wykonywania pali wierconych i przemieszczeniowych formowanych w gruncie minimalna zawartość cementu powinna

wynosić 325 kg/m^3 a zawartość drobnych frakcji tj. ziaren ≤ 0,125 mm, w tym cementu i dodatków, wynosi minimum 400 kg/m^3. Wspomniana norma zaleca stosowanie kruszyw otoczakowych o uziarnieniu ciągłym w celu zminimalizowania możliwości segregacji mieszanki betonowej. Maksymalny wskaźnik wodno – cementowy powinien odpowiadać wytypowanej klasie ekspozycji, ale nie przekraczać 0,60.

2.2 Przyjęte wymagania dla projektowania składu mieszanki betonowej

Na podstawie analizy wymagań normowych, omówionych wcześniej, oraz wymagań techniczno – projektowych dotyczących ostatecznego zastosowania projektowanej mieszanki w palach, przyjęto następujące założenia:

- klasa wytrzymałości betonu na ściskanie: minimum C35/45 (klasę celowo podwyższono, aby przy założonym spadku wytrzymałości, przy zastosowaniu granulatu gumowego, docelowo osiągnąć w próbie poligonowej klasę minimum C30/37),
- klasa ekspozycji XA1, tj. beton narażony na kontakt z gruntem naturalnym i wodą gruntową wg Tablicy 2 PN-EN 206 i wynikający z niej współczynnik wodno-cementowy ≤ 0,55,
- minimalna zawartość cementu C_{min} ≥ 325 kg/m^3,
- maksymalny wymiar ziarna kruszywa: D_{max} = 16mm,
- zawartość frakcji drobnych ≥ 400 kg/m^3,
- klasa konsystencji S4/S5, co odpowiada opadowi stożka Abramsa ≥ 200 mm, utrzymana przez co najmniej 60 minut,
- głębokość wniknięcia wody pod ciśnieniem dla betonu wg PN-EN 12390-8 nie większa niż 45 mm.

3. Program badań i materiały zastosowane do badań

3.1 Materiały zastosowane do badań

Do badań zastosowano cement hutniczy CEM III/A 42,5 N z Cementowni Nowiny, o właściwościach przedstawionych w tabeli 1. O wyborze tego cementu zadecydowały jego wysoka wytrzymałość, przy jednocześnie uzyskiwanej wysokiej szczelności zaczynu cementowego, ograniczony skurcz i korzystna termika, co w efekcie warunkuje trwałość wykonywanych konstrukcji geotechnicznych.

Tab. 1. Właściwości chemiczne i fizyczne zastosowanego cementu.

Właściwość	Wartość
Początek wiązania	293 [min]
Koniec wiązania	361 [min]
Wytrzymałość wczesna (f_2)	19,6 [MPa]
Wytrzymałość normowa (f_{28})	56,0 [MPa]
Stałość objętości (LeChatelier)	0,63 [mm]
Powierzchnia właściwa wg Blaine'a	4600 [cm^2/g]
Straty prażenia	2,48 [%]
Pozostałość nierozpuszczalna	0,70 [%]

Tab. 1. Cd. Właściwości chemiczne i fizyczne zastosowanego cementu.

Właściwość	Wartość
Zawartość siarczanów (SO_3)	2,87 [%]
Zawartość chlorków (Cl)	0,057 [%]
Zawartość alkaliów (Na2Oeq)	0,83 [%]
Ciepło hydratacji	252 [J/g]

Mieszanki betonowe wykonano na kruszywie naturalnym otoczakowym o uziarnieniu ciągłym.

Dodatkowo do wykonania mieszanki betonowej zastosowano dodatek mineralny typu II w postaci popiołu lotnego krzemionkowego kategorii A, w celu zapewnienia odpowiedniej urabialności i pompowalności mieszanki betonowej oraz spełnienia warunku normowego minimalnej zawartości frakcji drobnych (tj. poniżej 0,125 mm) w m^3 mieszanki betonowej.

W celu zapewnienia odpowiedniej konsystencji zastosowano domieszkę upłynniającą, kompatybilna z zastosowanym cementem. Wytypowana domieszka zalecana jest przez producenta do wykonania betonów towarowych o normalnym czasie zachowania konsystencji oraz do mieszanek o dużej zawartości dodatków mineralnych.

Jako dodatek zwiększający wibroizolacyjność przegród wykonanych z przedmiotowych betonów wytypowano granulat gumowy ze zużytych opon o frakcji 2/6 mm i sześciennym kształcie. Gęstość nasypowa zastosowanego granulatu wynosiła 550 kg/m^3.

3.2 Program badań

Ramowy program badań składał się z trzech głównych punktów:

1) Wstępne badania laboratoryjne pozwalające opracować recepturę betonu wzorcowego.
2) Wykonanie mieszanek betonowych (wzorcowej i z dodatkiem granulatu gumowego w ilości 10, 15, 20, 25 i 30%) w warunkach przemysłowych czyli w węźle betoniarskim w wytwórni betonu towarowego oraz oznaczenie ich wybranych właściwości, takich jak:
   - konsystencji metodą stożka opadowego oraz jej zachowanie w czasie,
   - gęstości mieszanki betonowej,
   - zawartości powietrza w mieszance betonowej,
   - wytrzymałości na ściskanie,
   - głębokości penetracji wody pod ciśnieniem.
3) Wykonanie palisady z wytypowanej mieszanki betonowej w realnych warunkach na palcu budowy w celu wykazania przydatności zaprojektowanej mieszanki betonowej.

4. Wstępne badania laboratoryjne

Jak już wspomniano, badania wstępne miały na celu opracowanie receptury betonu wzorcowego zgodnego z wymaganiami PN-EN 206 o następujących parametrach: klasa wytrzymałości C35/45, konsystencja S4/S5, maksymalny wymiar ziarna kruszywa D_{max} 16, współczynnik wodno-cementowy 0,45, zawartość chlorków Cl 0,20. Wszystkie te

parametry spełniają wymagania określone dla klasy ekspozycji XA1. W tablicy 2 przedstawiono końcowy skład mieszanki wzorcowej.

W zaprojektowanej mieszance betonowej zawartość frakcji drobnych ≤ 0,125 mm wyniosła 497 kg/m^3, przy przyjętym punkcie piaskowym równym 40,8 %.

W tablicy 3 przedstawiono wyniki badania właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu wzorcowego. Dla mieszanki betonowej oznaczono: konsystencję, gęstość, zawartość powietrza. Badania wykonano, odpowiednio, zgodnie z normami: PN-EN 12350-2, PN-EN 12350-6 oraz PN-EN 12350-7. Z kolei dla betonu stwardniałego określono wytrzymałość na ściskanie po 7 i 28 dniach dojrzewania oraz głębokość penetracji wody pod ciśnieniem.

Tabl. 2 Skład mieszanki betonu wzorcowego.

Składnik	Ilość [kg/m^3]
Cement	360
Popiół lotny	80
Woda	162
Kruszywo	1815
Domieszka upłynniająca	3,15

Tabl. 3 Wyniki badania mieszanki i betonu wzorcowego z badań wstępnych.

<table>
<tr><td colspan="4">Badania mieszanki betonu wzorcowego</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Badanie konsystencji metodą opadu stożka</td><td colspan="2">po 10 min</td><td>po 60 min</td></tr>
<tr><td colspan="2">220</td><td>260</td></tr>
<tr><td>Gęstość [kg/m^3]</td><td colspan="3">2410</td></tr>
<tr><td>Zawartość powietrza [%]</td><td colspan="3">0,5</td></tr>
<tr><td colspan="4">Badania stwardniałego betonu</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Wytrzymałość po 7 dniach [MPa]</td><td colspan="2">f_{ci}</td><td>f_{cm}</td></tr>
<tr><td colspan="2">26,4</td><td rowspan="3">26,2</td></tr>
<tr><td colspan="2">26,9</td></tr>
<tr><td colspan="2">25,4</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Wytrzymałość po 28 dniach [MPa]</td><td>f_{ci}</td><td>f_{cm}</td><td>klasa</td></tr>
<tr><td>55,3</td><td rowspan="3">54,5</td><td rowspan="3">C40/50</td></tr>
<tr><td>54,9</td></tr>
<tr><td>53,2</td></tr>
<tr><td>Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem [mm]</td><td colspan="3">8</td></tr>
</table>

Uzyskane wyniki badań właściwości mieszanki betonowej, jak i stwardniałego betonu potwierdziły uzyskanie po 28 dniach założonych parametrów (tj. klasy konsystencji i jej utrzymania w czasie, wytrzymałości na ściskanie i głębokości wniknięcia wody pod ciśnieniem). Z tego względu uznano, że zaprojektowany skład betonu wzorcowego C35/45 będzie modyfikowany dodatkiem granulatu gumowego, poprzez zastąpienie nim odpowiednio 10, 15, 20, 25 i 30 % frakcji kruszyw 2/8 mm. Konsystencję mieszanek

postanowiono regulować dozowaniem domieszki upłynniającej w taki sposób, aby osiągnąć założony stopień konsystencji (tj. opad stożka ponad 200 mm).

5. Badania mieszanek wykonanych w warunkach przemysłowych

W celu sprawdzenia właściwości i zachowania się mieszanki betonowej w warunkach przemysłowych wykonano zaroby w wytwórni betonu towarowego. Objętość każdego zarobu wynosiła 3,5 m^3 mieszanki betonowej, tak aby uzyskać jednorodność mieszanki oraz pełne odwzorowanie warunków przemysłowej produkcji betonu. Po wymieszaniu danego zarobu w węźle betoniarskim, mieszanka betonowa była przeładowywana do bębna betonomieszarki samochodowej i mieszana przez 60 minut na wolnych obrotach, co odzwierciedlało warunki rzeczywistego transportu betonu.

Z każdego zarobu pobierano mieszankę betonową w celu oznaczenie jej cech: konsystencji metodą opadu stożka, gęstości oraz zawartości powietrza. Z pobranej mieszanki betonowej, z każdego zarobu, formowano także, sześcienne próbki betonu o długości boku 150 mm, w ilości 30 sztuk, do badania: wytrzymałości na ściskanie po 7, 28, 56 i 90 dniach dojrzewania oraz do oznaczenia głębokości wniknięcia wody pod ciśnieniem (rys.3).

Rys. 3 Widok zaformowanych próbek w trakcie pielęgnacji oraz w trakcie badania głębokości penetracji wody pod ciśnieniem.

W ramach wykonania prób na wytwórni betonu w pierwszej kolejności badano konsystencję mieszanki betonowej po 10 minutach i jej zachowanie w czasie po 60 minutach oraz oznaczano zawartość powietrza w zagęszczonej mieszance betonowej metodą ciśnieniomierza. Wyniki badania konsystencji mieszanek betonowych i zawartości powietrza przedstawiono w Tablicy 4.

Tabl. 4 Badania właściwości mieszanek betonowych: betonu wzorcowego oraz z dodatkiem granulatu gumowego, wykonanych w warunkach przemysłowych.

Receptura	Ilość kruszywa zastąpionego przez granulat [%]	Opad stożka [mm]		Zawartość powietrza [%]
		po 10 min	po 60 min	
Mieszanka betonu wzorcowego C35/45	-	225	240	0,4
Mieszanka betonowa z granulatem gumowym frakcji 2/6 mm	10	235	250	0,6
	15	230	240	0,9
	20	210	230	1,2
	25	220	250	1,1
	30	205	230	1,0

Dozowanie domieszki upłynniającej było w każdym wypadku na poziomie gwarantującym uzyskanie klasy konsystencji mieszanki S4/S5 wg PN-EN 206 tj opadu stożka na poziomie 200-250 mm. Wyniki prób praktycznych pokazały, że w zależności od receptury, w tym ilości dodatku wibroizolacyjnego, ilość domieszki upłynniającej wahała się w granicach 2,40-2,75 kg/m^3 i była o 0,40-0,75 kg/m^3 mniejsza od ilości ustalonej w warunkach laboratoryjnych wynoszącej 3,15 kg/m^3. Zmierzone metodą ciśnieniową zawartości powietrza w zagęszczonej mieszance betonowej oscylowały w granicach od 0,4 do 1,7 %, co spełniało założone wymagania projektowe.

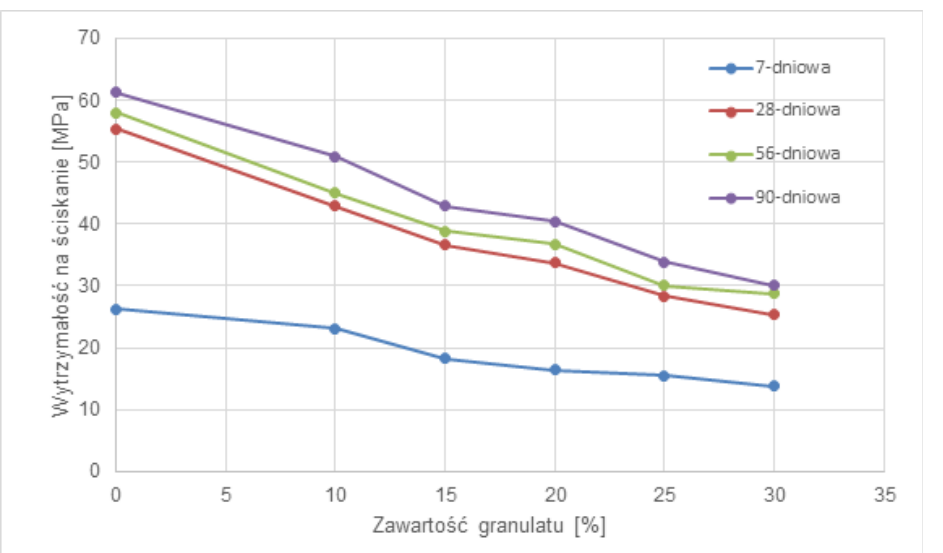
Uzyskane wyniki pomiarów konsystencji i zawartości powietrza spełniły założone wymagania projektowe i są zbieżne z wynikami uzyskanymi w skali laboratoryjnej, w tym przypadku, przy zmniejszonym poziomie dozowania domieszki upłynniającej. Potwierdził się również aspekt dopłynnienia mieszanki w czasie pomiędzy 10 a 60 minutą.

Badania wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono zgodnie z procedurą przedstawioną w normie PN- EN 12390-3, po 7, 28, 56 i 90 dniach. Zgodnie z wytycznymi podanymi w krajowym uzupełnieniu do normy PN-EN 206, czyli w normie PN-B-06265, do badania głębokości penetracji wody pod ciśnieniem zastosowano tzw. czas równoważny, który dla betonu wytworzonego z zastosowanym cementem CEM III, wynosi 90 dni. Samo badanie przeprowadzono zgodnie z wytycznymi zawartymi w normie PN-EN 12390-8. W tablicy 5 zestawiono wyniki badania wytrzymałości na ściskanie i głębokości penetracji wody pod ciśnieniem betonu wzorcowego i betonów ze zróżnicowana zawartością granulatu gumowego.

Tabl. 5 Wyniki badania stwardniałego betonu wytworzonego w warunkach przemysłowych.

Receptura	Ilość kruszywa zastąpionego przez granulat [%]	Wytrzymałość średnia [MPa], po dniach				Maksymalna głębokość penetracji wody pod ciśnieniem [mm]
		7	28	56	90	
Beton wzorcowy C35/45	-	26,2	55,4	58,0	61,2	8
Granulat gumowy 2/6 mm	10	23,1	42,9	45,0	50,9	6
	15	18,2	36,6	38,9	42,9	11
	20	16,4	33,7	36,7	40,4	12
	25	15,5	28,4	30,1	33,8	15
	30	13,8	25,3	28,8	30,1	10

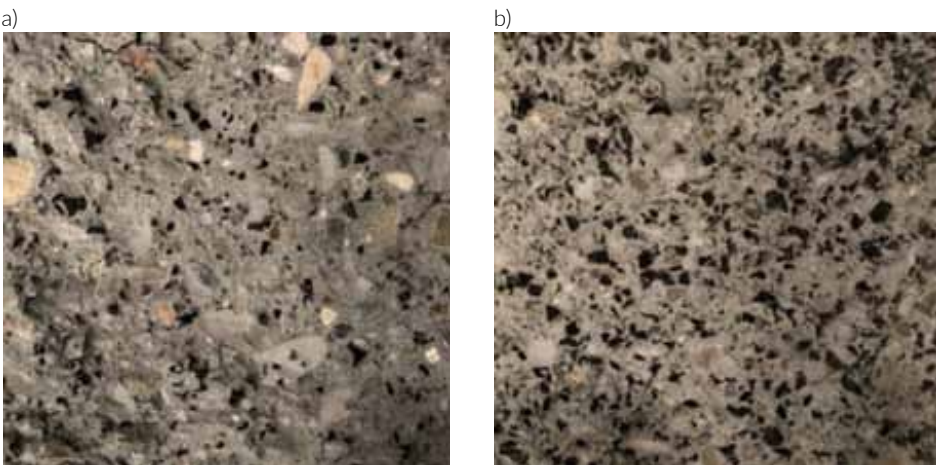
Analizując wyniki wytrzymałościowe, zgodnie z oczekiwaniami, dodatek granulatu gumowego powodował spadki wytrzymałości. Po 90 dniach dojrzewania beton wzorcowy osiągną wytrzymałość na ściskanie na poziomie 61,2 MPa, natomiast beton z najwyższą ilością granulatu zaledwie 30,1 MPa, co oznacza ponad 50% spadek wytrzymałości na ściskanie. Ten ok. 50% spadek wytrzymałości jest zauważalny w każdym z wytypowanych terminów badania. Na rysunku 4 zobrazowano spadki średniej wytrzymałości na ściskanie badanych betonów zależności od zawartości granulatu i czasu badania. Po analizie wyników wytrzymałościowych jako optymalną recepturę betonu uznano recepturę, w której kruszywo zastąpiono 10% ilością granulatu gumowego.



Rys. 4 Spadki wytrzymałości na ściskanie w zależności od zawartości granulatu gumowego i czasu badania.

Uzyskane wyniki badania maksymalnej głębokości penetracji wody pod ciśnieniem w przypadku wszystkich betonów z dodatkiem granulatu gumowego są dużo mniejsze od dopuszczalnej wyspecyfikowanej wartości wynoszącej 45 mm.

Równocześnie przy badaniu głębokości penetracji wody pod ciśnieniem, po rozłupaniu, oceniono jednorodność betonu i równomierność rozkładu granulatu gumowego w strukturze betonu. Na rysunku 5 przedstawiono przykładowe przełomy próbek z 10 i 30% zawartością granulatu. Analiza wyglądu przełomu próbek betonów z granulatem gumowym wykazała jego równomierne rozłożenie w całej objętości betonu. W żadnym przypadku nie zanotowano zjawiska jego kumulacji w jakimś obszarze. Potwierdza to, że betony zostały zaprojektowane prawidłowo i nie wykazują tendencji do sedymentacji, pomimo dużej ciekłości mieszanki betonowej.



Rys. 5 Wygląd struktury betonów po ich rozłupaniu: a) beton z 10% zawartością granulatu gumowego, b) beton z 30% zawartością granulatu gumowego.

6. Próba poligonowa wykonania palisady z betonu z dodatkiem granulatu gumowego.

W celu określenia zachowania się mieszanki betonowej z 10% dodatkiem granulatu gumowego w warunkach budowy, wykonano próbę poligonową. W trakcie tej próby wykonano 4 żelbetowe pale wiercone o średnicy 400 mm i długości 6 metrów. Na zdjęciach (rys. 6) przedstawiono poszczególne etapy prac terenowych: wiercenie, betonowanie i zagłębianie zbrojenia. W trakcie tych prac oceniano równocześnie pompowalność mieszanki betonowej na dystansie 60 metrów oraz oceniano wizualnie zachowanie tej mieszanki w trakcie zagłębiania kosza zbrojeniowego. Obie te oceny wypadły pomyślnie dla zaprojektowanej mieszanki. Ponadto w ramach Zakładowej Kontroli Produkcji producent przeprowadził wytypowane badania mieszanki betonowej tj. konsystencję metodą opadu stożka oraz zawartość powietrza, jak również pobrał próbki do badań stwardniałego betonu tj. wytrzymałości na ściskanie oraz głębokości wniknięcia wody pod ciśnieniem. Wyniki tych badań przedstawiono w tablicy 6.

Tabl. 6 Wyniki badania właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu z 10% zawartością granulatu gumowego, próbek pobranych w trakcie próby poligonowej.

Właściwość	Wartość		Klasa
Konsystencja mieszanki betonowej – opad stożka [mm]	po 10 min. 225	po 60 min. 255	S5
Zawartość powietrza [%]	po 10 min. 0,7	po 60 min. 0,5	-
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	po 7 dniach 25,4	po 28 dniach 47,8	C30/37
Max. głębokość penetracji wody pod ciśnieniem [mm]	8		-

Wyniki badań uzyskane z próby poligonowej potwierdziły przydatność zaprojektowanej mieszanki betonowej do wykonania żelbetowej palisady. Mieszanka w trakcie prac była urabialna, przy czym wykazała się odpowiednią płynnością oraz niską zawartością powietrza. Badania wytrzymałości na ściskanie stwardniałego betonu przeprowadzono po 7 i 28 dniach. Klasa wytrzymałości oceniana po 28 dniach wyniosła C30/37. Należy tu zauważyć, że pale żelbetowe zostały wykonane na betonie zawierającym cement hutniczy, którego wytrzymałość po 28 dniach w dalszym ciągu stosunkowo dynamicznie narasta (w odniesieniu do betonu wykonanego na cemencie portlandzkim). W takim przypadku krajowe uzupełnienie PN-B-06265 dopuszcza oznaczanie wytrzymałości docelowej w czasie równoważnym (w przypadku CEM III jest to 90 dni), oczywiście po wcześniejszym uzgodnieniu tego pomiędzy producentem a zamawiającym beton towarowy. Z kolei badania głębokość penetracji wody pod ciśnieniem, po czasie równoważnym 90 dni, wykazały maksymalne wniknięcie wody na 8 mm.

Wszystkie te parametry, zarówno mieszanki betonowej jak i stwardniałego betonu, spełniły założone wstępnie wymagania.

a)

Rys. 6 Przebieg prac w trakcie próby poligonowej: a) wiercenie pala, b) pompowanie mieszanki betonowej, c) osadzanie kosza zbrojeniowego.

b)

c)

Rys. 6 Przebieg prac w trakcie próby poligonowej: a) wiercenie pala, b) pompowanie mieszanki betonowej, c) osadzanie kosza zbrojeniowego.

Celem artykułu było przedstawienie wyników badań mieszanki betonowej i stwardniałego betonu z dodatkiem granulatu gumowego. Niemniej jednak, ze względu na zamierzone zastosowanie projektowanego betonu do palisady mającej za zadanie wytłumienie drgań pochodzących z różnych źródeł a rozprzestrzeniających się w gruncie, w trakcie badań poligonowych wykonano pomiar tłumienia drgań. Drgania zostały wzbudzone wibratorem mechanicznym i mierzone w wyznaczonych punktach za palisadą: pierwszy zaraz za nią (w odległości 3 m od źródła drgań) a kolejne trzy rozmieszczone w odległości co 5 metrów od pierwszego. W trakcie analizy tłumienia oszacowano współczynnik

ułamka tłumienia krytycznego, który zaraz za palisadą wykonaną z betonu wzorcowego (bez dodatku granulatu gumowego) wyniósł 4,5% natomiast za palisadą wykonana z betonu z 10% zawartością granulatu gumowego wyniósł 7,5%. Wynik ten oznacza, że w przypadku zastosowania palisady wykonanej z betonu z 10% zawartością granulatu współczynnik ułamka tłumienia krytycznego wzrasta o prawie 67% w stosunku do tego oznaczonego dla palisady wykonanej bez dodatku granulatu gumowego.

7. Podsumowanie i wnioski

Zrównoważony rozwój w budownictwie obejmuje działania mające na celu ograniczenie negatywnego wpływu działalności człowieka na środowisko naturalne, przy jednoczesnym dalszym rozwoju cywilizacji i komfortu życia ludzi. Cel i zakres omawianych badań idealnie wpisują się w to zagadnienie. Z jednej strony zastosowanie granulatu gumowego w mieszance betonowej pozwoliło na zagospodarowanie gumowych odpadów przemysłowych, a z drugiej strony jest idea budowy palisady żelbetowej ograniczającej rozprzestrzenianie się drgań i wpływającej na poprawę komfortu życiowego mieszkańców przebywających w strefach wpływów drgań np. komunikacyjnych.

Na podstawie zrealizowanego programu badawczego można wysunąć następujące wnioski:

– Optymalną mieszanką betonową pod względem wytrzymałościowym jak i trwałościowym (głębokość penetracji wody po ciśnieniem) okazała się mieszanka, w której zastąpiono 10% kruszywa grubego granulatem gumowym o frakcji 2/8 mm.
– Wraz ze wzrostem zawartości granulatu odnotowany został systematyczny spadek wytrzymałości na ściskanie. Dla maksymalnej ilości granulatu wynoszącej 30% spadek wytrzymałości w stosunku do betonu wzorcowego wyniósł około 50%.
– Dla wszystkich poziomów dozowania granulatu można było osiągnąć odpowiednią jednorodność, urabialność i konsystencję poprzez odpowiednie dozowanie domieszki upłynniającej oraz zastosowanie popiołu lotnego, jako stabilizatora.
– Zrealizowany program badawczy wykazał przydatność mieszanek betonowych z granulatem gumowym do redukcji rozprzestrzeniających się drgań w gruncie.

Literatura

[1] M. Bata, Effects on buildings of vibrations caused by traffic, Building Science, V. 6, Issue 4, 1971, pp. 221-246.
[2] M.A. Lak, G. Degrande, G. Lombaert, The effect of road unevenness on the dynamic vehicle response and ground-borne vibrations due to road traffic, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V. 31, Issue 10, 2011, pp. 1357-1377.
[3] S. Qu, J. Yang, S. Zhu, W. Zhai, G. Kouroussis, Q. Zhang, Experimental study on ground vibration induced by double-line subway trains and road traffic, Transportation Geotechnics, V. 29, 2021, 100564.
[4] G. Kouroussis, H. P. Mouzakis, K. Vogiatzis, Structural impact response for assessing railway vibration induced on buildings, Mechanics and Industry, V. 18, No. 8, 2017, Article No. 803.
[5] C. Pronello, Analysis of Tram-induced Vibrations Affecting Roads and Buildings in Standard Urban Sites, International Journal of Acoustics and Vibration, V. 8, No. 1, 2003, pp. 21-29.
[6] J. Kawecki, K. Stypuła, Badania doraźne i monitorowanied drgań w diagnostyce dynamicznej budynków, Czasopismo Techniczne, V. 1-M, 2008.
[7] R. Ciesielski, J. Kawecki, E. Maciąg, Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach: diagnostyka dynamiczna. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 1993.

[8] A. Kowalska, Prognozowanie podstawowej częstotliwości drgań własnych i współczynnika tłumienia budynków, Inżynieria i Budownictwo, V. 59, No. 6, 2003, pp. 331-334.
[9] J. Kawecki, A. Kowalska, Tłumienie drgań w opisie sztywnościowo-bezwładnosciowym, Czasopismo Techniczne. Budownictwo 107 (3-B), pp. 43-50.
[10] Rozporządzenie MI z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U. 2002 nr 75 poz. 690.
[11] M. Fedorczak-Cisak, A. Kowalska-Koczwara, E. Kozak, F. Pachla, J. Szuminski , T. Tatara, Energy and Cost Analysis of Adapting a New Building to the Standard of the NZEB, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering No. 471, 2019, 112076.
[12] F. Muller-Boruttau, Ochrona przed drganiami. Elastyczne posadowienie budynków z zastosowaniem materiałów elastomerowych Calenberg – (cz. 1), Przegląd Budowlany, No. 6, 2009, pp. 22-27.

Damian Zawół
Łukasz Osuch
Mateusz Gach

Stopień wodoszczelności i głębokość penetracji wody w badaniach betonów z kruszyw węglanowych – wyniki i ich porównania

TESTS OF WATERTIGHTNESS AND DEPTH OF WATER PENETRATION OF CONCRETE MADE OF CARBONATE AGGREGATES - COMPARISON OF RESULTS

Streszczenie

W referacie przedstawiono wpływ krajowych kruszyw węglanowych grubych frakcji 2-16 mm oraz drobnych kruszywa 0-2 mm zastępujących w betonie naturalne kruszywa pochodzenia polodowcowego i naturalne piaski kopalne. Zakres badań obejmował zastosowanie skał wapiennych i dolomitowych, z których wykonano mieszanki betonowe z cementem portlandzkim żużlowym oraz zastosowano dodatek w postaci popiołu lotnego. Pobrane próbki dojrzewały w zróżnicowanych warunkach w zależności od dobranego czasu równoważnego wynikającego z zastosowanego spoiwa. Wykonano badania stopnia wodoszczelności wg wycofanej polskiej normy PN-B 06250:1988 oraz głębokości penetracji wody pod ciśnieniem wg PN EN 12390-8:2019-08.

Abstract

The research presents the influence of domestic carbonate aggregates of 2-16 mm coarse fraction and fine aggregates of 0-2 mm, as a replacing of natural aggregates and natural mining sands in concrete. The scope of the research included the use of limestone and dolomite rocks, from which concrete mixes with slag Portland cement were made, and an additive in the form of fly ash was used. The specimens were cured in different conditions depending on the selected equivalent time resulting from the type of binder. The water tightness tests according to the withdrawn Polish standard PN-B 06250:1988 and the depth of water penetration under pressure according to PN EN 12390-8: 2019-08 were carried out.

mgr. inż. Damian Zawół – PBI Beton Sp. z o.o.
mgr. inż. Łukasz Osuch – PBI Technologie Sp. z o.o.
mgr. inż. Mateusz Gach – PBI Technologie Sp. z o.o.

1. Wprowadzenie

Pomimo zdefiniowania na nowo w 2015 roku przez normę PN EN 206:2014-04 [1] wymagania dla betonu stwardniałego opisanego jako odporność na penetrację wody wraz z wskazaniem metody badawczej zawartej w PN EN 12390-8:2019-08 [2], w dalszym ciągu, w specyfikacjach projektanci chętnie posługują się parametrem stopnia wodoszczelności, opisanej w wycofanej polskiej normie PN-B 06250:1988 [3]. W szczególności dotyczy to, lokalnych inwestycji infrastrukturalnych oraz budownictwa kubaturowego. Powstało wiele artykułów, które w różny sposób przedstawiały obie metody w odniesieniu do uzyskanych wyników. Podejmowano próby interpretacji, jak również korelacji uzyskiwanych wyników. Jednak, z perspektywy czasu, nadal producenci betonu towarowego deklarują parametr stopnia wodoszczelności, ponieważ często jest to warunek konieczny do pozyskania zlecenia na dostawy mieszanki betonowej. Z dużym prawdopodobieństwem, można stwierdzić, że dzieje się tak m.in., ze względu na znaczne rozbieżności procedur badawczych. Obie metody różnią się między sobą większością elementów, poczynając od sposobu pielęgnacji, przygotowania próbek do badania, ciśnienia cieczy działającego na próbkę oraz czasu tego oddziaływania. Zgodnie z aktualną normą PN EN 206:2013+A2:2021-08 [4], w przypadku oznaczenia odporności próbek do badania na penetrację wody, kryteria zgodności są uzgadniane między specyfikującym a producentem. Co oznacza, pewną dowolność w przyjmowaniu wartości granicznej. Doprecyzowanie tego punktu, następuje w uzupełnieniu krajowym PN-B- 06265:2022-08 [5], wg którego określenie wartości granicznej powinno być zawarte w specyfikacji technicznej. Co jest równoznaczne, z założeniem konkretnej wartości przez specyfikującego. W przypadku odniesienia do przepuszczalności wody przez beton wg normy [3], gdzie zostały określone stopnie wodoszczelności przy jednoczesnym wskaźniku ciśnienia, specyfikujący może skorzystać z konkretnych wartości granicznych. A nie rzadko, lepiej znanych i rozumianych wymagań. Nie bez znaczenia jest upowszechnienie nazewnictwa omawianego parametru, który jest skrótowo nazywany „wodoszczelnością betonu". Również uzupełnienie krajowe [5], w punkcie o odporności na penetrację wody, opisuje stosowanie tej metody badawczej, jeżeli istotna jest wodoszczelność w elemencie/wyrobie/konstrukcji z betonu.

Oprócz aspektu technicznego, rodzi to również wiele problemów formalnych, związanych m.in. z deklarowaniem stopnia wodoszczelności w Krajowych Deklaracjach Właściwości Użytkowych.

2. Założenia i cel projektu

Głównym celem niniejszego projektu jest wykazanie jak wpływa zastosowanie kruszywa grubego oraz drobnego pochodzenia węglanowego na trwałość mierzoną stopniem wodoszczelności oraz odpornością na penetrację wody. Badania z zarobów laboratoryjnych rozszerzono o poza normowe procedury m.in. sposób pielęgnacji, czas rozpoczęcia badania. Powyższe ma na celu dostarczenia informacji odnośnie możliwości uzyskania wyników w zależności od przyjętych warunków początkowych. W normie PN EN 206:2013+A2:2021-08 [4] w punkcie 5.5.3 Odporność na penetrację wody, oprócz badania laboratoryjnego, jest możliwość pośredniego określenia odporności betonu na penetrację wody, za pomocą wartości granicznych składu betonu. Z perspektywy specyfikującego, może to być nie wystarczające, tym bardziej, przy powszechnie dostępnych badaniach stopnia wodoszczelności lub głębokości penetracji wody. Jednak, wszelkie informacje

uzyskane z badań bezpośrednich, stanowią bazę danych do projektowania betonów o odpowiednich parametrach przy pewnych granicznych wartościach składu.

2.1. Metody badawcze

Na potrzeby projektu wykonano szereg próbek sześciennych 150x150x150[mm] zaformowanych z mieszanki wyprodukowanej w warunkach laboratoryjnych. Do wykonania mieszanki została wykorzystana mieszarka przeciwbieżna DZ 60VS, a każda z próbek była podana takiemu samemu okresowi zagęszczania by jak najlepiej zapewnić równoważność próbek.

Próbki do badania wodoszczelności wg PN-B-88-06250 na cały okres dojrzewania umieszczono w komorze klimatycznej z temperaturą 20˚C i wilgotnością 90% dla zapewnienia równych i stabilnych warunków pielęgnacji. Próbki po okresie pielęgnacji zabezpieczono wg. zaleceń normy żywicą epoksydową i pozostawiono na noc w celu utwardzenia się żywicy. Czas ten jest konieczny by żywica nie wykazywała możliwości dalszego wiązania, przy skróconym czasie utwardzania, próbki mogą ulec sklejeniu z podkładką uszczelniającą maszyny, a próba siłowego oddzielenia jej może spowodować uszkodzenie uszczelki. Próbki do badania wodoszczelności, ale według pielęgnacji zapisanej w PN-EN 12390-8 umieszczono w wodzie o temperaturze 20˚C na cały okres dojrzewania. Po tym czasie próbki, zostały osuszone papierowym ręcznikiem a następnie powierzchnie zabezpieczono żywicą epoksydową jak w przypadku powyżej.

Dużo mniej problematyczną metodą jest badanie głębokości penetracji wg. PN-EN 12390-8. Pozwala nam na pielęgnacje próbek razem z próbkami do badania wytrzymałości na ściskanie, nie wymaga dodatkowego czasochłonnego zabezpieczania próbek żywicą,

Rys. 1. Aparat do badania stopnia wodoszczelności oraz głębokości penetracji wody.

a samo badanie jest krótsze niż jak w przypadku PN-B-88-06250. Brak konieczności wykorzystania żywicy skraca czas przygotowania próbek, a dodatkowo zmniejsza ryzyko zanieczyszczenia środowiska, zaczynając od produkcji żywicy przez producent do rozkładu stwardniałej żywicy w środowisku.

Do badania wykorzystano aparat, umożliwiający badanie jednocześnie do 18 próbek, na 3 niezależnych kondygnacjach. Przebieg całego badania zapisany jest w programie, który wymaga jedynie określenia normy badawczej. Aparat ten nie potrzebuje dodatkowego kompresora, a wymagane ciśnienie uzyskuje dzięki wodnym pompom ciśnieniowym. Ten sposób wyklucza możliwość powstania poduszek powietrza przez co badanie staje się bardziej wiarygodne. Kolejnym plusem takiego rozwiązania jest możliwość badania próbek na stopień wodoszczelności do W18.

3. Materiały i program badań

3.1. Właściwości kruszyw

Do wykonania mieszanki betonowej, przyjęto materiały: jako wzorcowe kruszywo grube polodowcowe oraz kruszywa węglanowe o uziarnieniu 2/8 mm i 8/16 mm. Kruszywo drobne, zastosowano piasek naturalny oraz kruszywo drobne dolomitowe płukane o uziarnieniu 0/2 mm. Do wszystkich zarobów laboratoryjnych użyto cementu z tej samej partii CEM II/B-S 42,5 oraz dodatku typu II w postaci popiołu lotnego kategorii A. W celu uzyskania odpowiedniej konsystencji zastosowano domieszki do betonu (plastyfikator i superplastyfikator).

Tabela 1. Wybrane właściwości kruszywa drobnego.

Właściwości	Kruszywo drobne	
	Piasek naturalny 0/2 mm	Dolomit płukany 0/2 mm
Pochodzenie	-	Budy
Kategoria uziarnienia	G_F85	G_F85
Zawartość pyłów	f3	f_{16}
Gęstość objętościowa ziarn	2,65	2,79
Nasiąkliwość (WA_{24})	0,3	1,3
Zawartość siarczanów rozpuszczanych w kwasie	-	$AS_{0,2}$
Siarka całkowita	-	≤ 1
Reaktywność alkaliczna wg PB/1	b.d.	R0
Reaktywność alkaliczna wg PB/2	b.d.	R0

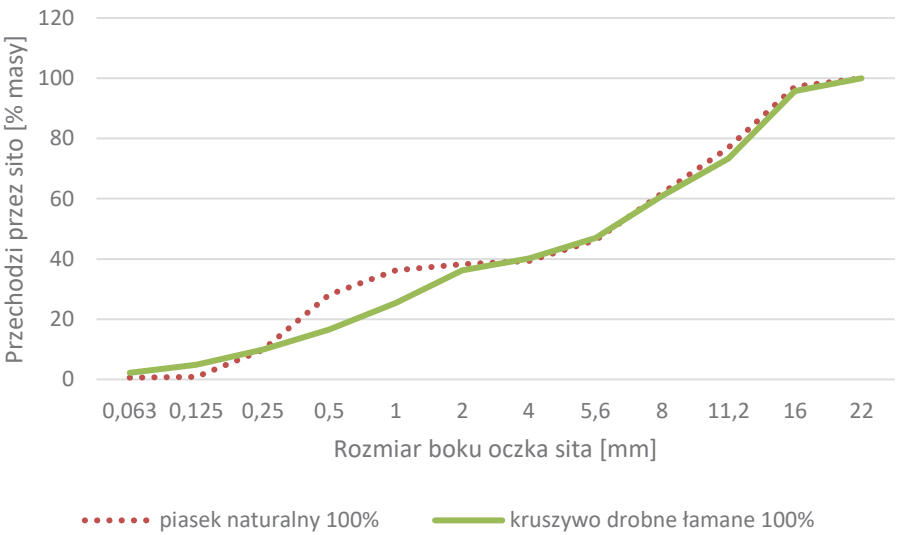
Tabela 2. Wybrane właściwości kruszywa grubego.

Właściwości	Kruszywa grube 8/16			
	Żwir	Wapień	Dolomit	Dolomit
Pochodzenie	-	Wymysłów	Janczyce	Budy
Kategoria uziarnienia	$G_C80/20$	$G_C85/20$	$G_C85/20$	$G_C85/20$
Zawartość pyłów	$f_{1,5}$	$f_{1,5}$	$f_{1,5}$	$f_{1,5}$
Kształt kruszywa	SI_{15}	SI_{20}	SI_{20}	SI_{20}
Gęstość objętościowa ziarn	2,64	2,78	2,83	2,82
Odporność na rozdrabnianie	LA_{35}	LA_{25}	LA_{25}	LA_{25}
Mrozoodporność	F_1	F_1	F_1	F_1
Odporność na ścieranie	-	$M_{DE}15$	$M_{DE}25$	$M_{DE}25$
Nasiąkliwość (WA_{24})	2,4	0,5	0,5	0,4
Zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie	-	$AS_{0,2}$	$AS_{0,2}$	$AS_{0,2}$
Zawartość siarki całkowitej	-	≤ 1	≤ 1	≤ 1
Zawartość chlorków rozpuszczalnych w wodzie	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
Reaktywność alkaliczna PB/1	b.d.	R0	R0	R0
Reaktywność alkaliczna PB/2	b.d.	R0	R0	R0

3.2. Receptury betonu

Do wykonania zarobów laboratoryjnych i badań zaprojektowano mieszankę betonową z udziałem trzech frakcji kruszywa, beton zwykły o parametrach:

- klasa konsystencji mierzona opadem stożka Abramsa – klasa S3
- zawartość powietrza max 2,0 %
- maksymalny wymiar kruszywa D_{max} 16 mm
- punkt piaskowy 37÷39%
- klasa ekspozycji XC1
- stopień wodoszczelności W8
- głębokość penetracji wody ≤ 60 mm
- stos okruchowy taki sam dla receptur z kruszywem drobnym naturalnym
- w przypadku kruszywa drobnego dolomitowego przyjęto inny stos okruchowy i ze względu na specyfikę kruszywa zwiększono ilość domieszki aby uzyskać konsystencję klasy S3.



Rys. 2. Stos okruchowy receptury z piaskiem naturalnym oraz kruszywem drobnym dolomitowym

Tabela 3. Zestawienie receptur mieszanek betonowych

Składniki	Ilość na 1m^3 [kg]				
Oznaczenie betonów	RW1	RP1	RP2	RP3	RP4
CEM II/B-S 42,5	260				
Dodatek typu II	75				
Piasek naturalny 0/2 mm	653	690	699	699	
Kruszywo drobne 0/2 mm Budy					715
Żwir 2/8 mm	472				
Żwir 8/16 mm	690				
Grys wapienny 2/8 mm - Wymysłów		468			468
Grys wapienny 8/16 mm - Wymysłów		692			711
Grys dolomitowy 2/8 mm - Janczyce			475		
Grys dolomitowy 8/16 mm - Janczyce			717		
Grys dolomitowy 2/8 mm - Budy				468	
Grys dolomitowy 8/16 mm - Budy				707	
Domieszki chemiczne	3,12				3,9
Woda	172				
	Wyniki badań świeżej mieszanki betonowej				
Opad stożka [mm]	120	140	150	140	100
Gęstość mieszanki betonowej [kg/m^3]	2322	2362	2397	2381	2401

Tabela 3. Cd. Zestawienie receptur mieszanek betonowych

Składniki	Ilość na 1m^3 [kg]				
Oznaczenie betonów	RW1	RP1	RP2	RP3	RP4
	Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie				
Wytrz. na ści. f_{cm7} [MPa]	25,1	28,1	25,4	26,1	21,6
Wytrz. na ści. f_{cm28} [MPa]	37,3	47,5	44,7	46,4	37,2
Wytrz. na ści. f_{cm56} [MPa]	47,7	55,0	53,4	55,7	42,9

3.3. Program badań

Wykonano 5 zarobów laboratoryjnych, za punkt odniesienia posłużył beton w który wykorzystano tylko kruszywo podlodowcowe (RW1). W kolejnych 3 zarobach (RP1, RP2, RP3) wykorzystano kombinacje kruszywo drobne „piasek naturalny" z kruszywem grubym wapień i dolomit, ostatni zarób (RP5) składał się z kruszywa drobnego łamanego dolomitowego oraz kruszywa grubego wapiennego. Każdy zarób został podzielony na 9 zestawów próbek:

- Wytrzymałość na ściskanie 7 dniowa (pielęgnacja w wodzie)
- Wytrzymałość na ściskanie 28 dniowa (pielęgnacja w wodzie)
- Wytrzymałość na ściskanie 56 dniowa (pielęgnacja w wodzie)
- Badanie wodoszczelności W8 28 dniowa (pielęgnacja w komorze klimatycznej)
- Badanie wodoszczelności W8 56 dniowa (pielęgnacja w komorze klimatycznej)
- Badanie wodoszczelności W8 56 dniowa (pielęgnacja w wodzie)
- Głębokość penetracji wody 28 dniowa (pielęgnacja w wodzie)
- Głębokość penetracji wody 56 dniowa (pielęgnacja w wodzie)
- Badanie wodoszczelności W12 90 dniowa (pielęgnacja w komorze klimatycznej)

W przypadku badań z bieżącej produkcji na WBT porównano wyniki badań stopnia wodoszczelności betonów na piasku naturalnym i piasku częściowo zastąpionym piaskiem łamanym oraz głębokość penetracji wody max do 40mm.

4. Wyniki badań i ich dyskusja

4.1. Wyniki z prób laboratoryjnych

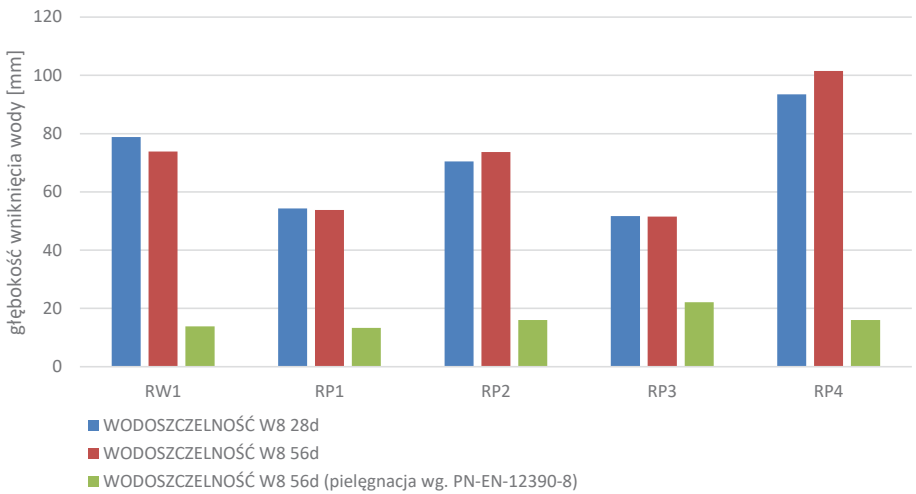
Poniższa tabela 4 przedstawia wyniki badań wniknięcia wody dla danego stopnia wodoszczelności i głębokości penetracji wody. Dla każdej wersji badania podano wynik z pojedynczej próbki oraz średnią z sześciu lub trzech wyników badań w mm.

Tabela 4. Szczegółowe wyniki badań z wodoszczelności i głębokości penetracji wody

RW1		RP1		RP2		RP3		RP4	
Stopień wodoszczelności W8 – 28 dni pielęgnacja w komorze klimatycznej [mm]									
69	79	96	54	69	71	53	52	85	94
102		42		82		57		82	
70		46		62		47		116	
75		38		68		43		100	
77		49		72		55		90	
80		55		70		55		88	
Stopień wodoszczelności W8 – 56 dni pielęgnacja w komorze klimatycznej [mm]									
78	74	56	54	66	74	53	52	84	102
96		69		77		57		117	
47		40		74		47		106	
65		58		82		59		105	
82		52		78		43		97	
75		48		65		50		100	
Stopień wodoszczelności W8 – 56 dni pielęgnacja w wodzie [mm]									
25	14	10	13	19	16	21	22	21	16
6		12		18		24		20	
10		17		12		22		7	
18		20		21		26		15	
10		10		10		16		22	
14		11		16		24		11	
Głębokość penetracji wody – 28 dni pielęgnacja w wodzie [mm]									
31	23	8	9	16	16	15	19	7	11
5		2		17		23		15	
34		17		15		20		12	
Głębokość penetracji wody – 56 dni pielęgnacja w wodzie [mm]									
9	10	2	8	10	15	23	19	4	5
7		7		17		13		3	
13		15		17		21		7	
Stopień wodoszczelności W12 – 90 dni pielęgnacja w komorze klimatycznej [mm]									
23	36	67	54	87	75	78	60	115	118
34		53		59		60		118	
52		43		80		43		118	
30		60		84		52		131	
45		40		62		64		102	
34		58		75		62		122	

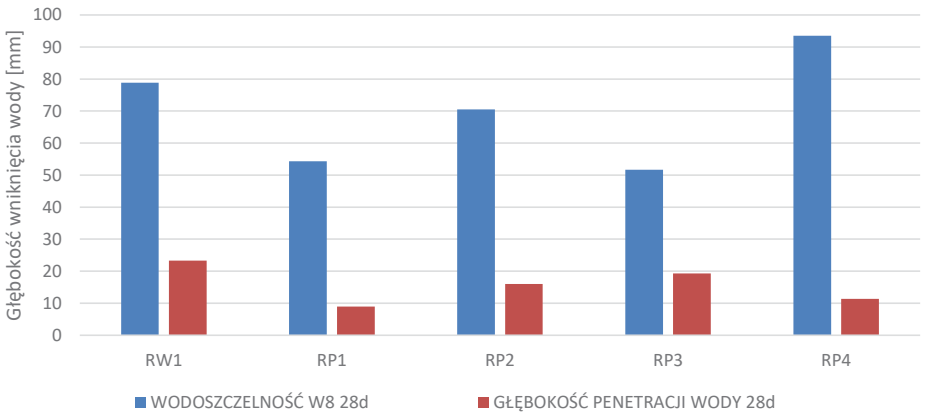
4.2. Analiza wyników z prób laboratoryjnych

Dla wszystkich betonów różnice w dojrzewaniu próbek w 28 i 56 dniu dojrzewania przy stopniu wodoszczelności W8 pielęgnowanych wg są PN-B-88-06250 są niezauważalne (rys.3). Zastosowany w betonach cement portlandzki żużlowy CEM II/B-S 42,5 wraz z dodatkiem popiołu lotnego nie poprawił szczelności prawdopodobnie ze względu na sposób pielęgnacji. Porównując badanie stopnia wodoszczelności w wieku dojrzewania 56 dni widać diametralne różnice wynikające ze sposobu pielęgnacji.

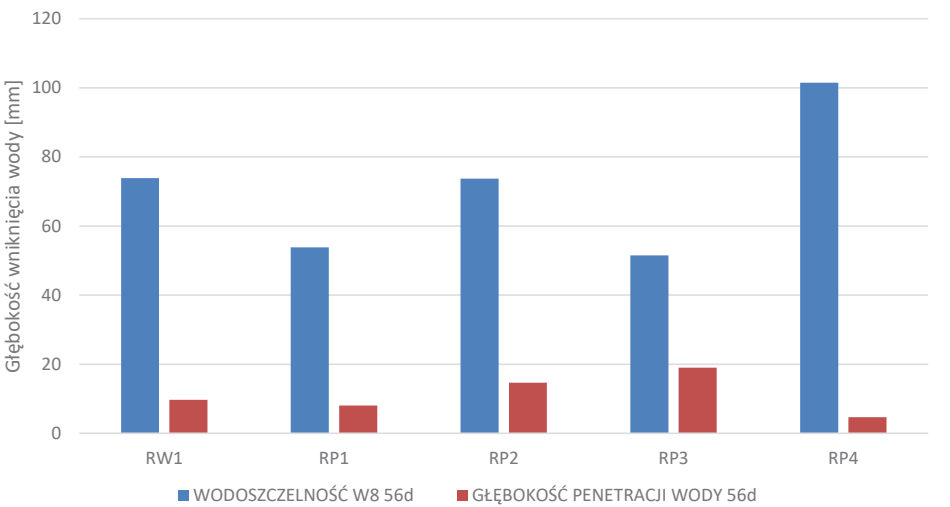


Rys. 3. Wodoszczelność betonu W8 w zależności od pielęgnacji

Drugim bardzo dobrym porównaniem pokazującym jak duży wpływ na wynik końcowy ma sposób pielęgnacji i badania betonu po 28 dniach dojrzewania (rys. 4). W zależności od układu receptury wyniki są zróżnicowane ale zarazem pokazujące, że przy układzie z kruszywem drobnym łamanym RP4 można osiągnąć bardzo dobre parametry głębokości penetracji wody. Nie zmienia to jednak faktu, że w przypadku badania wodoszczelności ten parametr został osiągnięty. Na rys. 5 wyniki po 56 dniach dojrzewania betonu są niemalże identyczne jak dla betonu po 28 dniach dojrzewania. Każdy z betonów osiągnął głębokość penetracji wody poniżej 20mm.

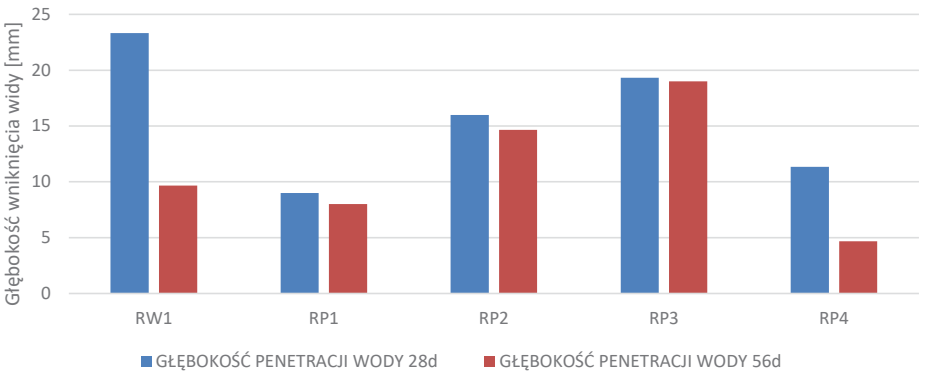


Rys. 4. Wodoszczelność betonu W8 i głębokość penetracji wody po 28 dniach

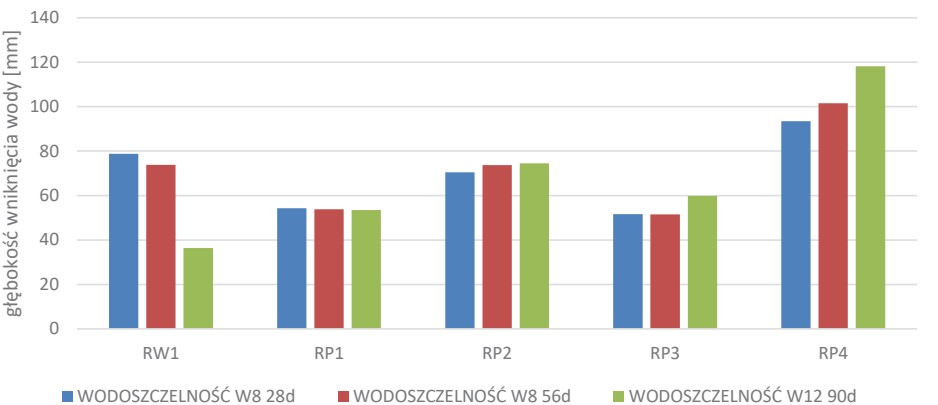


Rys. 5. Wodoszczelność betonu W8 i głębokość penetracji wody po 28 dniach

Na podstawie wyników badań z głębokości penetracji wody można zauważyć, że w przypadku kruszyw węglanowych już po 28 dniach osiągamy poziom poniżej 25 mm (rys. 6). W późniejszym okresie jest on jeszcze niższy ale najbardziej zauważalne są spadki w przypadku kruszyw naturalnych polodowcowych oraz z użyciem 100% kruszyw węglanowych grubych i drobnych. Każdy z betonów oprócz wodoszczelności dla stopnia W8 był poddawany badaniu dla stopnia W12. Po wcześniejszych doświadczeniach przyjęto, że ze względu na cement CEM II/B-S oraz dodatek popiołu lotnego badanie wykonane zostanie po 90 dniach dojrzewania betonu. Wszystkie z badanych betonów bez najmniejszego problemu spełniły stopień wodoszczelności W12 nawet przy założeniach klasy ekspozycji XC1. Wydłużenie czasu pielęgnacji w komorze klimatycznej pokazuje, że przy stopniu wodoszczelności W12 wyniki są porównywalne do W8.



Rys. 6. Głębokość penetracji wody po 28 i 56 dniach



Rys. 7. Porównanie stopnia wodoszczelności W8 i W12 przy różnym czasie pielęgnacji

4.2. Potwierdzenie zależności wyników uzyskanych podczas badań betonów przygotowanych w laboratorium z wynikami z produkcji na WBT

Zaroby mieszanek betonowych, wykonywane w skali laboratoryjnej, to nadal powszechna metoda na weryfikację projektowanych właściwości betonu. Zgodnie z normą PN-EN 206:2013+A2:2021-08 [4], załącznik A, w badaniu wstępnym należy ustalić skład betonu, poprzez zaroby próbne, alternatywnie na podstawie danych z wcześniejszych badań lub długookresowego doświadczenia. W pkt 4.1. omówiono wyniki uzyskane z prób, które zostały wykonane w skali laboratoryjnej. Jako, że Grupa PBI posiada własne wytwórnie betonów, poniżej przedstawiono wyniki głębokości penetracji wody oraz stopnia wodoszczelności z produkcji przemysłowej z wybranych receptur. Jest to również, potwierdzenie uzyskanych wyników z prób laboratoryjnych, w warunkach przemysłowych.

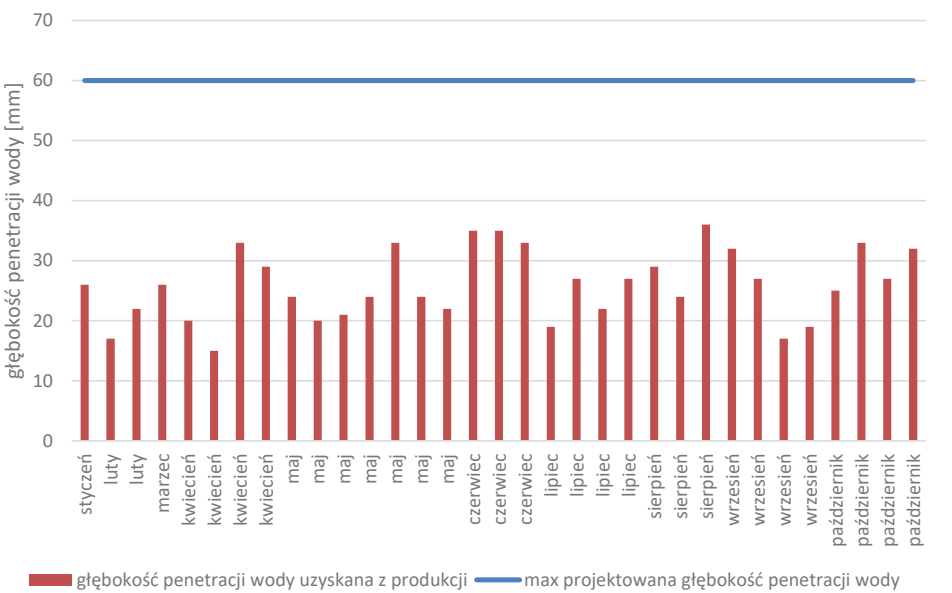
Poniżej opisano wyniki dla stopnia wodoszczelności oraz głębokości penetracji wody dla wybranych receptur:

R1- beton konstrukcyjny C30/37, S3, GPW60, F150,
R2- beton zwykły C20/25, S3, W8,
R3- beton zwykły C20/25, S3, W8,
R4- beton konstrukcyjny C30/37, S3, W12

Tabela 5. Receptury z produkcji przemysłowej.

Składnik:	R1	R2	R3	R4
CEM I 42,5 NA	360			
CEM II/B-S 42,5 + dodatek typu II		330	300	
CEM III/A 42,5 + dodatek typu II				380
Kruszywo drobne - piasek naturalny 0/2 mm	667	717	812	670
Kruszywo drobne – łamane 0/4 mm				
Grys wapienny 2/8 mm i 8/16 mm - Wymysłów		1135	1060	1126
Grys dolomitowy 2/8 mm i 8/16 mm - Piskrzyn	1190			
Grys dolomitowy 8/16 - Piskrzyn				
Domieszki	3,9	3,1	3,4	3,35
Woda	154	172	176	174

Na rys. 8 przedstawiono wyniki głębokości penetracji wody, uzyskane z rocznej produkcji betonu konstrukcyjnego, klasy wytrzymałości C30/37 (R1). Badania trwałościowe, ze względu na rodzaj zastosowanego cementu, wykonywano w 28 dniu dojrzewania.



Rys. 8. Głębokość penetracji wody – beton konstrukcyjny C30/37 (R1) na kruszywie dolomitowym

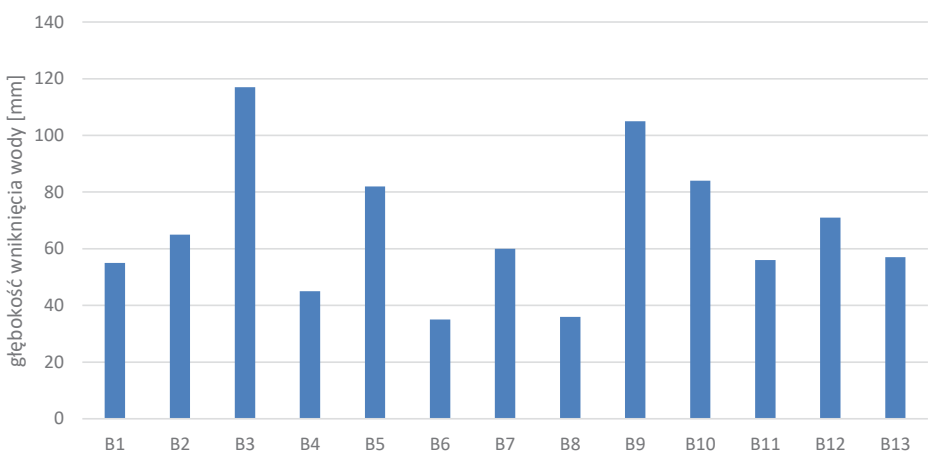
Maksymalna głębokość penetracji wody. dla wyżej opisanego betonu, z okresu 10-cio miesięcznej produkcji wyniosła 36 mm. Średnia ok 26 mm oraz minimalna 15 mm.

Dobranie odpowiedniego stosu okruchowego oraz zastosowanie kruszywa grubego o wysokiej jakości, pozwoliło uzyskać odpowiednią szczelność betonu, co przełożyło się bezpośrednio na trwałość mierzoną głębokością penetracji wody.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury Poz 1642 z dnia 1 sierpnia 2019 [6], beton do zastosowań konstrukcyjnych powinien spełniać m.in. odporności na penetrację wody pod ciśnieniem, mierzoną maksymalną głębokością penetracji według normy [2]:
- 60 mm w klasie ekspozycji XA1,
- 50 mm w klasie ekspozycji XA2,
- 40 mm w klasie ekspozycji XA3, XD3 lub XS3.

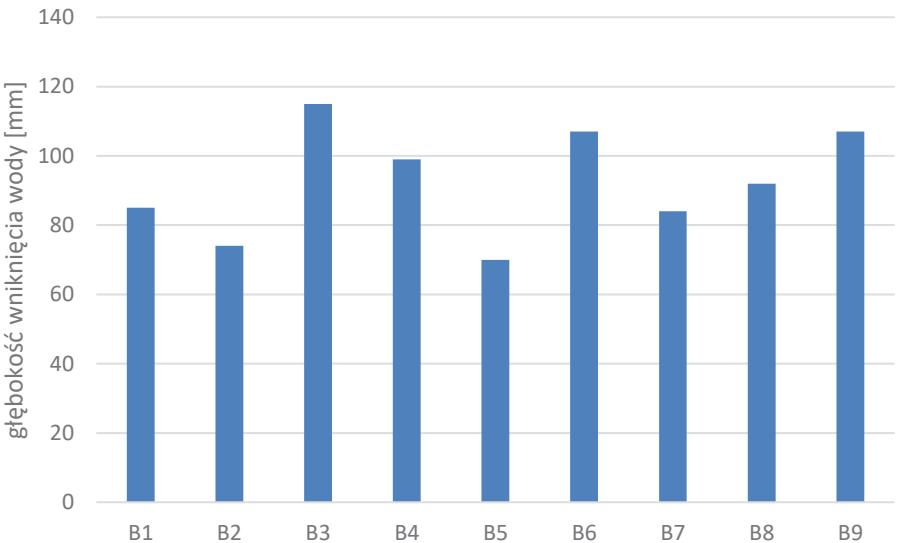
Co jest tożsame z wymaganiami opisanymi w wzorcowych dokumentach GDDKiA M-13.01.00 Beton konstrukcyjny w drogowych obiektach inżynierskich [7]. Z powyższego wynika, że beton zaprojektowany na kruszywach dolomitowych jest wstanie spełnić maksymalną głębokość penetracji wody, nawet dla najwyższych klas ekspozycji XA3, XD3, XS3.

Kolejne wyniki ujęte na rys. 9 i rys. 10, przedstawiają głębokość wniknięcia wody w próbki podczas badania przepuszczalności wody przez beton wg normy PN-B-06250:1988 [3]. Wyniki przedstawiono, jako średnią z 6 szt. próbek, oznaczając każdy komplet do badania literą B oraz kolejną cyfrą. Na żadnej z próbek nie zaobserwowano przesiąkania, co oznacza, że betonu uzyskał projektowany stopień wodoszczelności W8.



Rysunek 9. Wodoszczelność betonu W8 – beton towarowy C20/25 (R2) na kruszywie wapiennym.

Powyższe wyniki zostały uzyskane, z badań betonu wyprodukowanego w betoniarni betonu towarowego. Mieszanka betonowa zaprojektowana jako beton klasy C20/25, konsystencji S3, maksymalnym uziarnieniu Dmax 16 mm oraz stopniu wodoszczelności W8. Z czego w recepturze R3 zastąpiono część piasku naturalnego, drobnym kruszywem łamanym.

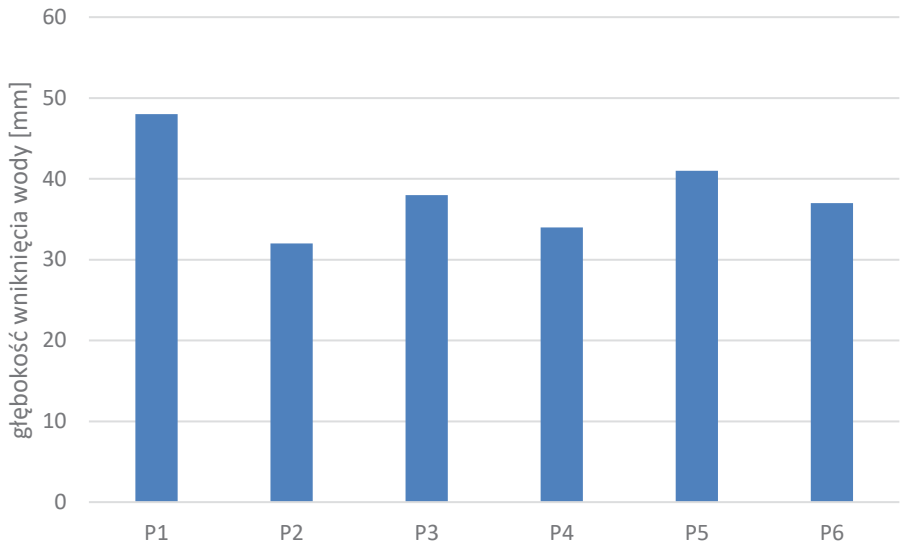


Rys. 10. Wodoszczelność betonu W8 – beton towarowy C20/25 (R3) na kruszywie wapiennym

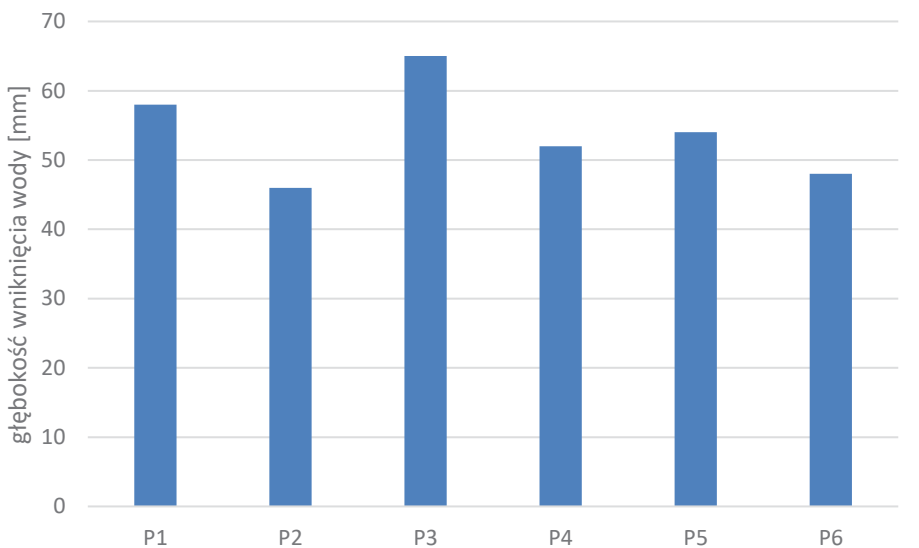
Osiągnięcie stopnia wodoszczelności dla receptury R2 i R3 deklarowano w 56 dniu dojrzewania. Wynika to z użytego rodzaju cementu CEM II/B-S. Z powyższego można stwierdzić, że w warunkach produkcji przemysłowej, można z powodzeniem stosować drobne kruszywa ze skał węglanowych do produkcji betonu towarowego. Przy dobraniu odpowiedniego składu, bez problemu uzyskujemy beton o stopniu wodoszczelności W8.

Grysy ze skał wapiennych, można stosować również z powodzeniem do wyższych klas stopnia wodoszczelności jak: W10, W12, W16. Opierając się na wynikach uzyskiwanych z produkcji betonu z WBT PBI Beton Sp. z o. o. , w zeszłym roku zaprojektowano recepturę na płytę fundamentową o klasie wytrzymałości C30/37 (R4) na kruszywie wapiennym z kopalni Wymysłów. Badanie przepuszczalności wody przez beton dla każdej z płyt przeprowadzana była w 90 dniu dojrzewania, ze względu na zastosowany cement CEM III/A 42,5. Wyniki badań z poszczególnych betonowań zostały przedstawione na rys.11.

Badaniu również podano beton klasy C30/37, wyprodukowany na kruszywie wapiennym oraz cemencie CEM II/B-S z dodatkiem popiołu lotnego oraz domieszki uszczelniającej. Projektowany stopień wodoszczelności W16. Beton był wykorzystywany do konstrukcji poniżej poziomu gruntu gdzie wymagana była duża szczelność betonu oraz odporność na agresję chemiczną. Wyniki badań betonu w wieku dojrzewania > 56 dni z poszczególnych betonowań na rys. 12.



Rys. 11. Wyniki z badania wodoszczelności betonu W12



Rys. 12. Wyniki z badania wodoszczelności betonu W16

5. Podsumowanie

Celem projektu było pokazanie jaki wpływ na wynik końcowy ma sposób pielęgnacji betonu i metoda badań przy zastosowaniu kruszyw węglanowych.

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych oraz badań bezpośrednio z produkcji sformułowano następujące wnioski.

- Sposób pielęgnacji betonu ma największy wpływ na wynik końcowy wniknięcia wody w próbkę betonu niezależnie od samej metody badawczej.
- Zastosowanie kruszywa węglanowego w postaci dolomitu do betonów konstrukcyjnych „mostowych" świadczy o dużej szczelności betonu w wieku 28 dni dojrzewania i głębokości penetracji wody nawet poniżej 40 mm.
- Zastąpienie w pewnej części piasku naturalnego piaskiem łamanym nie wpływa na zmiany wodoszczelności betonu.
- W przypadku betonu na piasku łamanym warto byłoby jednak dodać, o ile jest to uzasadnione rozrzutem wyników badań, że piasek ten sprzyja jednak uzyskaniu mniej korzystanych wyników badań związanych z oceną stopnia wodoszczelności. Można to w znacznym stopniu łączyć z warunkami dojrzewania próbek betonowych porównując korzystniejsze wyniki badań przy głębokości penetracji wody.

Literatura

[1] PN-EN 206:2014-04 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność,
[2] PN-EN 12390-8:2019-08 Badania betonu. Część 8: Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem,
[3] PN-B-06250:1988 Beton zwykły,
[4] PN EN 206:2013+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność,
[5] PN B 06265:2022-08,
[6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie,
[7] Wzorcowy dokument M-13.01.00 Beton konstrukcyjny w drogowych obiektach inżynierskich, Sierpień 2022, GDDKiA,

BETON W INFRASTRUKTURZE KOMUNALNEJ

CONCRETE IN MUNICIPAL INFRASTRUCTURE

Agata Kędzierska
Anita Smolarek-Nowak
Krzysztof Szczepaniak
Michał Żuchowski

Właściwości użytkowe, warunki wytwarzania i zastosowanie cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA

FUNCTIONAL PROPERTIES, MANUFACTURING CONDITIONS AND APPLICATION OF PORTLAND CEMENT CEM I 42.5 N-LH/SR 5/NA

Streszczenie

Cechą racjonalnie kierowanych przedsiębiorstw produkujących betony wysokiej jakości jest wzrost wykorzystania przez nie cementów specjalnych, dedykowanych określonym zastosowaniom. Cementy te zapewniają wyrobom poprawę określonych właściwości funkcjonalnych, zarówno w trakcie wytwarzania betonów, jak i ich eksploatacji. Szczególnie wartościowe są cementy łączące kilka wyróżniających je „cech specjalnych", takich jak np. podwyższona odporność na działanie środowisk agresywnych chemicznie i odpowiednio niska zawartość alkaliów – Na_2O i K_2O.

Przedmiotem referatu jest cement CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA łączący cechy niskoalkalicznego cementu portlandzkiego NA, cementu odpornego na siarczany SR z cechami cementu o niskim cieple hydratacji LH. Cement ten, zgodnie z wymaganiami normowymi zawiera nie więcej niż 0,60% Na_2O_{eq}, ≤5,0% C_3A i charakteryzuje się ciepłem hydratacji poniżej 270 J/g. Przeznaczony jest głównie do wykonywania masywnych konstrukcji betonowych i obiektów o dużej powierzchni (lotniska, autostrady). Stabilność cech użytkowych cementu (niezbędny warunek jakościowy) wymaga dbałości o odpowiedni skład i cechy morfologiczne klinkieru portlandzkiego, z którego wytwarzany jest cement oraz zapewnienia właściwego i pozbawionego istotnych wahań składu ziarnowego produktu.

Uzyskanie cementu o pożądanym i stabilnym składzie ziarnowym wymaga z kolei doskonałej współpracy granulometrów oznaczających on-line skład ziarnowy cementu z systemem sterowania układem mielenia. Do udoskonalenia tego procesu można wykorzystać sztuczne sieci neuronowe (SSN).

W referacie przedstawiono wyniki badań cech użytkowych cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA, oraz przykłady ingerencji SSN w przebieg procesu mielenia cementu, a także prac budowlanych, w których wykorzystany został prezentowany cement.

mgr Agata Kędzierska – Cementownia „WARTA" S.A.
dr Anita Smolarek-Nowak – Cementownia „WARTA" S.A.
inż. Krzysztof Szczepaniak – Cementownia „WARTA" S.A.
mgr inż. Michał Żuchowski – Cementownia „WARTA" S.A.

Abstract

A feature of rationally managed companies producing high-quality concretes is the increase in the use of special cements dedicated to specific applications. These cements provide the products with improved specific functional properties, both during the production of concrete and exploitation. Particularly valuable are cements that combine several "special properties", such as increased resistance to chemically aggressive environments and duly limited content of alkali – Na_2O and K_2O.

The subject of this paper is cement CEM I 42.5 N-LH/SR 5/NA combines the characteristics of cement like low contents of alkali NA, sulfate-resistant SR and low heat of hydration LH. According to standard requirements, this cement contains no more than 0.60% alkali, ≤5.0% C_3A and is characterized by heat of hydration below 270 J/g. It is mainly intended for the construction of massive concrete structures and large-area objects (airports, highways).

The stability of the functional properties of cement (a necessary quality condition) requires appropriate composition and morphological features of the Portland cement clinker, from which the cement is made, with correct and stable grain composition of the product without significant fluctuations.

Obtaining cement with the desired and stable grain composition requires precise cooperation of analyzers that determine online the grain composition of cement with the grinding control system. This is possible with the use of artificial neural networks (ANN).

This paper presents the results of testing the functional properties of cement CEM I 42.5 N-LH/SR 5/NA and examples of ANN interference in the operation of cement grinding system, as well as construction works in which the presented cement was used.

1. Wstęp

W wielu zastosowaniach cementów informacje o spełnieniu przez nie standardowych wymagań normy PN-EN 197-1:2012 [1] **są niewystarczające**. Często konieczne jest również określenie innych ich cech funkcjonalnych, ważnych z punktu widzenia wymagań producentów i użytkowników betonów. Wśród najczęściej definiowanych „dodatkowych" właściwości cementów należy wyróżnić przede wszystkim: niskie ciepło hydratacji, podwyższoną odporność na agresję siarczanową oraz niską zawartość alkaliów (Na_2O i K_2O). Cementy spełniające te wymagania, zachowując wszystkie wartościowe cechy cementów powszechnego użytku, zapewniają wyrobom i konstrukcjom betonowym pożądaną poprawę określonych właściwości, zarówno w trakcie ich wytwarzania, jak i eksploatacji. Przeznaczone są do produkcji mieszanek betonowych wykorzystywanych odpowiednio do formowania masywnych konstrukcji betonowych, budowli hydrotechnicznych i konstrukcji wielkopowierzchniowych (cementy o niskim cieple hydratacji – LH), obiektów betonowych narażonych na agresywne działanie środowisk bogatych w siarczany (cementy odporne na siarczany – SR), a także wytwarzania betonów w warunkach, gdy istnieje obawa reakcji alkalicznej użytego kruszywa (cementy niskoalkaliczne – NA) [2]. W wielu zaawansowanych technologicznie konstrukcjach betonowych (np. lotniskowych pasach startowych) konieczne jest, aby cementy wykorzystywane do ich budowy łączyły w sobie wszystkie cechy wymienione wyżej, zapewniając wymaganą trwałość konstrukcji oraz pożądane warunki długoterminowego i bezpiecznego jej użytkowania.

Większość komercyjnych cementów spełniających wymagania stawiane spoiwom LH, SR i NA stanowią cementy o dużej zawartości zmielonego granulowanego żużla wielkopiecowego, zawierające niekiedy również inne składniki, najczęściej dodatki krzemionkowego popiołu lotnego. Produkcja cementów portlandzkich CEM I o omawianych właściwościach specjalnych stwarza szereg problemów technologicznych. Jest kłopotliwa również ze względu na konieczność rozbudowania kontroli międzyoperacyjnej i dużej częstotliwości wykonywanych badań umożliwiających szybką interwencję w przypadku stwierdzenia odstępstw od założonych parametrów procesowych. Omawiane cementy są jednak materiałami wiążącymi o doskonałych właściwościach użytkowych, umożliwiających między innymi produkcję wysokowytrzymałościowych betonów o bardzo dużej trwałości. Do tego rodzaju cementów należy cement portlandzki CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA.

Cement CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA jest spoiwem o niskim cieple hydratacji, spełniającym wymagania stawiane cementom niskoalkalicznym i cementom odpornym na siarczany. Dostępny jest na rynku polskim od niedawna [3]. Nie należy traktować go jednak jako spoiwa, o którym niewiele wiadomo. Omawiany cement jest efektem kolejnego etapu rozwoju technologii cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-SR 5/NA. Jest spoiwem na tyle interesującym, iż warto zwrócić uwagę nie tylko na jego **właściwości** oraz możliwości wykorzystania i przykłady zastosowań, ale również wskazać szczególne uwarunkowania jego produkcji i ich rolę w zapewnieniu mu wysokiej jakości i stabilności cech użytkowych.

2. Warunki wytwarzania cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA

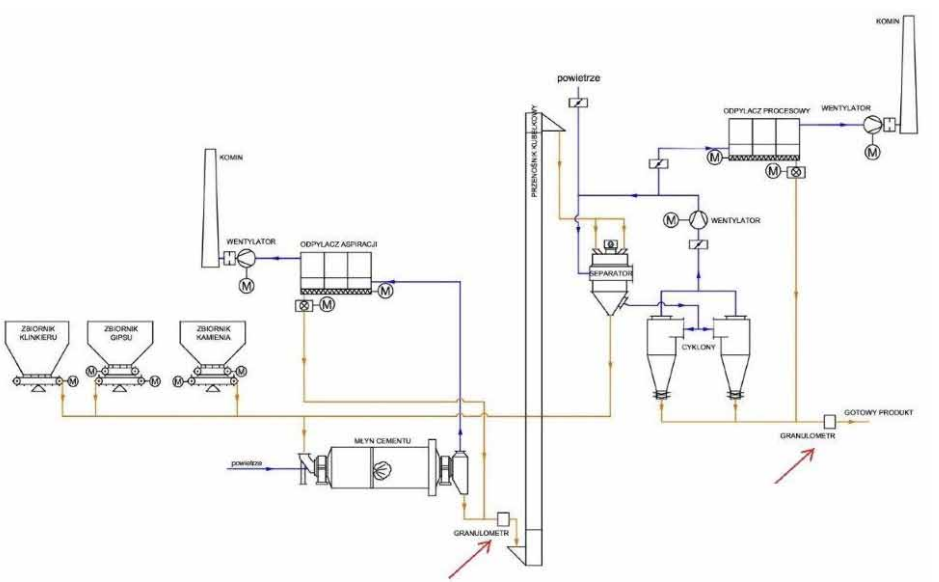
Cechy użytkowe cementów portlandzkich CEM I kształtowane są w kolejno następujących po sobie operacjach technologicznych, które rozpoczyna przygotowanie namiaru surowcowego i jego wypalenie na klinkier portlandzki, kończy natomiast wspólne zmielenie

klinkieru portlandzkiego i gipsu, a często także składników drugorzędnych [1] na cement i jego magazynowanie.

Cement CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA jest „czystym" cementem portlandzkim wytwarzanym w wyniku wspólnego zmielenia klinkieru portlandzkiego i gipsu w dwukomorowym młynie kulowym pracującym w cyklu zamkniętym. Nie zawiera żadnych innych składników, co ułatwia między innymi dokonanie właściwego wyboru i optymalizację ilości wprowadzanych domieszek modyfikujących w pożądany sposób właściwości użytkowe zapraw, mieszanek betonowych i betonów wytwarzanych z jego udziałem.

Warunkiem *sine qua non* produkcji cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA jest zapewnienie odpowiedniego składu chemicznego i fazowego klinkieru portlandzkiego, który powinien charakteryzować się ograniczoną zawartością glinianu trójwapniowego C_3A i alitu C_3S oraz jak najmniejszą zawartością alkaliów (nie więcej niż 0,60% Na_2O_{eq}). Spełnienie tych uwarunkowań wymaga nie tylko wprowadzenia do instalacji piecowej namiaru surowcowego o odpowiednim składzie chemicznym i odpowiedniego reżimu wypalania, ale również zapewnienia właściwej jakości paliwa technologicznego. Instalacja piecowa, w której wytwarzany jest klinkier portlandzki musi umożliwiać także wyprowadzanie z niej w sposób ciągły (by-pass) nadmiaru alkaliów (Na_2O i K_2O), które mogą się pojawić w większych ilościach między innymi w wyniku spalania powszechnie stosowanych obecnie w przemyśle cementowym paliw alternatywnych. Proces wypalania klinkieru portlandzkiego utrudnia również zła spiekalność namiaru surowcowego wynikająca z konieczności utrzymania wysokiego modułu krzemowego MK wypalanego materiału (stosunku zawartości w wypalanym materiale SiO_2 do sumy zawartości w nim Al_2O_3 i Fe_2O_3).

Bardzo ważnym etapem produkcji cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA, kształtującym w znacznej mierze jego właściwości użytkowe jest proces mielenia. Od uziarnienia cementu i stopnia dehydratacji gipsu, determinowanego głównie przez temperaturę w układzie mielenia, uzależnione są niemal wszystkie właściwości użytkowe produktu,



Rys. 1. Schemat układu mielenia cementu. Strzałki wskazują umiejscowienie granulometrów

w tym wytrzymałość cementu i szybkość jej narastania, czas wiązania oraz ilość i kinetyka wydzielania się ciepła hydratacji. Warunkiem uzyskania cementu o pożądanej, stabilnej jakości jest optymalizacja i ciągła kontrola jego składu ziarnowego oraz możliwość obniżenia temperatury w układzie mielenia, poprzez wtrysk wody do drugiej komory młyna i zastosowanie chłodnicy powietrznej układu zamkniętego separatora. Na rys. 1 przedstawiono schemat układu mielenia cementu wyposażonego w instalację wtrysku wody, chłodnicę powietrzną oraz dwa granulometry pracujące w systemie on-line.

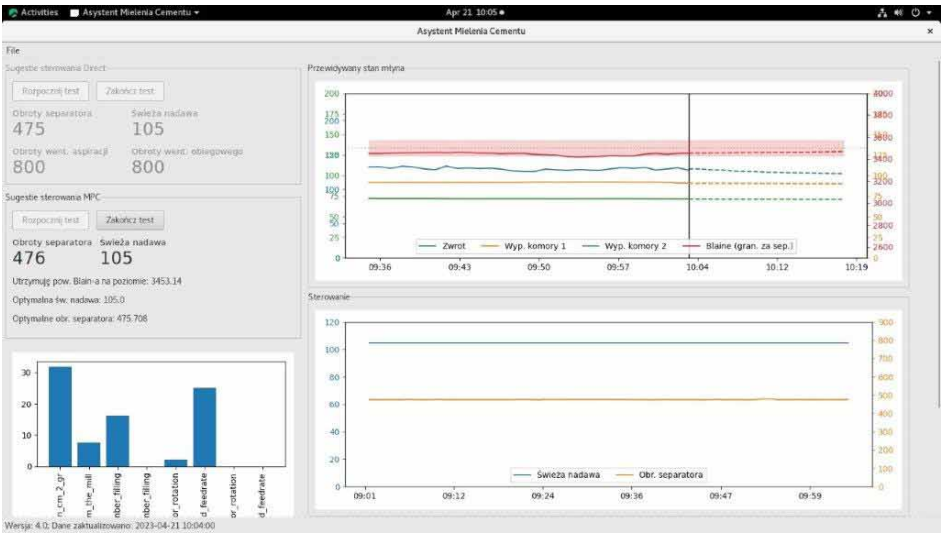
Racjonalne i efektywne kierowanie procesem mielenia cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA wymaga ciągłej współpracy szybkich urządzeń pomiarowych oznaczających skład ziarnowy z niezawodnymi systemami sterującymi pracą układu mielenia. Układ wyposażony został w dwa niezależne granulometry laserowe zamontowane na wylocie materiału z młyna oraz w miejscu zsypu cementu na przenośnik taśmowy transportujący go do zbiornika gotowego produktu. Szybkie pomiary uziarnienia materiału umożliwiają dokonanie analizy stanu układu mielącego w trybie on-line i pozwalają na natychmiastową korektę jego pracy.

Właściwe współdziałanie szybkich granulometrów laserowych, systemów rejestracji i przekazywania danych pomiarowych do systemów sterowania procesem mielenia zapewnia innowacyjne rozwiązanie oparte na sztucznych sieciach neuronowych (SSN) [4]. Algorytm uczenia maszynowego SSN przypisuje odpowiednie wagi do każdego kontrolowanego parametru pracy układu mielącego i nakazuje ewentualne zmiany nastaw. Równocześnie, dzięki wykorzystaniu systemu „nagroda-kara", system cały czas się samodoskonali.

Sterowanie procesem mielenia może być prowadzone dwojako:

- przy wykorzystaniu algorytmu Asystent Mielenia Cementu (AMC), który przewiduje zachowanie układu mielenia w zadanym przedziale czasowym i sugeruje operatorowi zmianę nastaw,
- poprzez działania bezpośrednie, w wyniku których system SSN w trybie autonomicznym przejmie kontrolę nad zmianami nastaw układu mielenia, bez udziału operatora.

Na rys. 2 przedstawiono zrzut ekranu przebiegu procesu uwidaczniającego zmiany w czasie parametrów pracy układu mielącego sterowanego przez algorytm AMC 4.0.



Rys. 2. Obraz programu „Asystent Mielenia Cementu"

3. Właściwości cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA

Cement portlandzki CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA, jako cement specjalny o niskim cieple hydratacji LH, dla systemu zgodności 1+ wyrobu wolnorynkowego ze znakiem CE uzyskał certyfikat 6 kwietnia 2022 roku [6]. Aktualnie jest jedynym, dostępnym na polskim rynku cementem portlandzkim CEM I spełniającym wymagania stawiane spoiwom LH, SR i NA.

Początków działań, które doprowadziły do uruchomienia produkcji omawianego cementu należy doszukiwać się w roku 1997. W następujących po sobie etapach rozwoju produkcji cementów specjalnych, które uznać należy za jego prekursory, wytwarzane były cementy spełniające wymagania kolejnych, aktualnych wówczas norm, aprobat technicznych [7-10] i rekomendacji technicznej [11]. Zgodnie z postanowieniami aprobat technicznych omawiane cementy przeznaczone były głównie do zastosowania w inżynierii komunikacyjnej, przede wszystkim do budowy mostów, estakad, wiaduktów i lotnisk. Ze względu na wymaganą niską zawartość glinianu trójwapniowego C_3A (wówczas poniżej 7%) i ograniczoną zawartość alkaliów były przeznaczone do produkcji zapraw i betonów odpornych na bezpośrednie oddziaływanie czynników agresywnych, w tym również dzianie środków odladzających. Cementy te charakteryzowały się relatywnie długim czasem wiązania, niskim skurczem i ciepłem hydratacji poniżej 320 J/g.

Bardzo ważnym etapem rozwoju produkcji omawianych cement**ów** były zmiany dokonane w procesie wypalania klinkieru portlandzkiego, umożliwiające ograniczenie zwartości C_3A w klinkierze poniżej 5%. Zmiany te pozwoliły na uzyskanie certyfikatu potwierdzającego zgodność właściwości wytwarzanego cementu z wymaganiami normy zharmonizowanej EN 197-1 stawianych cementowi portlandzkiemu CEM I 42,5 N-SR 5/NA.

Działaniami, które finalnie doprowadziły do certyfikacji cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA były prace nad optymalizacją uziarnienia cementu. W wyniku tych prac obniżono ciepło hydratacji cementu. W aktualnie produkowanym cemencie CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA średnie ciepło hydratacji wynosi 256 J/g.

Wyniki oznaczeń ciepła hydratacji omawianego cementu wykonanych przy użyciu kalorymetru semiadiabatycznego zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 196-9:2010 [12] przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Ciepło hydratacji cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA (Badania wykonane w okresie kwiecień 2022 – kwiecień 2023)

Badany cement				Ciepło hydratacji cementu wg PN-EN 196-9:2010 [J/g]
Numer identyfikacyjny próby	Data wykonania badań			
	Rok	Miesiąc	Dzień	
587	2022	04	11	269
649		04	19	264
745		05	03	245
954		06	07	261
958		06	08	250
968		06	09	245
1186		07	12	260
1233		07	22	233
1264		07	26	242
1348		08	09	263
1479		08	29	252
1568		09	13	252
1622		09	27	251
1739		10	19	268
1787		10	28	254
2013		11	25	256
2100		12	09	258
14	2023	01	06	261
185		02	20	267
340		03	01	269
422		03	22	265
557		04	07	260
571		04	07	244
599		04	14	258
613		04	14	255
644		04	21	263
658		04	21	256
Wymagania karty kwalifikacyjnej				≤270

W kolejnych tabelach nr 2 i nr 3 zestawiono średnie miesięczne wyniki badań właściwości fizykomechanicznych i cech chemicznych cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA oraz odnośnych wymagań ujętych w aktualnych normach polskich i europejskich.

Tabela 2. Wyniki badań właściwości fizykomechanicznych cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA (średnia za marzec 2023)

Oznaczana właściwość (wartości średnie)	Metoda badania	Jednostka	Wymagania		Wynik badania
			min.	max.	
Wytrzymałość na ściskanie:	PN-EN 196-1:2016	MPa			
po 2 dniach			10,0	-	20,3
po 28 dniach (za 02.2023)			42,5	62,5	52,6
Wytrzymałość na zginanie:					
po 2 dniach			-	-	3,9
po 28 dniach (za 02.2023)			-	-	8,5
Zawartość wody – konsystencja normowa	PN-EN 196-3:2016	%	-	-	26,4
Czas wiązania:		Min			
Początek			60	-	220
Koniec			-	-	300
Stałość objętości		Mm	-	10	0
Gęstość	PN-EN 196-6:2019	g/cm^3	-	-	3,12
Powierzchnia właściwa		cm^2/g	-	-	3475
Ciepło hydratacji	PN-EN 196-9:2010	J/g	-	270	265
Skurcz (za 02.2023)	PB-03.NZ.PA	mm/m	-	-	0,45

Ponieważ cement CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA spełnia wszystkie wymagania normowe używanego od szeregu lat cementu CEM I 42,5 N-SR 5/NA badania jego właściwości koncentrują się głównie na problemach związanych z ciepłem hydratacji cementu.

Badania właściwości użytkowych cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA oraz betonów wykonanych z jego udziałem były między innymi tematem projektu zrealizowanego wspólnie z Instytutem Technicznym Wojsk Lotniczych (ITWL). Dokonano oceny przydatności omawianego cementu do wykonywania betonów przeznaczonych do budowy nawierzchni lotniskowych, zakładając możliwość prowadzenia prac w warunkach podwyższonej temperatury w okresie letnim [13]. Zakres prac obejmował badania laboratoryjne zapraw cementowych i betonów oraz badania eksploatacyjne betonów, które przeprowadzono zgodnie z wymaganiami normy NO-17-A204:2015 [14].

Badania laboratoryjne zapraw, których składnikiem był analizowany cement, obejmowały oznaczenia wytrzymałości na zginanie i ściskanie wg PN-EN 196-1:2016-07, po 24 h, 48 h, 7 dniach i 28 dniach (próbki przygotowywano w temperaturze 20 i 35°C) oraz nasiąkliwości w wodzie po 28 dniach dojrzewania (PN-85/B-04500).

Tabela 3. Wyniki badań cech chemicznych cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA (średnia za marzec 2023)

Oznaczana cecha	Metoda badania	Jednostka	Wymagania		Wynik badania
			min.	max.	
Strata prażenia	PN-EN 196-2:2013	%	-	5,0	2,36
Pozostałość nierozpuszczalna		%	-	5,0	0,32
CaO		%	-	-	64,67
MgO		%	-	-	0,84
SiO_2		%	-	-	21,59
Al_2O_3		%	-	-	3,56
Fe_2O_3		%	-	-	3,56
SO_3		%	-	3,0	2,39
Na_2O_{eq}		%	-	0,60	0,44
Cl^-		%	-	0,10	0,025
C_3A	PN-EN 196-2:2013 BN-64/6731-03	%	-	5	3,41
$C_4AF + 2C_3A$		%	-	-	17,64
C_3S		%	-	-	59,9

Badania laboratoryjne właściwości fizykomechanicznych betonu obejmowały następujące oznaczenia:

- wytrzymałość na ściskanie po 8, 12, 24 i 48 h oraz 4, 7 i 28 dniach wg NO-17-A204:2015,
- wytrzymałość na zginanie po 7 i 28 dniach wg NO-17-A204:2015,
- nasiąkliwość w wodzie wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B1,
- mrozoodporność (200 cykli) próbek nasączonych wodą, rozmrażanie w wodzie wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B3,
- mrozoodporność (200 cykli) próbek nasączonych środkiem odladzającym wytwarzanym na bazie mrówczanu sodu i mrówczanu potasu i rozmrażanych w wodzie wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B4,
- powierzchniowe złuszczanie po 56 cyklach zamrażanie-odmrażanie w wodzie i w środku odladzającym na bazie mrówczanu potasu wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B5 (po badaniach odporności na odrywanie pull-off).

Przeprowadzono również badania eksploatacyjne i badania laboratoryjne na próbkach odwiertów betonów pobranych z odcinka doświadczalnego obiektu lotniskowego wykonanego przy temperaturze otoczenia przekraczającej 30°C. Oznaczono:

- wytrzymałości na odrywanie wg PN-EN 1542:2000,
- wytrzymałość na ściskanie odwiertów po 7 i 28 dniach wg NO-17-A204:2015,
- wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu odwiertów rdzeniowych po 7 i 28 dniach wg NO-17-A204:2015,
- nasiąkliwość w wodzie na plastrach wyciętych z odwiertów rdzeniowych wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B1,

- mrozoodporność (200 cykli) próbek nasączonych wodą i rozmrażanych w wodzie wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B3,
- mrozoodporność (200 cykli) próbek nasączonych środkiem odladzającym na bazie mrówczanu sodu i mrówczanu potasu i rozmrażanych w wodzie wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B4,
- powierzchniowe złuszczanie po 56 cyklach zamrażanie-odmrażanie w wodzie i w środku odladzającym na bazie mrówczanu potasu wg NO-17-A204:2015 zał. B pkt B5 (po badaniach odporności na odrywanie pull-off).

Badania potwierdziły przydatności cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA do wykonywania nawierzchni lotniskowych i innych elementów infrastruktury lotniskowej w warunkach podwyższonej temperatury w okresie letnim [13]. Stwierdzono, że:

- zaprawy normowe wykonane z udziałem cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA przy temperaturze otoczenia 35°C wykazują wyższe wartości wytrzymałości wczesnej w porównaniu z próbkami wykonanymi w temperaturze 20°C, po 24 h o 167,7%, po 28 dniach o 6,0% (rys. 3),

Rys. 3. Porównanie wyników badań wytrzymałości na ściskanie próbek (beleczek) 4×4×16 cm po 24 h, 48 h, 7 dniach i 28 dniach dojrzewania – serii I 20°C i serii II 35°C

- betony wykonane z udziałem omawianego cementu spełniają wymagania normy NO-17-A204:2015 dla betonu nawierzchniowego klasy C35/45 (wytrzymałość określona zarówno na kostkach sześciennych, jak i na próbkach walców pobranych z ułożonej warstwy odcinka próbnego),
- średnia wytrzymałość na ściskanie sześciennych próbek betonu o boku 15 cm po 28 dniach dojrzewania wynosiła 60,4 MPa, natomiast średnia wartość wytrzymałości na ściskanie odwiertów rdzeniowych o średnicy 15 cm pobranych z wykonanego odcinka doświadczalnego – 61,8 MPa (tabela 4),

Tabela 4. Przyrost wytrzymałości na ściskanie w czasie dojrzewania betonu wykonanego z udziałem cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA

Wiek próbki	Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	
	Próbki sześcienne 15×15×15 cm	Odwierty o średnicy 15 cm
8 h	3,4	-
12 h	17,5	-
24 h	28,8	-
48 h	41,2	-
4 dni	45,1	-
7 dni	51,5	48,7
28 dni	60,4	61,8

- wytrzymałość na zginanie, oznaczona na belkach o wymiarach 15×15×70 cm po 28 dniach dojrzewania wynosi**ła** 6,0 MPa, co oznacza spełnienie kryterium normy NO-17-A204:2015, zgodnie z którą wytrzymałość na zginanie próbek z betonu klasy C35/45, (dla pojedynczego wyniku) nie powinna być niższa niż 5,5 MPa,
- próbki laboratoryjne i próbki betonu pobrane z odcinka doświadczalnego spełniają wymagania w doniesieniu do wytrzymałości na rozciągania przy rozłupywaniu. Zgodnie z normą NO-17-A204:2015 wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek z betonu klasy C35/45 po 28 dniach twardnienia, określona metodą brazylijską na odwiertach o średnicy 15 cm pobranych z nawierzchni lub oznaczona na kostkach o wymiarach 15×15×15 cm nie powinna być niższa niż 3,6 MPa (wynosi**ła** odpowiednio 3,8 MPa i 4,0 MPa) (tabela 5),

Tabela 5. Przyrost wytrzymałości na rozciąganie próbek w czasie dojrzewania betonu wykonanego z udziałem cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA

Wiek próbki	Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu (wartość średnia) [MPa]	
	Próbki sześcienne 15×15×15 cm	Odwierty o średnicy 15 cm
7 dni	3,4	3,0
28 dni	4,0	3,8

- beton wykonany z udziałem cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA jest odporny na działanie mrozu i środków odladzających przygotowanych na bazie mrówczan**ów** potasu i sodu. Badania mrozoodporności (200 cykli) nie wykazały ubytk**ów** masy oraz obniżenia wytrzymałość przekraczającego wymagania normy NO-17-A204:2015, zgodnie z którą dla betonu cementowego klasy C35/45 ubytek masy w stosunku do próbek świadków nie powinien przekraczać 4,9%, a obniżenie wytrzymałość na ściskanie 19% (tabela 6),

Tabela 6. Wyniki badań mrozoodporności betonów. Ubytki masy próbek i zmiany ich wytrzymałości na ściskanie próbek

Badania mrozoodporności betonów nasyconych wodą i rozmrażanych w wodzie	
Próbki świadki – kostki 15×15×15 cm (przetrzymywane w wodzie)	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	63,0
Próbki świadki – odwierty rdzeniowe (przetrzymywane w wodzie)	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	72,8
Próbki – kostki 15×15×15 cm nasycone wodą i rozmrażane w wodzie	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	70,6
Spadek wytrzymałości po badaniach mrozoodporności [%]	-12,1 (wzrost)
Ubytek masy [%]	-0,05 (wzrost)
Próbki – odwierty rdzeniowe nasycone wodą i rozmrażane w wodzie	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	72,9
Spadek wytrzymałości po badaniach mrozoodporności [%]	-0,21 (wzrost)
Ubytek masy [%]	0,02
Badania mrozoodporności próbek betonu nasączonych środkiem odladzającym na bazie mrówczanu potasu i rozmrażanych w wodzie (metoda B)	
Próbki – kostki 15×15×15 cm	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	58,5
Spadek wytrzymałości po badaniach mrozoodporności [%]	7,1
Ubytek masy [%]	-0,03 (wzrost)
Próbki – odwierty rdzeniowe	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	68,9
Spadek wytrzymałości po badaniach mrozoodporności [%]	-5,5 (wzrost)
Ubytek masy [%]	-0,24 (wzrost)
Badania mrozoodporności próbek betonu nasączonych środkiem odladzającym na bazie mrówczanu sodu i rozmrażanych w wodzie (metoda B)	
Próbki – kostki 15×15×15 cm	
Wytrzymałość na ściskanie (wartość średnia) [MPa]	72,4
Spadek wytrzymałości po badaniach mrozoodporności [%]	-14,9 (wzrost)
Ubytek masy [%]	-0,12 (wzrost)

- nie stwierdzono powierzchniowych złuszczeń po 56 cyklach zamrażania i rozmrażania w próbek betonów przygotowanych z kostek o boku 15 cm i odwiertów rdzeniowych

o średnicy 15 cm, przechowywanych w wodzie i w środku odladzającym na bazie mrówczanu potasu,
- użycie cementu CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA może zapewnić właściwe parametry eksploatacyjne betonów również w zakresie ich szorstkości,
- średnia wytrzymałość na odrywanie warstwy powierzchniowej ułożonego betonu wynosi 3,2 MPa. Zgodnie z wymaganiami normy NO-17-A204:2015 średnia wytrzymałość warstwy powierzchniowej nowych (wiek do 10 lat) lotniskowych nawierzchni betonowych powinna wynosić nie mniej 2,0 MPa, przy czym uzyskana wartość pojedynczego pomiaru nie powinna być mniejsza niż 1,8 MPa. Na rys. 4 zobrazowano rodzaj zniszczenia podczas badań wytrzymałości na odrywanie warstwy powierzchniowej nawierzchni odcinka doświadczalnego (badania wykonane z wykorzystaniem odwiertów rdzeniowych).

Rys. 4. Odspojenie kohezyjne w badanym betonie [13]

4. Przykłady zastosowań CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA

Podjęcie produkcji cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA ma na celu zapewnienie wytwórcom betonów spoiwa, które umożliwia wysoką jakość wykonywanych prac oraz pożądaną trwałość tworzonych konstrukcji betonowych, zwłaszcza konstrukcji masywnych i wielkopowierzchniowych. Cement ten, zachowując wszystkie wartościowe cechy swych prekursorów (cement drogowo-mostowy CEM I 42,5 N-MSR/NA, CEM I 42,5 N-SR 5/NA), zyskał dodatkową, ważną cechę – niskie ciepło hydratacji.

Wymienione cementy bardzo dobrze spełniły i spełniają swoje zadania. Jako przykłady ich zastosowań mogą służyć między innymi tak prestiżowe ich aplikacje jak: Most im. Jana Pawła II w Gdańsku nad Martwą Wisłą (rys. 5), most (400 m) na Odrze nad kanałem ulgi w Opolu (rys. 6), estakada w Milówce (rys. 7), lotniska (Dęblin, Krzesiny k/Poznania – rys. 8, Powidz, Łask, Malbork, Świdwin, Mirosławiec, Poznań Ławica, Gdańsk Rębiechowo, Łódź Lublinek, Pyrzowice), rondo im. Stefana Starzyńskiego w Warszawie, rondo i tunel im. gen. Jerzego Ziętka w Katowicach, estakady autostradowe w Krakowie i Wrocławiu, zapora i zbiornik retencyjny Świnna-Poręba, wzmocnienia nabrzeży morskich w portach w Gdańsku i w Gdyni, gwiazdobloki falochronu w Kołobrzegu, węzeł autostradowy Sośnica, obiekty mostowe i nawierzchnie drogowe w ciągach autostrad

A-1, A-2, A-4, A-18, S-3, S-7, S-8 (rys. 9 i rys. 10) oraz biologiczne oczyszczalnie ścieków w Sieradzu, Zgierzu i Bydgoszczy.

Podane przykłady dotyczą głównie wykorzystania cementu CEM I 42,5 N-SR 5/NA, jednak roczne doświadczenia z obserwacji prac wykonanych z udziałem CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA w pełni potwierdzają fakt, iż cement ten zachowując wszystkie wartościowe cechy prekursora – cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-SR 5/NA doskonale sprawdza się również podczas prac betoniarskich wykonywanych w warunkach podwyższonej temperatury. Jako przykład mogą posłużyć prace wykonane w trakcie budowy obiektów inżynierskich w ciągu autostrady A-18 Olszyna–Golnice, odcinek Żary Zachód–Żary Południe–Iłowa, na którym wybudowano 6 obiektów inżynierskich, wykorzystując początkowo CEM I 42,5 N-SR 5/NA, a następnie cement CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA.

Rys. 5. Most im. Jana Pawła II w Gdańsku nad Martwą Wisłą

Rys. 6. Most na Odrze nad kanałem ulgi w Opolu

Rys. 7. Estakada w Milówce

Rys. 8. Lotnisko w Krzesinach

Rys. 9. Autostrada A-18. Odcinek Olszyna–Golnice

Rys. 10. Droga ekspresowa S-7. Odcinek Mława–Strzegowo

5. Podsumowanie

Cement portlandzki CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA powstał w wyniku rozwoju i udoskonalenia technologii cementu CEM I 42,5 N-SR 5/NA. Jest obecnie jedynym, wytwarzanym w Polsce cementem portlandzkim CEM I spełniającym równocześnie wymagania stawiane spoiwom LH, SR i NA. Przeznaczony jest głównie do produkcji betonów wykorzystywanych w inżynierii komunikacyjnej, przede wszystkim do budowy mostów, estakad, wiaduktów, nawierzchni drogowych i lotnisk. Dobrze sprawdza się, jako spoiwo wykorzystywanie do wytwarzania zapraw i betonów poddanych działaniom czynników agresywnych chemicznie, w tym także środków odladzających stosowanych na lotniskach cywilnych i wojskowych. Zaprawy i betony wykonane z udziałem omawianego cementu charakteryzują się dużą odpornością na działanie mrozu. Wysoką jakość zapraw i betonów z udziałem omawianego cementu oraz możliwość wykorzystania go w pracach prowadzonych podczas letnich upałów potwierdziły zarówno badania laboratoryjne, jak i poligonowe, w tym badania przeprowadzone przez Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych w Warszawie. Stabilność procesowa i produktowa omawianego cementu osiągnięta przy udziale sztucznych sieci neuronowych zapewni mu czołowe miejsce w palecie produktów dla omawianych zastosowań, zaś niski poziom ciepła hydratacji kreuje go jako remedium na wysokie temperatury otoczenia w sezonie letnim.

Praca współfinansowana przez Unię Europejską ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego. Projekt NCBIR POIR 01.01.01-00-0263/19.

Literatura

[1] PN-EN 197-1:2012 Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
[2] Deja J. (red.): Beton. Technologie i metody badań. Wyd. Stowarzyszenie Producentów Cementu. Kraków, 2020
[3] Krajowy Certyfikat Stałości Właściwości Użytkowych Nr 008-UWB-205
[4] Śnieżyński B., Gajewski P., Stępień P., Roszczynialski W.K., Golonka P., Wolski G.: Modelowanie pracy młyna kulowego w Cementowni WARTA S.A. przy użyciu sieci neuronowych. Materiały Budowlane, 2023 (w druku)
[5] Kędzierska A., Smolarek-Nowak A., Szczepaniak K.: Innowacyjny cement drogowo-mostowy WARTA o niskim cieple hydratacji CEM I 42,5 N-LH SR 5/NA. X Konferencja Naukowa „Energia i środowisko w technologiach przemysłowych". Bukowina Tatrzańska, 12-14.10.2022
[6] Certyfikat stałości właściwości użytkowych Nr 1487-CPR-020-06
[7] Aprobata Techniczna IBDiM Nr AT/97-03-0122. Cement drogowo-mostowy «WARTA» niskoalkaliczny CEM I 42,5 N – MSR/NA
[8] Aprobata Techniczna IBDiM NR AT/2000-04-0122. Cement drogowo-mostowy «WARTA» klasy 32,5 i 42,5
[9] Aprobata Techniczna IBDiM Nr AT/2006-03-0122. Cement drogowo-mostowy «WARTA» niskoalkaliczny CEM I 42,5 N-MSR/NA
[10] Aprobata techniczna ITB Nr AT-15-8551/2010. Cement portlandzki specjalny «WARTA» niskoalkaliczny CEM I 42,5 N-MSR/NA
[11] Rekomendacja Techniczna IBDiM Nr RT/2011-02-0075/1. Cement drogowo-mostowy «WARTA» niskoalkaliczny CEM I 42,5 N-MSR/NA»
[12] PN-EN 196-9:2010 Metody badania cementu. Część 9: Ciepło hydratacji. Metoda semiadiabatyczna
[13] Protokół z pracy nr 2/24/2023. Badania i ocena przydatności cementu drogowo-mostowego „WARTA" niskoalkalicznego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA do wykonywania betonu przeznaczonego na nawierzchnie lotniskowe z możliwością wbudowania w warunkach podwyższonych temperatur w okresie letnim. Instytut Techniczny Wojsk Lotniczych, Warszawa 2023
[14] NO-17-A204:2015 Nawierzchnie lotniskowe. Nawierzchnie z betonu cementowego. Wymagania i metody badań

Tadeusz Wasąg
Grzegorz Banach
Witold Chodyń
Daniel Owsiak

Betony w tunelach wykonywanych metodą NATM. Doświadczenia z budowy tunelu TS-26 na trasie S3 Bolków-Kamienna Góra

THE CONCRETE IN TUNNELS MADE USING THE NATM METHOD. EXPERIENCES FROM THE CONSTRUCTION OF THE TS-26 TUNNEL ON THE S3 BOLKÓW-KAMIENNA GÓRA ROUTE

Streszczenie

Nowo budowany odcinek Bolków-Kamienna Góra jest elementem trasy szybkiego ruchu S3 Świnoujście-Lubawka i szlaku Central European Transport Corridor (CETC-ROUTE 65). Trasa ta będzie łączyć Skandynawię, przez porty Świnoujście-Szczecin z północnymi Włochami, przez Czechy i Austrię

Jednym z najciekawszych technologicznie elementów trasy jest tunel TS-26 o długości odpowiednio 2273 – nitka prawa oraz 2300 m – nitka lewa. Po oddaniu do użytku, co planowane jest na drugą połowę 2024 roku, będzie najdłuższym pozamiejskim tunelem drogowym w Polsce.

Tunel drążony jest w skale przy zastosowaniu metody NATM (Nowa Austriacka Metoda Tunelowania) przez konsorcjum PORR S.A Polska i PORR Bau GmbH Austria.

W referacie autorzy przedstawiają doświadczenia z realizacji tej inwestycji w zakresie betonów:

– natryskowych (torkretów) o ciągłym oraz rozproszonym zbrojeniu jako obudowy tymczasowej, oraz
– betonów monolitycznych obudowy ostatecznej

Zostają omówione zagadnienia dotyczące projektowania mieszanek betonu natryskowego, gdzie wymagana jest długa, często kilkugodzinna urabialność betonu i szybki przyrost wytrzymałości gotowego torkretu. Opisane są sposoby doboru składników i metody badania wytrzymałości wczesnych.

Opisane jest również projektowanie oraz wykonawstwo betonów monolitycznych obudowy ostatecznej, gdzie konieczne było zapewnienie jednocześnie długiej urabial-

mgr inż. Tadeusz Wasąg – MC-Bauchemie
mgr inż. Grzegorz Banach – PORR S.A
mgr inż. Witold Chodyń – MC-Bauchemie
mgr inż. Daniel Owsiak – MC-Bauchemie

ności, wysokiej wytrzymałości wczesnej oraz utrzymania wzrostu temperatury betonu w granicach wynikających z wymagań specyfikacji.

Abstract

The newly constructed Bolków-Kamienna Góra section is part of the S3 Świnoujście-Lubawka expressway and the Central European Transport Corridor (CETC-ROUTE 65) route. This route will connect Scandinavia, via the ports of Świnoujście-Szczecin, with northern Italy, via the Czech Republic and Austria.

One of the most technologically interesting elements of the route is the TS-26 tunnel with a length of 2,273 m on the right-hand side and 2,300 m on the left-hand side. Once in operation, which is planned for the second half of 2024, it will be the longest non-urban road tunnel in Poland.

The tunnel is being excavated in rock using the NATM method (New Austrian Tunnelling Method) by a consortium of PORR Polska and PORR Austria.

In the paper, the authors present their experience of this construction project in the field of concrete:

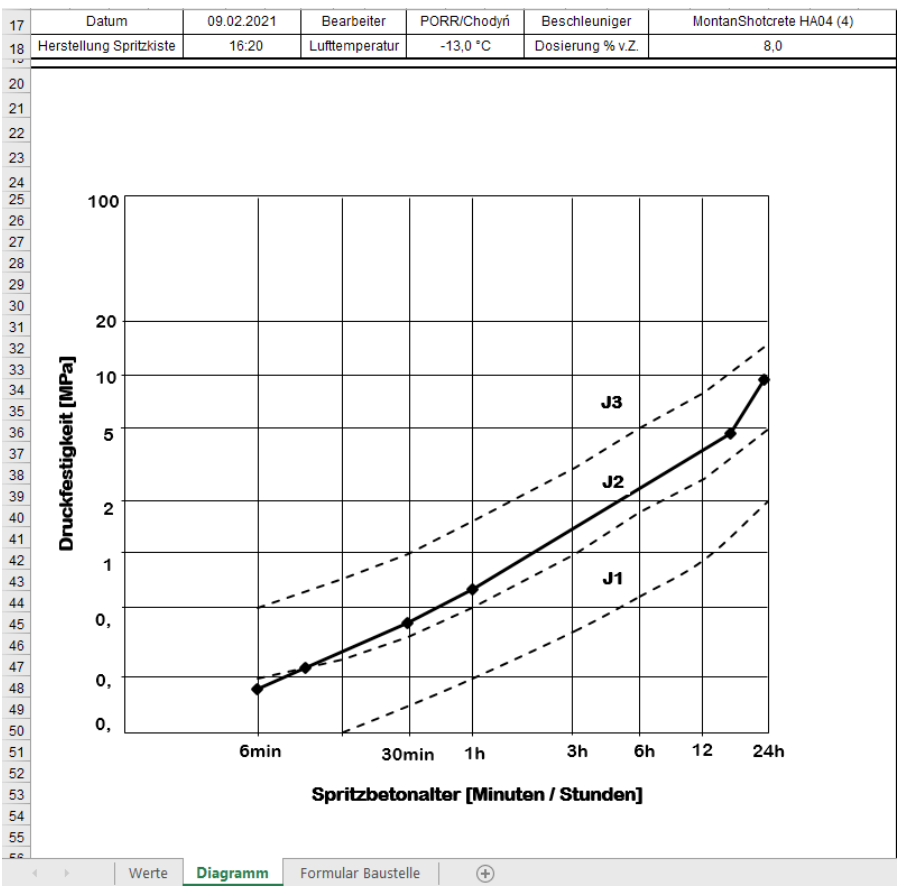
– sprayed concretes (shotcrete) with continuous and dispersed reinforcement as temporary lining, and
– monolithic concretes for the final shoring.

Issues concerning the design of shotcrete mixtures, where long, often several hours› workability of the concrete and rapid strength gain of the finished shotcrete is required, are discussed. Component selection and early strength testing methods are described.

The design and construction of monolithic concretes for the final casing is also described, where it was necessary to ensure simultaneously long workability, high early strength and to hold the temperature rise of the concrete within the limits of the specification requirements.

Betony w tunelach wykonywanych metodą NATM. Doświadczenia z budowy tunelu TS-26 na trasie S3 Bolków-Kamienna Góra

Beton natryskowy (torkret) w metodzie NATM jest elementem obudowy tymczasowej. Specyfikacja kontraktowa określa najważniejsze wymaganie wczesnej wytrzymałości w funkcji czasu wg EN-14487-1, tzn. wartości wczesnej wytrzymałości powinny mieścić się pomiędzy krzywą J2 i J3. Rys. 1.



Rys. 1. Wyniki badania wczesnej wytrzymałości w funkcji czasu

Badania wczesnej wytrzymałości odbywa się najpierw igłą penetracyjną (Rys. 2) a następnie metoda wyrywanego kołka (Rys. 3).

Rys. 2. Badanie igłą

Rys. 3. Badnie metodą wyrywanego kołka

Rys. 4. Próby pełnoskalowe na betoniarni

Wstępna akceptacja receptury przez Zamawiającego odbywa się w warunkach polowych pełnoskalowych na betoniarni (Rys. 4) , ostateczna akceptacja następuje po próbach na ścianach portalu wjazdowego Rys. 5.

Rys .5. Próby torkretowania na ścianie portalu północnego

Nie ma technicznej możliwości sprawdzenia parametrów torkretu w warunkach laboratoryjnych. Wymagania postawione mieszance betonowej wymagają od dostawcy betonu kontroli jakości betonu: rozpływu 55cm, napowietrzenia ok 4,5%, temperatury betonu 20 °C. oraz bardzo stabilnych właściwości kruszyw i piasku . Każde odchylenie wpływa bardzo istotnie na szybkość tempa robót a te odbywają się w tunelu 24 godz. na dobę, nawet przy temperaturze zewnętrznej -20°C. Ważnym czynnikiem jest utrzymanie stałej temperatury przyspieszacza do torkretu oraz jego homogeniczność (chemicznie jest to roztwór przesycony): na tej budowie dostarczyliśmy ocieplane zbiorniki 30 tonowe z pompą cyrkulacyjną. (Rys. 6)

Rys. 6. Ocieplany zbiornik na domieszki

Rys. 7. Torkretowanie kaloty z pompą cyrkulacyjna

Początkowe trudności zostały zniwelowane po przejściu z kontrolowania konsystencji stożkiem na stolik rozpływowy i pełnej kontroli temperatury mieszanki ,podniesienia zawartości powietrza oraz zapewnienia homogeniczności przyspieszacza po uruchomieniu zbiornika buforowego. Wszystkie strony wykazały determinację do pełnej współpracy. Na powodzenie składa się kilka czynników : niezmienne parametry surowców , umiejętności i doświadczenie operatora torkretnicy oraz grubość jednorazowej warstwy torkretu nakładanego w jednym cyklu (Rys.7). Zastosowano zarówno zbrojenie stałe jak również wymiennie zbrojenie rozproszone. (Rys 8)

Rys. 8 Gotowa obudowa stała po zakończeniu torkretowania

Beton na obudowę stałą

Wymagania co do betonu na obudowę docelową zawierają szereg warunków technicznych i technologicznych :

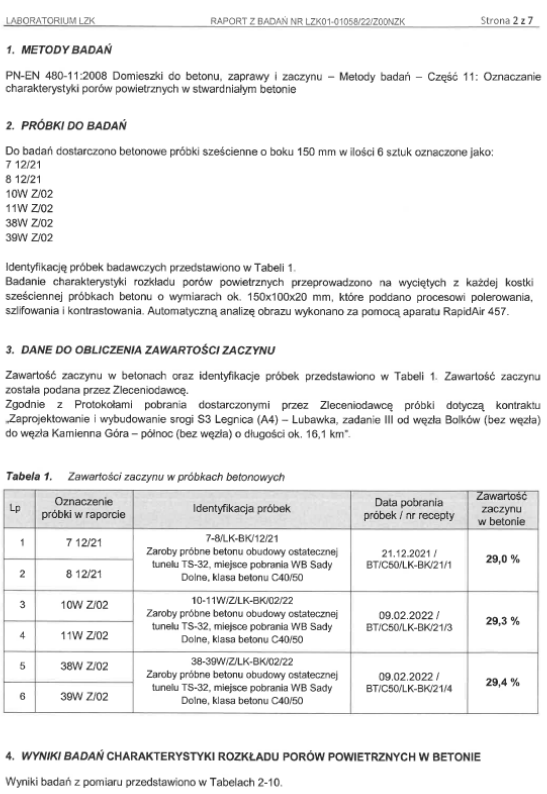
- Klasa betonu C40/45
- Mrozoodporność F150, W8
- Utrzymanie konsystencji 90 min rozpływ 58-62 cm (F4 - F5)
- Wytrzymałość po 10 godz. umożliwiająca rozszalowanie 2-10 Mpa.
- Brak rys skurczowych

Prace projektowe nad receptura trwały ponad pół roku . Kluczem do zapewnienia rozbieżnych wymagań szybkiego przyrostu wytrzymałości i limitowanego wzrostu tem-

peratury w betonie było zastosowanie dwóch cementów: czystego portlandzkiego CEM I i hutniczego CEM III . Ostatecznie zdecydowano się na następującą recepturę:

- CEM I 42,5R-NA Górażdże 120kg
- CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA Górażdże 200kg
- Mączka Wapienna 40 kg
- Woda 158 l
- 0/2mm Kochlice 1(8,5%) 490 kg
- 0/2mm Kochlice 2 (4,0%) 327 kg
- Grys bazaltowy 2/8mm Lubień (2,9%) 496 kg
- Grys bazaltowy 8/16mm Lubień (3,0%) 341 kg
- Grys bazaltowy 16/22mm Lubień (3,5%) 240 kg
- Centrament Air 200T 0,5% 1,8 kg
- MC-PowerFlow 4161 T 1,2% 4,32 kg

Stosowano dwie receptury letnią i zimową . Do zatwierdzenie receptury sprawdzono : mrozoodporność (Rys. 9)i odległość międzyporową. Wykonano badanie przebiegu temperatury dla różnych wariantów receptury z różnymi zawartościami cementu (Rys.10) tak aby nie zostały przekroczone graniczne wartości temperatury w masywie obudowy.



LABORATORIUM LZK RAPORT Z BADAŃ NR LZK01-01058/22/Z00NZK Strona 2 z 7

1. METODY BADAŃ

PN-EN 480-11:2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu – Metody badań – Część 11: Oznaczanie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie

2. PRÓBKI DO BADAŃ

Do badań dostarczono betonowe próbki sześcienne o boku 150 mm w ilości 6 sztuk oznaczone jako:
7 12/21
8 12/21
10W Z/02
11W Z/02
38W Z/02
39W Z/02

Identyfikację próbek badawczych przedstawiono w Tabeli 1.
Badanie charakterystyki rozkładu porów powietrznych przeprowadzono na wyciętych z każdej kostki sześciennej próbkach betonu o wymiarach ok. 150x100x20 mm, które poddano procesowi polerowania, szlifowania i kontrastowania. Automatyczną analizę obrazu wykonano za pomocą aparatu RapidAir 457.

3. DANE DO OBLICZENIA ZAWARTOŚCI ZACZYNU

Zawartość zaczynu w betonach oraz identyfikacje próbek przedstawiono w Tabeli 1. Zawartość zaczynu została podana przez Zleceniodawcę.
Zgodnie z Protokołami pobrania dostarczonymi przez Zleceniodawcę próbki dotyczą kontraktu „Zaprojektowanie i wybudowanie srogi S3 Legnica (A4) – Lubawka, zadanie III od węzła Bolków (bez węzła) do węzła Kamienna Góra – północ (bez węzła) o długości ok. 16,1 km".

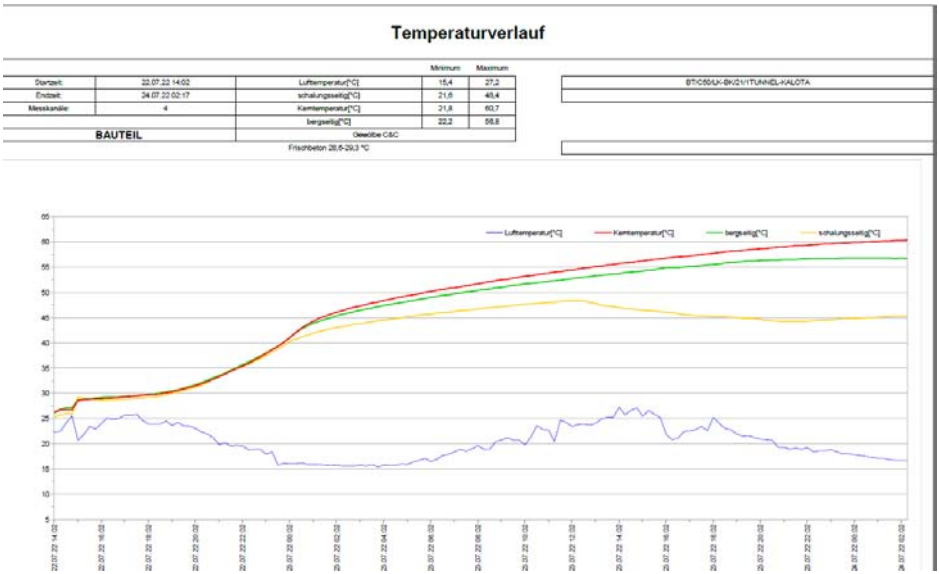
Tabela 1. Zawartości zaczynu w próbkach betonowych

Lp	Oznaczenie próbki w raporcie	Identyfikacja próbek	Data pobrania próbek / nr recepty	Zawartość zaczynu w betonie
1	7 12/21	7-8/LK-BK/12/21 Zaroby próbne betonu obudowy ostatecznej tunelu TS-32, miejsce pobrania WB Sady Dolne, klasa betonu C40/50	21.12.2021 / BT/C50/LK-BK/21/1	**29,0 %**
2	8 12/21			
3	10W Z/02	10-11W/Z/LK-BK/02/22 Zaroby próbne betonu obudowy ostatecznej tunelu TS-32, miejsce pobrania WB Sady Dolne, klasa betonu C40/50	09.02.2022 / BT/C50/LK-BK/21/3	**29,3 %**
4	11W Z/02			
5	38W Z/02	38-39W/Z/LK-BK/02/22 Zaroby próbne betonu obudowy ostatecznej tunelu TS-32, miejsce pobrania WB Sady Dolne, klasa betonu C40/50	09.02.2022 / BT/C50/LK-BK/21/4	**29,4 %**
6	39W Z/02			

4. *WYNIKI BADAŃ* CHARAKTERYSTYKI ROZKŁADU PORÓW POWIETRZNYCH W BETONIE

Wyniki badań z pomiaru przedstawiono w Tabelach 2-10.

Rys. 9. Mrozoodporność wyniki



Rys. 10. Badanie przebiegu temperatury

Do wykonania obudowy użyto dwóch szalunków przestawnych (Rys. 11 i 12) z własnym napędem elektrycznym przesuwających się po szynach .

Rys. 11. Szalunek przed wjazdem do tunelu

Rys. 12. Szalunek w tunelu : w trakcie betonowania

Dzięki bardzo dobrej współpracy betoniarni, wykonawcy obudowy stałej, służb technologicznych PORR-a S.A i PORR GmbH betonowania odbywały się w ustalonym rytmie technologicznym i stan surowy został zakończony miesiąc przed terminem. W całym tunelu nie ma żadnych rys skurczowych, występują lekkie przebarwienia betonu, zmieniające się w zależności od wilgotności powietrza . Wygląd powierzchni (Rys. 13) tunelu spełnia wymagania inwestora, który nie zdecydował się na pokrycie tunelu powłokami ochronnymi (Rys. 14)

Rys. 13. Wygląd sciany tunelu po roszalowaniu

Rys. 14. Gotowa obudowa stała tunelu

Na budowie tunelu T26 wbudowano 50 tys. m^3 betonu natryskowego i 120 tys.m3 betonu na obudowę stałą.

Podsumowanie

Zdobyte doświadczenie na trudnym obiekcie w projektowaniu wymagających mieszanek betonowych oraz nadzoru na realizacją będzie owocowało zarówno po stronie wykonawcy PORR –a jak i firm wspierających takich jak MC –Bauchemie

Literatura

[1] PN EN-14487-1 2007 Beton natryskowy: Część 1: definicje , wymagania i zgodność.
[2] PN EN-14487-1 2007 Beton natryskowy: Część 2: Wykonywanie .
[3] PN EN-14488-2 2007 Badanie betonu natryskowego: Część 2: Wytrzymałość na ściskanie młodego betonu natryskowego.
[4] Specyfikacje Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych: M13.01.00a
[5] Specyfikacje Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych: M20.07.04
[6] Stomatello H. Tunele i miejskie budowle podziemne Wyd.Arkady 1970

BETONOWE KONSTRUKCJE MASYWNE

MASSIVE CONCRETE CONSTRUCTION

Andrzej Moczko

Nowa norma europejska EN 13791:2019. Blaski i cienie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach budowlanych na podstawie badania odwiertów rdzeniowych

THE NEW EUROPEAN STANDARD EN 13791:2019. BRIGHT AND DARK SIDES OF ASSESSING THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN BUILDING STRUCTURES BASED ON CORE TESTING

Streszczenie

Panuje powszechne przekonanie, że badania próbek wycinanych z odwiertów rdzeniowych są rozstrzygające dla oceny jakości betonu w istniejących konstrukcjach. W 2008 roku w Polsce wprowadzona została europejska norma EN 13791 [1], która uporządkowała zasady i procedury tej oceny. Procedury te przez ponad 10 lat były powszechnie stosowane w naszej praktyce inżynierskiej. W grudniu 2019 roku nastąpiła nowelizacja tejże normy [2], istotnie zmieniająca te zasady, co jest do dzisiaj źródłem wielu wątpliwości i nieporozumień. Praca niniejsza pokazuje najważniejsze zmiany dokonane w stosunku do „starej" wersji normy oraz przedstawia przykłady zastosowania znowelizowane zasady oceny jakości betonu „in-situ".

Abstract

There is a general belief that testing cores is decisive for a reliable assessment of the quality of concrete in existing structures. In 2008, the European standard EN 13791 [1] was introduced in Poland, which organized the rules and procedures for this type of concrete quality assessment. These procedures have been widely used in our engineering practice for over 10 years. In December 2019, this standard was revised [2], significantly changing these rules, which is still a source of many doubts and misunderstandings. This paper shows the most important changes in relation to the "old" version of this standard and, using examples, presents new rules for assessing the quality of "in-situ" concrete basing on the tests of cores.

dr inż. Andrzej Moczko – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

1. Wstęp

Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w istniejących konstrukcjach (in-situ) zasadniczo różni się od oceny jakości betonu, jako materiału dostarczanego na budowę, bazującego na ściskaniu normowych próbek, zgodnie z PN-EN 206 [3], określającą między innymi klasę wytrzymałościową badanego betonu. Natomiast wytrzymałość „in-situ" to wielkość rzeczywista, charakteryzująca właściwości mechaniczne betonu tu i teraz. Jej ocena nie jest prostym zadaniem. Mamy bowiem do czynienia z szeregiem różnych czynników, które istotnie wpływają na uzyskiwane wyniki, niezależnie od jakości samego betonu. Należy do nich zaliczyć między innymi warunki wbudowania, dojrzewania, a także jego pielęgnacji. Dlatego też, istotne znaczenie dla wiarygodności tego rodzaju oceny mają zarówno znormalizowane procedury wycinania i badania odwiertów, jak i właściwa ich interpretacja.

2. Badania odwiertów rdzeniowych

2.1 Zasady wycinania odwiertów z istniejącej konstrukcji

Badania wytrzymałościowe betonowych odwiertów rdzeniowych, wycinanych bezpośrednio z istniejących konstrukcji budowlanych (Rys.1), uważane są powszechnie za najbardziej wiarygodne źródło informacji o rzeczywistych właściwościach mechanicznych badanego betonu. W przypadku występujących wątpliwości, odnośnie jakości wbudowanego betonu, wyniki badania odwiertów rdzeniowych są najczęściej traktowane jako rozstrzygające. Są one także punktem odniesienia dla oceny wiarygodności wyników oceny wytrzymałości betonu na ściskanie, które uzyskiwane są innymi metodami.

Istotnym uwarunkowaniem badania wytrzymałości betonu w konstrukcji, jest także i to, że, w odróżnieniu od badań normowych, realizowanych zwykle po 28 dniach dojrzewania, badania „in-situ" mają na celu określenie faktycznej wartości wytrzymałości betonu na ściskanie, czyli wytrzymałości betonu w chwili badania. W związku z powyższym, uzyskiwane wyniki nie wymagają, poza wyjątkowymi przypadkami, przeliczenia na równoważną wytrzymałość 28 dniową. Niezbędnym jest natomiast udokumentowanie wieku betonu w chwili badania.

Rys. 1. Widok grupy odwiertów rdzeniowych, wyciętych z istniejącej konstrukcji betonowej

Wiarygodność oceny właściwości mechanicznych betonu w istniejących konstrukcjach budowlanych jest w znacznym stopniu uzależniona od spełnienia szeregu warunków, związanych z prawidłowym wyborem miejsc pobrania odwiertów, ich wielkością oraz sposobem wycięcia. Zagadnienia te w znacznym stopniu reguluje norma [4]. Zostały one także wyczerpująco omówione w pracy [5]. Niemniej jednak, dla pełnego obrazu omawianej problematyki, warto w tym miejscu przytoczyć najważniejsze zasady postępowania przy pobieraniu odwiertów rdzeniowych.

Lokalizacja oraz liczba miejsc, z których mają być pobrane odwierty rdzeniowe jest ściśle uzależniona od celu i zakresu prowadzonych badań. W pierwszym rzędzie należy tu brać pod uwagę konieczność zapewnienia wymaganej reprezentatywności, wymóg możliwie jak najmniejszego osłabienia konstrukcji oraz dążenie do minimalizacji kosztów zarówno samego wiercenia, jak i późniejszej naprawy powstałych uszkodzeń.

Podstawowym warunkiem uzyskania reprezentatywnych danych jest zapewnienie losowości wyboru poszczególnych punktów pomiarowych, przy czym wybór miejsc do badań powinien być planowany w taki sposób, aby mieć pewność, iż próbki pobrane losowo z badanej konstrukcji, bądź prefabrykowanych wyrobów betonowych, reprezentują rozkład właściwości betonu w całej konstrukcji, bądź jej wybranym fragmencie.

W celu zapewnienia maksymalnie zbliżonych warunków badań wytrzymałościowych odwiertów rdzeniowych do warunków określonych dla próbek normowych [3], zaleca się, aby odwierty były pobierane prostopadle do kierunku betonowania. Niemniej jednak w niektórych przypadkach, rodzaj badanej konstrukcji wymusza kierunek wycinania odwiertów, zgodny z kierunkiem układania betonu. Z tego rodzaju sytuacją mamy do czynienia np. w czasie badania mostowych płyt pomostowych (Rys.2), betonowych nawierzchni drogowych, czy też różnego rodzaju fundamentów. W takim przypadku, przy ocenie wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji, należy zwrócić uwagę na fakt,

iż zwykle wytrzymałość betonu jest najniższa w pobliżu górnej powierzchni badanego fragmentu konstrukcji lub elementu konstrukcyjnego oraz że rośnie ona, osiągając na spodzie przekroju najwyższą wartość. Wartość ta może być wyższa od wartości na górze przekroju betonowego nawet o około 25%.

Rys. 2. Widok sposobu wycinania odwiertu rdzeniowego z płyty pomostowej

W praktyce inżynierskiej preferowana średnica odwiertów rdzeniowych jest zbliżona do 100 mm. Takie przyjęcie wynika w pierwszej kolejności z faktu, iż stosunek wymiaru maksymalnego ziarna zastosowanego kruszywa do średnicy odwiertu nie powinien być większy niż 1:3, co w praktyce oznacza, że przy kruszywie o uziarnieniu do 32 mm, optymalna średnica jest zbliżona do 100 mm. Jednocześnie stosowne przepisy normowe [1,4] stanowią, iż wartości wytrzymałości betonu na ściskanie, uzyskiwane na próbkach walcowych, których średnica i wysokość są równe i zbliżone do 100 mm, odpowiadają wytrzymałości, określanej na normowych próbkach sześciennych o boku równym 150 mm, wykonywanych i dojrzewających w tych samych warunkach.

W praktyce spotyka się bardzo zróżnicowane średnice odwiertów, wycinanych z konstrukcji, co wynika głównie z braku znormalizowania dostępnych na rynku wierteł koronowych. Ich wymiary oscylują najczęściej pomiędzy 95 a 105 mm. Należy wszakże zauważyć, że tego typu niewielkie różnice nie mają istotnego wpływu na miarodajność uzyskiwanych wartości wytrzymałości badanego betonu na ściskanie, przy założeniu, że wyniki mają być wyrażone jako równoważne wytrzymałości normowych próbek kostkowych o boku 150 mm.

Istotną kwestią, wymagającą należytej staranności, jest także wcześniejsza lokalizacja prętów zbrojeniowych, tak aby w miarę możliwości unikać wiercenia betonu poprzez zbrojenie. Co prawda, wieloletnie doświadczenia potwierdzają opinię, iż w większości

przypadków wpływ wyciętych przypadkowo kawałków prętów zbrojeniowych, jest mało istotny i może być pominięty, ale w przypadku prętów położonych w osi podłużnej odwiertu lub w bezpośrednim sąsiedztwie jej przebiegu stosowne przepisy normowe jednoznacznie zabraniają wykorzystywania tego rodzaju odwiertów do badań wytrzymałościowych.

2.2 Przygotowanie próbek do badań

Wycięte z istniejącej konstrukcji odwierty rdzeniowe, powinny być poddane badaniom makroskopowym, mającym na celu dokonanie oceny jakościowej pozyskanych odwiertów w kontekście możliwości ich dalszego wykorzystania w badaniach wytrzymałościowych. Uwaga ta dotyczy w szczególności sprawdzenia, czy w strukturze betonu występują wady wewnętrzne, bądź fragmenty zbrojenia.

Po wyeliminowaniu uszkodzonych fragmentów, odwierty należy pociąć na próbki przeznaczone do badań wytrzymałościowych, w zależności od tego czy uzyskiwane wyniki mają być wyrażone jako wytrzymałość na ściskanie, odpowiadająca badaniom próbek sześciennych o boku 150 mm, czy też jako wytrzymałość słupowa, uzyskiwana na próbkach walcowych o proporcji wysokości do średnicy równej 2:1.

W warunkach polskich najczęściej przyjmuje się wysokość próbki równą jej średnicy i wynoszącą około 100 mm, co pozwala traktować wynik badania jako tożsamy z wytrzymałością próbki sześciennej o boku równym 150 mm (Rys.3), wykonanej i dojrzewającej w tych samych warunkach.

Kluczową kwestią, warunkującą wiarygodność wyników badań wytrzymałościowych, próbek wyciętych z odwiertów rdzeniowych, jest zapewnienie równoległości powierzchni, do których jest przykładana jest siła ściskająca. W tym celu zaleca się przeszlifowanie zewnętrznych powierzchni próbek betonowych. Szlifowanie powierzchni uznaje się za podstawowy sposób zapewnienia ich równoległości. Jako alternatywne dla szlifowania dopuszcza się także tzw. „kapslowanie", polegające na zastosowaniu sztywnych metalowych nakładek dociskowych, wypełnionych warstwą zagęszczonego piasku kwarcowego (Rys.4), bądź też wyrównaniu powierzchni wyprawą z cementów wysoko glinowych lub mieszanek siarkowych. Szczegółowe zasady wykonania poszczególnych rodzajów „kapslowania" oraz przebieg samego badania próbek na ściskanie sformułowane zostały w normie [6].

Rys. 3. Widok próbek przygotowanych do badań o długości równej średnicy (h=f=100 mm)

Rys. 4. Widok próbek z założonymi kapslami piaskowymi

3. Różnice pomiędzy „starą" i „nową wersją normy PN EN 13791

Należy podkreślić, że przedstawione powyżej uwarunkowania badania wytrzymałości na ściskanie betonu w istniejących konstrukcjach budowlanych dotyczą jedynie sposobu wycinania oraz przygotowania próbek betonu do badań. Nie zawierają natomiast informacji, ani wskazówek odnośnie interpretacji uzyskiwanych wyników. Kwestia ta przez ostatnie 10 lat była regulowana przez normę PN-EN 13791 z 2008 roku [1], która między innymi określała kryteria wyznaczania wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie w istniejących konstrukcjach, co determinowało zakwalifikowanie danego betonu do odpowiedniej klasy wytrzymałościowej. Szczegółowe omówienie tych zagadnień można między innymi znaleźć w pracach [7,8].

W grudniu 2019 roku nastąpiła nowelizacja tejże normy [2], która istotnie zmieniła filozofię oceny jakości badanego betonu, ocenianej na podstawie badania odwiertów rdzeniowych, co jest do dzisiaj źródłem wielu wątpliwości i nieporozumień. Omówienie szczegółów tych nowych uregulowań można znaleźć między innymi w pracach [9,10].

Pierwszą istotną zmianą w stosunku do dotychczasowych zaleceń jest dopuszczenie do badań odwiertów rdzeniowych o średnicy ≥ 75 mm, co jest wyraźnym złagodzeniem dotychczasowego wymogu, który stanowił, iż wymagana średnica odwiertów powinna wynosić około 100 mm.

Kolejną, kluczową zmianą, wprowadzoną przez nową wersję normy [2], jest fakt, iż co do zasady nie przewiduje ona określania klasy wytrzymałościowej betonu w istniejącej konstrukcji i ogranicza się jedynie do określenia charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie w danym miejscu pomiarowym. Ta pozornie mało istotna zmiana powoduje szereg wątpliwości i nieporozumień pomiędzy uczestnikami procesu budowlanego. Dotychczasowe procedury normowe były znacznie prostsze i dawały odpowiedź

na najczęściej zadawane pytanie – z jaką klasą wytrzymałościową mamy do czynienia w konkretnym przypadku? Obecna wersja wspomnianej normy [2] nie daje odpowiedzi na to pytanie.

Dodatkową komplikacją jest wprowadzenie zasady, iż wszystkie uzyskiwane w badaniach odwiertów rdzeniowych wartości wytrzymałości betonu w konstrukcji ($f_{c,is}$) zaleca się odnosić do wyników badania odwiertów o proporcji wysokości do średnicy równej 2:1, co oznacza, że pojęcie wytrzymałości w konstrukcji (in-situ compressive strength) odnosi się jedynie do tzw. wytrzymałości słupowej. Jest to poważne utrudnienie, jako, że w polskiej praktyce inżynierskiej w powszechnym użyciu jest pojęcie wytrzymałości kostkowej, określanej na próbkach sześciennych o boku 150 mm. W rzeczywistości fakt ten oznacza, że każdorazowo wynik badania odwiertu o stosunku wysokości do średnicy równym 1:1 (odpowiadający wytrzymałości kostkowej 150 x 150 x 150 mm) należy pomnożyć przez odpowiedni współczynnik przeliczeniowy.

Wartość tego współczynnika, określanego w nowej wersji normy [2] jako ***CLF*** (core length factor - współczynnik długości odwiertu) zaleca się przyjmować jako równy 0.82. Jest to również istotna zmiana, bo dotychczas wartość tego współczynnika była przyjmowana jako równa 0.80.

Zmieniono także sposób przechowywania odwiertów od momentu pobrania do chwili badania. Wcześniej zakładano badania próbek w stanie powietrzno-suchym. Obecnie dąży się do badania próbek w stanie wilgotnościowym zbliżonym do stanu betonu w konstrukcji. Dlatego odwierty po wycięciu z konstrukcji zaleca się, aby były przechowywane w szczelnych pojemnikach, pozwalających na utrzymanie ich wilgotności zbliżonej do istniejącej w konstrukcji.

Procedury oceny jakości betonu, na podstawie badania odwiertów rdzeniowych zawarte w „nowej" wersji wspomnianej normy [2], wyraźnie różnicują dwa przypadki:
A/ oszacowanie wytrzymałości betonu na ściskanie w istniejącej (starej) konstrukcji
B/ ocena klasy wytrzymałości betonu na ściskanie w razie wątpliwości co do spełnienia deklarowanej jakości betonu w trakcie budowy.

3. Oszacowanie wytrzymałości betonu w istniejącej konstrukcji

Ten przypadek wzbudza najwięcej wątpliwości interpretacyjnych, ponieważ zasadniczo zmienia obowiązujące dotychczas podejście do oceny jakości betonu w istniejących (starych) obiektach budowlanych. Pierwszą istotną zmianą jest wprowadzenie do normy wymogu, iż minimalna liczba wiarygodnych wyników, uzyskanych w czasie badań wytrzymałościowych odwiertów, niezbędna dla określenia wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie ($f_{ck,is}$) w konstrukcji, wynosi 8, co nie zawsze jest możliwe do zrealizowania. Dotychczas minimalna liczba wyników wynosiła 3.

Wyjątkiem jest przypadek tzw. „małego miejsca pomiarowego", zawierającego od jednego do trzech elementów o całkowitej objętości nie większej niż około 10 m^3. W takim przypadku minimalna liczba odwiertów jest równa 3, z tym, ze za wartość wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie ($f_{ck,is}$) przyjmuje się najmniejszą z uzyskanych wartości wytrzymałości.

Dodatkowym novum jest również rezygnacja ze stosowania współczynnika 0.85 (współczynnik wyrażający stosunek charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie

betonu w konstrukcji do charakterystycznej wytrzymałości znormalizowanych próbek do badania), Tym samym korzystanie z Tablicy 1, zawartej w [1], do ustalania klasy wytrzymałościowej betonu stało się bezprzedmiotowe. W konsekwencji zmienione zostały także normowe wzory, służące do określania charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie.

Za wartość charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie w istniejącej konstrukcji ($f_{ck,is}$) przyjmuje się obecnie mniejszą z dwóch wartości.

$$f_{ck,is} = f_{c,m(n)is} - k_n \bullet s \text{ oraz } f_{cck,is} = f_{c,is,lowest} + M$$

gdzie: k_n zależy od liczby badanych próbek (Tabela 1)
M zależy od wartości $f_{c,is,lowest}$ (Tabela 2)
s odchylenie standardowe, jako większa z wartości - obliczone odchylenie standardowe lub wartość, przy której współczynnik zmienności wynosi 8%

Tabela 1. Wartości k_n

n	8	10	12	16	20	30	∞
k_n	2.00	1.92	1.87	1.81	1.76	1.73	1.64

Tabela 2. Wartości zapasu M

Wartość $f_{c,is,lowest}$	**Zapas M**
≥ 20	4
≥ 16 < 20	3
≥ 12 < 16	2
< 12	1

3.1 Przykład obliczeniowy

Należy wyznaczyć wartość wytrzymałości charakterystycznej badanego betonu dla wyników uzyskanych w badaniach odwiertów o proporcji wymiarów 1:1, zestawionych w Tabeli 3.

Tabela 3 Wartości wytrzymałości na ściskanie uzyskane w czasie badania odwiertów

Punkt pomiarowy	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10
$f_{c,1:1core}$	26.8	29.0	37.5	31.5	26.0	25.2	27.6	27.9	31.6	23.5
$f_{c,is}$	22.0	23.8	30.8	25.8	21.3	20.7	22.6	22.9	25.9	19.3

Krok 1: Przeliczenie wartości wytrzymałości kostkowej na wytrzymałość słupową za pomocą współczynnika ***CLF*** = 0.82 (dolny wiersz Tabeli 3).

Krok 2: Wyliczenie wartości: $f_{c,m(10)is}$ = 23.51 MPa, s = 3.30 MPa, oraz $f_{c,is,lowest}$=19.3 MPa

Krok 3: Wyznaczenie wartości odchylenia standardowego, odpowiadającego współczynnikowi zmienności 8%

0.08 x 23.51 = 1.88 MPa < 3.30 MPa (wartość rzeczywista)

Krok 4: Wyznaczenie wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie jako mniejszej wartości z dwóch poniższych

$f_{ck,is}$ = 23.51 – 1.92 x 3.30 = 17.2 MPa oraz $f_{ck,is}$ = 19.3 + 3 = 22.3 MPa

gdzie: wartość k_n = 1.92 przyjęto z Tabeli 1, a wartość M = 3 przyjęto z Tabeli 2.

Wniosek: Szacunkowa wartość charakterystycznej wytrzymałości badanego betonu na ściskanie wynosi 17.2 MPa.

4. Ocena klasy betonu w przypadku wątpliwości co do jego jakości

Istotnej zmianie uległa także procedura oceny jakości betonu w sytuacji, gdy pojawiają się wątpliwości co do tego, czy rzeczywista jakość betonu wbudowanego w trakcie wznoszenia danego obiektu odpowiada deklarowanej klasie wytrzymałościowej.

Postępowanie w takim przypadku polega na przyjęciu wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie, wynikającej z jego oczekiwanej klasy wytrzymałościowej ($f_{ck,spec}$) i wyliczeniu, zgodnie z podanymi kryteriami oceny, wartości wytrzymałości średniej ($f_{cm,is}$) i minimalnej ($f_{is,lowest}$), koniecznych dla spełnienia tychże kryteriów. Innymi słowy „nowa" wersja normy [2] pozwala jedynie na sprawdzenie, czy badany beton spełnia, lub nie, wymagania, stawiane założonej klasie wytrzymałościowej betonu.

Kryteria oceny, a co za tym idzie i zalecane wzory są, w powyższym przypadku, uzależnione od objętości badanego betonu, przy przyjęciu objętości 30 m^3 jako wartości, której krotność jest podstawą do ich właściwego stosowania. Równoczesne spełnienie dwóch poniższych kryteriów jest warunkiem uznania, że badany beton odpowiada wymaganiom wytrzymałościowym, stawianym założonej klasie betonu.

KRYTERIUM 1: $\mathbf{f_{cm,is} \geq 0.85\,(f_{ck,spec} + 1)}$
dla objętości betonu w miejscu badania, wynoszącej 2-4 krotności 30 m^3
oraz $\mathbf{f_{cm,is} \geq 0.85\,(f_{ck,spec} + 2)}$
dla objętości betonu w miejscu badania, wynoszącej 5-6 krotności 30 m^3

KRYTERIUM 2: $\mathbf{f_{is,lowest} \geq 0.85\,(f_{ck,spec} - M)}$

gdzie: M = 4 dla betonów klasy C20/25, lub wyższych
M = 3, 2 lub 1 odpowiednio dla klas wytrzymałościowych C16/20, C12/15 i C8/10.

W przypadku, gdy mamy do czynienia z niewielką objętością betonu, nie przekraczającą 30 m^3, obowiązuje jedynie KRYTERIUM 2.

4.1 Przykład obliczeniowy

Deklarowana klasa wytrzymałościowa wznoszonego fragmentu konstrukcji była klasą C25/30, W trakcie realizacji obiektu pojawiły się wątpliwości odnośnie spełnienia przez beton wymagań wytrzymałościowych, wynikających z założonej klasy wytrzymałościowej. Dla wyjaśnienia powstałych wątpliwości zbadano 4 odwierty rdzeniowe o średnicy

i wysokości równej około 100 mm, które zostały wycięte z miejsca pomiarowego, o łącznej objętości wynoszącej około 60 m^3, uzyskując następujące wartości:

$$f_{c1,1:1\ core} = 29.5\ \text{MPa} \quad f_{c2,1:1\ core} = 33.3\ \text{MPa} \quad f_{c3,1:1\ core} = 30.5\ \text{MPa} \quad f_{c4,1:1\ core} = 29.7\ \text{MPa}$$

Krok 1: Przeliczenie wartości wytrzymałości kostkowej na wytrzymałość słupową za pomocą współczynnika ***CLF*** = 0.82.

$$f_{c1,is} = 24.2\ \text{MPa} \quad f_{c2,is} = 27.3\ \text{MPa} \quad f_{c3,is} = 25.0\ \text{MPa} \quad f_{c4,is} = 24.4\ \text{MPa}$$

Krok 2: Wyliczenie wartości wytrzymałości średniej ($f_{cm,is}$=25.2 MPa) oraz wartości najmniejszej ($f_{is,lowest}$=24.2 MPa).

Krok 3: Sprawdzenie obu kryteriów oceny, przyjmując dla klasy C25/30 $f_{ck,spec}$ = 25 MPa

KRYTERIUM 1: $f_{cm,is} \geq \mathbf{0.85\ (}f_{ck,spec}\mathbf{+ 1) =}\ 0.85\ (25 + 1) = \mathbf{22.1\ MPa}$

$$f_{cm,is} = \mathbf{25.2\ MPa > 22.1\ MPa}$$

KRYTERIUM 2: $f_{is,lowest} \geq \mathbf{0.85\ (}f_{ck,spec} - \mathbf{M) =}\ 0.85\ (25 - 4) = \mathbf{17.9\ MPa}$

$$f_{is,lowest} = \mathbf{24.2\ MPa > 17.9\ MPa}$$

Wniosek: Oba kryteria oceny są spełnione Można przyjąć, że badany beton odpowiada wymaganiom wytrzymałościowym stawianym klasie wytrzymałości C25/30.

5. Uwagi końcowe

Wprowadzona w grudniu 2019 roku nowelizacja normy PN-EN 13791:19 istotnie zmieniła normowe procedury oceny jakości betonu, w istniejących konstrukcjach, na podstawie badania odwiertów rdzeniowych. Tak głęboka zmiana stała się źródłem wielu wątpliwości i nieporozumień w środowisku budowlanym. Ponieważ meritum omawianej normy dotyczy jednej z najczęściej występujących w praktyce inżynierskiej spornych kwestii, dotyczących spełnienia, lub nie wymagań jakościowych odnośnie betonu, wynikających z założeń projektowych, koniecznym wydaje się możliwie szerokie upowszechnienie wiedzy na ten temat.

Szczególną uwagę należy zwrócić na fakt, iż nowa wersja tej normy nie przewiduje określania klasy wytrzymałościowej betonu w istniejącej konstrukcji i ogranicza się jedynie do określenia charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie w danym miejscu pomiarowym. Podobnie znaczącą zmianą, jest wprowadzony wymóg wyrażania wyników badania próbek o proporcji wysokości do średnicy równej 1:1 (wytrzymałość kostkowa), jako tak zwanej wytrzymałości słupowej, czyli wytrzymałości badanej na próbkach o proporcji wysokości do średnicy równej 2:1. Należy również zwrócić uwagę na fakt, iż procedury obliczeniowe, stosowane do określenia wytrzymałości betonu na ściskanie w istniejącej konstrukcji, różnią zasadniczo od procedur postępowania w przypadku

wystąpienia wątpliwości co do spełnienia deklarowanej jakości betonu w trakcie budowy, czego dobrą ilustracją są zamieszczone w pracy przykłady obliczeniowe.

Literatura

[1] PN-EN 13791: 2008, Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych. 2

[2] PN-EN 13791: 2019, Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych. 3

[3] PN-EN 206-1: 2016, Beton: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. 1

[4] PN-EN 1250-1: 2019, Badania betonu w konstrukcjach – Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.

[5] A. Moczko: Badania odwiertów rdzeniowych w świetle aktualnych unormowań prawnych. Część 1 – pobieranie odwiertów z konstrukcji oraz badania makroskopowe. Budownictwo, Technologie, Architektura, vol. 25, Nr 1, 2004, str.24-27.

[6] PN-EN 12390-3: 2019, Badania betonu – Wytrzymałość próbek do badań na ściskanie.

[7] L. Brunarski: Oszacowanie wytrzymałości „in-situ" – komentarz do PN-EN 13791:2008. Konferencja Dni Betonu 2010, materiały konferencyjne, str.943-953.

[8] A. Moczko: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach na podstawie badania odwiertów rdzeniowych w świetle nowej normy europejskiej EN-13791:2007. Budownictwo, Technologie, Architektura, Nr 1, 2008, str.50-55.

[9] G. Bajorek: Ocena betonu wbudowanego w konstrukcję w przypadku wątpliwości co do jego jakości. Budownictwo, Technologie, Architektura, Nr 1, 2020, str.68-72.

[10] G. Bajorek: Nowe podejście do oceny wytrzymałości betonu w konstrukcji istniejącej wg PN-EN 13791:2019-12. Budownictwo, Technologie, Architektura, Nr 2, 2020, str.62-67.

Ireneusz Trzynski
Piotr Rydygier
Mariusz Sumionka

Wypływ warunków przechowywania próbek świeżego betonu pobieranych na placu budowy w okresie obniżonych temperatur na ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie

INFLUENCE OF STORAGE CONDITIONS OF FRESH CONCRETE SAMPLES COLLECTED AT THE CONSTRUCTION SITE DURING THE PERIOD OF LOWERED TEMPERATURES ON THE ASSESSMENT OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH

Streszczenie

W celu zapewnienia odpowiedniej wiarygodności w procesie kontroli parametrów betonu towarowego należy zwrócić uwagę na wszystkie etapy życia próbek, począwszy od pobrania próbek mieszanki betonowej, przez jej zagęszczenie w formach, pielęgnację próbek betonu po samo badanie wytrzymałości na ściskanie. Etapem, który wymaga szczególnej uwagi, a jednocześnie ciągle bywa zaniedbywany, jest etap pielęgnacji próbek. Obowiązujące procedury badawcze określają warunki w jakich należy przechowywać próbki betonu. O ile w wytwórni mieszanki betonowej bądź też w samym laboratorium zapewnienie normowych warunków pielęgnacji nie stanowi problemu, to kłopoty w tej materii mogą pojawić się na placu budowy. Brak świadomości ze strony kierowników budowy i inspektorów nadzoru często przekłada się na nieuwzględnienie w planowaniu zagospodarowania placu budowy miejsca zapewniającego zgodne z normami przechowywanie próbek betonu. Kluczowego znaczenia nabiera to w okresie zimowym. W referacie autorzy przedstawili studium przypadku wpływu różnych warunków przechowywania próbek świeżego betonu pobieranych na placu budowy podczas betonowania fundamentu masywnego w okresie obniżonych temperatur na wytrzymałość na ściskanie.

Abstract

In order to ensure adequate reliability in the process of controlling ready-mixed concrete parameters, attention should be paid to all stages of the life of the samples, starting from taking concrete mix samples, through its compaction in moulds, curing of concrete sam-

mgr inż. Ireneusz Trzynski – AG-CEL Laboratorium
mgr inż. Piotr Rydygier – AG-CEL Laboratorium
inż. Mariusz Sumionka – AG-CEL Laboratorium

ples, to the compressive strength test itself. The stage that requires special attention, and at the same time is often neglected, is the stage of sample care. The applicable test procedures specify the conditions in which concrete samples should be stored. While ensuring standard maintenance conditions is not a problem in the concrete mixing plant or in the laboratory itself, problems in this matter may arise on the construction site. The lack of awareness on the part of construction managers and supervisory inspectors often translates into a lack of space in planning the development of the construction site to ensure the storage of concrete samples in accordance with the standards. This becomes crucial in the winter. In the paper, the authors presented a case study of the impact of various storage conditions of fresh concrete samples taken at the construction site during the concreting of a massive foundation in the period of reduced temperatures on compressive strength.

1. Wprowadzenie

Kontrola jakości betonu podczas prac betonowych staje się normą we współczesnej praktyce budowlanej. Oprócz producentów betonu towarowego, na których w tej materii odpowiednie obowiązki nakładają zapisy normowe [1], bardzo często również wykonawcy decydują się, nierzadko w związku z zapisami specyfikacji technicznych, na własną, niezależną kontrolę parametrów dostarczonego betonu. Podstawową cechą betonu, która podlega ocenie, w zasadzie niezależnie od rodzaju betonowanego elementu, jest wytrzymałość na ściskanie. Zanim przeprowadzone zostanie badanie wytrzymałości na ściskanie zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [2], próbki przeznaczone do tego badania muszą przejść długą drogę, obejmującą kilka ważnych etapów. W celu zapewnienia wiarygodności w ramach oceny zgodności lub identyczności betonu towarowego, należy zwrócić uwagę na wszystkie te etapy życia próbek, począwszy od pobrania mieszanki betonowej, przez zaformowanie i zagęszczenie próbek w formach, pielęgnację próbek po samo badanie wytrzymałości na ściskanie. Etapem, który wymaga szczególnej uwagi jest pielęgnacja próbek betonu. Wynika to zarówno z czasu trwania tego etapu, który tak naprawdę stanowi większość życia próbki, jak również z natury betonu i zmian zachodzących w jego strukturze w czasie dojrzewania. Nie ma wątpliwości, że właściwa pielęgnacja ma ogromne znaczenie dla uzyskania przez beton pożądanych właściwości [3]. Podobnie jest w przypadku próbek betonu. Odpowiednia, tzn. ujęta w jednoznaczne, normowe ramy pielęgnacja próbek wpływa na wiarygodność uzyskiwanych wyników podczas badania wytrzymałości na ściskanie. Ma to niebagatelne znaczenie w sytuacjach spornych pomiędzy dostawcą betonu a jego odbiorcą.

Zgodnie z zapisami normy PN-EN 12390-2 [4] wyróżnić można dwa zasadnicze etapy postępowania z próbkami betonu: etap po zaformowaniu próbek oraz etap po ich rozformowaniu. Rozformowanie następuje w momencie gdy beton związał już na tyle, aby można było przeprowadzić tą operację bez ryzyka uszkodzenia próbek. Norma [4] precyzuje, że próbki zabezpieczone przed wstrząsami, drganiami i utratą wody należy pozostawić w formach co najmniej na 16 godzin, jednak nie dłużej niż 3 dni. Następnie, po wyjęciu z form próbki aż do czasu badania powinny być przechowywane w wodzie o temperaturze (20±2)˚C lub komorze klimatycznej w temperaturze (20±2)˚C i wilgotności względnej ≥95%, przy czym metodą wzorcową jest pielęgnacja próbek w wodzie.

Bardzo często pierwszy etap przechowywania próbek, tj. do momentu ich rozformowania, przebiega na placu budowy. Jest to etap newralgiczny, gdyż to tutaj mogą pojawić się problemy ze spełnieniem wymagań normowych w zakresie warunków przechowywania i pielęgnacji próbek. Charakterystyka budowy i związana z nią organizacja placu budowy nie zawsze pozwalają na znalezienie miejsca na przechowanie świeżych próbek w warunkach zapewniających spełnienie wymagań normowych. W polskich warunkach klimatycznych, przy dużych wahaniach temperaturowych zarówno w skali roku jak i w ciągu doby, stanowi to nie lada wyzwanie. Dodatkowo w skutek różnych czynników (weekendy, dni świąteczne, inne sytuacje losowe) próbki w takich warunkach są przetrzymane przez czas dłuższy niż 3 dni. Kierownicy budów oraz inspektorzy nadzoru budowlanego nierzadko ignorują ten problem. Niejednokrotnie można spotkać się z sytuacją, również w okresie jesienno-zimowym, że próbki pozostawione są na budowie bez zabezpieczenia przed wpływem warunków atmosferycznych, lub też zabezpieczone są w sposób, który nie pozwala na spełnienie wymagań normowych.

W ramach studium przypadku autorzy postanowili zweryfikować jak w okresie obniżonych temperatur przechowywanie próbek świeżego betonu w trudnych warunkach

budowy wpłynie na wyniki badania wytrzymałości na ściskanie. Jednocześnie zaproponowano prosty i ekonomiczny sposób ochrony próbek, w postaci kontenera z materiału termoizolacyjnego wykorzystującego ciepło wydzielane podczas hydratacji cementu.

2. Plan i wyniki badań

Poligonem doświadczalnym była budowa farmy wiatrowej zlokalizowanej w pobliżu Człuchowa w województwie Pomorskim. Inwestycja przewidywała wybudowanie 33 elektrowni wiatrowych wraz z infrastrukturą towarzyszącą. Prace betonowe przy wykonywaniu fundamentów masywnych zaplanowane zostały na okres od końca października do lutego, czyli czas występowania obniżonych temperatur w polskich warunkach klimatycznych. Zasadnicza część fundamentu elektrowni wiatrowej o objętości 360 m^3 wykonana została z betonu klasy C35/45 wyprodukowanego przy zastosowaniu cementu pucolanowego o obniżonym cieple hydratacji CEM IV/B (V) 42,5 N-LH/NA. Uzgodnienia między producentem a odbiorcą betonu towarowego zakładały osiągnięcie klasy wytrzymałości na ściskanie po 56 dniach dojrzewania. W tabeli 1 przedstawiono skład mieszanki betonowej.

Tabela 1. Skład mieszanki betonowej.

Składniki	Ilość [kg/m^3]
Kruszywo drobne - piasek 0/2	664
Kruszywo grube - żwir 2/8	479
Kruszywo grube - żwir 8/16	701
Cement CEM IV/B (V) 42,5 N-LH/NA Lafarge Kujawy	345
Domieszka ATLAS DURUFLOW PE-812	2,76
Woda	159

Lokalizacja placów budowy poszczególnych elektrowni wiatrowych umożliwiała dostarczenie mieszanki betonowej z wytwórni w przeciągu 20-30 minut od momentu ukończenia załadunku betonowozu. Zagospodarowanie placu budowy nie przewidywało żadnego tymczasowego obiektu, który umożliwiałby przechowanie próbek od momentu ich zaformowania w warunkach normowych. Na fot. 1 przedstawiono wygląd placu budowy.

Na potrzeby studium przypadku wybrano trzy betonowania w terminach, w których zgodnie z prognozą pogody mogły wystąpić w ciągu doby ujemne temperatury powietrza. Betonowania te, zgodnie z numeracją obiektu którego dotyczyły, oznaczono następująco: EW17, EW16, EW29. W ramach każdego betonowania wykonano po cztery zestawy próbek badawczych oznaczonych symbolami N, B1, B2 i B3. W skład każdego zestawu wchodziło w sumie 9 próbek przeznaczonych do określenia wytrzymałości na ściskanie po 7, 28 i 56 dniach pielęgnacji. Każdy zestaw przechowywany był w innych warunkach środowiskowych od momentu zaformowania próbek do momentu wyjęcia ich z form w laboratorium. Po wyjęciu z form próbki były pielęgnowane w jednakowych warunkach laboratoryjnych - w wodzie o temperaturze (20±2)°C zgodnie z [4] - do momentu badania. Próbki stanowiące punkt odniesienia (oznaczone symbolem N) wykonane zostały w wytwórni mieszanki i były przechowywane w warunkach zapewniających spełnienie

Fot. 1. Widok placu budowy.

wymagań normowych przez cały okres życia próbki do momentu badania wytrzymałości na ściskanie. Pozostałe próbki (oznaczone symbolami B1, B2, B3) wykonane zostały na placu budowy z mieszanki betonowej pobranej z tego samego betonowozu co próbki odniesienia. Konsystencja mieszanki betonowej określana metodą opadu stożka zgodnie z normą PN-EN 12350-2 [5] nie różniła się między wytwórnią i budową o więcej niż 30 mm wg wartości opadu stożka. Obok konsystencji wykonano również pomiar temperatury mieszanki betonowej. W tabeli 2 przedstawiono wyniki pomiaru opadu stożka oraz temperatury mieszanki betonowej na wytwórni oraz na budowie.

Tabela 2. Zestawienie pomiarów konsystencji oraz temperatury mieszanki betonowej.

Betonowanie	Pomiar na wytwórni		Pomiar na budowie	
	Opad stożka [mm]	Temperatura mieszanki [°C]	Opad stożka [mm]	Temperatura mieszanki [°C]
EW17	150	9,1	120	10,2
EW16	160	8,9	130	10,3
EW29	150	8,7	120	9,9

Próbki wykonane na placu budowy (B1, B2 i B3) przechowywane były w różnych warunkach i przez różny okres na budowie a następnie przetransportowane do laboratorium i tam wyjęte z form. W tabeli 3 przedstawiono sposób przechowywania próbek badawczych w okresie od momentu ich zaformowania do momentu wyjęcia z form w laboratorium.

Tabela 3. Sposób przechowywania próbek badawczych.

Charakterystyka sposobu przechowywania próbek od momentu zaformowania do momentu rozformowania w laboratorium			
Oznaczenie próbek	Miejsce przechowywania	Czas przechowywania	Sposób przechowywania
N	Wytwórnia	24h	Próbki przechowywane w warunkach laboratoryjnych (warunki normowe)
B1	Budowa	24h	Próbki przechowywane w pojemniku wykonanego z materiału termoizolującego (polistyren ekstrudowany XPS) o ściankach grubości 5 cm (warunki nienormowe)
B2	Budowa	96h	Próbki przechowywane w pojemniku wykonanego z materiału termoizolującego (polistyren ekstrudowany XPS) o ściankach grubości 5 cm (warunki nienormowe)
B3	Budowa	96h	Próbki przechowywane w warunkach otoczenia, przykryte folią (warunki nienormowe)

Próbki B1 i B2 przechowywane były w oddzielnych pojemnikach. Pojemniki wykonane zostały z tego samego materiału i miały takie same parametry geometryczne.

Na fot. 2 przedstawiono widok próbek przechowywanych na placu budowy w pojemniku wykonanym z materiału termoizolacyjnego (B2) oraz próbek przechowywanych w temperaturze otoczenia osłoniętych tylko folią (B3).

Fot. 2. Widok próbek przechowywanych na placu budowy.

Warunki środowiskowe w jakich przechowywane były próbki do momentu wyjęcia ich z form w laboratorium były monitorowane przy pomocy rejestratorów temperatury,

które dokonywały pomiaru temperatury otoczenia co 30 minut. W przypadku próbek N rejestrator temperatury znajdował się w pomieszczeniu laboratoryjnym w bezpośrednim otoczeniu próbek. W celu monitorowania temperatury otoczenia próbek B1 i B2, rejestratory umieszczono razem z próbkami wewnątrz pojemników wykonanych z materiału termoizolacyjnego. Rejestrator temperatury dla próbek B3 umieszczony został pod folią (pomiędzy próbkami) tak, aby nie stykał się bezpośrednio z folią okrywającą próbki. W tabelach 4÷6 przedstawiono wyniki analizy temperatury otoczenia zarejestrowanej przez urządzenia. Pomiar obejmował czas od momentu zabezpieczenia zaformowanych próbek w miejscu przechowywania do momentu ich przekazania do laboratorium.

Tabela 4. Zestawienie pomiarów temperatury dla próbek z betonowania EW17

EW17	Temperatura [°C]			Czas przechowywania do momentu rozformowania próbek [h]
Oznaczenie próbek	Maksymalna	Minimalna	Średnia	
N	20,7	18,6	19,9	24
B1	10,9	5,5	6,7	24
B2	10,3	2,9	4,9	96
B3	4,3	-1,5	0,0	96
Różnica dla B2 i B3	6,0	4,4	4,9	

Tabela 5. Zestawienie pomiarów temperatury dla próbek z betonowania EW16

EW16	Temperatura [°C]			Czas przechowywania do momentu rozformowania próbek [h]
Oznaczenie próbek	Maksymalna	Minimalna	Średnia	
N	20,6	18,4	19,8	24
B1	10,2	4,5	6,9	24
B2	10,5	4,0	6,5	96
B3	3,3	-1,6	0,1	96
Różnica dla B2 i B3	7,2	5,6	6,4	

Tabela 6. Zestawienie pomiarów temperatury dla próbek z betonowania EW29

EW29	Temperatura [°C]			Czas przechowywania do momentu rozformowania próbek [h]
Oznaczenie próbek	Maksymalna	Minimalna	Średnia	
N	20,5	18,7	19,7	24
B1	11,6	4,0	8,6	24
B2	10,5	-0,1	5,5	96
B3	6,2	-8,0	-2,0	96
Różnica dla B2 i B3	4,3	7,9	7,5	

Z uzyskanych rezultatów wynika, że zastosowanie pojemnika wykonanego z materiału termoizolacyjnego pozwala na uzyskanie średniej temperatury otoczenia o kilka stopni wyższej (od 4,9°C do 7,5°C w analizowanym przypadku) od temperatury powietrza (różnica dla próbek B2 i B3), w skrajnych przypadkach nie chroni jednak próbek przez

wystąpieniem w ich otoczeniu temperatury ujemnej (przypadek próbek B2 z betonowania EW29). Próbki B1 i B2 przechowywano w oddzielnych pojemnikach w celu uniknięcia wychłodzenia wnętrza w momencie wyjmowania próbek B1 po 24 godzinach od ich zaformowania. Różnica maksymalnej temperatury wewnątrz pojemników B1 i B2 nie przekraczała 1,1˚C (betonowanie EW29). Większe różnice wystąpiły w przypadku temperatury minimalnej i średniej, z uwagi na czas przechowywania na budowie i stopniowe wychładzanie się wnętrza pojemnika B2.

W tabelach 7÷9 zestawiono wyniki średniej wytrzymałości na ściskanie próbek badawczych.

Tabela 7. Wyniki wytrzymałości dla próbek z betonowania EW17

EW17	Wiek próbek		
	7 dni	28 dni	56 dni
Oznaczenie próbek	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		
N	35,1	53,9	56,6
B1	33,2	53,4	55,1
B2	27,4	48,8	51,2
B3	27,8	47,4	50,4

Tabela 8. Wyniki wytrzymałości dla próbek z betonowania EW16

EW16	Wiek próbek		
	7 dni	28 dni	56 dni
Oznaczenie próbek	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		
N	35,4	55,1	58,6
B1	33,7	53,7	56,9
B2	30,1	49,4	53,1
B3	28,2	48,9	52,7

Tabela 9. Wyniki wytrzymałości dla próbek z betonowania EW29

EW29	Wiek próbek		
	7 dni	28 dni	56 dni
Oznaczenie próbek	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		
N	35,2	54,9	59,0
B1	33,1	52,1	56,4
B2	30,3	47,9	54,1
B3	29,1	46,9	53,0

W celu lepszego zobrazowania uzyskanych wyników w tabelach 10÷12 przedstawiono spadek wytrzymałości próbek badawczych B1, B2 i B3 w stosunku do próbek odniesienia N, które przez cały cykl życia przechowywane i pielęgnowane były w warunkach speł-

niających wymagania normy [5]. Spadek ten wyrażono w postaci procentu wytrzymałości odniesienia (wytrzymałości próbek odniesienia N).

Tabela 10. Spadek wytrzymałości w zależności od sposobu przechowywania próbek z betonowania EW17

EW17	Wiek próbek		
	7 dni	28 dni	56 dni
Oznaczenie próbek	Procent wytrzymałości odniesienia		
N (próbki odniesienia)	100	100	100
B1	95	99	97
B2	78	91	90
B3	79	88	89

Tabela 11. Spadek wytrzymałości w zależności od sposobu przechowywania próbek z betonowania EW16

EW16	Wiek próbek		
	7 dni	28 dni	56 dni
Oznaczenie próbek	Procent wytrzymałości odniesienia		
N (próbki odniesienia)	100	100	100
B1	95	97	97
B2	85	90	91
B3	80	89	90

Tabela 12. Spadek wytrzymałości w zależności od sposobu przechowywania próbek z betonowania EW29

EW29	Wiek próbek		
	7 dni	28 dni	56 dni
Oznaczenie próbek	Procent wytrzymałości odniesienia		
N (próbki odniesienia)	100	100	100
B1	94	95	96
B2	86	87	92
B3	83	85	90

3. Analiza uzyskanych wyników.

Wyniki pomiaru temperatury otoczenia, w jakim przechowywane były próbki na budowie, niezależnie od sposobu zabezpieczenia próbek oraz czasu jaku upłynął od momentu ich wykonania do momentu przetransportowania do laboratorium, wyraźnie pokazują, że przez ten czas próbki przechowywane były w warunkach odbiegających od wymagań normy [4].

W każdym z trzech rozważanych przypadków (EW17, EW16 i EW29) odnotowano spadek wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych na placu budowy. Spadek ten był najwyższy w przypadku próbek B3, czyli przechowywanych przez 96 godzin z zabezpieczeniem w postaci folii. Próbki B2, które przechowywane były przez identyczny okres na placu budowy ale z zabezpieczeniem w postaci pojemnika wykonanego z materiału termoizolacyjnego, charakteryzowały się średnio mniejszym spadkiem wytrzymałości. Najmniejszy spadek wytrzymałości dotyczył próbek B1, które w pojemniku z materiału termoizolacyjnego przechowywane były na placu budowy przez okres 24 godzin. Zauważalna jest także tendencja, że największe różnice między wytrzymałością próbek odniesienia wykonanych w wytwórni oraz próbek wykonanych na placu budowy dotyczą krótkiego okresu dojrzewania (7 dni) i zmniejszają się wraz z wydłużeniem okresu dojrzewania (28 i 56 dni). W analizowanych przypadkach nie wystąpiła sytuacja, w której ekspozycja próbek we wczesnym stadium dojrzewania betonu na niskie, w tym również ujemne temperatury zahamowałaby i ograniczyła w znaczącym stopniu przyrost wytrzymałości. Należy zwrócić uwagę, że dla wszystkich próbek spełnione zostały kryteria oceny zgodności po uzgodnionym okresie dojrzewania (56 dni). Trzeba jednak upatrywać tutaj roli odpowiedniego projektu składu mieszanki betonowej i założonej nadwyżki wytrzymałości. W innym przypadku (inny beton oraz inne, bardziej ekstremalne warunki pogodowe) próbki przechowywane w sposób odbiegający od wymagań normy mogłyby uzyskać wytrzymałość nie pozwalającą zakwalifikować betonu do założonej w projekcie klasy i stać się przyczyną nieporozumień na linii producent – odbiorca betonu towarowego.

4. Podsumowanie i wnioski.

Na podstawie przeprowadzonego studium przypadku, można wysunąć następujące wnioski:

– Sposób przechowywania próbek świeżego betonu ma wpływ na uzyskiwane wyniki wytrzymałości na ściskanie. Wpływ ten uwidacznia się szczególnie przy badaniu wytrzymałości wczesnej.
– W przypadku betonowań prowadzonych okresie jesienno-zimowym należy mieć na uwadze, że przechowywanie próbek świeżego betonu w warunkach obniżonych temperatur będzie miało negatywny wpływ na wyniki wytrzymałości na ściskanie.
– Proste metody zabezpieczenia próbek przed wpływem niskiej, zwłaszcza ujemnej temperatury powietrza, polegające na wyizolowaniu próbek z otoczenia, bez jednoczesnego wykorzystania odpowiedniego źródła ciepła, nie pozwalają na uzyskanie temperatury mieszczącej się w przedziale wskazanym przez normę PN-EN 12390-2.

Podsumowując, należy stwierdzić, że bardzo istotne jest zapewnienie na placu budowy odpowiednich warunków do przechowywania próbek świeżego betonu. Właściwa pielęgnacja spełniająca wymagania zapisów normowych pozwoli uzyskać bardziej wiarogodne wyniki wytrzymałości na ściskanie i być może uniknąć nieporozumień i sposób między różnymi stronami procesu budowlanego.

Literatura

[1] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[2] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu -- Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań

[3] G. Bajorek Pielęgnacja betonu w okresie dojrzewania, Kraków 2017
[4] PN-EN 12390-2:2019-07 Badania betonu -- Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych
[5] PN-EN 12350-2:2019-07 Badanie mieszanki betonowej – Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka
[6] PN-B-06265:2022-08 Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność -- Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[7] PN-B-06250:1988 Beton zwykły
[8] PN-EN 12390-1:2021-12 Badania betonu -- Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek i form
[9] PN-EN 12350-1:2019-07 Badania mieszanki betonowej -- Część 1: Pobieranie próbek i podstawowe wyposażenie
[10] Praca zbiorowa, redakcja naukowa J. Deja, Beton – technologie i metody badań, Kraków 2020
[11] K. Fiks, K. Prostak Wpływ warunków pielęgnacji na ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie, Dni Betonu 2016
[12] S.S. Heng Wpływ obniżonej temperatury na rozwój wytrzymałości betonu, Dni Betonu 2010

BETONY NOWEJ GENERACJI

NEW GENERATION CONCRETE

Jacek Gołaszewski
Małgorzata Gołaszewska

Wpływ mikrokapsułek PCM na właściwości świeżych i stwardniałych kompozytów cementowych – przegląd i analiza stanu wiedzy

EFFECT OF PCM MICROCAPSULES ON THE PROPERTIES OF FRESH AND HARDENED CEMENTITIOUS COMPOSITES - REVIEW AND ANALYSIS OF STATE OF THE ART

Streszczenie

Problematyka wpływu materiałów zmiennofazowych (PCM) na właściwości termiczne kompozytów cementowych oraz efektywność energetyczną ich stosowania była przedmiotem licznych badań i analiz w których wykazano korzyści i zasadność stosowania PCM w budownictwie. Szczególnie wygodna jest aplikacja PCM w formie mikrokapsułek, dzięki czemu można go włączyć bezpośrednio do struktury kompozytów cementowych w procesie mieszania składników. Problematycznym aspektem stosowania mikrokapsułek PCM jest jednak ich wpływ na właściwości zapraw i betonów. W referacie, w oparciu o szeroki przegląd najnowszej literatury przedstawiono i krytycznie przeanalizowano stan wiedzy w zakresie wpływu rodzaju, ilości i właściwości mikrokapsułek PCM na właściwości świeżej zaprawy i mieszanki betonowej oraz na właściwości mechaniczne i trwałość stwardniałych zapraw i betonów. Na tej podstawie sformułowano wnioski i zalecenia w zakresie doboru składników i projektowania składu zapraw i betonów z mikrokapsułkami PCM oraz określono potrzeby i kierunki dalszych badań.

Abstract

The issue of the influence of phase change materials (PCMs) on the thermal properties of cement composites and the energy efficiency of their application has been the subject of numerous studies and research in which the benefits and validity of using PCMs in construction have been demonstrated. Particularly convenient is the application of PCM in the form of microcapsules, so that it can be incorporated directly into the structure of cementitious composites during the mixing process. A problematic aspect of the use of PCM microcapsules, however, is their effect on the properties of mortars and concretes.

prof. dr hab. inż. Jacek Gołaszewski – Politechnika Śląska
dr inż. Małgorzata Gołaszewska – Politechnika Śląska

In this paper, based on an extensive review of recent literature, the state of the art on the influence of the type, amount and properties of PCM microcapsules on the properties of fresh mortar and concrete mixes and on the mechanical properties and durability of hardened mortars and concretes is presented and critically analysed. On this basis, conclusions and recommendations were formulated for the selection of components and the design of the composition of mortars and concretes with PCM microcapsules, and needs and directions for further research were identified.

1. Wprowadzenie.

Materiały zmiennofazowe (ang. Phase - Change Materials, PCM) to substancje które w pewnej, właściwej dla danego materiału temperaturze, nazywanej temperaturą przemiany fazowej, przechodzą przemianę izotermiczną ze stanu stałego w ciekły i odwrotnie w trakcie której absorbują, akumulują i oddają dużą ilość energii. Zdolność ta sprawia, że PCM mają duży potencjał do stosowania w różnych gałęziach gospodarki, w tym w budownictwie. Mogą stanowić istotny składnik systemów zmniejszenia zużycia energii w budynku oraz poprawy i utrzymania komfortu cieplnego w pomieszczeniach, np. [1,2,3,4]. Zastosowanie odpowiednio dobranego ze względu na temperaturę przemiany PCM w zewnętrznych i/lub wewnętrznych elementach budynku może znacząco zwiększyć ich pojemność cieplną i zdolność do magazynowania energii, osłabić wpływ temperatury otoczenia na ich temperaturę, wspomóc działanie systemów grzewczych i/lub chłodzących, a w konsekwencji zredukować wynikające z tego wahania temperatury w pomieszczeniach do zakresu komfortu cieplnego. Obecność PCM zmniejsza również współczynnik przenikania ciepła przegród, co dodatkowo może przyczyniać się do oszczędzania energii (choć jednocześnie negatywnie wpływa na efektywność działania PCM). Stosowanie PCM może być szczególnie korzystne w przypadku budownictwa pasywnego, niskoemisyjnego i lekkiego. Należy też zaznaczyć, że zarówno efektywność ekonomiczna jak i środowiskowa stosowania systemów z PCM w budownictwie bywają podawane w wątpliwość [5,6].

W pracach przeglądowych [7-12] wykazano duży potencjał stosowania PCM jako składnika zapraw i betonów. Można z nich wykonywać różne elementy budynków bezpośrednio na placu budowy (np. zaprawy murarskie i tynkarskie, beton towarowy) lub stosować w postaci różnych wyrobów (np. bloczki, płyty okładzinowe) i prefabrykatów zwiększając efektywność energetyczną budynków. Zakres stosowania PCM jest jednak większy, może on być stosowany w celu: kontroli ciepła hydratacji betonów, złagodzenia niebezpieczeństwa wystąpienia pęknięć i zarysowań termicznych we wczesnym okresie dojrzewania betonu i w trakcie eksploatacji konstrukcji [8,10,13-15], ograniczenia zamarzania wody na powierzchni betonowych płyt, chodników i nawierzchni drogowych, zmniejszenia liczby cykli zamrażania - rozmrażania [11,16,17], pielęgnacji betonu w zmiennych warunkach temperaturowych czy w efektywnych cieplnie zaprawach tynkarskich, renowacyjnych i naprawczych [18,19,20]. Możliwości stosowania MPCM w kompozytach cementowych zastawiono w [21]. Oczywiście w każdym z tych przypadków konieczne jest dobranie PCM o odpowiedniej temperaturze przemiany, takie analizy dla różnych zastosowań PCM przedstawiono np. w [8,17,22-24].

PCM powinien być wprowadzane do zapraw i betonów tak, aby: (1) nie wyciekał, gdy jest w postaci cieczy, (2) nie miał bezpośredniego kontaktu z cementem i produktami jego hydratacji oraz (3) był równomiernie rozmieszczony w objętości elementu. Spełnienie tych warunków pozwala na uzyskanie oczekiwanej wydajności cieplnej i minimalizuje (potencjalnie) wpływ PCM na właściwości tych kompozytów cementowych. Stosuję się wiele metod wprowadzania PCM, z których największe znaczenie praktyczne mają: (1) ciśnieniowe umieszczanie PCM w porowatych materiałach nośnych, np. skałach ekspandowanych, (2) impregnacja całych elementów przez zanurzanie ich w ciekłym PCM i (3) zamykanie PCM w kapsułkach [1,2,7,25]. Rozróżnia się kapsułki: makro (o średnicy > 1 mm), mikro (od 1 μm do 1 mm) oraz nano (< 1 μm). Wady i zalety tych rozwiązań przeanalizowano szczegółowo np. w [1,2,7,25-27], a za optymalne do stosowania w zaprawach i betonach uważane są mikrokapsułki PCM (MPCM). Mikrokapsułka składa

się z PCM, który stanowi jej rdzeń oraz otoczki, najczęściej polimerowej. Szczegółowo rodzaje, klasyfikacje, właściwości, metody kapsułkowania PCM, wady i zalety różnych PCM stosowanych w budownictwie i w technologii betonu przedstawiono w pracach np. [1,2,7,25,28]. W mikrokapsułkach używanych w budownictwie najczęściej stosuje się PCM pochodzenia organicznego na bazie parafiny i n-alkanów. Charakteryzują się one dużym ciepłem topnienia (na poziome 200 kJ/kg), szerokim zakresem temperatur przemiany (od 5 do 70°C), niewielkim przechłodzeniem, nie potrzebują stosowania środków zarodkujących, zachowują właściwości nawet po 1000 cykli przemian fazowych i są łatwo dostępne na rynku. Ich wadami są: niższe w stosunku do materiałów nieorganicznych przewodnictwo cieplne (0,15–0,30 W/m.K) oraz duża rozszerzalność objętościowa w procesie topnienia (ze tego względu mikrokapsułki nie są całkowicie wypełnione PCM). Ze względu na palność parafina powinna być umieszczona w niepalnych osłonkach a jej koncentracja jako PCM nie powinna przekraczać 20% masy materiału w którym jest umieszczona [28]. Jako osłonki w mikrokapsułkach stosuje się najczęściej tworzywa sztuczne na bazie metakrylanu metylu lub formaldehydu melaminowego, które są kompatybilne tak z PCM jak i zaczynem cementowym. Dostępne w handlu mikrokapsułki zwykle mają uziarnienie od 1 do 70 - 300 μm).

W większości badań i analiz koncentrowano się na cieplnych efektach stosowania PCM wykazując korzystny wpływ jego stosowania jako dodatku do zapraw i betonów na właściwości energetyczne budynków, możliwość poprawy trwałości elementów w wyniku wyeliminowania pęknięć termicznych czy zmniejszenia liczby cykli zamrażania/rozmrażania. Jednak aby stosować PCM do betonu konieczna jest kompleksowa wiedza na temat jego wpływu na właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu. W referacie przedstawiono i krytycznie przeanalizowano stan wiedzy w zakresie wpływu rodzaju, ilości i właściwości mikrokapsułek PCM na właściwości świeżej zaprawy i mieszanki betonowej oraz na właściwości mechaniczne i trwałość stwardniałych zapraw i betonów. Na tej podstawie sformułowano wnioski i wstępne zalecenia w zakresie doboru składników i projektowania składu zapraw i betonów z mikrokapsułkami PCM oraz określono potrzeby i kierunki dalszych badań.

2. Wpływ MPCM na właściwości zapraw i mieszanek betonowych

2.1. Konsystencja i urabialność

Wprowadzenie MPCM do zapraw i mieszanek betonowych pogarsza ich płynność i urabialność. Uzyskanie założonej konsystencji i urabialności wymaga stosowania plastyfikatorów lub lepiej, superplastyfikatorów. Negatywny wpływ MPCM na urabialność stanowi jeden z głównych problemów ich szerszego stosowania w technologii betonu.

W pracy [29] przedstawiono badania wpływu rodzaju MPCM (7 rodzajów), jego ilości (do 10% cementu wagowo) oraz sposobu wprowadzania (zawiesina wodna lub suchy proszek) na właściwości zapraw o takiej samej ilości wody i stosunku w/c. Stwierdzono, że wprowadzenie MPCM w ilości do 5% pogarsza płynność zapraw, pozostaje jednak ona na akceptowalnym poziomie. Jeśli dodawana jest większa ilość MPCM to płynność zapraw drastycznie się zmniejsza. Nie stwierdzono istotnego wpływu rodzaju MPCM na konsystencję, przy czym badane MPCM charakteryzowały się podobnym uziarnieniem, powierzchnią właściwą oraz rodzajem otoczki. Dodawanie MPCM w postaci zawiesiny

niekorzystnie wpływa na płynność zapraw, MPCM powinien być dodawany w postaci suchej na koniec mieszania składników. W badaniach [30] wykazano, że utrzymanie założonej konsystencji zapraw o stałym w/c, z dodatkiem MPCM w ilości 3,3%, 5%, 6,6%,i 10% ilości zaprawy wagowo wymaga zwiększenia ilości superplastyfikatora od 0% dla zaprawy bez MPCM do odpowiednio 1,2%, 2,7%, 4,85% i 8,0%. Dodatek superplastyfikatora jest więc bardzo duży i znacznie przekracza ilość rekomendowaną przez producenta. Stosowanie tak dużej ilości superplastyfikatora realnie zwiększa stosunek w/c i może mieć istotny wpływ na opóźnienie wiązania cementu i wytrzymałość wczesną zapraw. W badaniach [31] wpływ dodania MPCM w ilości do 25% cementu wagowo na właściwości mieszanki samozagęszczalnej korygowano równocześnie zwiększając ilość wody i SP. Przy 15% MPCM uzyskano mieszankę samozagęszczalną o rozpływie 640 mm, wymagało to jednak zwiększenia ilość superplastyfikatora w stosunku do mieszanki bez MPCM z 1,9% do 2,7% cementu wagowo i ilości wody o 10%. Przy 20% i 25% dodatku MPCM, pomimo dalszego intensywnego zwiększenia ilości superplastyfikatora nie uzyskano mieszanek samozagęszczalnych, ale mieszanki wymagające zagęszczania wibracyjnego. Wg badań [18] utrzymanie założonej konsystencji po wprowadzeniu MPCM w ilości 5% i 20% cementu wagowo wymaga zwiększenia ilości wody odpowiednio o 80 i 100%. Wg badań [32] ilość dodatkowej wody do uzyskania założonego rozpływu zaprawy z 5, 10 i 15% MPCM wagowo wynosi odpowiednio 16, 40 i 61%. Wg badań [33] można uzyskać mieszanki samozagęszczalne z dodatkiem MPCM w ilości do 5% masy całej mieszanki o zbliżonych właściwościach (rozpływ - 740–770 mm, zdolność do przepływu PJ2 od 10 do 4,75 mm, lepkość T_{500} 1,4 – 3,6 s) zwiększając ilość wody o 1, 5 lub 25% odpowiednio przy 1, 3 i 5% MPCM.

Podsumowując, wpływ MPCM na właściwości zapraw i mieszanek betonowych jest jednoznacznie negatywny. Dodatkowi MPCM towarzyszy jednak zwykle jednoczesna zmiana ilość wody, cementu i kruszywa, co utrudnia jakościową i ilościową analizę wpływu MPCM. Brakuje systematycznych badań wpływu wprowadzenia MPCM na właściwości reologiczne zapraw i mieszanek betonowych, zwłaszcza uwzględniających wpływ czasu i temperatury. Brakuje również badań wpływu obecności MPCM na efektywność działania domieszek, zwłaszcza superplastyfikatorów i domieszek napowietrzających.

2.2. Czas wiązania

Wpływ MPCM na czas wiązania nie był przedmiotem szerszych badań. Wg [17] kontakt z organicznym PCM (parafina, olej roślinny) może opóźniać wiązanie cementu, taki efekt może się ujawnić w przypadku uszkodzenia większej liczby mikrokapsułek. Wg [29], opóźnienie czasu wiązania w wyniku wprowadzenia MPCM może wynosić nawet do 3 godzin i wzrasta wraz ze wzrostem ilości MPCM.

2.3. Ciepło hydratacji

Wpływ MPCM na ciepło hydratacji cementu zwykle był badany metodą semi-adiabatyczną, gdyż pomiar metodą izotermiczną co do zasady uniemożliwia śledzenie przebiegu i efektów przemiany fazowej PCM. Z licznych badań, np. [17,24, 34,35,] wynika, że obecność nieuszkodzonych MPCM raczej nie wpływa na proces hydratacji cementu oraz temperaturę zaprawy lub betonu aż do osiągnięcia temperatury przemiany fazowej. Wtedy PCM absorbuje część wydzielanego przez cement ciepła, a wzrost temperatury zapraw i betonów z PCM w stosunku do referencyjnych ulega spowolnieniu lub nawet

czasowemu zatrzymaniu. W konsekwencji pik temperatury materiału z MPCM jest niższy, a moment jego wystąpienia opóźniony w stosunku do materiału referencyjnego bez MPCM. Ze względu na zmagazynowane w PCM ciepło, które jest oddawane podczas chłodzenia, temperatura kompozytów z MPCM obniża się wolniej. Im większa ilość PCM materiale cementowym, tym większe jest obniżenie i opóźnienie piku temperatury, a chłodzenie przebiega dłużej. Analiza danych literaturowych pokazuje, że w wyniku wprowadzeniu do zaprawy lub betonu od 3 do 5% MPCM wagowo uzyskuje się opóźnienie piku temperaturowego od 1 do 12 h i jego obniżenie od 2 do 10°C. Po 2 dniach temperatura kompozytów z MPCM może być wyższa niż referencyjnych nawet o 5°C i pozostawać wyższą również po 4 i więcej dniach (o ok. 1 - 3°C). Taki charakter wpływu PCM na kinetykę wydzielania ciepła można wykorzystać przy wykonywaniu betonów masywnych oraz przy pielęgnacji betonu w obniżonych i podwyższonych temperaturach, oczywiście dobierając PCM o odpowiedniej charakterystyce.

3. Właściwości stwardniałych zapraw i betonów z MPCM

3.1. Gęstość

Gęstość zapraw i betonów zmniejsza się proporcjonalnie do ilości wprowadzonego MPCM. Wynika to przede wszystkim z mniejszej gęstości MPCM od składników w miejsce których go wprowadzono (< 1,2 g/cm^3, zwykle znacznie mniej niż 1 g/cm^3) oraz z niekorzystnej zmiany jamistości zaprawy lub betonu skutkującej zwiększoną porowatością struktury. Zmniejszenie gęstości może być jeszcze większe, jeśli pogorszenie urabialności mieszanki z MPCM korygowano poprzez zwiększenie ilości wody. Przy stosowaniu MPCM w ilości 3, 5 i 10% mieszanki wagowo gęstość zmniejsza się odpowiednio o10, 15 aż do 30%. Mniejszy ciężar elementów z zapraw i betonów MPCM można uwzględnić w projektowaniu konstrukcji budynków.

3.2. Porowatość

Wraz ze wzrostem ilości dodanego MPCM zwiększa się całkowita porowatość zapraw i betonów [18,33,35,36,37,38,39,40]. Wg [18] wraz z większą ilością dodanego PCM średnia wielkość porów zwiększa się od 0,015 µm (zaprawa bez MPCM) przez 0,032 µm (zaprawa z 5% MPCM) do 0,075 µm (zaprawa z 20% MPCM). Analogiczny trend uzyskano w badaniach [35], ale średnia wielkość porów wynosiła od 0,07 µm (zaprawa bez MPCM) do 1 – 3 µm (zaprawy z 5 - 15% MPCM). Co istotne ze względu na trwałość zapraw i betonów, wraz z dodatkiem MPCM zwiększa się również porowatość otwarta: betonu samozagęszczalnego od 15% (bez MPCM, w/c=0,68) do 27% (5% MPCM, w/c=0,82) [33], betonu zwykłego o stałym w/c=0,40 od 11% do 12% (3,2% MPCM,) [36], zaprawy o stałym w/c=0,70 od 12% do 15% (5% PCM) i 17% (15% PCM) [37], zaprawy naprawczej od 9,3% (bez MPCM, 126 kg/m^3 wody) do 9,9% (5% MPCM, 229 kg/m^3 wody) i 15,7% (20% MPC, 244 kg/m^3 wody) [18].

Na wzrost porowatości w wyniku dodania MPCM składa się wiele przyczyn. Przede wszystkim ze względu na negatywny wpływ MPCM na urabialność mieszanki wraz z jego dodatkiem często wprowadza się dodatkową wodę. W oczywisty sposób przyczynia się do zwiększenia całkowitej i otwartej porowatości matrycy cementowej, w tym porów kapilarnych i makroporów. Kolejną ważną przyczyną może być uszkodzenie części

mikrokapsułek w trakcie mieszania. Wyciekający z nich PCM otacza ziarna cementu utrudniając dostęp do nich wody. W wyniku tego w powstaje mniej produktów hydratacji, co skutkuje większą porowatością matrycy i większym rozmiarem porów. Wyciekający PCM dodatkowo osłabia strefę kontaktową pomiędzy zaczynem a ziarnami kruszywa, powodując powstawanie w tej strefie makroporów. Obecność wolnego PCM powoduje również powstawanie aglomeratów cementu i ziaren MPCM, co skutkuje pogorszeniem urabialności, mniejszą podatnością mieszanki na zagęszczanie, a w konsekwencji większą ilością makroporów i pustek powietrznych. Ze względu na gładką powierzchnię polimeru kapsułki MPCM strefa kontaktowa z matrycą cementową jest zwykle słaba i to niezależnie od ew. wycieku PCM. Takie mechanizmy zwiększenia porowatości kompozytów z MPCM potwierdzono w badaniach mikrostruktury i obserwacjach SEM np. [18,35,36]. Należy przy tym zauważyć, że w niektórych badaniach stwierdzono dobre połączenie ziaren MPCM z matrycą i brak ich uszkodzeń. Np. w [41] wszystkie obserwowane uszkodzenia kapsułek nastąpiły nie w trakcie mieszania czy układania mieszanki ale później, w trakcie obciążania i niszczenia stwardniałych próbek. Badania [41] dotyczyły zapraw o dużej ilości zaczynu i dużej płynności, co stanowi wskazanie do projektowania kompozytów z MPCM.

3.3. Wytrzymałość na ściskanie

W zasadzie wszystkie badania wykazują, że wprowadzenie MPCM zmniejsza wytrzymałość na ściskanie zapraw i betonów wprost proporcjonalnie do wprowadzonej jego ilości [1-50]. Wytrzymałość na ściskanie zapraw i betonów zmniejsza się od 5% do 18% na każdy 1% dodanego PCM. Przy ilości MPCM na poziomie 3 -5% mieszanki masowo zmniejszenie wytrzymałości w stosunku do mieszanki referencyjnej najczęściej wynosi ok. 50%. Należy zaznaczyć, że pomimo tak niekorzystnego wpływu MPCM, wytrzymałość na ściskanie zapraw i betonów może być wystarczająca dla wielu zastosowań materiałowych i konstrukcyjnych. Nawet jeśli spadek wytrzymałości jest większy, zaprawy i betony z MPCM mogą być wykorzystane do produkcji bloczków, pustaków, elementów okładzin lub elementów niekonstrukcyjnych. Badania [42] wykazują, że spadek wytrzymałości zależy od rodzaju i od sposobu wprowadzenia MPCM. Spadek wytrzymałości jest większy gdy MPCM charakteryzuje się większymi ziarnami i gdy MPCM jest wprowadzany w postaci zawiesiny wodnej (nawet dwukrotnie większy w porównaniu gdy MPCM jest dodawany w postaci suchej).

W większości badań nie stwierdzono istotnego wpływu MPCM na kinetykę wzrostu wytrzymałości od 3 dnia. Wg badań [31,34,35] obecność dużej ilości MPCM może jednak spowalniać przyrost wytrzymałości we wczesnym okresie dojrzewania. Wg [31] próbki zawierające 20 i 25% MPCM cementu wagowo nie mogły być rozformowane odpowiednio po 1 i 2 dniach. Wg [35] względna wytrzymałość zapraw bez MPCM po 7 dniach wynosiła 75% wytrzymałości 28 dniowej, a dla zapraw z MPCM w ilości 5, 10, 15% wagowo wynosiła odpowiednio ok 60, 65 i 70%. Opóźnienie przyrostu wytrzymałości może wynikać z akumulacji ciepła przez PCM co przekłada się na spowolnienie procesu hydratacji cementu. Opóźnienie przyrostu wytrzymałości (podobnie jak opóźnienie wiązania) może też wynikać ze zniszczenia części kapsułek w trakcie mieszania i bezpośredniego kontaktu PCM z cementem.

Spadek wytrzymałości zapraw i betonów z MPCM jest spowodowany przede wszystkim ich negatywnym wpływem na porowatość i mikrostrukturę tych kompozytów (pkt. 3.2). Ponadto należy pamiętać o tym, że MPCM zwykle silnie pogarsza urabialność mieszanki, co może generować trudności z odpowiednim jej zagęszczeniem. W celu uzyskania

mieszanki o akceptowalnej urabialności w wielu badaniach wraz z dodatkiem MPCM zwiększana jest ilość wody, co w oczywisty sposób powoduje obniżenie wytrzymałości.

Choć negatywny wpływ MPCM na wytrzymałość nie ulega wątpliwości, to należy zauważyć, że jednoznaczna ocena istotności tego wpływu często nie jest łatwa. MPCM jest zwykle wprowadzany jako zamiennik części kruszywa, części frakcji pylastych lub części mieszanki, rzadziej jako zamiennik części cementu. Jednocześnie ze wzrostem ilości MPCM często zwiększana jest ilość wody, tylko w nielicznych badaniach konsystencja jest regulowana za pomocą dodatku superplastyfikatora. Trudno wiec ocenić na ile zmiany wytrzymałości wynikają bezpośrednio z wprowadzenia MPCM, a na ile ze zmian ilości i proporcji innych składników, zwłaszcza stosunku w/c.

Kluczowe dla zredukowania negatywnego wpływu MPCM na wytrzymałość są właściwości jego otoczki. W badaniach [42-44] do zapraw stosowano MPCM o specjalnych otoczkach (wzmocnione polimery, powlekane cenosfery krzemowe o zwiększonej do 22 MPa wytrzymałości - typowy MPCM z polimerową otoczką nie wykazuje żadnej wytrzymałości), o zmodyfikowanej szorstkiej powierzchni i reaktywnej powłoce. Zadbano również, aby MPCM charakteryzowały się ciągłym uziarnieniem. Dzięki takim działaniom MPCM nie tworzą aglomeratów, są równomiernie rozmieszczone w całej objętości elementu, są bardziej odporne na zniszczenie, zdecydowanie mocniejsza jest również strefa przejściowej pomiędzy kapsułką a zaczynem. Wytrzymałość zapraw z tymi mikrokapsułkami ulega poprawie, będąc przy dozowaniu MPCM na poziomie 4-5% masy zaprawy jednie do 15% mniejszą niż zapraw referencyjnych. Pomimo obiecujących wyników, badania [42-44] nie wydają się być kontynuowane. Prawdopodobną przyczyną może być skomplikowany proces produkcji MPCM skutkujący jego bardzo wysokim kosztem.

Zwraca uwagę brak systematycznych badań wpływu temperatury oraz liczby cykli przemiany PCM na wytrzymałość kompozytów z MPCM. Trzeba również zauważyć, że badania wytrzymałości są wykonywane w temperaturze 20^{o}C a więc wtedy gdy większość badanych PCM jest w formie stałej. W badaniach [45] stwierdzono, że nagrzanie betonu z MPCM do 50^{o}C raczej nie wpływa istotnie na jego wytrzymałość na ściskanie (jest ona o 8% większa, ale próba badawcza jest mała). Badania [36] wykazują, że wytrzymałość na ściskanie betonu MPCM nie zmienia się przed i po poddaniu próbek 100 cyklom termicznym.

3.4. Wytrzymałość na zginanie i rozciąganie, moduł sprężystości.

Podobnie jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, dodatek MPCM zmniejsza wytrzymałość na zginanie i rozciąganie oraz moduł sprężystości wprost proporcjonalnie do wprowadzonej ilości. Zmniejszenie wytrzymałości na zginanie i rozciągnie w wyniku dodania MPCM jest analogiczne lub mniejsze niż zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie. Zależność wytrzymałość na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie dla zapraw i betonów z MPCM mieści się zwykle w przedziale 9 – 14% i jest większa od zapraw i betonów referencyjnych. Wg [18] moduł sprężystości zaprawy referencyjnej wynosił 31,2 GPa a po dodaniu MPCM w ilości 10 i 20% był odpowiednio o 52% i 86% niższy.

3.5. Skurcz

Jednoznaczna ocena wpływu MPCM na skurcz jest trudna. Jeśli MPCM dodany zostanie do zaczynu, to jego wpływ na skurcz powinien być pomijalny ze względu na miękką otoczkę, która nie stawia żadnego oporu [46]. Badania [16] pokazują jednak, że zaprawy

z MPCM wykazywały ekspansję w początkowym okresie dojrzewania, proporcjonalnie do ilości dodanego MPCM. Ekspansja dla zapraw z MPCM zmieniła się w skurcz po 3 lub 17 dniach przy odpowiednio 10 i 20% dodatku MPCM. Po 28 dniach skurcz zapraw z MPCM był zbliżony (10% MPCM) lub o 50% mniejszy (20% MPCM) niż zaprawy bez dodatku MPCM o takim samym wskaźniku w/c. Efekt ekspansji może być spowodowany hydrofobowymi właściwościami PCM i ich melaminowo-formaldehydowej powłoki, które zapobiegają nasiąkaniu cząstek MPCM wodą w bardzo wczesnym wieku oraz utrudniają odparowanie wody. Również w badaniach [30] przy dodatku MPCM od 10 do 30% cementu obserwowano najpierw ekspansję a następnie zmniejszenie skurczu od 10 do 80% w stosunku do zaprawy referencyjnej. W tym przypadku mniejszy skurcz również przypisano hydrofobowym właściwościom MPCM, które to właściwości chronią przed odparowaniem wody. Wg [46] wprowadzenie PCM zamiast zaczynu nie wpływa istotnie na skurcz. Wprowadzanie MPCM do zaprawy zamiast piasku zwiększa skurcz, ponieważ zwiększa się tym samym ilość zaczynu (MPCM należy traktować jako frakcję pylastą). Jeśli wprowadzeniu MPCM do zaprawy lub betonu będzie towarzyszyć zwiększenie ilości wody, to należy się spodziewać większego skurczu. Zniszczenie części kapsułek i uwolnienie PCM może zakłócać proces hydratacji cementu i pośrednio wpływać na skurcz kompozytu. Kwestia ta nie była przedmiotem systematycznych badań i analiz.

Na odkształcenia zapraw i betonów w początkowym okresie dojrzewania może również wpływać możliwość absorpcji ciepła przez MPCM, jeśli dojrzewanie będzie zachodzić w zakresie temperatury jego przemiany fazowej. Potencjalnie efekt absorpcji ciepła można wykorzystać do kontroli skurczu w początkowym okresie dojrzewania. Konieczne są jednak systematyczne badania w tym zakresie.

3.6. Przyczepność zapraw do podłoża

Wg [47] zaprawy referencyjne z cementu CEM II B-L 32.5N (w/c=0,55, 0% PCM) wykazały większą przyczepność do podłoża w porównaniu z zaprawami z dodatkiem 40% PCM i 1% włókien (w/c=0,56-0,57) dla temperatur 20 □C i 200 □C. Tłumaczone jest to większym w/c zapraw z MPCM, jednak przyczyną może być hydrofobowość MPCM i związane z tym osłabienie strefy stykowej.

3.7. Właściwości cieplne

Przewodność cieplna zapraw i betonów zmniejsza się proporcjonalnie do ilości wprowadzonego MPCM. Przy dodatku MPCM w przedziale od 2 do 5% ilości zaprawy/betonu wagowo zmniejszenie współczynnika przewodzenia ciepła wynosi 20 – 40%. Wynika to ze zwiększonej porowatości zapraw i betonów z MPCM oraz niższej przewodności cieplnej PCM niż innych składników. Przewodność cieplna zapraw i betonów gdy PCM w stanie stałym (poniżej temperatury przemiany) jest nieco wyższa niż gdy PCM jest w stanie ciekłym (powyżej temperatury przemiany) [33,36]. Pojemność cieplna zapraw i betonów ulega zwiększeniu dzięki wprowadzeniu MPCM. Wzrost ten występuje przede wszystkim w zakresie temperatury przemiany. W przypadku ilości MPCM do 1% masowo mieszanki jest on zwykle pomijalnie mały, przy ilości MPCM ponad 5% może on wynosić 300% i więcej. Poza zakresem temperatury przemiany MPCM nieznacznie zwiększa pojemność cieplną zapraw i betonów gdy jest w postaci stałej, nie wpływa gdy jest w postaci ciekłej.

Warto zauważyć, że wg wielu badań zniszczenie kapsułek nie oznacza istotnego pogorszenia termicznych efektów wprowadzenia PCM. Badania [13,46,48] wykazują

jednak mniejsze o 25% - 34% ciepło topnienia PCM w zaczynach, zaprawach i betonach. Wynikać to ma ze zniszczenia kapsuł i częściowej degradacji parafiny w środowisku alkalicznym i w obecności jonów SO_4^{-2}. W świetle takiego mechanizmu utraty efektywności PCM korzystne byłoby stosowanie cementów o małej zawartości siarczanów i alkaliów.

3.8. Trwałość.

Należy podkreślić, a jest to zaskakujące, że aspekt trwałości zapraw i betonów z dodatkiem MPCM nie był przedmiotem szerszego zainteresowania. Prowadzone dotąd badania koncentrują się na efektywności cieplnej stosowania MPCM oraz, w ograniczonym jednak stopniu, właściwościach mechanicznych betonów i zapraw z MPCM, pomijając kwestie odporności materiałów z MPCM w różnych warunkach środowiskowych. Brak badań dotyczy przy tym nie tylko trwałości zapraw i betonów, ale również trwałości MPCM i zmian efektywności jego działania z upływem czasu. Stanowi to poważny problem w aspekcie możliwości ich praktycznego stosowania [12,49].

Dodawanie MPCM, jeśli jego ilość nie jest duża (do 5% ilości zaprawy [18,37,39] i do 1% ilości betonu [42]) nieznacznie zwiększa lub nie zmienia [18,37,39] albo zmniejsza [42] absorpcję kapilarną zapraw i betonów. Przy większej ilości wprowadzonego MPCM absorpcja kapilarna zapraw i betonów wzrasta, będąc przy ilości 10% MPCM w zaprawie co najmniej o 25% większa od zaprawy referencyjnej, a przy ilości 2,2% MPCM w betonie podobna do betonu referencyjnego. Należy założyć, że dalszy wzrost ilości MPCM może znacząco zwiększyć absorpcję kapilarną zapraw i betonów, na co wskazują badania [37]. Obserwowaną zależność można tłumaczyć tym, że MPCM dodawany w małej ilości, dzięki właściwościom hydrofobowym ogranicza podciąganie kapilarne wody (zarówno dzięki hydrofobowym kapsułkom, jak i w wyniku wycieku hydrofobowego PCM z uszkodzonych kapsułek). Przy większej ilości MPCM jego obecność powoduje znaczne zwiększenie porowatości i pogorszenie struktury porów opisane szerzej w pkt. 3.2. Negatywny wpływ MPCM na absorpcję kapilarną zapraw i betonów w połączeniu z pogorszeniem ich właściwości mechanicznych sprawia, że uzyskanie trwałego kompozytu z MPCM może być problematyczne. Należy zaznaczyć, że fakt zwiększonej absorpcji kapilarnej nie eliminuje możliwości stosowania danego materiału, ponieważ nadal może on spełniać wymagania normowe i użytkowe. Np. wszystkie badane w [18] zaprawy zawierające nawet 20% MPCM spełniają wymagania normy EN 998-1 w zakresie nasiąkliwości zapraw do tynkowania zewnętrznego i wewnętrznego.

Stosując do zaprawy i betonu odpowiednio dobrany PCM o temperaturze topnienia na poziomie 4°C można zredukować liczbę cykli zamrażania – rozmrażania (przejść przez zero). Analizy numeryczne wpływu stosowania PCM w betonie na liczbę cykli zamrażania dla różnych rodzajów konstrukcji betonowych – nawierzchni drogowych, płyt mostowych i innych – przeprowadzono w [16,17,50] wykazując, że dzięki PCM można zmniejszyć liczbę cykli zamrażania nawet o 30%, potencjalnie wydłużając tym samym czas użytkowania konstrukcji. Niestety, trwałość konstrukcji z betonu nie jest determinowana tylko przez liczbę cykli zamrażania, ale przede wszystkim przez mrozoodporność betonu. W tym zakresie nie prowadzono systematycznych badań, a w świetle negatywnego wpływu MPCM na właściwości mechaniczne betonu, kształtowanie mrozoodporności betonu z dodatkiem MPCM wydaje się problematyczne.

Jeśli stosowany PCM jest palny, a PCM pochodzenia organicznego zwykle są palne, to palne mogą być również materiały i wyroby z ich dodatkiem. Dodatkowo, organiczne PCM palą się w stosunkowo niskiej temperaturze (ok. 400°C) a w wyniku ich spalania

powstają toksyczne gazy [51]. W związku z tym ilość dodanego PCM powinna być ograniczona do 20% masy materiału [28], a wg niektórych źródeł PCM na bazie parafiny w ogóle nie powinny być stosowane w konstrukcjach budynków [52]. Możliwym rozwiązaniem może być stosowanie niepalnych kapsuł, jednak w świetle problemu zniszczenia kapsuł w trakcie mieszania nie jest to rozwiązanie do końca skuteczne. Problem palności MPCM może stanowić ograniczenie ich stosowania, jednak jednoznacznych wytycznych w tym zakresie nie opracowano.

W badaniach zapraw tynkarskich i murarskich [47] stwierdzono, że pod wpływem temperatury 200°C spadek wytrzymałości na ściskanie, zginanie i przyczepność do podłoża zapraw cementowych bez dodatku MPCM wynosi odpowiednio około13%, 13, i 9%, natomiast dla zapraw z 40% MPCM jest znacznie większy i wynosi odpowiednio 55%, 56 i 32%. Wykazuje to istotny i negatywny wpływ obecności MPCM na właściwości zapraw w podwyższonej temperaturze. Efekt może być związany z większą niż matrycy cementowej ekspansją temperaturową PCM i osłabienia polimerowej powłoczki, co może skutkować wystąpieniem mikropęknięć i osłabieniem strefy kontaktowej.

3.9. Przyczepność betonu do stali i korozja stali zbrojeniowej

Teoretycznie stosowanie MPCM zapobiega kontaktowi PCM z betonem i znajdującą się w nim stalą zbrojeniową, w więc bezpośredni wpływ PCM na warunki pracy stali zbrojeniowej powinien być minimalny. Jednak część kapsułek może ulec zniszczeniu w trakcie mieszania. Biorąc pod uwagę skład chemiczny stosowanych PCM, w obecności niektórych z nich korozja stali zbrojeniowej może być przyspieszona. Parafina nie wpływa negatywnie na korozję stali, w szerokich badaniach stwierdzono [52], że obecność PCM na bazie kwasu tłuszczowego pochodzenia roślinnego również nie wpływa na korozję stali zbrojeniowej.

4. Projektowanie i produkcja betonu z MPCM.

Badania wpływu MPCM na właściwości kompozytów cementowych są jeszcze we wczesnej fazie, i jak wykazano wcześniej wiele istotnych kwestii wymaga wyjaśnienia, w tym zwłaszcza problematyka kształtowania urabialności mieszanek i trwałości betonu.

Ilość dodawanych do zapraw i betonów MPCM ze względu na termiczne efekty ich stosowania powinna być jak największa. Z drugiej strony dodatek MPCM negatywnie wpływa na urabialność zapraw i mieszanek betonowych oraz znacząco pogarsza właściwości mechaniczne i prawdopodobnie trwałość stwardniałych zapraw i betonów. Przegląd danych literaturowych i jego analiza wskazują, że właściwości mechaniczne zapraw i betonów przy ilości wprowadzonego MPCM na poziomie 5% masy ich masy są akceptowalne, możliwe jest również skuteczne kształtowanie urabialności. Prawdopodobnie odpowiednio dobierając skład mieszanki można stosować MPCM w jeszcze większej ilości.

MPCM może być wprowadzany do mieszanki w miejsce części frakcji pylastych (z wyłączeniem spoiwa) lub w miejsce części piasku. W obu przypadkach pożądana jest optymalizacja uziarnienia w celu łatwiejszej kontroli urabialności mieszanki i minimalizacji porowatości stwardniałego materiału. Można również wprowadzić MPCM jako zamiennik części mieszanki, jednak nie jest to rozwiązanie optymalne i prowadzi do pogorszenia właściwości mechanicznych stwardniałego materiału.

Wprowadzenie MPCM zawsze prowadzi do pogorszenia urabialności. Do kształtowania urabialności należy stosować przede wszystkim domieszki upłynniające o dużej efektywności. Należy unikać zwiększania ilości wody, ponieważ, co nie jest zaskakujące, prowadzi to do znacznego pogorszenia właściwości stwardniałego kompozytu.

Projektowanie mieszanki z dodatkiem MPCM powinno być przede wszystkim ukierunkowane na osiągnięcie pożądanej urabialności przy jednoczesnym spełnieniu minimalnych wymagań wytrzymałościowych i trwałościowych. Jest to podejście charakterystyczne dla projektowania betonów samozagęszczalnych. Dodatkowym wymogiem dotyczącym mieszanki jest optymalizacja ilości MPCM w celu uzyskania oczekiwanego efektu cieplnego. Ilość i rodzaj MPCM powinny być ustalone podczas projektowania obiektu (np. efektywność energetyczna obiektu, zwiększenie trwałości mrozowej poprzez redukcji cykli przejścia przez zero) lub technologii jego wykonania (np. pielęgnacja betonu w różnych warunkach klimatycznych). Do projektowania mieszanki z MPCM można wykorzystać metody projektowania betonu samozagęszczalnego, przedstawione np. w [53]. MPCM w betonie należy traktować jako frakcję pylastą. W składzie betonu samozagęszczalnego obok cementu przewiduje się obecność znacznej ilości frakcji pylastych - zwykle jest to mączka wapienna, w miejsce których można wprowadzić MPCM. Aby uzyskać możliwie dużą wytrzymałość należy możliwie ograniczyć ilość wody, a wymaganą urabialność mieszanki uzyskać za pomocą dodatku superplastyfikatora. Można przy tym dążyć do uzyskania mieszanki samozagęszczalnej, wpływ zwiększonej ilości MPCM kompensując zwiększonym dodatkiem superplastyfikatora lub zrezygnować z warunku samozagęszczalności na rzecz zagęszczania mechanicznego. Potencjaną skuteczność takiego podejścia pokazują badania [33,40].

W niemal wszystkich analizowanych badaniach do zapraw i betonów z MPCM stosowano cement CEM I. Nic nie stoi jednak na przeszkodzie, aby stosować inne rodzaje cementów. Stosowanie cementów z nieklinkierowymi składnikami jest korzystne ze względów ekologicznych, daje również możliwości wyboru cementu optymalnego z pkt. widzenia właściwości termicznych kompozytu. Ze względu na często mniejszą wodożądność takich cementów łatwiejsze może być kształtowanie urabialności mieszanki.

W literaturze brak badań w zakresie kształtowania urabialności mieszanki z MPCM, w tym szczególnie badań wpływu czasu, temperatury oraz efektywności działania domieszek. Kwestie muszą podlegać szczególnej uwadze podczas doboru składników i składu mieszanki.

Zwykle stosuje się MPCM w formie suchych kapsułek, rzadziej w formie zawiesiny. Forma zawiesiny może przyczyniać się do problemów w uzyskaniu jednorodnej mieszaniny – kapsułki PCM mają skłonność do aglomeracji. Źródła literaturowe zasadniczo są zgodne, że część kapsułek ulega zniszczeniu w trakcie procesów mieszania, układania i zagęszczania mieszanki. Powszechnym zaleceniem jest więc, aby MPCM dodawać na koniec mieszania, a po ich dodaniu nie przedłużać mieszania ponad czas niezbędny do jednorodnego ich rozprowadzenia. W celu zmniejszenia zakresu zniszczenia MPCM zaleca się również aby mieszanka zawierała możliwie dużo zaczynu i charakteryzowała się dużą płynnością – znów korzystne jest stosowania mieszanek samozagęszczalnych. Ze względu na obecność MPCM rozwój temperatury w początkowym okresie dojrzewania może być odmienny od typowego.

5. Ekonomiczne i ekologiczne aspekty stosowania MPCM jako składnika zapraw i betonów.

Koszt MPCM jest obecnie bardzo duży, co skutecznie ogranicza jego praktyczne stosowanie w budownictwie. Wprowadzenie MPCM na bazie parafiny do zaprawy czy betonu w ilości do 5% objętościowo co najmniej podwaja ich koszt (100 kg MPCM to koszt co najmniej 300 USD). Parafina należy do droższych PCM, trwają poszukiwania tańszych jej zamienników, badania w tym kierunku są prowadzone jednak bez większych rezultatów. Jeśli rozpatrywać koszt stosowania MPCM w aspekcie cyklu życia budynku to uważa się, że korzyści ekonomiczne wynikające ze zmniejszenia zużycia energii mogą pokryć koszt inwestycji w czasie od 10 do 50 lat zależnie od rodzaju MPCM, lokalizacji obiektu i warunków klimatycznych [25], przy czym bardziej prawdopodobny wydaje się jeszcze dłuższy okres.

Proces produkcji MPCM ma silny negatywny wpływ na środowisko, przy czym w ocenie tego wpływu PCM na bazie parafiny jest często traktowany jako produkt odpadowy powstający przy przetwarzaniu ropy naftowej [54,55]. Ogólnie przyjmuje się, że stosowanie MPCM może zwiększać negatywny wpływ na środowisko materiałów do których został wprowadzony o 10 - 20% [25]. Ten wpływ może zostać zredukowany w trakcie użytkowania budynku, z uwagi na mniejsze zapotrzebowania energii i tym samy zmniejszenie emisji CO_2. Czas ten może być jednak długi i wynosić od 25 do 60 lat zależnie od zastosowanego PCM i efektywności cieplnej jego działania. Problematyczna jest utylizacja zapraw i betonów z MPCM po zakończeniu użytkowania obiektu. Wprawdzie PCM na bazie parafiny są biodegradowalne, jednak w przypadku umieszczenia MPCM w zaprawie czy betonie separacja parafiny jest trudna, a obecność parafiny może utrudniać recykling gruzu jako składnika np. betonu. W literaturze nie znaleziono systematycznych badań poświęconych recyklingowi zapraw i betonów z MPCM.

6. Podsumowanie

Dotychczasowe badania i analizy wykazują, że dzięki stosowaniu zapraw i betonów z MPCM można korzystnie wpływać na efektywność energetyczną budynków oraz wydłużyć czas eksploatacji konstrukcji betonowych, możliwe jest również skuteczne wykorzystanie MPCM w procesie pielęgnacji betonu. Uzyskanie oczekiwanych efektów termicznych w świeżych i stwardniałych kompozytach cementowych (zaprawach i betonach) wymaga wprowadzenia dużej ilości MPCM, najlepiej co najmniej od 3 do 5% wagowo. Taka ilość MPCM znacząco pogarsza urabialność mieszanki i właściwości mechaniczne stwardniałych kompozytów, co utrudnia wykorzystanie MPCM jako składnika zapraw i betonów. Jednak dotychczasowe badania pokazują, że pomimo negatywnego wpływu MPCM możliwe jest uzyskanie zapraw i betonów spełniających wymagania dla wielu zastosowań materiałowych i konstrukcyjnych. Kluczowym dla skutecznego stosowania MPCM jest wdrożenie do stosowania kapsułek o dużej wytrzymałości otoczki, nie ulegających uszkodzeniu w procesie mieszania, odpornych na działanie ognia i dobrze wiążących z matrycą cementową oraz posiadanie systematycznej wiedzy o jego wpływie na właściwości kompozytów cementowych.

Stan wiedzy w zakresie wpływu MPCM na właściwości zapraw i betonów w kontekście możliwości ich praktycznego wykorzystania w budownictwie jest obecnie nie-

zadawalający. Przede wszystkim praktycznie nierozpoznany pozostaje wpływ MPCM na trwałość zapraw i betonów, tak w aspekcie odporności tych materiałów na działanie środowiska, jaki i trwałości w czasie i w różnych warunkach środowiskowych efektów cieplnych uzyskanych w wyniku wprowadzenia PCM. Konieczne są systematyczne badania w zakresie kształtowania urabialności mieszanek z MPCM, a zwłaszcza wpływu czasu i temperatury na właściwości reologiczne mieszanki oraz efektywności działania domieszek, a szczególnie superplastyfikatorów. Stosunkowo lepiej rozpoznany jest wpływ MPCM na wytrzymałość kompozytów, jednak i tutaj konieczne są dalsze badania w kierunku minimalizacji negatywnego wpływu MPCM oraz zweryfikowania na ile właściwości betonów z MPCM różnią się od betonów zwykłych w zakresie zachowania się pod obciążeniem. W kontekście stosowania betonów z MPCM w elementach konstrukcyjnych brakuje analiz dotyczących jego współpracy ze zbrojeniem, wielkością otuliny czy wpływem na korozję zbrojenia. Brakuje również analiz i badań w zakresie możliwości i sposobów recyklingu zapraw i betonów z dodatkiem MPCM.

Uzupełnienie wiedzy efektach stosowania MPCM w kompozytach cementowych pozwoli na opracowanie instrukcji i zaleceń dotyczących projektowania materiałów, elementów, wyrobów, budynków i konstrukcji z zapraw i betonów z MPCM z uwzględnieniem cyklu ich życia oraz technologii wykonania i kontroli jakości zapraw i betonów z MPCM. Dopiero wtedy możliwe będzie zastosowanie MPCM na skalę przemysłową. Przy czym odrębne kwestie stanowią: dobór PCM o optymalnych dla danych warunków i wymagań właściwościach, zwłaszcza temperatury przemiany, redukcja kosztu MPCM, który obecnie stanowi istotną barierę dla szerszego wykorzystania w budownictwie oraz redukcja dużego negatywnego wpływu procesu produkcji MPCM na środowisko.

Literatura

[1] Tao Y.B., He Ya-Ling, A review of phase change material and performance enhancement method for latent heat storage system, Renewable and Sustainable Energy Reviews, Volume 93, 2018, 245-259, https://doi.org/10.1016/j.rser.2018.05.028.

[2] Hussein Akeiber, Payam Nejat, Muhd Zaimi Abd. Majid, Mazlan A. Wahid, Fatemeh Jomehzadeh, Iman Zeynali Famileh, John Kaiser Calautit, Ben Richard Hughes, Sheikh Ahmad Zaki, A review on phase change material (PCM) for sustainable passive cooling in building envelopes, Renewable and Sustainable Energy Reviews, Volume 60, 2016, 1470-1497, https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.03.036.

[3] Mengjie Song, Fuxin Niu, Ning Mao, Yanxin Hu, Shiming Deng, Review on building energy performance improvement using phase change materials, Energy and Buildings, Volume 158, 2018, 776-793, https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.10.066.

[4] Pushpendra Kumar Singh Rathore, Shailendra Kumar Shukla, Potential of macroencapsulated PCM for thermal energy storage in buildings: A comprehensive review, Construction and Building Materials, Volume 225, 2019, 723-744, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.221.

[5] Dan Nchelatebe Nkwetta, Fariborz Haghighat, Thermal energy storage with phase change material - A state-of-the art review, Sustainable Cities and Society, Volume 10, 2014, 87-100, https://doi.org/10.1016/j.scs.2013.05.007.

[6] Alibakhsh Kasaeian, Leyli bahrami, Fathollah Pourfayaz, Erfan Khodabandeh, Wei-Mon Yan, Experimental studies on the applications of PCMs and nano-PCMs in buildings: A critical review, Energy and Buildings, Volume 154, 2017, 96-112, https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.08.037.

[7] Frédéric Kuznik, Damien David, Kevyn Johannes, Jean-Jacques Roux, A review on phase change materials integrated in building walls, Renewable and Sustainable Energy Reviews, Volume 15, 2011, 379-391, https://doi.org/10.1016/j.rser.2010.08.019.

[8] Branko Šavija, Erik Schlangen, Use of phase change materials (PCMs) to mitigate early age thermal cracking in concrete: Theoretical considerations, Construction and Building Materials, Volume 126, 2016, 332-344, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.046.

[9] Yeliz Konuklu, Milan Ostry, Halime O. Paksoy, Pavel Charvat, Review on using microencapsulated phase change materials (PCM) in building applications, Energy and Buildings, Volume 106, 2015, 134-155, https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.07.019.
[10] Šavija B, Smart Crack Control in Concrete through Use of Phase Change Materials (PCMs): A Review, Materials, 2018, 11(5):654, https://doi.org/10.3390/ma11050654.
[11] Luo S, Bai T, Guo M, Wei Y, Ma W, Impact of Freeze–Thaw Cycles on the Long-Term Performance of Concrete Pavement and Related Improvement Measures: A Review, Materials, 2022, 15(13):4568, https://doi.org/10.3390/ma15134568.
[12] Sharma R, Jang J-G, Hu J-W Phase-Change Materials in Concrete: Opportunities and Challenges for Sustainable Construction and Building Materials, Materials, 2022, 15(1):335, https://doi.org/10.3390/ma15010335.
[13] Fabio Fernandes, Shilpa Manari, Mathew Aguayo, Kevin Santos, Tandre Oey, Zhenhua Wei, Gabriel Falzone, Narayanan Neithalath, Gaurav Sant, On the feasibility of using phase change materials (PCMs) to mitigate thermal cracking in cementitious materials, Cement and Concrete Composites, Volume 51, 2014, 14-26, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.003.
[14] Naser P. Sharifi, Kamyar C. Mahboub, Application of a PCM-rich concrete overlay to control thermal induced curling stresses in concrete pavements, Construction and Building Materials, Volume 183, 2018, 502-512, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.179.
[15] Aashay Arora, Gaurav Sant, Narayanan Neithalath, Numerical simulations to quantify the influence of phase change materials (PCMs) on the early- and later-age thermal response of concrete pavements, Cement and Concrete Composites, Volume 81, 2017, 11-24, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.006.
[16] Jung Heum Yeon, Kwan-Kyu Kim, Potential applications of phase change materials to mitigate freeze-thaw deteriorations in concrete pavement, Construction and Building Materials, Volume 177, 2018, 202-209, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.113.
[17] Aaron R. Sakulich, Dale P. Bentz, Increasing the Service Life of Bridge Decks by Incorporating Phase-Change Materials to Reduce Freeze-Thaw Cycles, Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 24, Issue 8, August 2012, https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000381.
[18] Rogiros Illampas, Ioannis Rigopoulos, Ioannis Ioannou, Influence of microencapsulated Phase Change Materials (PCMs) on the properties of polymer modified cementitious repair mortar, Journal of Building Engineering, Volume 40, 2021, 102328, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102328.
[19] Luigi Coppola, Denny Coffetti, Sergio Lorenzi, Cement-Based Renders Manufactured with Phase-Change Materials: Applications and Feasibility, Advances in Materials Science and Engineering, vol. 2016, Article ID 7254823, 6 pages, 2016, https://doi.org/10.1155/2016/7254823
[20] Frigione M, Lettieri M, Sarcinella A, Phase Change Materials for Energy Efficiency in Buildings and Their Use in Mortars, Materials, 2019, 12(8):1260, https://doi.org/10.3390/ma12081260.
[21] Padala S K, Deshpande S J., Bhattacharjee B, Assessment of setting characteristics, water absorption, thermal performance and compressive strength of energy-efficient phase change material (PCM)–ash-crete blocks. Sādhanā 46, 103, 2021, https://doi.org/10.1007/s12046-021-01628-x.
[22] Aashay Arora, Gaurav Sant, Narayanan Neithalath, Numerical simulations to quantify the influence of phase change materials (PCMs) on the early- and later-age thermal response of concrete pavements, Cement and Concrete Composites, Volume 81, 2017, 11-24, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.006.
[23] Sayanthan Ramakrishnan, Xiaoming Wang, Jay Sanjayan, John Wilson, Thermal performance assessment of phase change material integrated cementitious composites in buildings: Experimental and numerical approach, Applied Energy, Volume 207, 2017, 654-664, https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2017.05.144.
[24] Benjamin A. Young, Gabriel Falzone, Zhenyu She, Alexander M. Thiele, Zhenhua Wei, Narayanan Neithalath, Gaurav Sant, Laurent Pilon, Early-age temperature evolutions in concrete pavements containing microencapsulated phase change materials, Construction and Building Materials, Volume 147, 2017, 466-477, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.150.
[25] Pons, O.; Aguado, A.; Fernández, A.I.; Cabeza, L.F.; Chimenos, J.M., Review of the use of phase change materials (PCMs) in buildings with reinforced concrete structures. Mater. Construcc. 64 [315], 2014, http://dx.doi.org/10.3989/mc.2014.05613.
[26] Pushpendra Kumar Singh Rathore, Shailendra Kumar Shukla, Potential of macroencapsulated PCM for thermal energy storage in buildings: A comprehensive review, Construction and Building Materials, Volume 225, 2019, 723-744, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.221.
[27] Shazim Ali Memon, Phase change materials integrated in building walls: A state of the art review, Renewable and Sustainable Energy Reviews, Volume 31, 2014, 870-906, https://doi.org/10.1016/j.rser.2013.12.042.

[28] Anna Melcer, Ewa Klugmann-Radziemska , Witold Lewandowski, Materiały zmiennofazowe. Właściwości, klasyfikacja, zalety i wady. Phase change materials. Properties, classification, advantages and disadvantage. Przemysł chemiczny, 91/ 7, 2012.
[29] Snoeck, D., Priem, B., Dubruel, P. et al., Encapsulated Phase-Change Materials as additives in cementitious materials to promote thermal comfort in concrete constructions, Mater Struct 49, 225–239, 2016, https://doi.org/10.1617/s11527-014-0490-5.
[30] Biwan Xu, Zongjin Li, Paraffin/diatomite composite phase change material incorporated cement-based composite for thermal energy storage, Applied Energy, Volume 105, 2013, 229-237, https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2013.01.005.
[31] María Fenollera, José Luis Míguez, Itziar Goicoechea, Jaime Lorenzo and Miguel Ángel Álvarez, The Influence of Phase Change Materials on the Properties of Self-Compacting Concrete, Materials, 2013, 6, 3530-3546, https://doi.org/10.3390/ma6083530.
[32] Yingbin Wang, Xinmao Li, WenJuan Miao, Bo Jiang, Ying Su, Xingyang He, Mengyang Ma, Bohumír Strnadel, Mechanical and microstructure development of portland cement modified with micro-encapsulated phase change materials, Construction and Building Materials, Volume 304, 2021, 124652, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124652.
[33] M. Hunger, A.G. Entrop, I. Mandilaras, H.J.H. Brouwers, M. Founti, The behavior of self-compacting concrete containing micro-encapsulated Phase Change Materials, Cement and Concrete Composites, Volume 31, Issue 10, 2009, 731-743, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.08.002.
[34] Mohammad Kheradmand, Romeu Vicente, Miguel Azenha, Jose L.B. de Aguiar, Influence of the incorporation of phase change materials on temperature development in mortar at early ages: Experiments and numerical simulation, Construction and Building Materials, Volume 225, 2019, 1036-1051, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.08.028.
[35] Zakaria Ilyes Djamai, Ferdinando Salvatore, Amir Si Larbi, Gaochuang Cai, Mohamed El Mankibi, Multiphysics analysis of effects of encapsulated phase change materials (PCMs) in cement mortars, Cement and Concrete Research, Volume 119, 2019, 51-63, https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.02.002.
[36] Vinh Duy Cao, Shima Pilehvar, Carlos Salas-Bringas, Anna M. Szczotok, Juan F. Rodriguez, Manuel Carmona, Nodar Al-Manasir, Anna-Lena Kjřniksen, Microencapsulated phase change materials for enhancing the thermal performance of Portland cement concrete and geopolymer concrete for passive building applications, Energy Conversion and Management, Volume 133, 2017, 56-66, https://doi.org/10.1016/j.enconman.2016.11.061.
[37] Zetola V, Claros-Marfil LJ, Santos AG, González FJN, Effect of Paraffin and Silica Matrix Phase Change Materials on Properties of Portland Cement Mortars, Materials, 2021; 14(4):921, https://doi.org/10.3390/ma14040921
[38] Won-Chang Choi, Bae-Soo Khil, Young-Seok Chae, Qi-Bo Liang,Hyun-Do Yun, Feasibility of Using Phase Change Materials to Control the Heat of Hydration in Massive Concrete Structures, ScientificWorldJournal, 2014, 2014:781393, https://doi.org/10.1155/2014/781393.
[39] Nessrine Essid, Amara Loulizi, Jamel Neji, Compressive strength and hygric properties of concretes incorporating microencapsulated phase change material, Construction and Building Materials, Volume 222, 2019, 254-262, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.156.
[40] Mostafa M. Alsaadawi, Mohamed Amin, Ahmed M. Tahwia, Thermal, mechanical and microstructural properties of sustainable concrete incorporating Phase change materials, Construction and Building Materials, Volume 356, 2022, 129300, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129300.
[41] Amitha Jayalath, Rackel San Nicolas, Massoud Sofi, Robert Shanks, Tuan Ngo, Lu Aye, Priyan Mendis, Properties of cementitious mortar and concrete containing micro-encapsulated phase change materials, Construction and Building Materials, Volume 120, 2016, 408-417, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.116.
[42] Matthew Aguayo, Sumanta Das, Amit Maroli, Nihat Kabay, James C.E. Mertens, Subramaniam D. Rajan, Gaurav Sant, Nikhilesh Chawla, Narayanan Neithalath, The influence of microencapsulated phase change material (PCM) characteristics on the microstructure and strength of cementitious composites: Experiments and finite element simulations, Cement and Concrete Composites, Volume 73, 2016, 29-41, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.06.018.
[43] Fengjuan Liu, Jialai Wang, Xin Qian, Integrating phase change materials into concrete through microencapsulation using cenospheres, Cement and Concrete Composites, Volume 80, 2017, 317-325, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.001.
[44] Zhang J, Yan H, Chen S, Wang X, Gu Z, The preparation and properties of the low melting point microencapsulated paraffin insulation mortar, retrieved from www.scopus.com, doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.71-78.4835.
[45] António Figueiredo, José Lapa, Romeu Vicente, Claudino Cardoso, Mechanical and thermal characterization of concrete with incorporation of microencapsulated PCM for applications in thermally

activated slabs, Construction and Building Materials, Volume 112, 2016, 639-647, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.225.
[46] Zhenhua Wei, Gabriel Falzone, Bu Wang, Alexander Thiele, Guillermo Puerta-Falla, Laurent Pilon, Narayanan Neithalath, Gaurav Sant, The durability of cementitious composites containing microencapsulated phase change materials, Cement and Concrete Composites, Volume 81, 2017, 66-76, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.010.
[47] Sandra Cunha, José Aguiar, Fernando Pacheco-Torgal, Effect of temperature on mortars with incorporation of phase change materials, Construction and Building Materials, Volume 98, 2015, 89-101, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.077.
[48] Mohammad Balapour, Angela W. Mutua, Yaghoob Farnam, Evaluating the thermal efficiency of microencapsulated phase change materials for thermal energy storage in cementitious composites, Cement and Concrete Composites, Volume 116, 2021, 103891, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103891.
[49] Adeyemi Adesina, Use of phase change materials in concrete: current challenges, Renew. Energy Environ. Sustain. 4, 9, 2019.
[50] Dale P. Bentz, Randy Turpin, Potential applications of phase change materials in concrete technology, Cement and Concrete Composites, Volume 29, Issue 7, 2007, 527-532, https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.04.007.
[51] Amar M. Khudhair, Mohammed M. Farid, A review on energy conservation in building applications with thermal storage by latent heat using phase change materials, Energy Conversion and Management, Volume 45, Issue 2, 2004, 263-275, https://doi.org/10.1016/S0196-8904(03)00131-6.
[52] Kemal Cellat, Fatih Tezcan, Beyza Beyhan, Gülfeza Kardaş, Halime Paksoy, A comparative study on corrosion behavior of rebar in concrete with fatty acid additive as phase change material, Construction and Building Materials, Volume 143, 2017, 490-500, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.165.
[53] Gołaszewski J, Projektowanie betonu samozagęszczalnego, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2021.
[54] Alvaro de Gracia, Lídia Rincón, Albert Castell, Melanie Jiménez, Dieter Boer, Marc Medrano, Luisa F. Cabeza, Life Cycle Assessment of the inclusion of phase change materials (PCM) in experimental buildings, Energy and Buildings, Volume 42, Issue 9, 2010, 1517-1523, https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2010.03.022.
[55] Albert Castell, Karim Menoufi, Alvaro de Gracia, Lídia Rincón, Dieter Boer, Luisa F. Cabeza, Life Cycle Assessment of alveolar brick construction system incorporating phase change materials (PCMs), Applied Energy, Volume 101, 2013, 600-608, https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2012.06.066.

Tomasz Ponikiewski
Grzegorz Cygan
Konstancja Boś
Michał Bernat
Marek Zagała

Wpływ kształtu i zmiennej zawartości włókien stalowych na wybrane właściwości mechaniczne betonu

INFLUENCE OF THE SHAPE AND VARIABLE CONTENT OF STEEL FIBERS ON SELECTED MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE

Streszczenie

W artykule przedstawiono wpływ włókien stalowych falisto-haczykowatych oraz haczykowatych na wybrane właściwości fibrobetonów. Program badań obejmował: (1) badanie konsystencji mieszanki metodą opadu stożka, (2) badanie wytrzymałości na ściskanie, (3) badanie wytrzymałości równoważnej na rozciąganie przy zginaniu. Badania przeprowadzono dla betonów cementowych z zawartością zarówno stalowych włókien haczykowatych Steelbet 50/0,65 oraz nowych włókien falisto-haczykowatych Steelwave B55/0,65 w ilości 15, 20 i 25 kg/m^3 oraz dla próbek kontrolnych z zerową zawartością włókien. Przyjęto, że klasa betonu użytego do badań powinna być nie niższa niż C30/37. Badania zostały wykonane na podstawie normy japońskiej JCI SF-4. Badania wykazały poprawę właściwości mechanicznych betonu (wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu) przy zastosowaniu w betonie włókien Steelwave względem wcześniej stosowanych włókien Steelbet.

Abstract

The article presents the influence of corrugated-hook and corrugated steel fibers on selected properties of steel fiber concretes. The test program included: (1) testing the consistency of the mixture using the drop cone method, (2) testing the compressive strength, (3) testing the equivalent tensile strength at bending. The tests were carried out for cement

dr hab. inż. Tomasz Ponikiewski – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa
mgr inż. Grzegorz Cygan – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa
inż. Konstancja Boś – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa
inż. Michał Bernat – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa
mgr inż. Marek Zagała – Urban-Metal Sp. z o.o., Rachowice

concretes with the content of both Steelbet 50/0.65 steel corrugated fibers and the new Steelwave B55/0.65 corrugated-hook fibers in the amount of 15, 20 and 25 kg/m^3, and for control samples with zero fiber content. It was assumed that the class of concrete used for testing should not be lower than C30/37. The tests were carried out on the basis of the Japanese JCI SF-4 standard, in accordance with the needs of the economic environment. The tests showed an improvement in the mechanical parameters of concrete (flexural tensile strength) when using Steelwave fibers in concrete compared to the previously used Steelbet fibers.

1. Wprowadzenie

Elementy betonowe z dodatkiem włókien są już powszechną technologią w krajowym i światowym budownictwie komunikacyjnym oraz technologiach pokrewnych. Stosowane są m.in. w: nawierzchniach drogowych, ścianach oporowych, płytach lotnisk, przy stabilizacji zboczy, posadzkach przemysłowych, palach wbijanych, tunelowych konstrukcjach torkretowych [1-8]. Najnowsze kompozyty betonowe, wykonane na bazie m.in. mieszanki samozagęszczalnej, często charakteryzujące się bardzo dużą zawartością włókien (nawet do 15% udziału objętościowego), znajdują coraz szersze zastosowanie, adekwatne metody badań [9-12] i coraz częściej stosuje się je jako podstawowy materiał konstrukcyjny w budownictwie zamiast zwykłego betonu [13-20]. Prezentowane w artykule badania są kontynuacją badań prezentowanych na Dniach betonu w roku 2018 [21] i są odpowiedzią na zapotrzebowanie projektantów i wykonawców w zakresie analizowanych włókien w technologii betonu.

2. Założenia i metodyka badań

Celem badań jest określenie wybranych parametrów wytrzymałościowych betonu zbrojonego zbrojeniem rozproszonym – włóknami stalowymi haczykowate Steelbet 50/0,65 oraz włóknami stalowymi falisto-haczykowatymi Steelwave B55/0,65, produkowanymi przez przedsiębiorstwo Urban-Metal Sp. z o.o. z Rachowic. Program badań obejmował następujące punkty:

- badanie konsystencji mieszanki metodą opadu stożka,
- badanie wytrzymałości na ściskanie,
- badanie wytrzymałości równoważnej na rozciąganie przy zginaniu.

Badania przeprowadzono dla betonów cementowych z zawartością zarówno włókien Steelbet 50/0,65 oraz nowych włókien falisto-haczykowatych Steelwave B55/0,65 w ilości 15, 20 i 25 kg/m^3 (co odpowiada odpowiednio zawartości objętościowej włókien w betonie: 0,19%, 0,26% i 0,32%) oraz dla próbek kontrolnych z zerową zawartością włókien. Przyjęto, że klasa betonu użytego do badań powinna być nie niższa niż C30/37. Badania zostały wykonane na podstawie normy japońskiej JCI SF-4, zgodnie z zapotrzebowaniem otoczenia gospodarczego. Belki i kostki betonowe użyte do badań zostały wykonane i przebadane w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej. Zaprojektowano beton o konsystencji mieszanki S3. Wykonano ogółem 28 belek betonowych 15 x 15 x 60 cm (8 zarobów po 4-6 belek) oraz 24 kostki betonowe o boku 15 cm. W tablicach 1 i 2 przedstawiono skład ilościowy i jakościowy betonu z którego wykonano próbki. Recepturę obliczono, przy uwzględnieniu działania domieszek Master Pozzolith 20 BV i Master Polyheed 121 dla klasy konsystencji S3. Określona wg metody opadu stożka rzeczywista konsystencja mieszanki wyniosła 120±50 mm.

Tablica 1. Receptura mieszanki betonowej konsystencji

Lp.	Rodzaje składników	Ilość składników na 1 m^3 [kg]
1	CEM I 42,5 R	155,0
2	CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	155,0
3	Piasek 0-2 mm	710,0
4	Żwir 2-8 mm	425,0
5	Żwir 8-16 mm	730,0
6	Master Pozzolith 20 BV	0,90
7	Master Polyheed 121	5,73
8	Woda	155,0
9	w/c	0,5
10	Włókna Steelbet 50/0,65 (W1)	0-15-20-25
11	Włókna Steelwave B55/0,65 (W2)	0-15-20-25

Tablica 2. Oznaczenie składów oraz zawartości włókien stalowych w badaniach

Oznaczenia składu	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8
Rodzaj włókien	-	W2	W2	W2	W1	W1	W1	-
Zawartość włókien [kg/m^3]	0	15	20	25	15	20	25	0

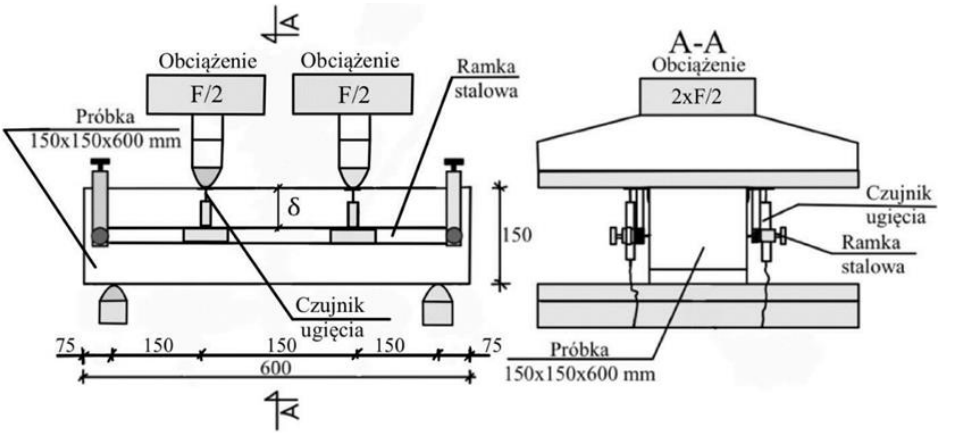
3. Program badań

3.1. Określenie wytrzymałości na ściskanie

Badanie wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono przy użyciu maszyny wytrzymałościowej typu MATEST C-104. Maszyna posiada aktualną legalizację i umożliwia przeprowadzenie pomiarów wytrzymałości na ściskanie w zakresie działającej siły do 3000 kN. Badania przeprowadzono na próbkach sześciennych o boku 15 cm. Wykonano po cztery próbki dla każdej partii betonu. Badanie wytrzymałości wykonano zgodnie z zaleceniami zawartymi w normie PN-EN 206-1:2014 [9].

3.2. Równoważna wytrzymałość na zginanie

Badania zostały wykonane na podstawie normy japońskiej JCI SF-4 [12]. Pojęcie równoważnej wytrzymałości odnosi się do konkretnego rodzaju materiału budowlanego, jakim jest fibrobeton. Badanie polega na czteropunktowym zginaniu belki o długości 600 mm i przekroju poprzecznym 150 mm x 150 mm. Na belkę działają dwie siły, które znajdują się w proporcjonalnej odległości od siebie samych i podpór, 1/3 rozpiętości belki jest to odległość między siłami, a także odległość między siłą, a podporą (Rys 1). Pomiędzy siłami występuje stały moment zginający. Podczas zginania mierzona jest siła i ugięcie belki, gdzie rozpiętość między podporami odpowiada trzykrotnej wysokości belki.



Rys. 1. Stanowisko badawcze.

Według poniższego wzoru (1) określa się wytrzymałość ekwiwalentną na rozciąganie przy zginaniu betonu:

$$f_{eq} = \frac{T_b}{\delta_{\frac{1}{150}}} \frac{L}{b \times h^2} \tag{1}$$

gdzie:

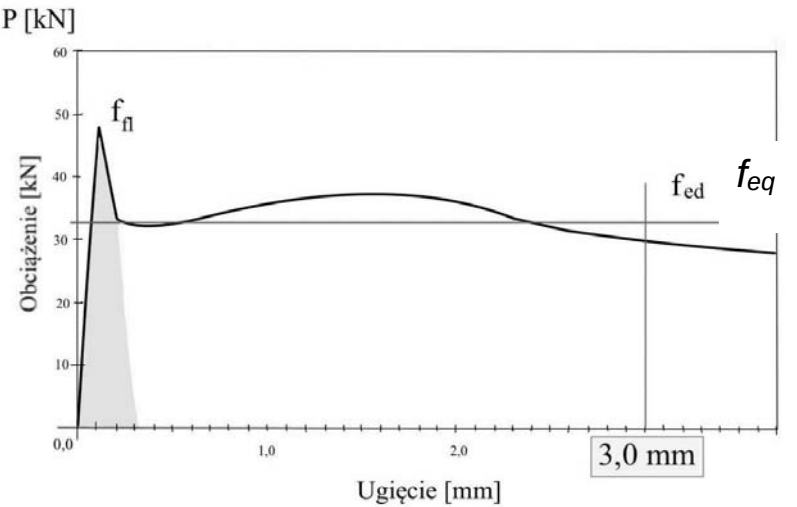
f_{eq} - równoważna wytrzymałość fibrobetonu na zginanie [MPa]
T_b - praca zginania określona na podstawie pola powierzchni pod wykresem mierzonego do odciętej $\delta_{\frac{1}{150}}$ = 3 [mm]
L - rozpiętość belki [mm]
b,h - wymiary przekroju poprzecznego belki [mm]

W tym badaniu należy określić także wartość f_{fl}, (wzór 2) która oznacza wartość naprężenia rozciągającego odpowiadającego maksymalnej sile zginającej. Celem określenia efektywności dodanych włókien stalowych (Rys. 2) na wytrzymałość równoważną (f_{ed}) należy porównać ją z wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu bez włókien (f_{fl}).

$$f_{fl} = \lambda \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \tag{2}$$

gdzie:

λ **=0,35÷0,65**
f_{fl}-wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu betonu bez włókien
f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie



Rys. 2. Ocena efektywności włókien stalowych

4. Wyniki badań

4.1. Badanie wytrzymałości na ściskanie

Celem określenia rzeczywistej wytrzymałości na ściskanie betonu z którego wykonano omawiane beleczki, przy wykonywaniu każdej z nich wykonywano po sześć próbek sześciennych o boku 15 cm. Otrzymane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie przedstawiono w tablicy 3 i na rys. 3.

Tablica 3 Zestawienie wyników badań wytrzymałości na ściskanie

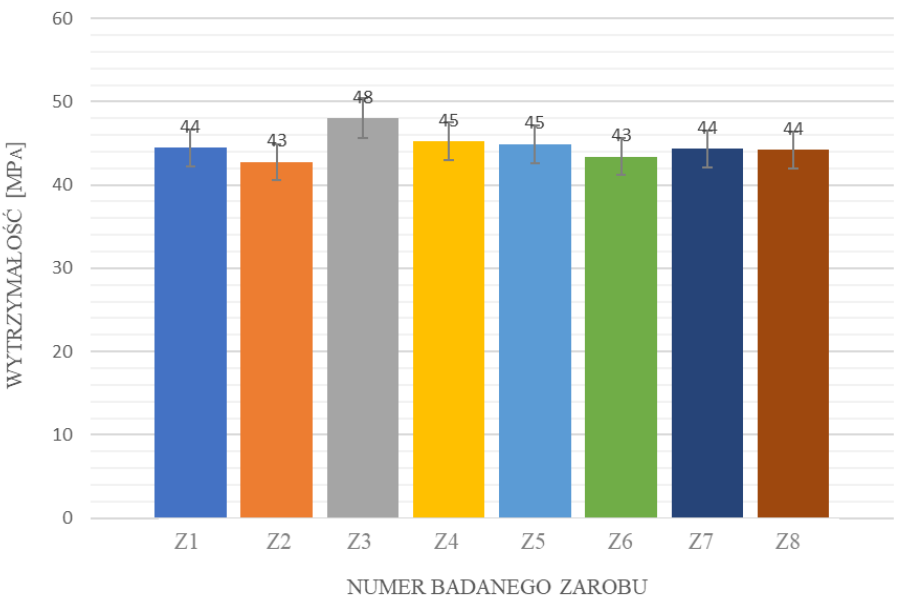
Ilość włókien [kg/m³]	Ozn.	Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	Gęstość [kg/m³]	Opad stożka [cm]
0	Z1	45,71	44,45	2168	10
		44,55			
		44,70			
		43,09			
		43,80			
		44,84			
15	Z2	42,83	42,77	2196	17
		43,62			
		43,03			
		42,19			
		42,38			
		42,55			

Tablica 3. Cd. Zestawienie wyników badań wytrzymałości na ściskanie

Ilość włókien [kg/m³]	**Ozn.**	**Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]**	**Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]**	**Gęstość [kg/m³]**	**Opad stożka [cm]**
20	Z3	48,13	48,06	2185	10
		47,85			
		48,27			
		47,75			
		48,11			
		48,23			
25	Z4	45,21	45,22	2216	17
		44,2			
		46,39			
		45,7			
		45,19			
		44,63			
15	Z5	45,71	43,91	2196	16
		44,55			
		44,70			
		43,09			
		43,80			
		44,84			
20	Z6	45,28	44,35	2191	12
		42,30			
		43,72			
		44,70			
		44,27			
		43,18			
25	Z7	44,05	44,23	2213	17
		45,49			
		43,93			
		44,23			
		42,86			
		44,81			
0	Z8	46,14	45,84	1084	**15**

Otrzymane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie dla wszystkich wykonanych zarobów podsumowano na rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie betonu zbrojonego włóknami falistymi i falisto-haczykowatymi zawierała się w przedziale 43÷48 MPa.

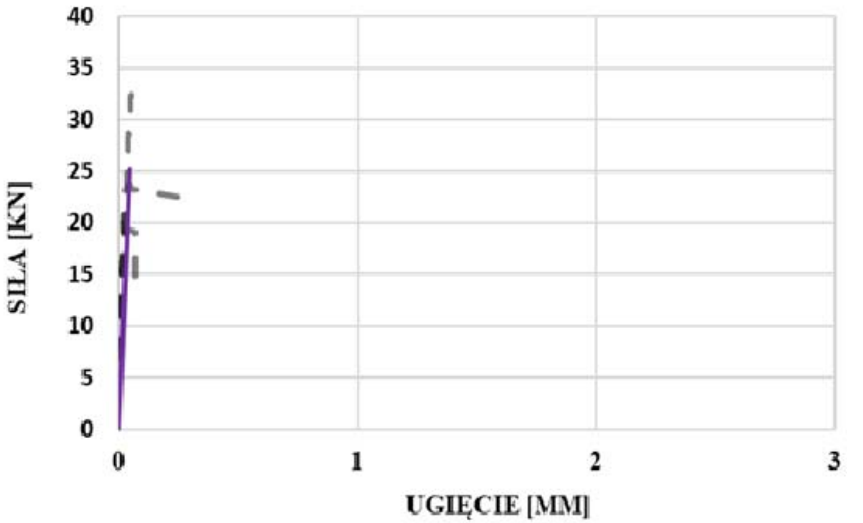
W przypadku betonu zwykłego średnia wytrzymałość wyniosła 44 MPa, która w zarobie Z8 sprawdzającym właściwości cementu w czasie została niezmienna. Można zatem stwierdzić, że włókna falisto-haczykowate w zarobie Z3 i Z4 podwyższyły o nieznaczną wartość wytrzymałość na ściskanie betonu. Natomiast w zarobie Z2 wartość przekracza warunek wytrzymałości normowej. Podobne wyniki uzyskano dla betonów z włóknami falistymi. Po przeprowadzonych badaniach stwierdzono, iż dodatek włókien stalowych nie ma wpływu na wzrost wytrzymałości na ściskanie, niezależnie od ich rozpatrywanej zawartość (15-25-25 kg/m^3).



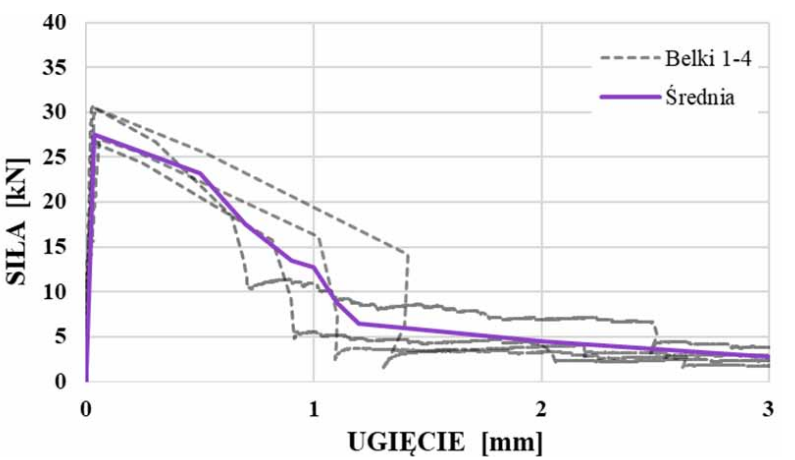
Rys. 3 Wpływ rodzaju włókien na wytrzymałość ma ściskanie f_{cm}

4.2. Badanie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu

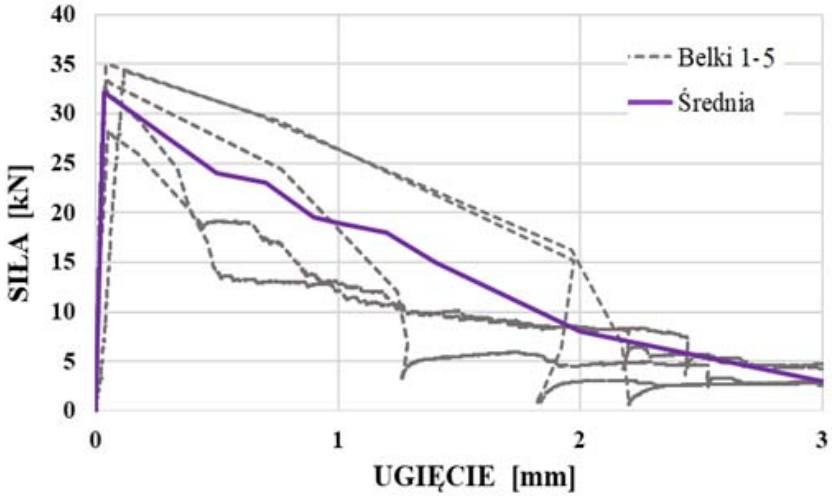
Celem określenia wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu betonu, wykonywano trzy belki (beton bez włókien) i sześć belek (beton z włóknami); wszystkie belki o wymiarach 150x150x600 mm. Na poniższym rysunku (rys. 4) przedstawiono zależność siła-ugięcie w belkach z betonu bez włókien. Na rysunkach 5-6-7 przedstawiono wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów z dodatkiem włókien falisto-haczykowatych W2 w ilości 15-20-25 kg/m^3. Na rysunkach 8-9-10 przedstawiono wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów z dodatkiem włókien haczykowatych W1 w ilości 15-20-25 kg/m^3. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu wykazały znaczny przyrost wytrzymałości wraz ze wzrostem zawartości włókien w betonie. Dla zawartości 15 kg/m^3 włókien W2 uzyskano przyrost wytrzymałości ok. 3% względem betonu z włóknami W1; dla zawartości 20 kg/m^3 włókien W2 uzyskano przyrost wytrzymałości ok. 32% względem betonu z włóknami W1 natomiast dla zawartości 25 kg/m^3 włókien W2 uzyskano spadek wytrzymałości ok. 13% względem betonu z włóknami W1.



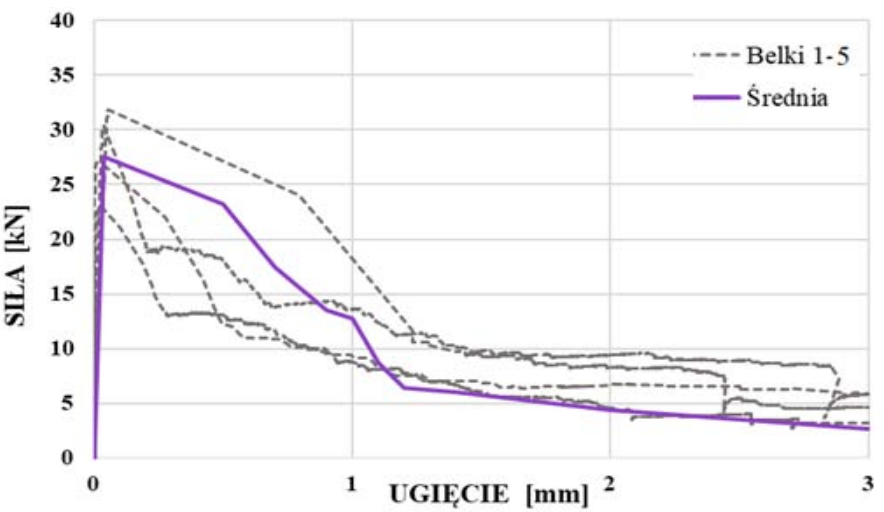
Rys. 4 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z1 bez dodatku włókien.



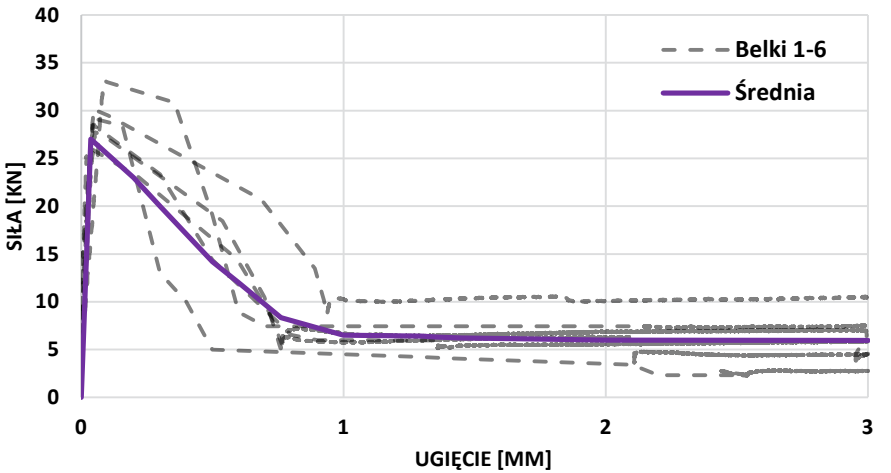
Rys. 5 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z2 z dodatkiem włókien falisto-haczykowatych W2 w ilości 15 kg/m^3



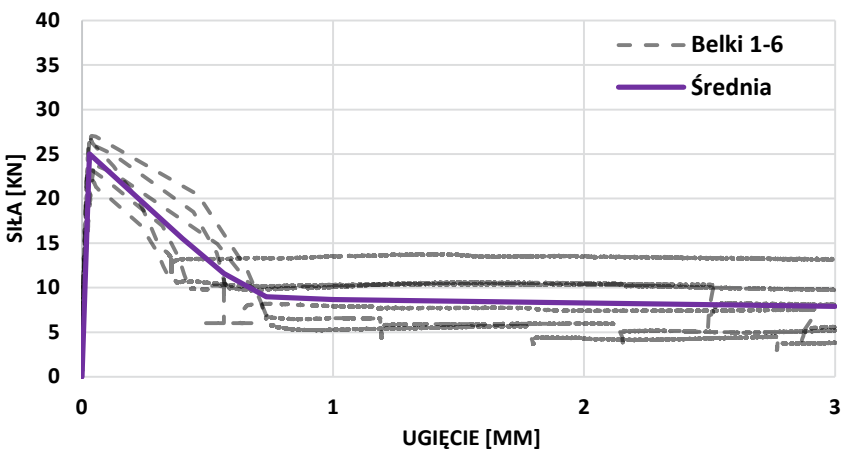
Rys. 6 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z3 z dodatkiem włókien falisto-haczykowatych W2 w ilości 20 kg/m^3



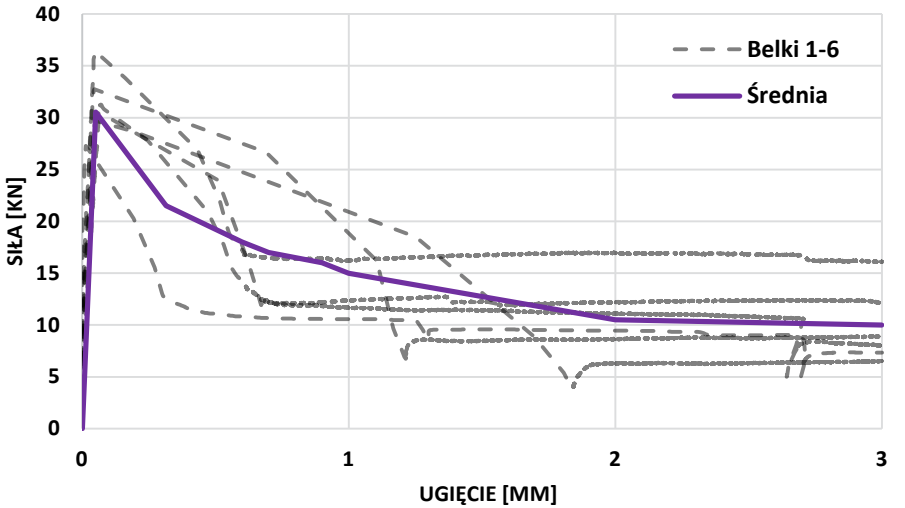
Rys. 7 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z4 z dodatkiem włókien falisto-haczykowatych W2 w ilości 25 kg/m^3



Rys. 8 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z5 z dodatkiem włókien haczykowatych W1 w ilości 15 kg/m^3



Rys. 9 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z6 z dodatkiem włókien haczykowatych W1 w ilości 20 kg/m^3



Rys. 10 Wykresy zależności siła-ugięcie dla betonów Z7 z dodatkiem włókien haczykowatych W1 w ilości 25 kg/m^3

4.3. Wartości ekwiwalentnej wytrzymałości równoważnej betonu

Według wzoru (3) na wytrzymałość ekwiwalentną na rozciąganie przy zginaniu betonu, stałymi będą dane wymiarów przekroju oraz wartość delty. Różnić się będzie dla każdej kolejnej badanej belki wartość pracy zginania, z powodu różnic w polach powierzchni pod wykresami mierzonymi do odciętej.

$$f_{eq} = \frac{T_b}{3} \cdot \frac{600}{150 \times 150^2} \tag{3}$$

W tablicy 4 przedstawiono wyniki maksymalnej równoważnej wytrzymałości za zginanie badanych zarobów z włóknami (W1) STEELBET typ 50/0.65.

Tablica 4. Wyniki równoważnej wytrzymałości betonów dla siły maksymalnej z włóknami (W1) STEELBET typ 50/0.65

Nazwa włókna stalowego	Ilość [kg/m^3]	Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, MPa	
		dla siły	Maksymalna równoważna f_{eq}
STEELBET typ 50/0.65	15	3,73	1,76
	20	4,35	2,14
	25	4,87	2,53

W tablicy 5 przedstawiono wyniki maksymalnej równoważnej wytrzymałości za zginanie badanych zarobów z włóknami (W2) Steelwave B55/0,65.

Tablica 5. Wyniki równoważnej wytrzymałości betonów dla siły maksymalnej z włóknami (W2) Steelwave B55/0,65

Nazwa włókna stalowego	Ilość [kg/m^3]	Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, MPa	
		dla siły	Maksymalna równoważna f_{eq}
Steelwave B55/0,65	15	4,05	2,01
	20	4,42	*2,70*
	25	4,61	*3,35*

W tablicach 4 i 3 przedstawiono wyniki równoważnej wytrzymałości za zginanie badanych zarobów z włóknami W1 i W2. Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu betonu bez włókien zależy od klasy betonu, którą przyjęto jako C35/45. Porównując wyniki badań jak i zależności między dozowaniem włókien najlepiej wykonanym zarobem był zarób zawierający 25 kg/m^3 włókien W2.

5. Wnioski końcowe.

Innowacją procesową przedstawioną w artykule jest zastosowanie włókien stalowych o kształcie falisto-haczykowatym w betonach W wyniku analizy wyników otrzymanych po przeprowadzeniu badań wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu i obliczeniu wartości ekwiwalentnej wytrzymałości równoważnej betonu z wprowadzonym zróżnicowanym (15, 20, 25 kg/m^3) dodatkiem haczykowatych włókien stalowych Steelbet 50/0,65 oraz falisto-haczykowatych włókien stalowych Steelwave B55/0,65 (włókna o zbliżonych parametrach geometrycznych ale innym kształcie), można stwierdzić:

- badania wykazały poprawę parametrów mechanicznych betonu (wytrzymałość na ściskanie) większą o około 5% przy zastosowaniu w betonie włókien Steelwave względem stosowanych włókien Steelbet,
- badania wykazały poprawę parametrów mechanicznych betonu (wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu) większą o około 15,5% przy zastosowaniu w betonie włókien Steelwave względem wcześniej stosowanych włókien Steelbet,
- betonem o najwyższych parametrach f_{eq} był zarób zawierający 25 kg/m^3 włókien falisto-haczykowatych Steelwave B55/0,65, którego wartości f_{eq} są o 32% wyższe od betonów z włóknami referencyjnymi,
- nie stwierdzono występowania tzw „jeży" (wspólnego blokowania się włókien Steelwave ze sobą).

Literatura

[1] E.N.B. Pereira, J.A.O. Barros, A. Camões: Steel Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete: Experimental Research and Numerical Simulation. Journal of Structural Engineering 134:8 (2008) 1310-1321.

[2] V.M.C.F. Cunha, J.A.O. Barros, J.M. Sena Cruz: Tensile behavior of steel fiber reinforced self-compacting concrete. SP-274-4 Fiber Reinforced Self-Consolidating Concrete: Research and Applications, ACI Committees 544 and 237:51-68.

[3] J. Cai, H. Jiang, Y. Zhu, D. Wang: Mechanical properties of fiber reinforced self-compacting concrete. Optoelectronics and advanced materials –rapid communications 4:7 (2010) 1013-1016.

[4] C.I. Goodier. Development of self-compacting concrete. Proceedings of the ICE - Structures and Buildings 56:4 (2003) 405-414.
[5] J. Katzer, J. Domski: Quality and mechanical properties of engineered steel fibres used as reinforcement for concrete, Construction and Building Materials 34 (2012) 243–248.
[6] J. Gołaszewski: Influence of cement properties on new generation superplasticizers performance, Construction and Building Materials 35 (2012) 586–596
[7] T. Ponikiewski: Reologiczne i mechaniczne właściwości betonów samozagęszczalnych z włóknami stalowymi, Cement Wapno Beton 17:5 (2012) 301 - 309.
[8] A.M. Glinicki: Trwałość betonu w nawierzchniach drogowych, IBDiM Warszawa, 2011
[9] PN-EN 206-1:2014: „Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[10] EN 14651:2005+A1:2007(E) Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual) CEN European Commit- 439 tee for Standardization 440
[11] ASTM C 1018, Standard Test Methods for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete (Using Beam with Third Point Loading), ASTM 4 (2002) 637-644.
[12] JCI-SF4. Method of tests for flexural strength and flexural toughness of fiber reinforced concrete.
[13] K. Holschemacher, T. Mueller, Y. Ribakov: Effect of steel fibers on mechanical properties of high--sternght concrete. Materials and Design 31 (2010) 2604-2615
[14] D.V. Soulioti, N.M. Barkoula, A. Paipetis, T.E. Matikas: Effects of Fiber Geometry and Volume Fraction on the Flexural Behaviour of Steel-Fibre Reinforced Concrete. An International Journal for Experimental Mechanics 47 (2011) 535-541.
[15] M. Di Prisco, G. Plizzari, L. Vandewalle: Fiber reinforced concrete: new design perspectives. Materials and Structures 42 (2009) 1261-1281.
[16] G. Giaccio, J.M. Tobes, R. Zerbino: Use of small beams to obtain design parameters of fibre reinforced concrete. Cement & Concrete Composites 30:4 (2008) 297-306.
[17] R. Hameed, A. Turatsinze, F. Duprat, A. Sellier: Study on the flexural properties of metallic-hybrid--fibre-reinforced concrete. Maejo International Journal of Science and Technology 4:02 (2010) 169-184.
[18] D.J. Kim, S.H. Park, G.S. Ryu, K.T. Koh: Comparative flexural behavior of Hybrid Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete with different macro fibers. Construction and Building Materials 25 (2011) 4144-4155.
[19] N. Banthia, M. Sappakittipakorn: Toughness enhancement in steel fiber reinforced concrete throuugh fiber hybridization, Cement and Concrete Research 37 (2007) 1366-1372.
[20] M.C. Nataraja, N. Dhang, A.P. Gupta: Toughness characterization of steel fiber-reinforced concrete by JSCE approach. Cement and Concrete Research 30:4 (2000) 593-597.
[21] T. Ponikiewski, M. Pająk, M. Zagała: Porównanie wpływu stalowych włókien haczykowatych i falisto--haczykowatych na właściwości mechaniczne betonu i betonu samozagęszczalnego, Konferencja Dni betonu 2018.

Genowefa Zapotoczna-Sytek
Jan Małolepszy
Mieczysław Soboń

100-letnia rocznica wynalezienia autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK). Udział Polski w rozwoju tego materiału

THE 100TH ANNIVERSARY OF THE INVENTION OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE (AAC). THE POLISH CONTRIBUTION TO THE DEVELOPMENT OF THE MATERIAL

Streszczenie

Beton komórkowy mimo, iż jest obecnie jednym z najpowszechniej stosowanych materiałów budowlanych do wznoszenia ścian ma dopiero 100 letnią historię. Wynalazcą, który w 1923 r. opracował autoklawizowany beton komórkowy był Szwedzki architekt dr J. A Eriksson.

Rozwój ABK był szczególnie intensywny po II wojnie światowej. Przemysł ABK wprowadził zróżnicowany asortyment wyrobów.

Jednym z pierwszych krajów w Europie, w którym rozpowszechniła się produkcja ABK była Polska. Zakupiono od Szwecji licencję i części wyposażenia dwóch małych wytwórni (1951 – 1952). Jednocześnie w CLLT przekształconym w 1971 r. w COBR PB CEBET podjęto prace nad dostosowaniem zakupionych technologii ABK do warunków krajowych. Opracowano 4 polskie technologie ABK dostosowane do różnych wariantów surowcowych w kraju.

Po rozwiązaniu umów licencyjnych (1956 r.) produkcja ABK rozwijana była według polskich technologii i zamaszynowania. Było to możliwe dzięki pracom w krajowych ośrodkach badawczych przy wiodącej roli COBR PB CEBET. W latach 1953 do 1976 wybudowano w kraju 26 wytwórni ABK. Jednocześnie Polska wyeksportowała 37 wytwórni. Sukcesywnie był rozszerzany asortyment produkowanych wyrobów – od elementów drobnowymiarowych począwszy do zbrojonych elementów średnio i wielko wymiarowych.

Pewien spadek w rozwoju ABK w Polsce nastąpił na początku lat 90-tych. Po gruntownej modernizacji i unowocześnieniu technologii produkcji m.in. z wprowadzeniem węzła krojenia z obrotem o 90º bloku masy, w połowie lat 90-tych wytwórnie rozpoczęły produkcję nowej generacji wyrobów konkurujących z wyrobami firm zachodnioeuropejskich. Na polski rynek weszli również zagraniczni producenci ABK Ytong (Xella), Hebel,

dr inż. Genowefa Zapotoczna-Sytek – emerytowany prof. ICiMB, Stowarzyszenie Producentów Betonów
prof. dr hab. inż. Jan Małolepszy – Sieć Badawcza Łukasiewicz – ICiMB
inż. Mieczysław Soboń – Solbet Kolbuszowa

H+H. Producenci ABK, zrzeszeni w polskim Stowarzyszeniu Producentów Betonów z Sekcją Betonów Komórkowych (1994), wspólnie działają na rzecz upowszechnienia wiedzy o ABK.

Udział ABK w Polsce w rynku materiałów ściennych od lat wynosi ponad 40 %. Ogólna produkcja ABK w ostatnich latach utrzymuje się w granicach 4,5-5 mln m^3/rok. Polska - największy producent ABK w Europie wniosła znaczący wkład w osiągnięcie dotychczasowego poziomu i wielkości produkcji ABK w świecie.

Technologia produkcji ABK wciąż jest i ma potencjał żeby również w przyszłości być jedną z najbardziej przyjaznych środowisku technologii wytwarzania materiałów budowlanych, a wyroby z ABK odgrywać będą ważną rolę jako elementy zrównoważonego budownictwa w Polsce i w innych krajach.

Abstract

Despite being one of the most popular wall construction materials, the history of aerated concrete dates back only 100 years. The inventor of AAC was a Swedish architect, Dr J. A Eriksson (1923).

AAC developed differently on each continent (intensively growing after the end of World War II).The AAC industry has introduced a diverse range of products.

One of the first countries in Europe where AAC production spread was Poland. A license and equipment parts for two small factories were purchased from Sweden (1951 - 1952). At the same time, research work commenced at the CLLT, which was transformed in 1971 into the COBR PB CEBET, to adapt the purchased AAC technologies to domestic conditions. As a result of research and experiments, 4 Polish aerated concrete manufacturing technologies were developed to suit the various raw material variants in Poland.

After the termination of license agreements (1956), the production of AAC was developed according to Polish technologies, using Polish machinery. This was possible thanks to the work carried out with the leading role of COBR PB CEBET. Between 1953 and 1976, 26 AAC plants were built in Poland. At the same time Poland exported 37 AAC plants. The range of manufactured products was successively expanded.

There was a certain decline in AAC development in Poland in the early 1990s. The production technologies were modernized and upgraded, including the solution for the cutting with 90ş rotation of the blocks. In the mid-1990s those initiatives allowed the factories to begin manufacturing a new generation of products, boldly competing with the products delivered by Western European companies. Foreign producers AAC Ytong (Xella), Hebel, H+H began operating on the Polish market. AAC producers, affiliated with the Polish Concrete Producers Association and its Aerated Concrete section (1994) are working together to popularize AAC.

For years, the share of AAC in the wall materials market in Poland has been more than 40%. In recent years, AAC production output has remained within 4.5 to 5 million m^3/year. Poland - the largest AAC producer in Europe - has made a significant contribution to the current level and volume of AAC production in the world.

AAC manufacturing technology still has the potential to be one of the most environmentally friendly technologies for producing construction materials in the future, and AAC products will play an important role as elements of sustainable construction in Poland and other countries.

1. Historia autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) na świecie

Autoklawizowany beton komórkowy (ABK) ze swoją 100 letnią historią, jest materiałem budowlanym stosunkowo młodym w przeciwieństwie do betonu zwykłego, który znany był już starożytnym. Dla ścisłości należy jednak dodać, że już w starożytnym Rzymie architekt Vitruvius w swoim dziele " De architekture" wspomina o różnych metodach spulchniania materiałów budowlanych. Zalety ABK sprawiły, że obecnie jest on jednym z najpowszechniej stosowanych materiałów budowlanych do wznoszenia ścian.

Krajem – prekursorem produkcji betonu komórkowego w świecie była Szwecja. Począwszy od 1918 r. szwedzkie laboratoria koncentrowały swoje wysiłki na opracowaniu nowego materiału budowlanego, który zapewniałby dobrą izolację termiczną, był trwały, niepalny i mógłby być wytwarzany przy małych nakładach energetycznych. Wynalazcą, któremu w 1923 r. udało się opracować beton komórkowy utwardzony obróbką hydrotermalną w autoklawie był szwedzki architekt dr Johan Axel Eriksson, architekt w Instytucie Technik Budowlanych Królewskiego Instytutu w Szwecji. Swój wynalazek opatentował w 1924 r.

Rok 1923 uznawany jest jako rok narodzin autoklawizowanego betonu komórkowego, pomimo wcześniejszych osiągnięć i patentów zarejestrowanych w kilku krajach (Niemcy, Norwegia, Dania) związanych z tym materiałem.

Oprócz opracowanej przez A. Erikssona obróbki hydrotermalnej betonu komórkowego szczególnie podkreślić należy opracowanie przez Amerykanów Aylswortha i Dyera (1914r.) metody spulchniania betonu komórkowego przy użyciu proszku aluminium, która pomimo wielu badań w tej dziedzinie jest nadal stosowana (w postaci proszku lub pasty) przez wszystkich producentów ABK.

Światowy rozwój ABK zapoczątkowały firmy szwedzkie Ytong (1929 r.) i Siporex (1934 r.). W dalszej kolejności produkcję podjęła niemiecka firma Hebel (1943 r.). Z uwagi na swoje zalety ABK bardzo szybko znalazł zastosowanie w różnych dziedzinach budownictwa zwłaszcza mieszkaniowego.

Wytwórnie betonu komórkowego zaczęły powstawać w różnych krajach Europy i poza nią. Proces ten na pewien okres wstrzymała druga wojna światowa. Po jej zakończeniu produkcję podjęły również inne firmy, wśród których – z uwagi na poziom i nowoczesność produkcji – wymienić należy Hendriksen i Hendriksen (Dankgasbeton) w Danii oraz Durox (Calsilox) w Holandii.

ABK osiągnął mocną pozycję po drugiej wojnie światowej przy odbudowie wielu krajów w zrujnowanej Europie. Dzisiaj jest on produkowany i stosowany na całym świecie. Wysoki poziom jego wyrobów spowodowały głównie wymagania rynku europejskiego. Wymagania te były impulsem do rozwoju zarówno technologii jego produkcji jak i podwyższania właściwości wyrobów. Najbardziej istotnymi rozwiązaniami było wprowadzenie: bloczków precyzyjnych, które zrewolucjonizowały techniki murarskie i realizację obiektów z ABK, połączenia elementów na pióro i wpust (1977 r.) co umożliwia ułożenie bloczków bez spoiny czołowej, uchwytów ręcznych (1983 r.), które w połączeniu ze złączami pióro-wpust znacznie przyśpieszają proces budowy. Do procesu budowlanego przemysł ABK wprowadził zróżnicowany asortyment wyrobów: elementy drobnowymiarowe, średnio i wielko wymiarowe zbrojone;

Całkowita produkcja ABK na rynku europejskim wynosi ok. 18 mln m^3/rok co czyni Europę drugim pod względem wielkości rynkiem ABK na świecie po regionie Azji i Pacyfiku.

Światowe doświadczenia wskazują, że zarówno proces produkcji jak i zastosowanie ABK wpisują się w uwarunkowania zrównoważonego rozwoju.

2. Początki autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) w Polsce i rola zaplecza badawczego

Rok 1951 stanowi istotną datę w historii polskiego przemysłu materiałów budowlanych. W tym roku, w wyniku współpracy polsko-szwedzkiej, zapoczątkowano w naszym kraju produkcję autoklawizowanego betonu komórkowego. Decyzje o uruchomieniu produkcji ABK należały do ówczesnego Ministerstwa Miast i Osiedli, które podjęło negocjacje ze szwedzkimi firmami Siporex i Ytong w sprawie zakupu licencji na produkcję w kraju elementów z betonu komórkowego. W Warszawie powołano Komisję Organizacyjną Dyrekcji Budowy Wytwórni Betonów Lekkich. Powojenne zniszczenia wymagały szybkiego wzrostu potencjału produkcyjnego materiałów ściennych, czemu nie mogły podołać liczne, lecz małe i technicznie zużyte cegielnie. Niezmiernie ważne było więc podjęcie masowej produkcji materiałów ściennych na bazie dostępnych i masowo występujących surowców. W tej sytuacji uruchomienie w Polsce produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego było decyzją optymalną, przyczyniło się w znaczący sposób do intensywnej odbudowy i rozbudowy kraju po wojnie [3,4]. Zalety ABK sprawiły, że stał się on jednym z najbardziej popularnych materiałów ściennych łączących w sobie cechy materiału konstrukcyjnego i izolacyjnego i zdecydowanie wpłynął na rozwój budownictwa jednorodzinnego, ale i wielorodzinnego, w którym ABK odmiany 500 był stosowany jako ocieplenie prefabrykatów z betonu zwykłego (kruszywowego) m.in. tzw. wielkiego bloku. Niskie zużycie surowców i energii przy jego wytwarzaniu w stosunku do innych materiałów ściennych stało się dodatkowym uzasadnieniem celowości rozwijania produkcji ABK w kraju. Negocjacje ze szwedzkimi firmami zaowocowały zakupem licencji i częściowego wyposażenia (nie zawsze nowego) dwóch małych zakładów doświadczalnych. Część wyposażenia wykonały polskie firmy. W latach 1951-1952 zostały uruchomione pilotujące wytwórnie w Redzie (Ytong) (fot. 1.) i w Aleksandrowie Kujawskim (Siporex). Zakłady te były bazą doświadczalną dla polskich technologii wytwarzania betonu komórkowego. Pełniły też funkcję zakładów szkoleniowych dla powstających później nowych wytwórni. Początki produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego zarówno w zakładzie w Redzie, jak i w Aleksandrowie Kujawskim nie były łatwe, choć były oparte na rozwiązaniach licencyjnych zakupionych od firm szwedzkich. Wynikało to stąd, iż krajowa baza surowcowa nie w pełni odpowiadała wymaganiom technologii wg zakupionych licencji. Rozpoczęto więc prace nad dostosowaniem technologii produkcji do krajowych możliwości surowcowych.

Prace technologiczne realizowane były przez utworzoną pierwszą po wojnie jednostkę badawczą działającą na rzecz branży betonów – powołane w 1954 r. w Warszawie Centralne Laboratorium Lekkich Tworzyw (CLLT) kierowane do 1963 r. przez prof. Antoniego Paprockiego a przekształcone w 1971 r. w Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Przemysłu Betonów CEBET (COBR PB CEBET). Dyrektorem CEBET w latach 1966-1981 był doc. dr inż. Jerzy Widera, a następnie dr Hanna Jatymowicz (1981-1990). Dr Hanna Jatymowicz uprzednio w latach 1961-1980 pełniła funkcję z-cy dyrektora ds. betonów komórkowych. W kolejnych latach 1990-2000 dyrektorem CEBET był doc. mgr inż. Ryszard

Fot. 1. Widok ogólny pierwszej małej wytwórni ABK w Redzie (1951 r.). Źródło: Materiały autorów.

Kowalski a jego z-cą doc. dr inż. Genowefa Zapotoczna-Sytek odpowiedzialna i pilotująca prace związane z betonem komórkowym. Minister Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych powierzył (w 1969r.) CEBET pełnienie funkcji jednostki wiodącej w zakresie prac naukowo-badawczych w resorcie w dziedzinie przemysłowego wytwarzania elementów z betonu komórkowego i kruszywowego. W wyniku przeprowadzonych badań i doświadczeń opracowano polskie oryginalne technologie wytwarzania betonu komórkowego: BLB, PGS, SW i Unipol, dostosowane do różnych wariantów surowcowych, dostępnych w naszym kraju [1, 2, 5]. Podkreślić należy, że polska technologia Unipol opatentowana nr 45079 w 1961 roku, dzięki zastosowaniu spoiwa mieszanego (wapna i cementu) oraz różnych kruszyw, przede wszystkim piasku kwarcowego i popiołów lotnych, zapewniała możliwość elastycznego prowadzenia procesu produkcyjnego. Przy opracowaniu polskich technologii współpracowali specjaliści z Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie: prof. dr inż. Jerzy Grzymek, prof. dr hab. inż. Wiesław Kurdowski i mgr inż. Stefan Pieczara. Trzon zespołu badawczego Pana profesora Paprockiego, który szczególnie zasłużył się w prowadzonych badaniach, świetnie ujął zaproszony do Laboratorium karykaturzysta (fot. 2)

Po rozwiązaniu umów licencyjnych w 1956 r. za obopólną zgodą władz polskich oraz firm Siporex i Ytong, produkcja betonu komórkowego rozwijana była w Polsce wg polskich technologii i systemów zamaszynowania poprzez realizacje powstających sukcesywnie generacji wytwórni ABK w kraju i eksportowanych przez Polskę zagranicę [3,4,6].

Fot. 2. Trzon zespołu badawczego: „Nareszcie nam się udało…" Antoni Paprocki (w środku w okularach), Hanna Jatymowicz, Jan Dobek, Czesław Edelman, Stanisław Walento, Ryszard Kopański, Mirosław Proccarini, Halina Wiśniewska, Stanisław Oyrzanowski, Jan Skrzeczkowski. Źródło: Materiały autorów.

3. Dynamiczny rozwój ABK w Polsce

Zadania badawcze i doświadczalno-wdrożeniowe związane z rozwojem i podnoszeniem poziomu technicznego uruchamianych wytwórni betonu komórkowego powierzono COBR PB CEBET. Aby uniknąć problemów jakie były udziałem Polski przy zakupie licencji, w COBR PB CEBET prowadzono kompleksowe badania surowców krajowych i zagranicznych, opracowywano technologie i receptury dla projektowanych zakładów. Wyposażeniem Ośrodka CEBET (już na przełomie lat 50. i 60. XX wieku) były nie tylko laboratoria, ale także hale techniczne (fot. 3), co umożliwiło kompleksowe prowadzenie prac badawczych i uniezależnienie procesów badawczych od planów produkcyjnych zakładów. Tu m.in. wykonywano też badania wybranych nowych maszyn i urządzeń, np. krajalnic, nowych rozwiązań autoklawów dla wytwórni kolejnych generacji.

COBR PB CEBET ściśle współpracował ze specjalistyczna jednostką projektującą zakłady betonów komórkowych, przemianowaną w 1964 r. na Biuro Projektów Przemysłu Betonów BIPRODEX, oraz jednostkami Zjednoczenia ZREMB jako podstawowego producenta i organizacji wiodącej w dziedzinie konstruowania maszyn i urządzeń technologicznych dla wytwórni betonów komórkowych.

Fot. 3. Widok ogólny hali techniki CEBET (1965 r.). Źródło: Archiwum CEBET

Badania i prace związane z projektowaniem i stosowaniem wyrobów z betonu komórkowego w budownictwie były przede wszystkim realizowane przez Instytut Techniki Budowlanej oraz Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Mieszkaniowego (przemianowanego na Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego) przy ścisłej współpracy z COBR PB CEBET.

Taka organizacja prac stworzyła dogodne warunki do rozwoju w kraju zarówno technologii i techniki wytwarzania jak i stosowania betonu komórkowego. W Polsce wybudowano trzydzieści wytwórni betonu komórkowego różnych generacji, rozmieszczonych na całym obszarze kraju. Generacje różniły się rozwiązaniami technicznymi i produkowanym asortymentem wyrobów. Kolejne uruchamiane generacje były coraz nowocześniejsze, a ich poziom należy ocenić jako zbliżony lub odpowiadający poziomowi światowemu, właściwemu dla okresów ich budowania. Od tego czasu datowana jest polska szkoła betonu komórkowego. Zgodnie z jej osiągnięciami była rozwijana produkcja ABK w Polsce, a także w Europie i innych regionach świata. Twórcami polskiej szkoły betonu komórkowego był prof. dr hab. Antoni Paprocki (autor pierwszej w Polsce książki o betonie komórkowym [1]) oraz dr Hanna Jatymowicz (współautorka kolejnej w Polsce książki o betonie komórkowym [2]) z-ca dyr. ds. betonów komórkowych (1961-1980) oraz dyrektor COBR PB CEBET (1981-1990). Najbliższymi współpracownikami dr Hanny Jatymowicz w rozwoju polskiej szkoły betonu komórkowego były: doc. dr inż. Janina Siejko i doc.

dr inż. Genowefa Zapotoczna-Sytek. Zasługi w rozwoju ABK ma również doc. dr inż. Jerzy Widera – Dyrektor CEBET w latach 1966-1981. Niekwestionowany wkład w rozwój polskiej szkoły betonu komórkowego wnieśli również profesorowie wyższych uczelni: Jerzy Grzymek, Wiesław Kurdowski, Włodzimierz Skalmowski oraz Jan Małolepszy.

Ogółem Polska wyeksportowała (w latach 1960-1985) 37 wytwórni ABK (fot. 4) o łącznej zdolności produkcyjnej ponad 4 mln m^3 przez Centralę Handlu Zagranicznego POLIMEX-CEKOP oraz Przedsiębiorstwo Dostaw Eksportowych Wytwórni Materiałów Budowlanych FABEX-ZREMB, który zabezpieczał również szkolenie personelu klienta w Polsce i na miejscu budowy.

Fot. 4 Eksport wytwórni ABK z Polski (1960-1985). Źródło: Materiały autorów.

O dynamice realizacji wytwórni ABK w Polsce świadczyły uzyskiwane wielkości produkcji (fot. 5).

Należy podkreślić, że zakłady zarówno I jak II generacji były sukcesywnie poddawane kompleksowej modernizacji – usprawniano pracę maszyn i urządzeń a szczególnie system krojenia. Zwiększano stopień automatyzacji produkcji. Generacja III-cia zakładów ABK tzw. puławopodobnych (nazwa pochodzi od pierwszej wytwórni tej generacji zlokalizowanej w Puławach (fot. 6) to zakłady w których zastosowano nowe rozwiązania maszyn i urządzeń oraz metody produkcyjne m.in. krajalnicę (fot. 7), zautomatyzowaną linię zabezpieczania siatek zbrojeniowych powłoką (fot. 8), system obróbki elementów zbrojonych, zmechanizowaną linię scalania i fakturowania (fot. 9). Pozwoliło to na podwyższenie jakości produkowanych wyrobów i znaczące rozszerzenie asortymentu (fot. 10, 11). Jedynym zakładem uruchomionym w kraju w latach 70. XX w. w którym nie w pełni zastosowano polskie rozwiązania, była wytwórnia w Ostrołęce (1976 r.).

Fot. 5 Produkcja autoklawizowanego betonu komórkowego w Polsce w latach 1953 – 2022. Źródło: SPB, GUS [14]

Uruchomienie zakładów puławopodobnych stworzyło w Polsce pełne możliwości techniczne produkcji z betonu komórkowego szerokiej gamy elementów zbrojonych dla potrzeb uprzemysłowionego budownictwa mieszkaniowego jedno i wielorodzinnego, przemysłowego oraz użyteczności publicznej (przykłady realizacji fot. 12, 13, 14).

W okresie dynamicznego wzrostu wytwarzania ABK zaplecze badawcze realizowało prace nad unowocześnienia technologii wytwarzania ABK m.in. w celu zmniejszenia materiało i energochłonności procesu wytwarzania , ograniczenia pracy ludzkiej oraz wprowadzania nowych surowców [1, 2, 3, 5, 6, 12, 13, 16]

Fot. 6. Widok zakładu betonu komórkowego III generacji w Puławach (1971 r.)
Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 7. Krojenie bloku masy (krajalnicą klawiszową) w ZBK w Kozienicach (1976 r.). Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 8. Zautomatyzowana linia zabezpieczania siatek zbrojeniowych powłoką antykorozyjną. Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 9. Widok ogólny linii technologicznej scalania i fakturowania w ZBK w Puławach (1973 r.). Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 10. Dyle zbrojone (6 m) z ABK dla budownictwa przemysłowego (1973 r.). Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 11. Transport wewnątrzzakładowy płyt ściennych z oddziału scalania i fakturowania do magazynu wyrobów gotowych – ZBK Puławy (1973 r.).
Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 12. Montaż budynku z dyli z ABK. Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 13. Montaż budynku z płyt scalonych z betonu komórkowego (1974 r.).
Źródło: Archiwum CEBET.

Fot. 14. Osiedle mieszkaniowe – budynki wielokondygnacyjne z zastosowaniem płyt scalonych z ABK. Źródło: Archiwum CEBET.

3.1. Rozwój ABK po transformacji ustrojowej i wprowadzeniu gospodarki wolnorynkowej

Pewien spadek w rozwoju ABK w Polsce nastąpił w końcu lat 80-tych i na początku lat 90-tych. Wprowadzenie w 1989 r. w Polsce reform gospodarczych spowodowało istotne zmiany w zakresie zarządzania przedsiębiorstwami (zakładami) poprzez nadanie im znacznej samodzielności. Niektóre z przedsiębiorstw uległy podziałowi lub zmieniły swój status prawny, inne uległy likwidacji. Likwidacji uległy również zrzeszenia branżowe, w tym Zrzeszenie Producentów Betonów (1989 r.).

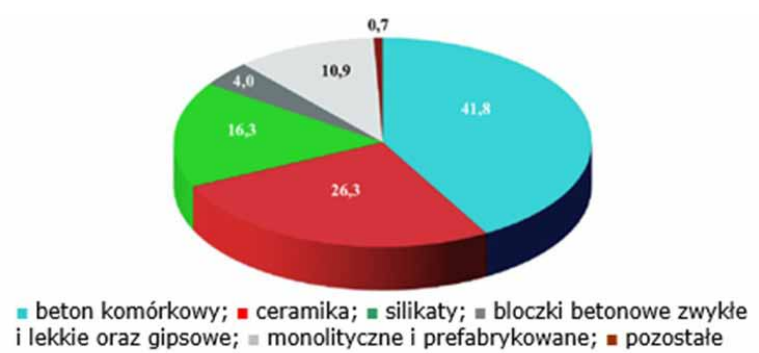
Po okresie pewnej stagnacji, dzięki inicjatywie polskich producentów podjęto modernizację i unowocześnienie technologii produkcji przede wszystkim z wykorzystaniem polskich maszyn i urządzeń wytwarzanych we własnym zapleczu mechanicznym i na podstawie polskich rozwiązań. Niektóre z rozwiązań jak np. nowe rozwiązania węzła krojenia z obrotem bloku masy długości 3 m., było wspólnie sfinansowanym przedsięwzięciem badawczym i technicznym producentów betonów komórkowych zrzeszonych w utworzonym w 1994 r. Stowarzyszeniu Producentów Betonów (SPB) z Sekcją Betonów Komórkowych. Pierwszym prezesem SPB był inż. Mieczysław Soboń, który funkcję tą z dużym sukcesem pełnił przez 19-cie lat. Węzły krojenia bloku masy o długości 3 m (fot. 15) stały się specjalnością PREFABET Kolbuszowa – kierowanym przez dyrektora Mieczysława Sobonia. Węzły krojenia bloku masy o długości 6 m (fot. 16), SOLBET-ZREMB opracowane przez Marka Małeckiego i Mirosława Protasewicza. SOLBET-ZREMB sprzedał również 11 linii krojenia do odbiorców zagranicznych: w Słowacji, Czechach, Rumunii, Rosji. Niezależnie od powyższych, w wyniku prac badawczych zrealizowanych przez CEBET i austriacką firmę Benda-Lutz-Werke (obecnie w organizacji Sun-Chemical) uruchomiono w Polsce nowoczesny zakład produkcji środków porotwórczych (wg projektu Benda-Lutz) dla potrzeb produkcji lekkich odmian betonu komórkowego [3, 5].

Fot. 15. Węzeł krojenia bloku masy ABK o długości 3 m z obrotem (Śniadowo 1998 r.). Źródło: Materiały autorów.

Fot. 16 Węzeł krojenia bloku masy ABK o długości 6 m z obrotem (SOLBET 2000 r.). Źródło: SPB [14].

Dzięki tym działaniom w połowie lat 90-tych wytwórnie rozpoczęły produkcję nowej generacji wyrobów zarówno pod względem tolerancji wymiarowych, wyglądu zewnętrznego jak i cech użytkowych. Badania wykazały, że krajowe wyroby nie ustępują produktom firm zachodnioeuropejskich. Wykorzystując wyniki uzyskanych badań przy współpracy z prof. B. Lewickim wprowadzono zmiany do polskich norm na projektowanie konstrukcji murowych m.in. do PN-B-03002 co rozszerzyło zakres jego stosowania. Trzeba podkreślić, że norma ta w zdecydowanej większości uwzględniała już wymagania Eurokodu EN 1996-1-1.

Budowane przez wiele lat zaplecze badawcze betonu komórkowego w Polsce, rozwój bazy producentów ABK na polskim rynku, wzrastający udział ABK w rynku materiałów ściennych (nawet do powyżej 40 %) fot. 17. i rozwój gospodarki wolnorynkowej przyczyniły się do zainteresowania tym segmentem gospodarki przez firmy zagraniczne: Ytong (Xella), Hebel, H+H. Firmy te zakupiły część zakładów polskich. W wyniku zmian restrukturyzacyjnych i fuzji w firmach zachodnich część zakupionych zakładów poddano modernizacji, niektóre zamknięto jak również wybudowano dwa nowe zakłady [(Sieradz (Xella), Reda (H+H)]. Trzeba dodać, że mimo tego rynek ABK jako jeden z nielicznych producentów ściennych materiałów budowlanych zdominował kapitał polski. W 2009 r. sieć wytwórni krajowych ABK rozszerzyła się o nowoczesną wytwórnię w przedsiębiorstwie BRUK-BET Sp. z o.o. z wyposażeniem w formy długości 6 m i linią krojenia bloku masy z obrotem. W 2014 r. BRUK-BET powiększył swój potencjał o jeden z polskich zakładów ABK (Łagisza) [3, 14]. Kapitał polski powiększył się w ostatnich latach o uruchomione przez Grupę Kapitałową SOLBET dwie wytwórnie ABK w Rurce i Lipiu.

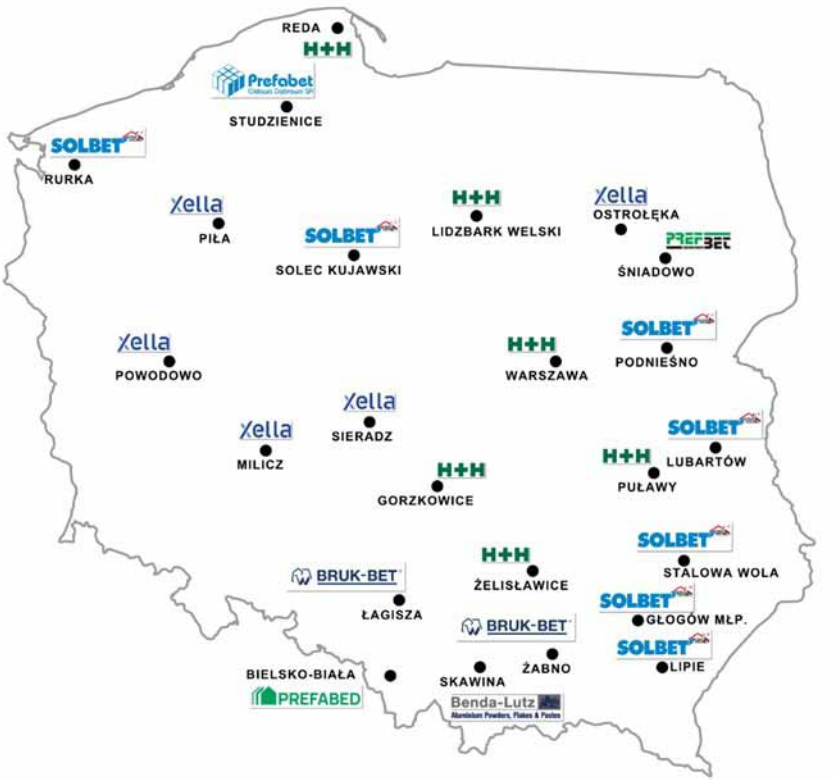


Fot. 17. Udział w rynku materiałów do wznoszenia ścian w 2021 r. [%]. Źródło: L. Misiewicz

3.2. Stan aktualny

Na polskim rynku materiałów budowlanych funkcjonuje aktualnie (fot. 18.):

- 12 wytwórni ABK z kapitałem polskim, z tego 7 wchodzi w skład utworzonej w 1990 r. Grupy Kapitałowej SOLBET Sp. z o.o. kierowanej przez Marka Małeckiego, a pozostałe to samodzielne krajowe podmioty gospodarcze,
- 11 wytwórni ABK w posiadaniu kapitału zagranicznego z tego: Xella Polska Sp. z o.o. - 5 wytwórni ABK i H+H Polska. Sp. z o.o. – 6 wytwórni.



Fot. 18. Producenci ABK w Polsce w 2023 r. Źródło: SPB [14].

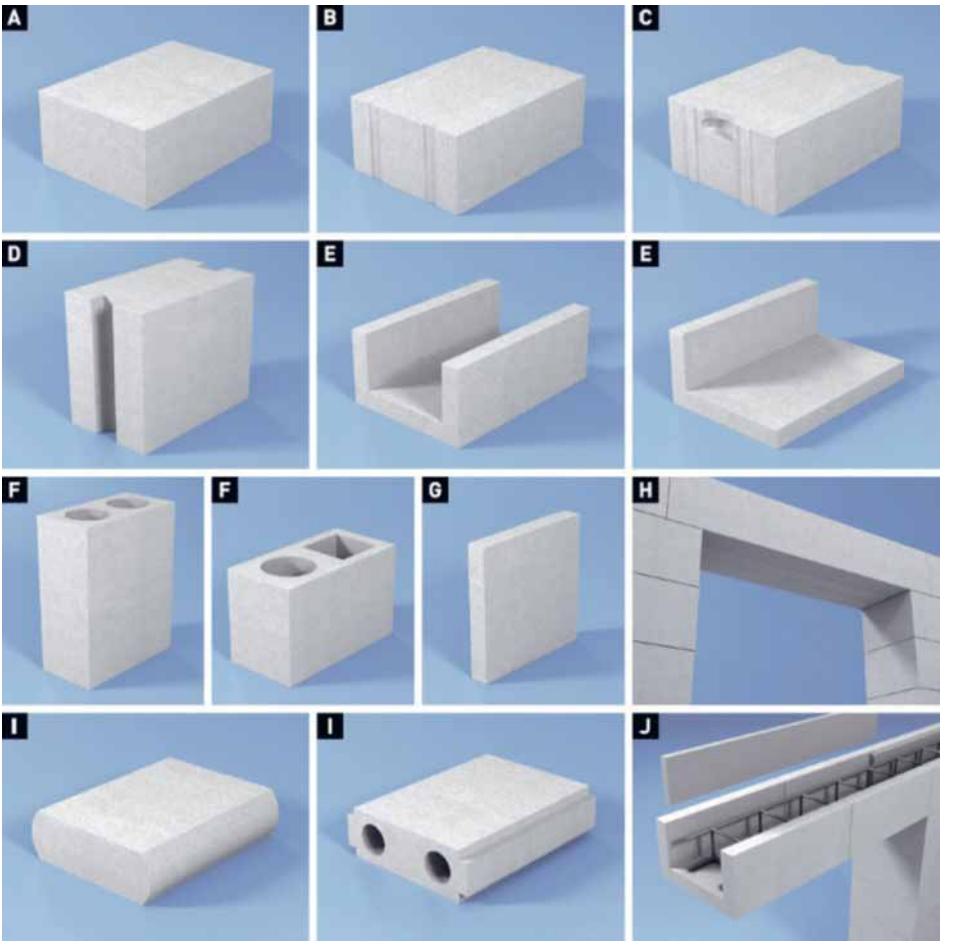
Największym producentem wysokiej jakości ABK (około 30 % udziału w rynku) jest Grupa Kapitałowa SOLBET powstała na bazie zakładu produkcji betonu komórkowego SOLBET i zakładu produkcji maszyn budowlanych SOLBET-ZREMB (obecnie SOLBET--MASZ) w Solcu Kujawskim.

- Obecni na polskim rynku krajowi i zagraniczni producenci stosują najnowsze systemy krojenia, wytwarzają ABK o deklarowanych właściwościach użytkowych, zgodnych z wymaganiami norm europejskich w zakresie elementów murowych z PN-EN 771-4 i zbrojonych z PN-EN 12602. Na fotografii 20 jest pokazany przykładowy asortyment elementów drobnowymiarowych z ABK wytwarzanych w kraju oraz nadproże ze zbrojonego betonu komórkowego. W dalszym ciągu na polskim rynku bardzo mały jest udział elementów zbrojonych z ABK. Zasadne jest zwiększenie udziału prefabrykatów zbrojonych co niektórzy producenci już realizują. Oprócz zbrojonych nadproży produkują płyty dachowe i stropowe oraz płyty ścienne (fot. 19).

Fot. 19. Elementy zbrojone ścienne z ABK produkowane w Polsce (2022 r.). Źródło: Termalica [14].

Korzystnie zmniejszyła się gęstość produkowanych wyrobów; ABK wytwarzany jest głównie w klasach gęstości 600, 500, 400. Czołowi producenci wytwarzają ABK o niższych klasach gęstości 350 i 300, których współczynnik przewodzenia ciepła jest <0,01 W/m·K. Produkowany jest również na zamówienie ABK klasy gęstości 200 w wytwórni Osława Dąbrowa. Przejście na produkcję lżejszych betonów było niezbędne z uwagi na zaostrzenie wymagań dotyczących ochrony cieplnej budynków. Obecnie w Polsce dla ścian zewnętrznych od 1 stycznia 2021 obowiązuje współczynnik $U \leq 0{,}20$ W/(m^2 ·K).

- Badania wykazały, że beton komórkowy pomimo zaostrzonych wymagań ciepłych należy do nielicznych materiałów budowlanych z których można wykonywać konstrukcyjne jednowarstwowe ściany zewnętrzne spełniające zaostrzone wymagania cieplne, bez potrzeby dodatkowego ocieplania, równocześnie spełniających warunki bezpieczeństwa pożarowego i ochrony przed hałasem [5, 11, 15]. Jest to tym bardziej możliwe iż czołowi producenci ABK zapewniają swoim klientom nie tylko elementy murowe ale i cały system budowlany. Wyroby z ABK mogą być z powodzeniem stosowane zarówno do budowy domów energooszczędnych, o małym zużyciu energii, jak i pasywnych. Rozwiązania budynków ze ścianami z ABK mogą być w zasadzie dowolne w zależności od życzenia klienta i to zarówno odnośnie do bryły budynku, jak i rozwiązania wnętrza. Stosowanie elementów wielkowymiarowych, zarówno modułowych bloczków jak i elementów zbrojonych, prowadzi do usprawnienia procesu budowy, (skrócenie czasu budowy, mniejsza ilość pracowników), co zwiększa konkurencyjność rozwiązań z ABK.



Fot. 20. Przykładowy asortyment wyrobów z ABK produkowany w Polsce. A – element o gładkich powierzchniach, B – element z wyprofilowanymi powierzchniami czołowymi do łączenia na pióro i wpust, C – element z wyprofilowanymi powierzchniami czołowymi dodatkowo z uchwytem montażowym, D – blok modułowy, E – elementy uzupełniające z betonu komórkowego – kształtki „U" oraz „L", F – elementy uzupełniające z betonu komórkowego – kształtki osłonowe instalacji wentylacyjnych lub spalinowych, G – elementy z wkładką termoizolacyjną, H – nadproża prefabrykowane, I – elementy stropowe (pełne i z otworami) do wypełniania stropów gęstożebrowych, J – wykonanie nadproża. Źródło: SPB [14].

W projektowaniu obiektów pomocne jest stosowanie technologii BIM (Building Information Modeling), czyli modelowanie informacji o budynku. Z przyjemnością na-leży odnotować fakt, że branża ABK jest pionierem we wdrażaniu rozwiązań ściennych BIM. Można zauważyć również trend integracji BIM z systemem AR (Augmented Reality), w których użytkownicy mogą oglądać świat wirtualny i wchodzić z nim w interakcje [36,40].

Poniżej przykłady zastosowań różnych wyrobów z ABK w Polsce (fot. 21 – 24).

Fot. 21. Budynek jednorodzinny z elementów drobnowymiarowych z ABK. Źródło: Materiały autorów.

Fot. 22. Budynek ze ścianami wypełniającymi z ABK. Źródło: Materiały autorów.

Fot. 23. Obiekt sportowy. Konstrukcja żelbetowa wypełniona m. in. elementami murowymi z ABK. Stadion Narodowy w Warszawie (2010 r.). Źródło: H+H.

Fot. 24. Montaż płyt stropowych z ABK (2022 r.). Źródło: Termalica [14].

- Z nielicznymi wyjątkami producenci ABK należą do polskiego Stowarzyszenia Producentów Betonów o prawie 30 letniej działalności i wspólnie działają na rzecz upowszechniania wiedzy o ABK i rozwiązaniach z tego materiału m.in. poprzez [3, 14]:

– wydawania specjalistycznych materiałów technicznych i publikacji książkowych [m.in. 3, 5, 7, 32]

– organizowanie konferencji naukowo-technicznych międzynarodowych i krajowych z udziałem wybitnych specjalistów oraz studentów z uczelni technicznych wraz z organizowaniem konkursów projektowych dla studentów. Na konferencje krajowe, na koszt członków Stowarzyszenia zapraszani są architekci, projektanci, konstruktorzy, wykonawcy, przedstawiciele świata nauki. Dużym zainteresowaniem cieszą się cyklicznie organizowane od 1999 Konferencje w Serocku (w 2022r. odbyła się VII Konferencja).
– organizacje seminariów na wyższych uczelniach,
– działalność w Polskich Komitetach Normalizacyjnych PKN oraz europejskich TC/CEN, a także w organizacjach międzynarodowych tematycznie związanych z ABK.

Od momentu wstąpienia do EAACA (1996 r.) Polska jest znaczącym członkiem tego stowarzyszenia, co wynika zarówno z aktywności naszych przedstawicieli jak i potencjału produkcyjnego reprezentowanego przez nasz kraj. Członkiem Komitetu Strategicznego EAACA jest od wielu lat inż. Józef M. Kostrzewski a Komitetu Wykonawczego mgr. Łukasz Małecki. Od lipca 2020 r. Prezesem EAACA został wybrany mgr inż. Robert Turski. Jesteśmy od wielu lat największym producentem betonu komórkowego w Europie z ponad 35 % udziałem [14].

4. Beton komórkowy a środowisko naturalne

Analiza współczesnych technologii wytwarzania ABK wykazuje, że proces ten jest przyjazny dla środowiska. Technologie te wyróżniają się małym zużyciem surowców oraz energii w stosunku do technologii wytwarzania innych materiałów budowlanych. W produkcji ABK nie powstają odpady, gdyż zarówno pozostałości świeżej masy jak i woda odpadowa kierowane są z powrotem do procesu technologicznego. Powstające odpady po procesie autoklawizacji zawracane są do produkcji lub używane do wytwarzania nowych produktów np. ciepłochronnych zapraw murarskich, na podsypki ocieplające czy w drogownictwie. Ponadto w przypadku rozbiórki obiektów beton komórkowy może być użyty ponownie w procesie produkcyjnym ABK, do innego obiektu budowlanego jak i budowy dróg, wypełniania wyrobisk. Pilotażowe badania wykazały również możliwość zastosowania ABK z rozbiórki obiektów do betonów zwykłych. W procesie wytwarzania ABK nie powstają żadne materiały i substancje, które mogłyby być szkodliwe dla organizmów żywych lub środowiska. Tematyka technologii wytwarzania ABK podkreślająca zalety tego procesu była przedmiotem wielu publikacji [5, 10, 11, 15, 18, 20 - 22, 31, 35, 36].

– Polskie badania i doświadczenia wykazały, że do wytwarzania ABK mogą być stosowane w miejsce naturalnych surowców (pierwotnych), surowce wtórne w postaci ubocznych produktów powstających w energetyce (popioły lotne, mikrosfery, surowce siarczanowe) oraz w przemyśle chemicznym (fosfogipsy) [2, 5, 19, 24, 25, 31].
– Opracowano także technologię wytwarzania ABK z zastosowaniem popiołów lotnych tzw. „nowej generacji" powstających ze spalania węgla w kotłach fluidalnych w temperaturze ok. 850şC co skutkuje inną charakterystyką (popiołów) [12, 15, 31]. Technologię opatentowano (patent nr 207649) i wdrożono do przemysłu. Badania wykazały, że w recepturach ABK z wykorzystaniem popiołów fluidalnych istnieje możliwość zmniejszenia ilości wapna w mieszance o ok. 20 % oraz gipsu od 70% a nawet jego eliminacji w zależności od składu popiołów fluidalnych [5, 12, 26].
– Przeprowadzono również badania i stwierdzono możliwość wytwarzania ABK z zastosowaniem popiołów powstających ze współspalania węgla i biomasy [12].

– Potwierdzono możliwość stosowania w procesie wytwarzania betonu komórkowego: popiołów wapiennych ze spalania węgla brunatnego, piasków odpadowych, wapna z produkcji karbidu, żużli wielkopiecowych.
– Wyroby z autoklawizowanego betonu komórkowego charakteryzują się relatywnie dużą wytrzymałością przy małej gęstości i dobrej izolacyjności cieplnej, a tym samym wpływają na oszczędność energii potrzebnej na ogrzewanie obiektów, przy zapewnieniu zdrowego mikroklimatu [9, 5, 11, 22, 31]. Współczesne technologie wytwarzania ABK, charakterystyka wyrobów i związane z tym efekty rozpatrywane w pełnym cyklu życia LCA (Life-Cycle-Assessment) wskazują, że zarówno proces produkcji, jak i zastosowanie ABK wpisują się w uwarunkowania zrównoważonego rozwoju. Przyczyniają się do ograniczenia emisji CO_2 i NOx do atmosfery, a tym samym wpływają na ochronę środowiska naturalnego.

Dla potrzeb stosowalności ABK w Polsce realizowane były w szerokim zakresie badania jego trwałości w polskich warunkach klimatycznych. Badania wykazały, że ABK jest materiałem trwałym, upływ czasu nie powoduje w wyrobach zmian prowadzących do pogorszenia jego właściwości użytkowych. Na potwierdzenie powyższego świadczą m.in. wyniki naszych badań elementów drobnowymiarowych przeprowadzonych po 40 latach ich składania (przykrytych jedynie od góry papą) w warunkach polowych północno wschodniej Polski. Wygląd elementów był prawidłowy, badania wykazały ich pełną mrozoodporność i dobrą wytrzymałość. Badania mikroskopowe (mikroskop elektronowy z przystawką EDS) oraz badania skaningowe DTA wykazały wyraźną obecność w elementach tobermorytu (najbardziej trwałą odmianę termodynamiczną produktów wchodzących w skład ABK) oraz zwiększoną ilość uwodnionego mikrokrystalicznego krzemianu wapniowego. Można za tym stwierdzić, że proces naturalny karbonatyzacji ABK, o dobrej wyjściowej jakości nie pogarsza właściwości użytkowych ABK [28]. Badania trwałości ABK w komorze karbonatyzacyjnej również potwierdziły powyższe [33].

Jesteśmy przekonani, że ABK ma do odegrania ważną rolę jako zrównoważony materiał budowlany, tym bardziej, że producenci ABK w swoich procesach produkcyjnych starają się również wykorzystywać odnawialne źródła energii (OZE) jak energia wiatrowa, fotowoltaika. Przykładem tego w Polsce są SOLBET, BRUK-BET. Prace kierunkowane są również na zastosowanie gazu w tym tzw. zielonego wodoru.

5. Kierunki dalszego rozwoju

Technologia ABK zarówno w Polsce jak i na świecie ulega ciągłemu rozwojowi, co jest między innymi prezentowane na szeregu konferencjach oraz w licznych publikacjach.

Uważamy, że w obecnej sytuacji klimatycznej i energetycznej dalsze trendy rozwoju ABK należy rozpatrywać wielokierunkowo w zakresie właściwości gotowych wyrobów.

Uważamy, że technologia betonu komórkowego o stuletniej tradycji nadal umożliwia podwyższanie parametrów oferowanych wyrobów a rozwój może dotyczyć przede wszystkim modyfikacji składu fazowego [5, 8, 29, 34, 41] oraz struktury i mikrostruktury, poprzez dobór surowców podstawowych ale również stosowanie domieszek chemicznych i dodatków mineralnych. Taki kierunek badań rozpoczęły niektóre ośrodki badawcze w tym polskie [9, 17, 23, 30].

Coraz więcej pojawia się badań z zakresu zmniejszenia ilości energochłonnych składników ABK jakim jest cement i wapno. Do tego mogą być wykorzystywane dodatki mineralne o charakterze pucolanowym i hydraulicznym, takie jak zeolity, geza, piasek

chalcedonitowy, odpady z perlitu ekspandowego i popiół fluidalny [27, 31, 37, 38]. Po-wstawać wówczas może więcej C-S-H o stosunku C/S ~ 1.0 oraz nowe fazy jak scawtyt, ksonotlit, girolit i hydro-granaty [42]. W efekcie w składzie mieszanki ABK można zmniejszyć o 10 – 15 % cementu na 1 m^3 betonu nie zmieniając jakości wyrobu ABK.

Modyfikacja w zakresie mikrostruktury betonu komórkowego będzie polegać na zmianach struktury porów [5,39]. Ma na to wpływ między innymi skład ziarnowy proszku Al., a także piasku w technologiach piaskowych. Zmiany uziarnienia proszku Al. leżą w zakresie możliwości wytwórni środków porotwórczych Benda-Lutz w Skawinie. Dobór uziarnienia proszku Al. będzie w znacznym stopniu zależał od rodzaju cementu i dodatków mineralnych stosowanego w mieszance betonowej. W przypadku składu ziarnowego piasku duże znaczenie ma również frakcja mniejsza od 100 µm [8, 15].

Zatem można stwierdzić, że nowe proponowane rozwiązania technologiczne dla ABK dobrze wpisują się w zmniejszenie śladu węglowego w tych wyrobach.

Kierunki dalszego rozwoju ABK powinny dotyczyć również:

- **Struktury asortymentowej wyrobów**

Zasadnym jest zwiększenie produkcji bloczków modułowych o większych formatach i elementów wielkomodułowych (zbrojonych). Wskazane jest prowadzenie badań nad wykorzystaniem włókien syntetycznych. Zmiana struktury asortymentowej i wynikające z niej korzyści powinny wpłynąć na zwiększenie konkurencyjności ABK.

- **Procesu produkcji ABK**

Potrzebne jest dalsze prowadzenie prac nad zmniejszeniem energochłonności procesów takich jak mielenie składników, autoklawizacja. Należy również kontynuować prowadzone badania częściowego zastąpienia obecnie stosowanych spoiw dodatkami mineralnymi o właściwościach pucolanowych [31, 37, 38].

Zasadne jest kontytuowanie w wytwórniach ABK procesu zastępowania energii pochodzącej z paliw kopalnianych paliwami bardziej przyjaznymi dla środowiska naturalnego. Proces ten został już rozpoczęty przez niektórych producentów ABK wprowadzaniem odnawialnych źródeł energii w tym fotowoltaiki, energii wiatrowej i w najbliższej przyszłości paliwa tzw. zielonego wodoru. W realizacji inwestycji wodorowych i prowadzeniu prac badawczo -rozwojowych w tym zakresie pomocny, powinien być powołany przez Komisję Europejską Europejski Bank Wodorowy (European Hydrogen Bank).

- **Digitalizacji**

Kontynuowanie stosowania technologii BIM (Building Information Modeling) dla potrzeb projektowania obiektów z betonu komórkowego. Ponadto kontynuowanie rozpoczętego trendu integracji BIM z systemem AR (Augmented Reality) w którym użytkownicy mogą oglądać świat wirtualny i wchodzić z nim w interakcje.

6. Podsumowanie

Rok 1923 – wynalezienia autoklawizowanego betonu komórkowego ABK stanowi istotną datę w historii przemysłu materiałów budowlanych na świecie. Najbardziej ceniono w tym materiale korzystną izolację cieplną przy relatywnie dobrej wytrzymałości i wysoką odporność ogniową, a w zrealizowanych obiektach przyjazny mikroklimat. Małe zużycie surowców i energii przy jego wytwarzaniu w stosunku do innych materiałów ściennych było dodatkowym atutem w rozwijaniu produkcji ABK. Jego zalety zdecydowały, że produkcja z Europy przeniosła się na inne kontynenty. ABK stosowany jest

z powodzeniem w różnych strefach klimatycznych, w tym i w rejonach sejsmicznych. Może on łączyć w sobie cechy materiału konstrukcyjnego i izolacyjnego, stosowany jest w różnych rodzajach budownictwa. Technologia produkcji tego materiału była w sposób ciągły udoskonalana, dzięki czemu wyroby z ABK reprezentują obecnie wysoki poziom techniczny. Technologia produkcji ABK wciąż jest i ma potencjał żeby również w przyszłości być jedną z najbardziej przyjaznych środowisku technologii wytwarzania materiałów budowlanych, a wyroby z ABK będą odgrywać ważną rolę jako elementy zrównoważonego budownictwa zarówno w Polsce, jak i w innych krajach.

– Polska wniosła znaczący wkład w osiągnięcie dotychczasowego poziomu i wielkości produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego na świecie. W uznaniu jej roli w tej dziedzinie Europejskie Stowarzyszenie Producentów ABK (EAACA) powierzyło Polsce w 2011 roku organizację w Bydgoszczy 5 Międzynarodowej Konferencji dotyczącej ABK „Zapewnienie zrównoważonego rozwoju".
– Trzeba podkreślić, że uruchomienie i rozwój produkcji ABK w Polsce przyczyniły się znacząco do intensywnej odbudowy i rozbudowy kraju po drugiej wojnie światowej. Praktycznie rzecz biorąc realizacja budownictwa mieszkaniowego w szerokim zakresie nie jest możliwa bez betonu komórkowego.
– W stuletnią rocznicę wynalezienia ABK warto przytoczyć opinię Torstena Schocha [43] wyrażoną na jednej z konferencji, że „ABK to pionierski materiał budowlany z tradycjami w wielu sektorach budownictwa, który wyznacza standardy przyjaznego dla środowiska i ekonomicznego budownictwa na całym świecie".
– Z okazji 100-lecia ABK podziękowania należą się twórcom tego materiału oraz wielu, wielu osobom i jednostkom organizacyjnym, dzięki którym opracowano i osiągnięto dotychczasowy poziom w dziedzinie betonu komórkowego.

Literatura

[1] Paprocki, A. (1966) Betony komórkowe. Warszawa: Arkady.
[2] Jatymowicz, H.; Siejko, J.; Zapotoczna-Sytek, G. (1975) (wyd. 1); (1980) (wyd.2) Technologia autoklawizowanego betonu komórkowego. Warszawa: Arkady.
[3] Zapotoczna-Sytek, G. (2019) Historia autoklawizowanego betonu komórkowego w Polsce. Warszawa: Wydawnictwo PWN.
[4] Zapotoczna-Sytek, G.; Soboń, M. (2011) 60 years of aerated concrete in Poland the past and the future. 5-Th International Conference on Autoclaved Concrete "Securing a sustainable future" Bydgoszcz, Poland September 14-17, pp. 27-42.
[5] Zapotoczna-Sytek, G.; Balkovic, S. (2013) Autoklawizowany beton komórkowy. Technologia, Właściwości, Zastosowanie. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, Stowarzyszenie Producentów Betonów.
[6] Soboń, M. (2010) Należy przypomnieć osiągnięcia polskiej branży betonu komórkowego. Warszawa: Materiały Budowlane 11 (nr 459), s. 44-46.
[7] Brunarski, L. (2005) Cała prawda o promieniotwórczo-ści. Budowanie z betonu komórkowego. Warszawa: Poradnik, Wydawnictwo Stowarzyszenia Producentów Betonów, s. 32-33.
[8] Małolepszy, J.; Pichór, W. (2001) Beton komórkowy XXI wieku. Materiały Budowlane 4 (nr 344), s. 8-10.
[9] 5-Th International Conference on Autoclaved Concrete (2011) Securing a sustainable future. Bydgoszcz, Poland September 14-17: Centrum Promocji i Reklamy REMEDIA.
[10] ICAAC 6th International. (2018) Conference on Au-toclaved Aerated Concrete. September 4-6,University Potsdam September 4-6: European Autoclaved Concrete Association (EAACA).
[11] Małecki, M.; Małolepszy, J.; Misiewicz, L. (2014) Bet-on komórkowy – materiał budowlany z przyszłością. Wisła 13-15 października, Konferencja „Dni Betonu", s. 691-701.
[12] Zapotoczna-Sytek, G.; Łaskawiec, K.; Gębarowski, P.; Małolepszy, J.; Szymczak, J. (2013) Popioły nowej generacji do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego. Opole Instytut Ceramiki

i Materiałów Budowlanych, Wydawnictwo Instytut Śląski.
[13] Zapotoczna-Sytek, G. (1989) Cement belitowo-pucolanowy jako spoiwo do betonu komórkowego. Prace COBR PB CEBET, Zeszyt nr 19, s. 89-114.
[14] Materiały techniczne i informacyjne Europejskiego Stowarzyszenia Producentów Autoklawizowanego Betonu Komórkowego (EAACA), Stowarzyszenie Producentów Betonów w Polsce (SPB), firm produkcyjnych ABK w Polsce.
[15] Małolepszy, J.; Łaskawiec, K. (2017) Autoklawizowany beton komórkowy – dzisiaj i jutro. Cement-Wapno-Beton nr. 5, s.358-370.
[16] Skorniewska, M.; Zapotoczna-Sytek, G. (2012) Wpływ rodzaju cementu na właściwości betonu komórkowego. Cement-Wapno-Beton nr. 4, s. 200-205.
[17] Skorniewska, M.; Abramowicz, M.; Zapotoczna-Sytek, G. (2013) Domieszki chemiczne a procesy fizyko-chemiczne zachodzące przy wytwarzaniu autoklawizowanego betonu komórkowego. Warszawa-Opole: Prace Instytutu Ceramiki i Materiałów Budowlanych nr 12, s.88-106.
[18] Zapotoczna-Sytek, G. (2005) AAC based on fly ash in strategy of sustainable development. London: Proceeding of 4th International Conference on Autoclaved Concrete Innovation and Development, Mukesh C. Limbachiya, John J. Roberts (red), pp. 257-264.
[19] Zapotoczna-Sytek, G. (2015) Autoklawizowany beton komórkowy na popiołach lotnych Materiały Budowlane nr. 2(510), s. 53-56.
[20] Hums, D. (1992) Ecological aspect for the production and use of autoclaved aerated concrete. Zurich: Proceeding of the 3RD Rilem International Symposium on Autoclaved Aerated Concrete, , 14-16 October, pp. 271-275.
[21] Zapotoczna-Sytek, G.; Małolepszy, J. (2008) Zrównoważony rozwój a proces wytwarzania i stosowania elementów z betonu komórkowego. Wisła: 13-15 października, Konferencja Dni Betonu, s. 867-878.
[22] Zapotoczna-Sytek, G. (2020) Autoklawizowany beton komórkowy a środowisko naturalne. Materiały Budowlane 12 (nr 580), s.8-11.
[23] Dziekan, E.; Laska, J.; Małolepszy, J. (2011) Influence of polymer superplasticizers on the properties of autoclaved aerated concrete. 5-Th International Conference on Autocloved Concrete "Securing a sustainable future" Bydgoszcz: Poland September 14-17, pp. 207-214.
[24] Gębarowski, P.; Górska, B.; Michalik, A.; Zapotoczna-Sytek, G.; Gawlicki, M. (2011) Autoclaved aerated con-crete – safe for human and environmentally friendly. 5-Th International Conference on Autoclaved Concrete "Securing a sustainable future" Bydgoszcz: Poland September 14-17, pp. 543-553.
[25] Zapotoczna-Sytek, G.; Lubińska, K.; Mamont-Cieśla, K.; Rybarczyk T. (2011) Myth of the radioactivity autoclaved concrete (AAC) – how is really?. 5-Th International Conference on Autoclaved Concrete "Securing a sustainable future" Bydgoszcz: September 14-17, pp. 417-424.
[26] Łaskawiec, K.; Gębarowski, P.; Zapotoczna-Sytek, G.; Małolepszy, J. (2011) Fly ashes of new generation as a raw material to the production of autoclaved aerated concrete (AAC). , 5-Th International Conference on Autoclaved Concrete "Securing a sustainable future" Bydgoszcz: Poland September 14-17, pp. 119-128.
[27] Łaskawiec, K.; Gębarowski, P.; Małolepszy, J. (2016) Influence of Fluidized Ashes on Properties of Autoclaved Aerated Concrete. ACI Materials Journal, vol 113, issue 04, pp. 409-417.
[28] Zapotoczna-Sytek, G. (2018) Durability of autoclaved aerated concrete based on Polish experience. University Potsdam: September 4-6, 6th International Concrete on Autoclaved Aerated Concrete, pp. 53-62.
[29] Różycka, A.; Kotwica, Ł.; Małolepszy, J. (2014) Syn-thesis of single phase gyrolite in the CaO-quartz-Na_2O-H_2O system. Materials Letters, vol. 120, pp. 166-169.
[30] Różycka, A.(2019) Wpływ wybranych czynników na skład fazowy i mikrostrukturę autoklawizowanego betonu komórkowego. Materiały Budowlane, 9(nr 565) s. 11-13.
[31] Pichór, W. (2022) Przyjazne środowisku rozwiązania materiałowe w technologii autoklawizowanego betonu komórkowego. Cement-Wapno-Beton 27 (3), s. 167-177.
[32] Pod redakcją Drobca, Ł.: Misiewicza, L.; Jasińskiego, R. (2022) Projektowanie konstrukcji murowych z betonu komórkowego wspomagane badaniami. Warszawa: Wydawnictwo PWN.
[33] Łaskawiec, K.; Górecka, E. (2021) Trwałość autoklawizowanego betonu komórkowego w świetle najnowszych badań. Materiały Budowlane 12 (nr 592), s 34-35.
[34] Kurdowski, W. (2013) Chemia cementu i betonu. SPC. Wydawnictwo Naukowe PWN, Kraków – Warszawa.
[35] Dauksza, P. (2022) Autoklawizowany beton komórkowy (ABK) w zrównoważonym budownictwie. Cement-Wapno-Beton 27(3), s. 224-240.
[36] Turski, R.; Rogala, W. (2022) Sytuacja i kierunki rozwoju autoklawizowanego betonu komórkowego w Europie. Cement-Wapno-Beton, 27(3), s. 154-165.
[37] Skawińska, M. (2016) Wpływ dodatków mineralnych na właściwości autoklawizowanych kompozytów

betonowych. Praca doktorska, Politechnika Świętokrzyska Kielce.
[38] Stępień, P. Wpływ gezy na skład fazowy betonu komórkowego. Praca nieopublikowana.
[39] Walczak, P. (2023) Możliwości poprawy parametrów użytkowych ABK na przykładzie współczynnika przewodzenia ciepła. Materiały Budowlane 1(nr 605), s.65-66.
[40] Rybarczyk, T. (2022) BIM w projektowaniu budynków z betonu komórkowego. Materiały Budowlane 9 (nr 601), s. 39-40.
[41] Sprawozdanie ICiMB Centrum Badań Betonów CEBET i AGH . (2012) Rola xonotlitu i girolitu w kształtowaniu struktury i mikrostruktury betonu komórkowego. Warszawa.
[42] Pytel, Z. (2008) Synteza scawtytu C7S6CO2H2. Cement–Wapno–Beton 5 s. 166-169.
[43] Schoch T. (2019) Nowoczesne zastosowania ABK w Europie i na świecie. Cement-Wapno-Beton, 5, wrzesień-październik, s. 361-371.

BUDOWNICTWO MOSTOWE I TUNELOWE

BRIDGE AND TUNNEL CONSTRUCTION

Mikołaj Ostrowski
Tomasz Baran
Marcin Pacocha

Niewymierne korzyści ze stosowania spoiw hydrofobowych w budownictwie drogowym

INCOMMENSURABLE BENEFITS OF USING HYDROPHOBIC BINDERS IN ROAD CONSTRUCTION

Streszczenie

W artykule przedstawiono wyniki badań hydraulicznych spoiw drogowych o właściwościach hydrofobowych. Wyniki badań tych spoiw porównano z wynikami badań „zwykłych" hydraulicznych spoiw drogowych, tj. bez dodatkowych właściwości hydrofobowych. Badania porównawcze wykazały, że hydrauliczne spoiwa drogowe o właściwościach hydrofobowych bardzo dobrze zabezpieczają przed wilgocią, w porównaniu do „zwykłych" hydraulicznych spoiw drogowych. Właściwości spoiw hydrofobowych zapobiegają przemieszczaniu się wody i rozpuszczonych w niej związków chemicznych w obiekcie wykonanym z użyciem tego spoiwa, zabezpieczając tym samym przed ich migracją do dalszych części konstrukcji. Takie właściwości spoiwa są szczególnie ważne i bardzo przydatne w przypadku wykonawstwie dróg i autostrad biegnących na terenach upraw rolnych, w pobliżu zakładów chemicznych, oczyszczalni ścieków oraz składowisk z odpadami, gdzie należy się spodziewać oddziaływań niebezpiecznych związków chemicznych.

Wyniki badań spoiw wykazały, że przy zbliżonej ilości klinkieru portlandzkiego w spoiwach, wytrzymałości na ściskanie spoiw drogowych o właściwościach hydrofobowych były mniejsze od zwykłych hydraulicznych spoiw drogowych, ale spoiwa hydrofobowe spełniały zakładaną klasę wytrzymałości.

Abstract

The article presents the results of hydraulic road binders with hydrophobic properties. Test results were compared with to the "ordinary" hydraulic road binders, i.e. without

dr inż. Mikołaj Ostrowski – Sieć Badawcza Łukasiewicz, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie

dr inż. Tomasz Baran – Sieć Badawcza Łukasiewicz, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie

mgr Marcin Pacocha – Baulab Sp. z o.o.

additional hydrophobic properties. Comparative studies have shown that hydraulic road binders with hydrophobic properties are very well protected against moisture, much more than "ordinary" binders. The properties of hydrophobic binders prevent the movement of water with dissolved chemical compounds in construction. Therefore, hydrophobic binders protect construction against migration of water solution (with potentially corrosive compounds) through structure. Such binder properties are particularly important and very useful in the case of the roads and highways running in agricultural area (agricultural fertilizer solutions in the soil), also areas near to chemical plants, sewage treatment plants and landfills with waste, where hazardous chemical interactions should be expected.

The results of binders tests showed that with a similar amount of Portland clinker in binders, compressive strength of road binders with hydrophobic properties were smaller than ordinary hydraulic road binders, but still met the expected strength class.

1. Wstęp

W obecnych latach budownictwo komunikacyjne jest jednym z najważniejszych kierunków strategii rozwoju w Polsce. Budowane są drogi i autostrady wraz z obiektami infrastruktury: rozjazdy, mosty, przepusty oraz tunele. Ponadto do bilansu należy dodać jeszcze budowle przy-autostradowe, takie jak: stacje benzynowe, motele, parkingi. Szacuje się, że realizacja takiego planu wymagać będzie bardzo dużego zużycia cementu i hydraulicznych spoiw drogowych.

Dobór cementu w technologii betonu do konstrukcji budownictwa komunikacyjnego jest bardzo ważnym zagadnieniem. Trwałość konstrukcji musi być uzyskana dla bardzo dużych obciążeń eksploatacyjnych, mechanicznych oraz związanych z oddziaływaniem środowiska, głównie znakozmiennych temperatur i odladzających środków chemicznych. Bardzo ważny jest także dobór odpowiedniego spoiwa do stabilizacji i podbudów drogowych oraz wykonawstwa obiektów drogowych [1-3]. Szczególnie ważną cechą spoiw drogowych są właściwości hydrofobowe, tj. zmniejszona podatność na chłonięcie wody. Takie właściwości spoiw powinny być zalecane, a nawet wymagane na terenach narażonych na działanie wszelkich agresywnych związków chemicznych, które mogą łatwo migrować w konstrukcji drogowej nawet do górnej warstwy, powodując oprócz obserwowanych wykwitów, zniszczenia i destrukcje. Stosowanie hydraulicznych spoiw drogowych o właściwościach hydrofobowych zapobiega migracji tych związków. W artykule przedstawiono wybrane wyniki produkowanego hydrofobowego hydraulicznego spoiwa drogowego oraz omówiono zakres i zalecenia jego stosowania. Przedstawione wyniki badań hydrofobowych hydraulicznych spoiw drogowych potwierdzają jego bardzo dobre właściwości hydrofobowe, które są szczególnie zalecane przy wykonawstwie dróg i autostrad biegnących na terenach upraw rolnych, w pobliżu zakładów chemicznych, oczyszczalni ścieków oraz składowisk z odpadami.

2. Hydrauliczne spoiwa drogowe

Budowa dróg i autostrad wraz z obiektami infrastruktury komunikacyjnej musi uwzględniać rozwój nowoczesnych technologii betonu z zastosowaniem odpowiednich spoiw. W programie inwestycyjnym budowy dróg i autostrad przedmiotem doboru są cementy powszechnego użytku produkowane zgodnie z normą PN-EN 197-1 [4].

Grupę cementów powszechnego użytku produkowanych w trzech klasach wytrzymałości: 32,5 lub 42,5 czy 52,5 uzupełniają spoiwa hydrauliczne o klasach: 32,5; 22,5; 12,5 i niższych. Spoiwa te mogą być produkowane z bardzo dużą ilością składników nieklinkierowych, tym samym proces ich produkcji jest związany z niższą emisją CO_2 do atmosfery, w porównaniu do cementów powszechnego użytku. Obowiązującymi dokumentami, podającymi klasyfikacje i wymagania dla spoiw hydraulicznych są normy europejskie: PN-EN 15368:2009 [5], PN-EN 13282-1:2013-07 [6], PN-EN 13282-2:2015-06 [7].

Norma PN-EN 15368:2009 [5] dotyczy spoiw hydraulicznych klasy 1,5 i 3,0 przeznaczonych do zastosowań niekonstrukcyjnych, stosowanych w zaprawie do prac murarskich, obrzutek i tynkowania oraz innych wyrobów. Spoiwo wg normy PN-EN 15368:2009 powinno zawierać minimum 20% klinkieru portlandzkiego. Skład spoiwa uzupełniają inne składniki nieklinkierowe w ilości do 80%.

Norma PN-EN 13282-1:2013-07 [6] podaje wymagania dotyczące szybko twardniejących hydraulicznych spoiw drogowych klasy 32,5; 22,5; i 12,5 przeznaczonych na podbu-

dowy, warstwy nawierzchniowe, jak również do wszelkich prac ziemnych związanych z budową dróg, kolei, lotnisk i innych obiektów infrastruktury. Spoiwa wg tej normy zostały sklasyfikowane według poziomu wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach. W tabeli 1 przedstawiono normowe wymagania dotyczące właściwości mechanicznych, fizycznych i chemicznych szybko twardniejących hydraulicznych spoiw drogowych. Głównym wymaganiem dla składu szybko twardniejących hydraulicznych spoiw drogowych wg PN-EN 13282-1 jest minimalna 20% zawartość klinkieru portlandzkiego. Pozostałą ilość stanowią składniki nieklinkierowe.

Tablica 1. Wymagania dla hydraulicznych spoiw drogowych szybkowiążących wg PN-EN 13282-1 [6]

Właściwość	Odmiana, Klasa spoiwa hydraulicznego			
	E 2	E 3	E 4	E 4-RS
Wytrzymałość [MPa] na ściskanie po upływie: 7 dni 28 dni	 ≥ 5 ≥ 12,5 i ≤ 32,5	 ≥ 10,0 ≥ 22,5 i ≤ 42,5	 ≥ 16,0 ≥ 32,5 i ≤ 52,5	 ≥ 16,0 ≥ 32,5
Początek czasu wiązania [min]	≥ 90			≤ 90
Stałość objętości [mm]	≤ 10			
Miałkość, pozostałość na sicie 0,090 mm [% masy]	≤ 15			
Zawartość siarczanów, jako SO_3 [% masy]	≤ 4 (dopuszczalne ≤ 9)		≤ 4 (dopuszczalne ≤ 7)	
Zawartość klinkieru cementu portlandzkiego [% masy]:	≥ 20			

Drugim dokumentem związanym z drogownictwem jest norma PN-EN 13282-2:2015-06 [7], w której podano wymagania dla normalnie twardniejących hydraulicznych spoiw drogowych przeznaczonych na podbudowy, warstwy nawierzchniowe, jak również do wszelkich prac ziemnych związanych z budową dróg, kolei, lotnisk i innych obiektów infrastruktury. Spoiwa zostały sklasyfikowane według poziomu wytrzymałości na ściskanie po 56 dniach. W tabeli 2 przedstawiono normowe wymagania dotyczące właściwości mechanicznych, fizycznych i chemicznych normalnie twardniejących hydraulicznych spoiw drogowych. W składzie spoiw wg PN-EN 13282-2 nie jest wymagany udział klinkieru portlandzkiego. Skład spoiwa może się ograniczyć tylko do składników nieklinkierowych.

Tablica 2. Wymagania dla hydraulicznych spoiw drogowych normalnie wiążących wg PN-EN 13282-2 [7]

Właściwość	Odmiana, Klasa spoiwa hydraulicznego			
	N 1	N 2	N 3	N 4
Wytrzymałość [MPa] na ściskanie po upływie: 56 dni	≥ 2,5 i ≤ 22,5	≥ 12,5 i ≤ 32,5	≥ 22,5 i ≤ 42,5	≥ 32,5 ≤ 52,5
Początek czasu wiązania [min]	≥ 150			
Stałość objętości [mm]	≤ 30			
Miałkość, pozostałość na sicie 0,090 mm [% masy]	≤ 15			
Zawartość siarczanów jako SO_3 [% masy]	≤ 4 (dopuszczalne ≤ 9)			

Ponadto spoiwa hydrauliczne są produkowane na podstawie Aprobat Technicznych i Rekomendacji Technicznych, dla określonych rozwiązań recepturowych z wykorzystaniem wymienionych surowców wtórnych [8-10]. Obecnie uprawnione jednostki nie wydają już Aprobat Technicznych i Rekomendacji Technicznych na produkcję spoiw, tylko wydawane są Krajowe Oceny Techniczne (KOT) lub o większym zakresie stosowania spoiw, Europejskie Oceny Techniczne (EOT). Należy jednak zaznaczyć, że nadal produkowane są spoiwa na podstawie wydanych wcześniej Aprobat Technicznych i Rekomendacji Technicznych [8-10].

Rodzaje składników/dodatków jakie mogą być zastosowane do poszczególnych spoiw są ujęte w każdej z wymienionych wyżej norm. Produkowane w Polsce hydrauliczne spoiwa drogowe, najczęściej stanowią mieszaninę odpowiednio dobranych składników:

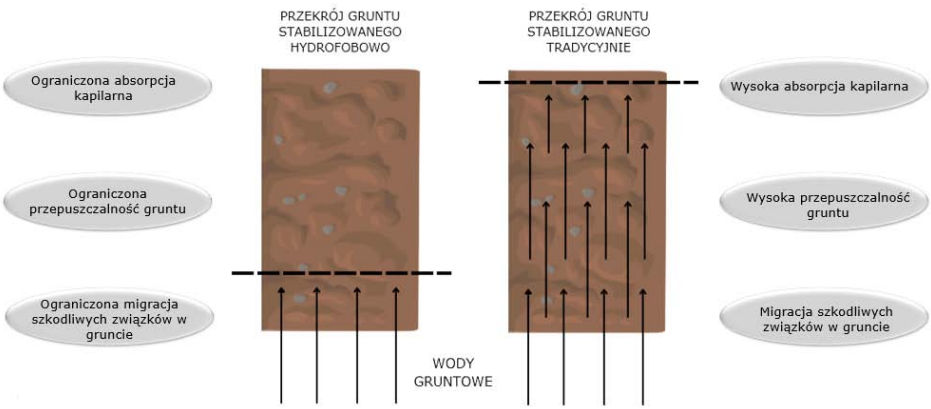
- popiołu lotnego krzemionkowego ze spalania węgla kamiennego
- popiołu lotnego wapiennego ze spalania węgla brunatnego,
- popiołu lotnego fluidalnego, ze spalania węgla w kotłach fluidalnych, z równoczesnym lub bez systemu odsiarczania spalin,
- cementu powszechnego użytku wg PN-EN 197-1 [4],
- mieszaniny popiołowo-żużlowej ze składowisk,
- dodatku polepszającego i przyspieszającego twardnienie; pył z by-passa, wapno hydratyzowane,
- dodatku drugorzędnego siarczan wapnia w ilości do 10% masy w różnej postaci: gipsu, bassanitu, anhydrytu lub ich mieszanin.

Ponadto stosuje się dodatki ulepszające, np. z grupy domieszek chemicznych do betonu, które z uwagi na właściwości oraz efekt jaki wywołują, są dzielone na kilka grup: uplastyczniające, upłynniające, napowietrzające, zwiększające więźliwość wody, przyspieszające wiązanie i twardnienie, opóźniające wiązanie oraz uszczelniające.

Domieszki uszczelniające są stosowane do betonu tzw. „wodoszczelnego" [11]. Zadaniem tych domieszek jest zmniejszenie absorpcji kapilarnej mieszanki betonowej poprzez blokowanie porów kapilarnych. Domieszki uszczelniające pozwalają uzyskać powierzchnie betonowe odporne na wodę i agresywne związki chemiczne w niej rozpuszczone. Z tego względu są stosowane do produkcji betonu narażonego na niekorzystne warunki. Domieszki uszczelniające zwiększają trwałość betonu. Beton wytworzony z udziałem domieszki uszczelniającej jest mało nasiąkliwy i charakteryzuje się właściwościami hy-

drofobowymi, tj. zdolnością do odpychania cząsteczek wody od siebie. Bardzo często mówi się potocznie o betonie hydrofobowym.

Podobnie jest w przypadku hydraulicznych spoiw drogowych z udziałem domieszek uszczelniających co najlepiej obrazuje schemat na rysunku 1. Zastosowanie spoiw hydrofobowych, np. do stabilizacji gruntów zmniejsza absorpcję kapilarną mieszanki spoiwa z gruntem poprzez blokowanie porów kapilarnych przez co uzyskuje się powierzchnie odporne na działanie wody, a tym samym agresywne związki chemiczne w niej rozpuszczone.



Rys. 1. Absorpcja wody w gruncie stabilizowanym hydrofobowym i „zwykłym" hydraulicznym spoiwem drogowym.

3. Materiały do badań

Do badań pozyskano dwa hydrauliczne spoiwa drogowe o nazwie Bauweghydro, wytwarzane na skalę przemysłową. Jako porównawcze, bez dodatku hydrofobowego, badano hydrauliczne spoiwa drogowe HRB E3, produkowane przemysłowo przez tego samego wytwórcę, co spoiwa Bauweghydro. Wyniki badań składu fazowego, za pomocą dyfraktometrii rentgenowskiej XRD wykazały, że głównymi składnikami spoiw są uboczne produkty spalania takie jak: popiół lotny wapienny, popiół lotny krzemionkowy oraz popiół fluidalny. Ponadto w spoiwach zidentyfikowano fazy klinkieru portlandzkiego: alit, belit, glinian trójwapniowy i braunmileryt, co wskazuje na obecność klinkieru portlandzkiego. Zarówno spoiwa drogowe o nazwie Bauweghydro, jak i porównawcze hydrauliczne spoiwo drogowe HRB posiadały zbliżony jakościowy skład fazowy. Natomiast rodzaju dodatku hydrofobowego w spoiwach hydrofobowych Bauweghydro nie udało się zidentyfikować metodą dyfraktometrii rentgenowskiej. Dodatek hydrofobowy w tych spoiwach nie jest więc znany autorom artykułu, ponieważ jest to rozwiązanie własne firmy produkującej te spoiwa.

4. Wyniki badań

Wyniki badań hydrofobowych spoiw drogowych Bauweghydro oraz porównawczego hydraulicznego spoiwa drogowego HRB zamieszczono w tablicy 3. Badania wytrzymałości, czasu wiązania i stałości objętości spoiw wykonano zgodnie z odpowiednimi normami przedmiotowymi [12,13]. Miałkości oznaczono analizą sitową na sucho jako pozostałość na sicie 0,090 mm. Zawartość siarczanów obliczono na podstawie oznaczenia siarki metodą elementarną, przy wykorzystaniu wzorca. Zawartość klinkieru w spoiwach określono na podstawie badań wykonanych wg CEN/TR 196-4:2007 [14].

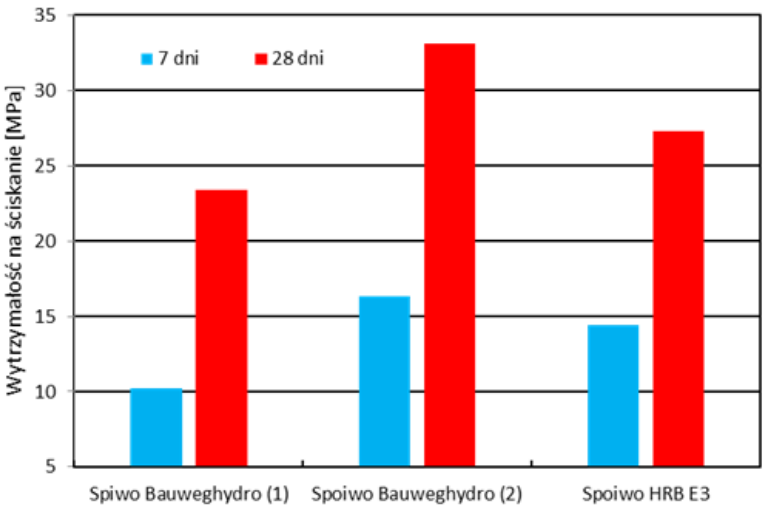
Tablica 3. Właściwości hydraulicznych spoiw drogowych Bauweghydro i spoiwa HRB E3

Właściwość	Opis spoiwa		
	Bauweghydro (Próbka 1)	Bauweghydro (Próbka 2)	Spoiwo HRB E3
Wytrzymałość na ściskanie po upływie [MPa]: 7 dni 28 dni	 10,2 23,4	 16,3 33,1	 14,4 27,3
Początek czasu wiązania [min]	650	510	470
Stałość objętości [mm]	3	2	2
Miałkość, pozostałość na sicie 0,090 mm [% masy]	9,9	8,4	11,4
Zawartość siarczanów, jako SO_3 [% masy]	3,4	3,6	3,6
Zawartość klinkieru cementu portlandzkiego [% masy]:	37	48	35
Absorpcja kapilarna, % Badanie przez 7 dni po 7 dniach dojrzewania Wymaganie (< 50 %) Badanie przez 28 dni po 90 dniach dojrzewania Wymaganie (< 60 %)	 22,2 41,5	 26,6 40,9	 100,0 100,0

Badania absorpcji kapilarnej spoiw drogowych wykonano zgodnie z normą PN-EN 480-5:2008 dotyczącą domieszek do betonu, zapraw i zaczynu [15]. Takie założenie wynika z uwagi na brak jakichkolwiek wytycznych zarówno produkcji, a co za tym wymagań dla hydraulicznych spoiw drogowych o właściwościach hydrofobowych (są to nowatorskie spoiwa). Badania absorpcji kapilarnej wg PN-EN 480-5 polegają na pomiarze przyrostu masy próbek, odpowiednio wcześniej dojrzewających (7 i 90 dni), następnie przechowywanych przez 7 i 28 dni w zamkniętym naczyniu i zanurzonych stale na wysokość 3 mm. Wyniki badania odnosi się do przyrostu masy próbki bez domieszki, w tym przypadku do przyrostu masy badanego „zwykłego" spoiwa HRB E3.

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie spoiw pozwalają na zaklasyfikowanie hydrofobowych spoiw drogowych Bauweghydro próbka 1 i próbka 2 odpowiednio do odmiany E3 i E4 wg tablicy 1 [6]. Spoiwo HRB jako porównawcze spełnia deklarowane wymagania odmiany E3. Na podstawie analizy wyników wytrzymałości i zawartości klinkieru portlandzkiego w spoiwach można stwierdzić, że dodatek hydrofobowy obniża wytrzymałość spoiwa. Przedstawione na rysunku 2 wyniki wytrzymałości pozwalają zauważyć, że spoiwo porównawcze HRB E3, przy mniejszej o 2% zawartości cementu

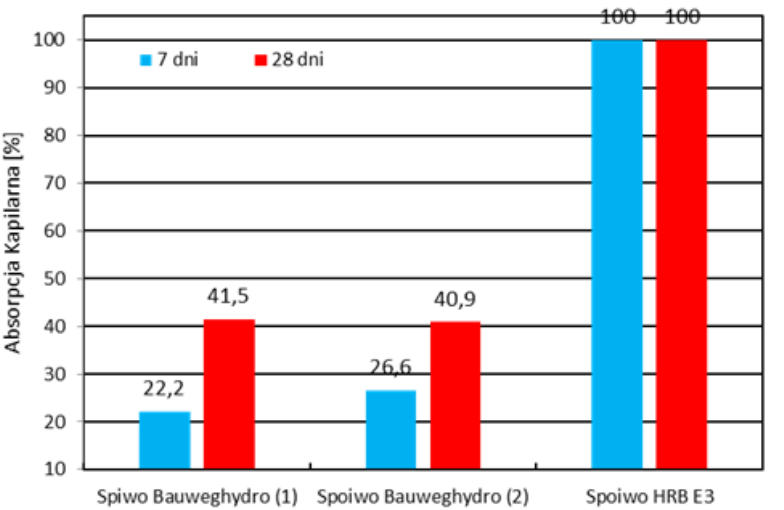
portlandzkiego, uzyskuje wytrzymałości na ściskanie po 7 i po 28 dniach wyższe odpowiednio o 29% i 14% w porównaniu do spoiwa Bauweghydro (próbka 1).



Rys. 2. Wytrzymałości na ściskanie spoiw drogowych po 7 i 28 dniach twardnienia

Przedstawione na rysunku 3 wyniki badań absorpcji kapilarnej potwierdzają właściwości hydrofobowe badanych spoiw drogowych Bauweghydro. Zarówno próbka 1 jak i próbka 2 spoiw drogowych Bauweghydro spełniają wymagania absorpcji kapilarnej, wykazując nawet wartości o 20-30% niższe (tj. lepsze) od podanego w wymaganiach normy (tabl. 3) [11,15].

Jeszcze lepiej efekt hydrofobowy obrazują zdjęcia próbek przedstawione na rysunku 4. Na belce wykonanej ze spoiwa HRB E3 bez dodatku hydrofobowego widać wyraźnie ciemniejszy kolor związany ze zwilżeniem próbki na całej jej wysokości tj. 16 cm.



Rys. 3. Absorpcja kapilarna spoiw drogowych badanych 7 i 28 dni i odpowiednio dojrzewających 7 i 90 dni

Rys. 4. Poziom absorbcji w belkach zanurzonych przez 90 dni (wymaganie 28 dni) w wodzie na poziomie 3 mm. Tradycyjne spoiwo HRB – absorbcja na całej wysokości belki. Spoiwo hydrofobowe Bauweghydro – absorbcja na poziomie 2,5 cm wysokości belki.

Natomiast na belce wykonanej ze spoiwa Bauweghydro takie zwilżenie jest widoczne do ok. 2,5 cm, tj. 15% wysokości belki. Pozostałe wymagane właściwości, tj. stałość objętości, początek czasu wiązania, zawartość siarczanów oraz miałkość, także spełniały wymagania podane w normie PN-EN 13282-1 dla hydraulicznych spoiw drogowych szybkowiążących (tab. 1) [6].

5. Wnioski

Przedstawione wyniki badań pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Zarówno hydrauliczne spoiwa drogowe Bauweghydro jak i hydrauliczne spoiwo drogowe HRB E3 (porównawcze) spełniały wszystkie wymagania normy PN-EN 13282-1 dla hydraulicznych spoiw drogowych szybkowiążących odpowiednich klas wytrzymałości.
- Hydrauliczne spoiwa drogowe Bauweghydro charakteryzowały się bardzo dobrymi właściwościami hydrofobowymi, co potwierdził niski poziom absorpcji kapilarnej, spełniający wymagania normy PN-EN 934-2+A1.
- Przy zbliżonej zawartości klinkieru portlandzkiego, hydrauliczne hydrofobowe spoiwa drogowe uzyskały mniejsze wytrzymałości na ściskanie, w porównaniu ze zwykłym hydraulicznym spoiwem drogowym.
- Obniżenie wytrzymałości na ściskanie spoiwa można zrekompensować dodatkową ilością cementu w składzie spoiwa, co obserwujemy w przypadku próbki 2 spoiwa Bauweghydro.
- Hydrofobowe hydrauliczne spoiwa drogowe to zalecane rozwiązania materiałowe, przeznaczone do stabilizacji gruntu, które są szczególnie ważne i bardzo przydatne w przypadku wykonawstwa dróg i autostrad biegnących na terenach upraw rolnych, w pobliżu zakładów chemicznych, oczyszczalni ścieków oraz składowisk z odpadami.

Literatura

[1] T. Baran, A. Garbacik: Stan i nowe możliwości wykorzystania popiołów z kotłów fluidalnych w produkcji cementów i spoiw hydraulicznych. Konferencja Międzynarodowa – Popioły z energetyki, Sopot 12-14 października, Monografia,

[2] T. Baran, M. Ostrowski, Z. Giergiczny: Wykorzystanie mieszanych popiołów lotnych z oddzielnego spalania pyłu węglowego i paliw wtórnych w produkcji spoiw wiążących. Materiały Budowlane, 2015, nr 12, s.37-40.

[3] T. Baran, A. Garbacik, K. Synowiec, A. Żak: Zastosowanie popiołu lotnego wapiennego jako aktywnego składnika spoiw drogowych. Drogi i Mosty, 2013, nr 1, s. 17-29.

[4] PN-EN 197-1:2012 „Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku".

[5] PN-EN 15368:2009 „Spoiwo hydrauliczne do zastosowań niekonstrukcyjnych: definicje wymagania i kryteria zgodności".

[6] PN-EN 13282-1:2013-07 „Hydrauliczne spoiwa drogowe Część 1: Szybko twardniejące hydrauliczne spoiwa drogowe. Skład, wymagania i kryteria zgodności".

[7] PN-EN 13282-2:2015-06 „Hydrauliczne spoiwa drogowe Część 2: Normalnie twardniejące hydrauliczne spoiwa drogowe. Skład, wymagania i kryteria zgodności".

[8] Aprobata techniczna IBDiM, nr AT/2003-04-1588: „Spoiwo stabilizacyjne SILMENT".

[9] Aprobata Techniczna IBDiM, nr AT/2002-04-1296, „Spoiwo stabilizujące Lipidur".

[10] Aprobata Techniczna IBDiM, nr AT/2003-04-1593 „Hydrauliczne spoiwo drogowe HSD".

[11] PN-EN 934-2+A1:2012 „Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 2: Domieszki do betonu--Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie".

[12] PN-EN 196-1:2016-07 „Metody badania cementu. Część 1: Oznaczanie wytrzymałości"
[13] PN-EN 196-3:2016-12 „Metody badania cementu. Część 3: Oznaczanie czasów wiązania i stałości objętości".
[14] CEN/TR 196-4:2007 "Methods of testing cement - Part 4: Quantitative determination of constituents".
[15] PN-EN 480-5:2008 „Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Metody badań. Część 5: Oznaczenie absorpcji kapilarnej".

Bartosz Piątek
Tomasz Howiacki
Maciej Kulpa
Tomasz Siwowski
Rafał Sieńko
Łukasz Bednarski

Zastosowanie pomiarów światłowodowych DFOS do identyfikacji uszkodzeń w konstrukcjach sprężonych

THE USE OF DISTRIBUTED FIBER OPTIC SENSING (DFOS) FOR DETECTING DAMAGES IN PRESTRESSED STRUCTURES

Streszczenie

Obiekty mostowe z betonu sprężonego to obecnie najpowszechniej stosowany rodzaj konstrukcji przy realizacji nowych szlaków komunikacji drogowej. Pomimo wieloletnich doświadczeń w ich wykonywaniu wciąż niejednokrotnie pojawiają się problemy związane z ich uszkodzeniami spowodowanymi głównie korozją cięgien sprężających. W referacie przedstawiono wyniki badań nad zastosowaniem czujników światłowodowych DFOS do wykrywania uszkodzeń w elementach sprężonych. Przetestowano kilka rodzajów czujników, część z nich zamontowano przed betonowaniem i sprężaniem, na etapie wytwarzania zbrojenia, pozostałe do powierzchni betonu po wykonaniu elementów. Dzięki wbudowaniu czujników już na etapie wytwarzania można uzyskać wiele cennych informacji na temat jego zachowania podczas betonowania, sprężania i dojrzewania betonu oraz dalej monitorować zmiany odkształceń i przemieszczeń pod obciążeniami zewnętrznymi.

Abstract

Prestressed concrete bridges are currently the most commonly used type of structure in the construction of new road infrastructure. Despite many years of experience in construction, there are still some problems related to their damages caused mainly by corrosion of the prestressing tendons. The paper presents the results of a research on the use of distrib-

dr inż. Bartosz Piątek – Politechnika Rzeszowska
dr inż. Tomasz Howiacki – SHM System, Politechnika Krakowska
dr inż. Maciej Kulpa – Politechnika Rzeszowska
prof. dr hab. inż. Tomasz Siwowski – Politechnika Rzeszowska
dr inż. Rafał Sieńko – SHM System, Politechnika Krakowska
dr inż. Łukasz Bednarski – SHM System, Akademia Górniczo-Hutnicza

uted fiber optic sensors (DFOS) for detecting damages in prestressed elements. Several types of fiber optic sensors were tested, some of them were installed before concreting and prestressing, at the stage of reinforcement production, others to the concrete surface after. Thanks to the incorporation of sensors already at the production stage, it is possible to obtain a lot of valuable information on its behavior during concreting, prestressing and curing of concrete, and to further monitor changes in strains and displacements under external loads.

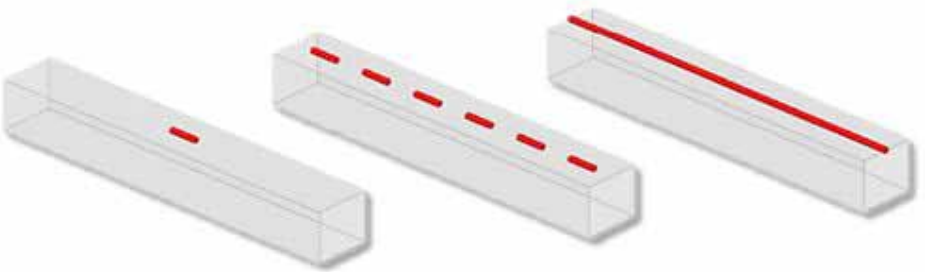
1. Wprowadzenie

Obiekty mostowe z betonu sprężonego to obecnie najpowszechniej stosowany rodzaj konstrukcji przy realizacji nowych szlaków komunikacji drogowej [1, 2]. Pomimo wieloletnich doświadczeń w wykonywaniu mostów sprężonych wciąż niejednokrotnie pojawiają się problemy związane z ich uszkodzeniami spowodowanymi głównie korozją cięgien sprężających [3-7]. Problemy te najczęściej objawiają się dopiero, gdy dochodzi do poważnego uszkodzenia cięgna skutkującego zmianami w globalnej pracy konstrukcji [8]. Identyfikacja lokalnych uszkodzeń mostów sprężonych jest trudna do wykonania i bardzo pracochłonna obecnie stosowanymi metodami ze względu na zlokalizowanie cięgien sprężających wewnątrz przekroju betonowego [9]. Diagnostyka uszkodzeń na wczesnym etapie ich rozwoju pozwala zapobiegać dalszemu pogarszaniu się stanu technicznego do poziomu zagrażającemu bezpieczeństwu konstrukcji i szybko podejmować środki zaradcze, które najczęściej są na tym etapie mniej kosztowne [10-12]. Obiecującą i stale rozwijającą się techniką w zakresie diagnostyki i monitoringu konstrukcji betonowych są pomiary za pomocą ciągłych (rozłożonych na długości włókna) czujników światłowodowych DFOS (distributed fiber optic sensors) [13-21]. W referacie przedstawiono wyniki realizacji projektu badawczego nad zastosowaniem czujników DFOS do wykrywania uszkodzeń w elementach sprężonych. Badania obejmowały zarówno elementy strunobetonowe, jak i kablobetonowe. Przetestowano łącznie 4 zestawy belek w małej (L=1,2 m) i dużej (L=7,7 m) skali. W każdym zestawie znajdowały się dwie belki tego samego typu, jedna referencyjna, bez uszkodzeń i druga z zasymulowanymi uszkodzeniami. Celem badań było sprawdzenie możliwości identyfikacji wprowadzonych uszkodzeń przy użyciu czujników DFOS. Przetestowano kilka rodzajów czujników światłowodowych, część z nich zamontowano przed betonowaniem i sprężaniem, na etapie wytwarzania zbrojenia, pozostałe do powierzchni betonu po wykonaniu elementów. Wyniki pomiarów światłowodowych porównano z konwencjonalnymi pomiarami za pomocą tensometrów elektrooporowych oraz z inwentaryzacją zarysowań. Dzięki wbudowaniu czujników już na etapie wytwarzania elementu sprężonego można uzyskać wiele cennych informacji na temat jego zachowania podczas betonowania, sprężania i dojrzewania betonu oraz dalej monitorować zmiany odkształceń i przemieszczeń pod obciążeniami zewnętrznymi [18-21] . Ponadto zastosowanie ciągłych geometrycznie pomiarów czujnikami DFOS umożliwia uzyskanie pełnego obrazu odkształceń, przemieszczeń czy rozkładu rys na długości elementu, co jest nieosiągalne przy użyciu typowych czujników punktowych [21-24]. W referacie przedstawiono najważniejsze wyniki badań elementów w małej skali.

2. Pomiary światłowodowe w konstrukcjach z betonu

Światłowodowa technika DFOS to jedna z najnowszych i najbardziej wszechstronnych technik pomiarowych, która może być wykorzystana w inżynierii lądowej do oceny stanu technicznego konstrukcji. Jej podstawową zaletą, w porównaniu do tradycyjnych technik punktowych, jest możliwość realizowania pomiarów wybranych wielkości fizycznych w sposób geometrycznie ciągły na całej długości liniowego czujnika światłowodowego, którego długość wahać się może od kilku centymetrów do wielu kilometrów. Dzięki temu istnieje możliwość analizy lokalnych zjawisk (np. zarysowań, uszkodzeń, koncentracji naprężeń czy też utraty przyczepności między zbrojeniem i betonem) z wykorzystaniem

jednego czujnika, bez konieczności instalacji setek konwencjonalnych przetworników punktowych i prowadzenia rozbudowanych tras kablowych (rys. 1).



Rys. 1. Schemat pomiaru odkształceń konstrukcyjnego elementu liniowego – od lewej: punktowego, quasi-ciągłego, ciągłego geometrycznie.

Do najważniejszych zalet światłowodowej techniki pomiarowej DFOS należy zaliczyć:
- możliwości realizowania ciągłych geometrycznie pomiarów zmian wybranych wielkości fizycznych, takich jak np. odkształcenia, naprężenia, zarysowania, przemieszczenia (zmiany kształtu), drgania i temperatury,
- możliwość dowolnego kształtowania trasy pomiarowej z wykorzystaniem pojedynczego czujnika (np. jednoczesna analiza na dwóch kierunkach lub dwóch poziomach na wysokości badanego elementu konstrukcyjnego),
- możliwość instalacji czujników na etapie na etapie budowy (zatapianie w betonie),
- korzyści ekonomiczne w porównaniu do rozwiązań zbudowanych w oparciu o czujniki punktowe (koszt jednostkowy punktu pomiarowego może być nawet kilkaset razy tańszy),
- długoterminowa (kilkudziesięcioletnia) trwałość (pod warunkiem odpowiedniej instalacji),
- odporność na alkaiczne środowisko betonu,
- odporność na wymagające warunki zewnętrzne, w tym odporność na korozję (wykorzystanie materiałów takich jak szkło, kompozyty, żywice epoksydowe),
- odporność na zakłócenia powodowane polem elektromagnetycznym,
- minimalna masa czujnika i związana z tym łatwość transportu i instalacji,
- minimalizacja okablowania (włókno pomiarowe doprowadza się bezpośrednio do miejsca odczytu, gdyż jest ono jednocześnie czujnikiem oraz nośnikiem informacji).

Wśród różnych rodzajów konstrukcji inżynierskich na szczególną uwagę zasługują konstrukcje wykonane z betonu (zarówno żelbetowe, jak i sprężone). Stwarzają one bowiem wiele wyzwań pomiarowych, a także związanych z analizą i interpretacją wyników pomiarów. Do najważniejszych aspektów należy zaliczyć m.in.:
- utratę ciągłości strukturalnej z uwagi na zarysowanie,
- liczne lokalne (wewnętrzne i powierzchniowe) imperfekcje, w tym raki, pustki czy ubytki w strukturze betonu,
- niejednorodność betonu i lokalne zmiany sztywności (m.in. z uwagi na losowy rozkład sztywnych ziaren kruszywa),
- lokalny wpływ wewnętrznych elementów zbrojących (pręty główne, strzemiona, cięgna lub kable sprężające, elementy kotwiące itp.),
- silną zależność właściwości betonu od składu mieszanki,

- silną zależność właściwości i stanu betonu w zależności od warunków betonowania i sposobów pielęgnacji powierzchni,
- tolerancje wykonawcze, zwłaszcza w odniesieniu do konstrukcji monolitycznych betonowanych na placu budowy,
- zależność właściwości betonu (w tym wytrzymałości i sztywności) od czasu – analiza skomplikowanych zjawisk reologicznych odbywa się zazwyczaj na etapie projektowania w sposób przybliżony,
- rozwój mikrozarysowań w okresie młodego betonu z uwagi na występowanie odkształceń termiczno-skurczowych blokowanych przez więzy zewnętrzne (np. szalunek, prostopadłe elementy konstrukcyjne) oraz wewnętrzne (zbrojenie).

W związku z powyższym, nieustannie rozwijane są techniki pomiarowe, które mają na celu poprawną i efektywną diagnostykę tego typu konstrukcji. Światłowodowe pomiary geometrycznie ciągłe DFOS znalazły w tym względzie szczególne zastosowanie, przede wszystkim dzięki realizacji pomiarów wybranych wielkości fizycznych na całej długości elementu, przez co możliwe jest bezpośrednie identyfikowanie uszkodzeń (np. detekcję zarysowań). W praktycznych zastosowaniach do pomiarów w konstrukcjach betonowych najlepiej nadają się kompozytowe czujniki monolityczne. Są to czujniki produkowane w procesie pultruzji, w którym włókno światłowodowe integrowane jest wewnątrz kompozytowego rdzenia. W ten sposób tworzony jest włókno światłowodowe chronione jest przed uszkodzeniami w warunkach pracy w elemencie betonowym, a przekrój czujnika pozbawiony jest warstw pośredniczących w transferze odkształceń, co zapewnia odpowiednią jakość uzyskiwanych wyników. Istotnym aspektem jest też sposób wykończenia powierzchni zewnętrznej, który wykorzystuje technologię znaną z produkcji kompozytowych prętów do zbrojenia betonu. Stosowany jest jedno lub dwukierunkowy oplot, pełniący funkcję mechanicznego (geometrycznego) połączenia czujnika z otaczającym go betonem, podobnie jak w przypadku żeber klasycznych, stalowych prętów zbrojeniowych. Zastosowanie czystych włókien światłowodowych ze względu na bardzo małą średnicę i podatność na zniszczenie ogranicza się do głównie do skali laboratoryjnej.

3. Program badań

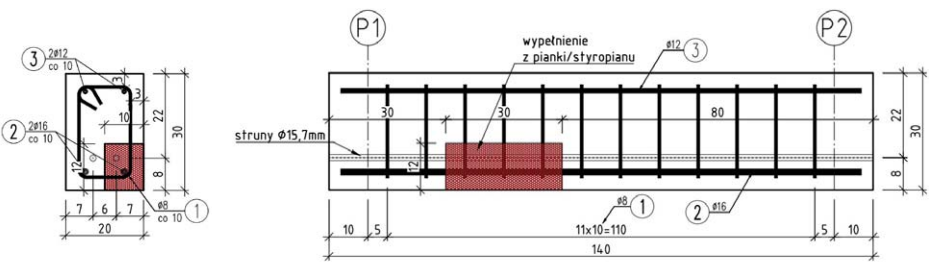
Badania przeprowadzone w ramach realizacji projektu miały na celu określenie przydatności poszczególnych czujników światłowodowych (DFOS) w zakresie diagnostyki i monitorowania konstrukcji sprężonych. Badania podzielono na elementy quasi-sprężone w małej skali (z umieszczonymi cięgnami, ale bez naprężania), które miały dać wstępną odpowiedź na temat jakości uzyskiwanych wyników z wykorzystaniem wybranych czujników DFOS. Po badaniach wstępnych skupiono się nad elementami wykonanymi w skali zbliżonej do rzeczywistej, z wykorzystaniem technologii strunobetonu i kablobetonu. W referacie przedstawiono jedynie badania w małej skali. W ramach tych badań, wykonano łącznie cztery elementy konstrukcyjne wyposażone w system czujników światłowodowych DFOS:

- MS1 - belka quasi-strunobetonowa bez uszkodzeń (b),
- MS2 - belka quasi-strunobetonowa z uszkodzeniami (z),
- MK1 - belka quasi-kablobetonowa bez uszkodzeń (b),
- MK2 - belka quasi-kablobetonowa z uszkodzeniami (z),

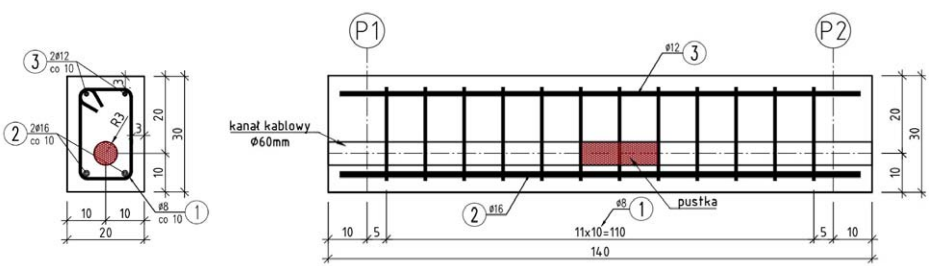
3.1. Charakterystyka badanych elementów

Wszystkie belki miały przekrój prostokątny o wymiarach 20 x 30 cm i długość równą 140 cm. Zbrojenie dolne belki stanowiły dwa pręty ϕ16 mm, zaś zbrojenie górne dwa pręty ϕ12 mm (stal B500SP). Zastosowano również strzemiona z prętów ϕ8 mm w rozstawie co 10 cm. W belkach quasi-strunobetonowych w dolnej strefie belki zabetonowano dwa sploty sprężające ϕ15,7 mm ze stali Y1860S7.

W celu zasymulowania uszkodzenia w belce quasi-strunobetonowej MS2, w formie belki umieszczono wypełnienie o długości 30 cm w postaci styropianu. Następnie po zabetonowaniu belki i związaniu betonu usunięto wypełnienie i odsłonięto fragment splotu, w którym wywołano przyspieszoną korozję. Uszkodzenie w belce quasi-kablobetonowej w postaci pustki w kanale kablowym zasymulowano umieszczając piankę poliuretanową na długości ok. 20 cm wewnątrz kanału. Przekroje poprzeczne i podłużne belek uszkodzonych przedstawiono na Rys. 2 i 3 (belki MS1 i MK1 miały analogiczną budowę pozbawioną uszkodzeń oznaczonych na czerwono).



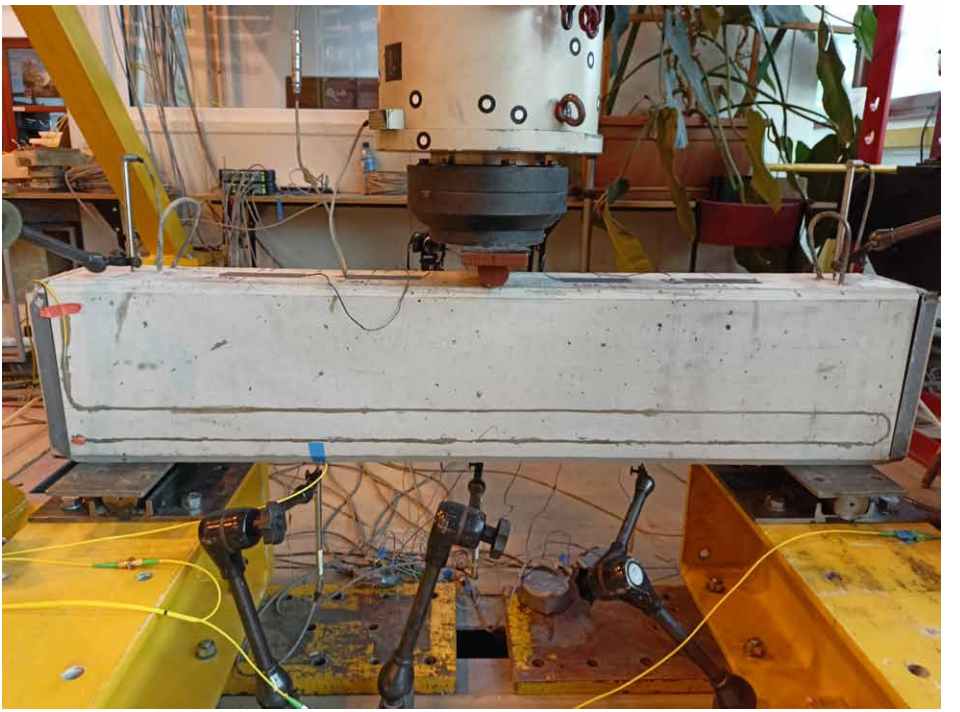
Rys. 2. Przekrój poprzeczny i podłużny belki MS2 (quasi-strunobetonowa z uszkodzeniami).



Rys. 3. Przekrój poprzeczny i podłużny belki MK2 (quasi-kablobetonowa z uszkodzeniami).

3.2. Schemat obciążenia

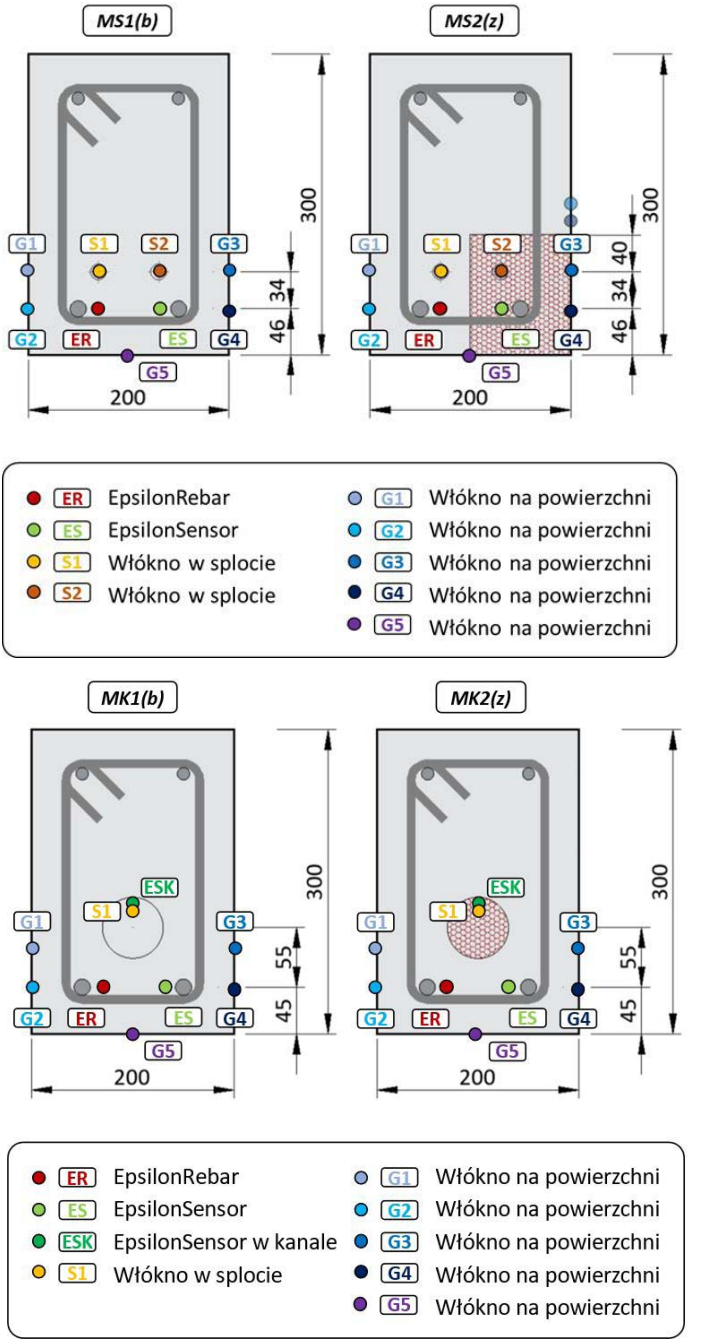
Belki obciążano w schemacie trójpunktowego zginania na specjalnie skonstruowanym stanowisku badawczym wyposażonym w jeden siłownik hydrauliczny o maksymalnej sile nacisku 630 kN. Rozpiętość teoretyczna belek w osiach podparcia wynosiła 1,2 m. Widok przykładowej belki na stanowisku przedstawiono na Fot. 1.



Fot. 1. Widok belki MK2 na stanowisku badawczym.

2.3. **Charakterystyka i rozmieszczenie czujników pomiarowych**

Podczas badań wykorzystano następujące czujniki światłowodowe DFOS: włókna światłowodowe w powłoce pierwotnej, kompozytowe czujniki monolityczne EpsilonRebar (ER) i EpsilonSensor (ES) oraz opracowane w ramach projektu czujniki światłowodowe zintegrowane ze splotem sprężającym. Na Rys. 4 zaprezentowano oznaczenia i numerację czujników światłowodowych w przekrojach poprzecznych poszczególnych belek. Ponadto prowadzono pomiary metodami referencyjnymi w celu porównania z techniką DFOS. Do pomiarów odkształceń wykorzystano tensometry elektrooporowe, a do pomiarów przemieszczeń czujniki indukcyjne. Pomiar sił odbywał się za pomocą siłomierzy zintegrowanych z układem obciążającym.



Rys. 4. Lokalizacja czujników światłowodowych DFOS.

4. Wyniki badań i ich analiza

4.1. Porównanie czujników pomiarowych

Pierwszym zadaniem było porównanie metod pomiarowych w postaci włókien światłowodowych przyklejanych na powierzchnię elementów oraz czujników monolitycznych w wersji zbrojącej (ER) i o zredukowanej sztywności osiowej (ES). Na Rys. 5 i 6 przedstawiono rozkłady odkształceń dla wybranych par czujników pod przykładowymi obciążeniami.

Rys. 5. Belka MK1(b) – porównanie czujników ER i ES pod obciążeniem 200 kN.

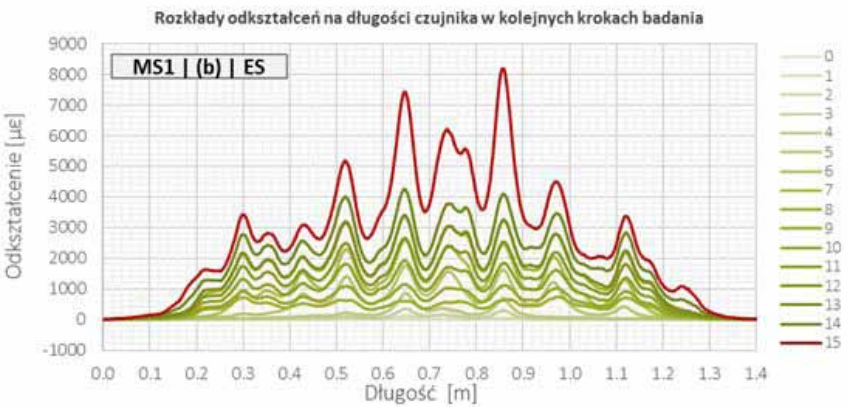
Czujnik o obniżonej sztywności (EpsilonSensor) już od pierwszych kroków obciążeniowych jednoznacznie identyfikował powstające zarysowania, podczas gdy lokalne ekstrema rejestrowane przez EpsilonRebara były wielokrotnie mniejsze. Przy większych poziomach obciążenia i ustabilizowanym stanie zarysowania, oba rozwiązania poprawnie identyfikowały ten stan (zgodność lokalnych maksimów i minimów), jednak w dalszym ciągu EpsilonSensor charakteryzował się lepszą czułością.

Rys. 6. Belka MS1(b) – porównanie czujnika ER i czystego włókna G2 pod obciążeniem 200 kN.

Porównanie czujników monolitycznych z pobliskimi włóknami światłowodowymi wskazuje na znacznie większą czułość włókien na lokalne odkształcania spowodowane zarysowaniem. Wynika to z pomijalnej sztywności światłowodów i ich dużej podatności na przenoszenie odkształceń konstrukcji. Należy jednak podkreślić, że skuteczna instalacja włókien może odbywać się wyłącznie w warunkach laboratoryjnych. Ponadto, większość włókien ulegała przedwczesnemu wyłączeniu z pomiarów na skutek przekroczenia maksymalnych odkształceń szklanego rdzenia w obrębie rysy.

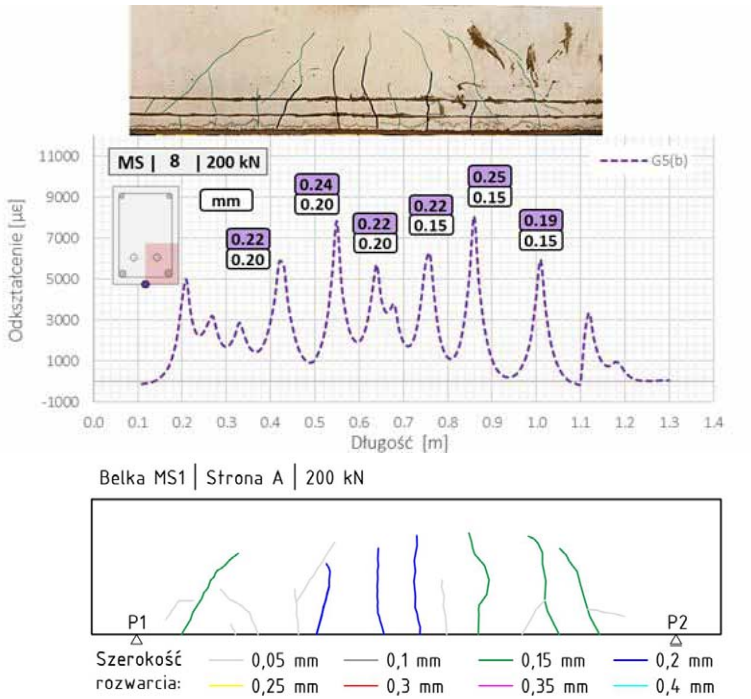
4.2. Diagnostyka uszkodzeń

Na Rys. 7 przedstawiono rozkłady odkształceń w rozciąganej strefie betonu uzyskane za pomocą czujnika EpsilonSensor w kolejnych krokach obciążenia belki MS1 (25-350 kN).



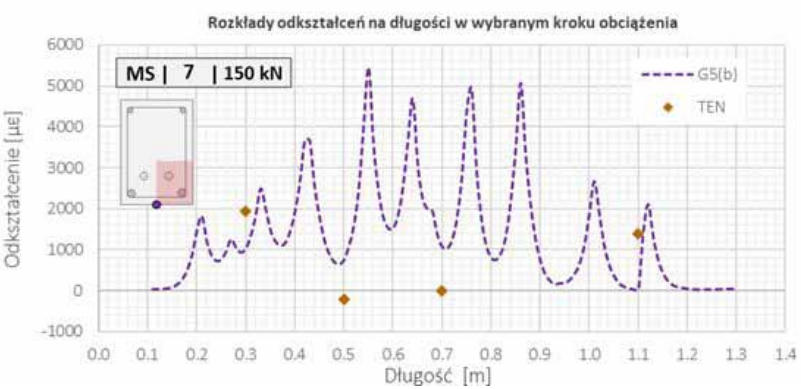
Rys. 7. Belka MS1(b) – czujnik ES: rozkłady odkształceń na długości w kolejnych krokach obciążenia.

Ciągły pomiar odkształceń wewnątrz przekroju betonowego pozwala na precyzyjną identyfikacje rozkładu zarysowania. Ponadto, stosując odpowiednie algorytmy obliczeniowe można oszacować szerokości rozwarcia rys [22-24]. Na rys. 8 przedstawiono przykładową analizę porównawczą w zakresie szerokości rys. W okienkach fioletowych przedstawiono szerokości wyznaczone na podstawie wskazań włókna G5, a w okienkach białych odczytane na bocznej powierzchni belki w wybranym kroku obciążenia. Należy zwrócić uwagę, że z uwagi na różne miejsca pomiaru, wyniki nie mogą być porównywane bezpośrednio. Jednak z punktu widzenia inżynierskiego należy stwierdzić, że uzyskane wartości szerokości rys pozostają ze sobą w zadowalającej zgodzie. Nieznacznie zawyżone wartości dla włókna G5 związane są z jego lokalizacją na dolnej powierzchni, tj. w maksymalnej odległości od osi obojętnej przekroju. Należy także zwrócić uwagę na losowy przebieg rysy na szerokości belki.



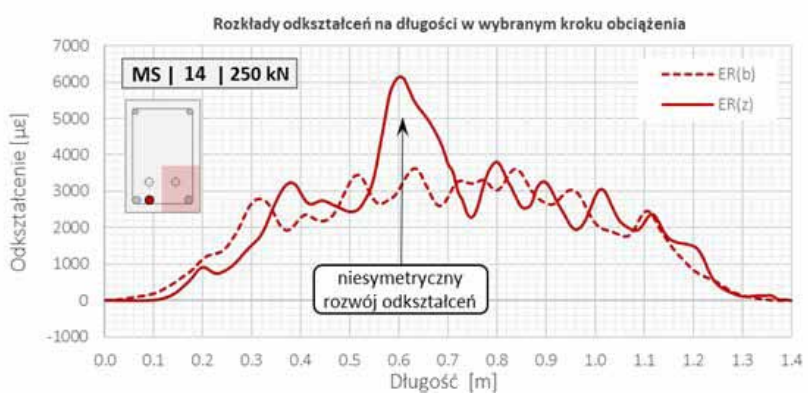
Rys. 8. Belka MS1(b) – porównanie zinwentaryzowanych szerokości rys na bocznej powierzchni z szerokościami obliczonymi na podstawie włókna G5 na dolnej powierzchni pod obciążeniem 200 kN.

Pomiary odkształceń zrealizowane z wykorzystaniem włókna przyklejonego do dolnej powierzchni belek porównano ze wskazaniami konwencjonalnych czujników punktowych w postaci tensometrów elektrooporowych (Rys. 9). Widać, że odczyty z tensometrów są mocno uzależnione od ich lokalizacji względem lokalizacji rys, która z natury ma charakter losowy. Ponadto w przypadku, gdy lokalizacja tensometru pokrywała się z przebiegiem rysy, dochodziło stosunkowo szybko do mechanicznego jego uszkodzenia. Nie sposób zatem za ich pomocą skutecznie wnioskować o rozkładzie zarysowania konstrukcji (nawet w przypadku bardzo dużego zagęszczenia). Z kolei na odcinkach między rysami, tensometry dawały zaniżone wyniki w porównaniu ze wskazaniami włókna DFOS. Jedną z możliwych przyczyn jest poślizg włókna wewnątrz żywicy spowodowany naciągiem wywołanym zwiększaniem szerokości rysy. Potwierdza to tezę, że w przypadku elementów gęsto zarysowanych, zadaniem czystego włókna DFOS (z gładką powłoką) jest przede wszystkim poprawna identyfikacja lokalizacji oraz szacowanie szerokości rys. Zmierzone odkształcenia nie mogą być jednak bezpośrednio utożsamiane z odkształceniami samej konstrukcji.



Rys. 9. Belka MS1(b) – porównanie czystego włókna G5 z punktowymi pomiarami za pomocą tensometrów elektrooporowych (TEN) pod obciążeniem 150 kN.

Na kolejnych rysunkach przestawione zostaną wskazania tych samych narzędzi pomiarowych w dwóch analizowanych belkach (nieuszkodzonej i uszkodzonej) dla wybranych kroków obciążeniowych. Dane z belek nieuszkodzonych przedstawiono linią przerywaną, a z belek uszkodzonych linią ciągłą. W przypadku belki quasi-strunobetonowej z uszkodzeniami dla każdego narzędzia uzyskano zwiększone wartości odkształceń już od pierwszych kroków obciążeniowych. Osłabiony wskutek wykonania pustki element pod tym samym obciążeniem doznawał większych deformacji. Ponadto, dla narzędzi przechodzących bezpośrednio przez symulowane uszkodzenie lub w jego pobliżu, zaobserwować można wyraźne różnice jeśli chodzi o symetrię rozkładu zarysowań i odpowiadających im odkształceń (Rys. 10 i 11).

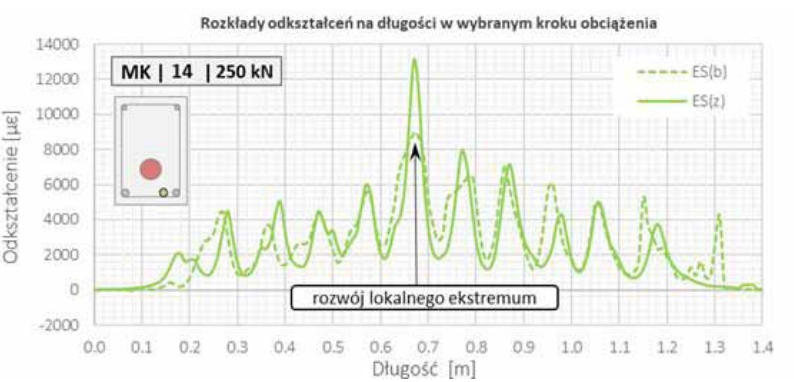


Rys. 10. Belki MS1(b) i MS2(z) – porównanie czujników EpsilonRebar pod obciążeniem 250 kN.

Rys. 11. Belki MS1(b) i MS2(z) – porównanie czujników EpsilonSensor pod obciążeniem 250 kN.

W przypadku EpsilonRebara i włókien odnotowano wzrost wartości średniej, ale także odchylenia standardowego, tj. zróżnicowania rozkładu odkształceń na długości. Wyjątkiem był EpsilonSensor, przechodzący bezpośrednio przez obszar uszkodzenia, w obrębie którego rozkład odkształceń był stosunkowo równomierny. W przypadku EpsilonSensora, w miejscu uszkodzenia widoczne jest wypłaszczenie wykresu odkształceń, charakterystyczne dla pełnej utraty przyczepności, w tym utraty blokady przemieszczeń prostopadłych do osi czujnika (czujnik przebiega przez pustą przestrzeń i nie jest ograniczony otaczającym go betonem). Z kolei w nieuszkodzonej części belki, lokalne ekstrema odpowiadające rysom mają większe wartości w porównaniu do tego samego kroku w belce MS1(b).

W przypadku belki MK2(z), uszkodzenie symulowano poprzez wykonanie przerwy w iniekcji kanału kablowego. Lokalnie mamy zatem do czynienia z obszarem o obniżonej sztywności i wytrzymałości. Porównując dane zmierzone tymi samymi czujnikami zainstalowanymi w belce uszkodzonej i nieuszkodzonej dla tej samej wartości siły, widoczne są znacznie większe wartości dla elementu uszkodzonego. Różnice te dla czujników zatopionych w betonie widoczne były od pierwszych kroków obciążeniowych, co pokazano na Rys. 12 na przykładzie porównania czujników ES. Dla EpsilonSensora w kanale i czujnika zintegrowanego ze splotem od pierwszych kroków widoczne były objawy miejscowej utraty przyczepności (Rys. 13 i 14).



Rys. 12. Belki MK1(b) i MK2(z) – porównanie czujników EpsilonSensor pod obciążeniem 250 kN.

Rys. 13. Belki MK1(b) i MK2(z) – porównanie czujników EpsilonSensor umieszczonych wewnątrz kanału kablowego ES(K) pod obciążeniem 250 kN.

Rys. 14. Belki MK1(b) i MK2(z) – porównanie czujników zintegrowanych ze splotami S1 pod obciążeniem 250 kN.

5. Podsumowanie i wnioski

Badania przeprowadzone na quasi strunobetonowych i quasi kablobetonowych elementach w małej skali miały na celu wstępną selekcję narzędzi DFOS oraz ocenę ich efektywności pod kątem diagnostyki i monitorowania konstrukcji sprężonych. Możliwe było także przetestowanie różnych rozwiązań w kontekście sposobów ich instalacji, zabezpieczenia przewodów sygnałowych czy też ogólnej wytrzymałości na czas betonowania oraz dużych deformacji w trakcie obciążeń mechanicznych. Wyniki badań potwierdziły przydatność narzędzi DFOS do wykrywania uszkodzeń w elementach z betonu sprężonego, a zdobyte doświadczenia pozwoliły na zoptymalizowanie i lepsze zaplanowanie kolejnych etapów prac badawczych realizowanych w ramach projektu (badania na belkach w skali zbliżonej do rzeczywistej). Zdiagnozowano także obszary, które wymagają dalszych prac badawczo-rozwojowych. Na podstawie przeprowadzonych badań na quasi-sprężonych elementach w małej skali, przedstawić można następujące wnioski i spostrzeżenia:

1. Wszystkie zastosowane narzędzia DFOS (włókna światłowodowe, kompozytowe czujniki monolityczne i czujniki zintegrowane ze splotami) dostarczyły istotnych informacji z punktu widzenia oceny stanu deformacji konstrukcji. Odpowiednio zaprojektowane i zainstalowane, mogą stanowić wartościową część systemu monitorowania i diagnostyki konstrukcji sprężonych.
2. Czujniki monolityczne o obniżonej sztywności (EpsilonSensor) charakteryzują się większą czułością w detekcji rys w porównaniu do sztywnych czujników (EpsilonRebar). Oznacza to większe wartości lokalnych maksimów w przekroju przez rysę i mniejsze wartości lokalnych minimów na odcinkach pomiędzy rysami. W związku z powyższym zdecydowano o wyborze czujników EpsilonSensor do dalszych badań realizowanych w ramach projektu.
3. Różnica w sztywności osiowej obu analizowanych czujników monolitycznych jest ponad pięćdziesięciokrotna. Czujniki EpsilonRebar mogą stanowić lokalne zbrojenie betonu, zwłaszcza w obszarach, które nie są silnie zbrojone. Czym większy stopień zbrojenia, a tym samym lokalna sztywność elementu konstrukcyjnego, tym mniejsze różnice we wskazaniach analizowanych czujników DFOS.
4. W ramach badań wstępnych po raz pierwszy na świecie wykorzystano monolityczny czujnik kompozytowy EpsilonSensor zatopiony wewnątrz kanału kablowego. Wykonane pomiary pozwoliły na ocenę odkształceń iniektu (na które wpływ miał także stan zarysowania elementu) oraz porównanie ich z odkształceniami splotu sprężającego. Jednak przede wszystkim możliwa była detekcja uszkodzenia w postaci miejscowej utraty przyczepności. Na wykresie obserwowane było charakterystyczne wypłaszczenie odkształceń w tym obszarze.
5. Zastosowanie nowoopracowanego czujnika zintegrowanego ze splotem sprężającym do geometrycznie ciągłych pomiarów DFOS w oparciu o rozpraszanie Rayleigha, było jednym z pierwszych tego typu zastosowań na świecie. Zrealizowane pomiary pozwoliły przede wszystkim na detekcję lokalnego uszkodzenia i jego ocenę jako utraty przyczepności do iniektu. Na wykresie obserwowane były charakterystyczne, miejscowe zaburzenia, związane prawdopodobnie z nieskrępowanym dociskiem poprzecznym drutów zewnętrznych do drutu środkowego.
6. W badaniach stosowano także włókna światłowodowe przyklejane bezpośrednio do powierzchni elementu. Charakteryzowały się one bardzo dobrą czułością w detekcji rys. Jednak większość z nich kończyła swoją pracę przedwcześnie albo z uwagi na zerwanie w obszarze ekstremalnych odkształceń związanych z rysą, albo z uwagi na zbyt duży przyrost odkształceń między kolejnymi krokami pomiarowymi (uniemożliwiający poprawne zastosowanie algorytmu w oprogramowaniu reflektometru).
7. Zastosowanie czystych włókien światłowodowych wymaga szczególnych środków ostrożności w trakcie instalacji. Istnieje także duże ryzyko ich uszkodzenia już po przyklejeniu do powierzchni. Dlatego dopuszcza się stosowanie włókien jako uzupełniających elementów pomiarowych tylko w warunkach laboratoryjnych lub krótkoterminowych badaniach terenowych.
8. Wskazania powierzchniowych włókien DFOS były zawyżone w porównaniu z referencyjnymi tensometrami na odcinkach pomiędzy rysami. Powodem jest poślizg gładkiego włókna wewnątrz żywicy spowodowany naciągiem wywołanym zwiększaniem szerokości rysy. W przypadku elementów gęsto zarysowanych, zadaniem włókna jest przede wszystkim poprawna identyfikacja lokalizacji rys oraz szacowanie ich szerokości. Zmierzone odkształcenia nie mogą być jednak bezpośrednio utożsamiane z odkształceniami samej konstrukcji.

9. Obliczone szerokości rys na dolnej powierzchni z wykorzystaniem algorytmu sumowania odkształceń na długości efektywnej zostały porównane z szerokościami odczytanymi na bocznej powierzchni belki. Należy zwrócić uwagę, że ze względu na różne miejsca pomiaru, wyniki nie mogą być porównywane bezpośrednio. Jednak z punktu widzenia inżynierskiej oceny należy stwierdzić, że uzyskane wartości szerokości rys pozostają ze sobą w zadowalającej zgodzie. Nieznacznie zawyżone wartości dla włókna światłowodowego związane są z jego lokalizacją na dolnej powierzchni, tj. w maksymalnej odległości od osi obojętnej przekroju. Należy także zwrócić uwagę na losowy przebieg rysy na szerokości belki.
10. W przypadku, gdy lokalizacja tensometru pokrywała się z przebiegiem rysy, dochodziło stosunkowo szybko do mechanicznego uszkodzenia czujnika. Z kolei na odcinkach między rysami, wartości mierzonych odkształceń zazwyczaj oscylowały wokół zera. Z uwagi na punktowy charakter pomiaru oraz powyższe spostrzeżenia należy stwierdzić, że punktowa tensometria elektrooporowa nie jest skutecznym narzędziem do kompleksowej i jednoznacznej oceny stanu deformacji betonowych konstrukcji zarysowanych.

Literatura

[1] Ł. Sławski, Ł. Kosno, G. Świt, Evaluation of Precast Pre-post-tensioned Concrete Bridge Beams with the Use of GPR Method, Procedia Engineering. 156 (2016) 443–450. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.319.

[2] J. Wang, Y.J. Kim, A state-of-the-art review of prestressed concrete tub girders for bridge structures, J Infrastruct Preserv Resil. 3 (2022). https://doi.org/10.1186/s43065-022-00058-1.

[3] Jarominiak, A. (2019). Zagrożenia cięgien sprężających w mostach kablobetonowych. Inżynieria i Budownictwo, 75.

[4] Jarominiak, A. (2019). Zagrożenia mostów kablobetonowych powodowane wadliwym iniektem. Drogownictwo, (9), 243-249.

[5] Jarominiak, A. (2019). Problemy trwałości kabli mostów podwieszonych. Inżynieria i Budownictwo, 75.

[6] NCHRP 14-28. Condition Assessment of Bridge Post-Tensioning and Stay Cable Systems Using NOE Methods. Final Report. 2016.

[7] H.L. Yip, F.T.K. Au, S.T. Smith, Serviceability Performance of Prestressed Concrete Buildings Taking into Account Long-Term Behaviour and Construction Sequence, Procedia Engineering. 14 (2011) 1384–1391. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.174.

[8] Powers R.G.. Sagi.ies A.A., Virmani Y.P.: Corrosion of Post-Tensioned Tendons in Florida Bridges. Florida Department of Transportation. Tallahassee, 2002.

[9] Jarominiak, A. (2019). Nieniszczące metody kontroli stanu kabli mostów kablobetonowych i podwieszonych. Drogownictwo, (12).

[10] D.M. Frangopol, D. Saydam, S. Kim, Maintenance, management, life-cycle design and performance of structures and infrastructures: a brief review, Structure and Infrastructure Engineering. 8 (2012) 1–25. https://doi.org/10.1080/15732479.2011.628962.

[11] W. Derkowski, P. Skupien. Safety of precast prestressed concrete structures after design life period. In: Proceedings of the 2018 fib Congress, Melbourne, Australia (2018), 2080–2090.

[12] W. Derkowski, R.Walczak, Problem of condition assessment of precast, posttensioned concrete crane beams in an extended period of use. In: Proceedings of the fib Symposium, Krakow, Poland (2019), 1507 –1514.

[13] Alj, I.; Quiertant, M.; Khadour, A.; Grando, Q.; Benzarti, K. Environmental Durability of an Optical Fiber Cable Intended for Distributed Strain Measurements in Concrete Structures. Sensors 2022, 22, 141. https://doi.org/10.3390/s22010141.

[14] Buda-Ożóg, L.; Zięba, J.; Sieńkowska, K.; Nykiel, D.; Zuziak, K.; Sieńko, R.; Bednarski, Ł. Distributed fibre optic sensing: Reinforcement yielding strains and crack detection in concrete slab during column failure simulation. Measurement 2022, 195, 111192. https://doi.org/10.1016/j.measurement.2022.111192.

[15] Sieńko, R.; Bendarski, Ł.; Howiacki, T. Distributed fibre optic sensing for safety monitoring of concrete, steel and composite bridges. In Bridge Safety, Maintenance, Management, Life-Cycle, Resilience and Sustainability, 1st ed.; Casas, J.R., Frangopol, D.M., Turmo, J., Eds.; CRC Press: London, UK, 2022. https://doi.org/10.1201/9781003322641.
[16] Barrias, A.; Casas, J.R.; Villalba, S. Embedded Distributed Optical Fiber Sensors in Reinforced Concrete Structures—A Case Study. Sensors 2018, 18, 980. https://doi.org/10.3390/s18040980.
[17] Alj, I.; Quiertant, M.; Khadour, A.; Grando, Q.; Terrade, B.; Renaud, J.-C.; Benzarti, K. Experimental and Numerical Investigation on the Strain Response of Distributed Optical Fiber Sensors Bonded to Concrete: Influence of the Adhesive Stiffness on Crack Monitoring Performance. Sensors 2020, 20, 5144. https://doi.org/10.3390/s20185144.
[18] Ł. Bednarski, R. Sieńko, T. Howiacki, Analysis of post-tensioned girders structural behaviour using continuous temperature and strain monitoring, IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci. 92 (2017) 012003. https://doi.org/10.1088/1755-1315/92/1/012003.
[19] Bado, M.S.; Casas, J.R.; Kaklauskas, G. Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation. Eng. Struct. 2021, 226, 111385. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111385.
[20] Bednarski, Ł.; Sieńko, R.; Howiacki, T.; Zuziak, K. The Smart Nervous System for Cracked Concrete Structures: Theory, Design, Research, and Field Proof of Monolithic DFOS-Based Sensors. Sensors 2022, 22, 8713. https://doi.org/10.3390/s22228713.
[21] Sieńko, R.; Bednarski, Ł.; Howiacki, T. About Distributed Internal and Surface Strain Measurements Within Prestressed Concrete Truck Scale Platforms. In Proceedings of the 3rd World Multidisciplinary Civil Engineering—Architecture—Urban Planning Symposium WMCAUS, Prague, Czech Republic, 18–22 June 2018.
[22] Rodríguez, G.; Casas, J.R.; Villalba, S. Cracking assessment in concrete structures by distributed optical fiber. Smart Mater. Struct. 2015, 24, 035005. https://doi.org/10.1088/0964-1726/24/3/035005.
[23] Liu, T.; Huang, H.; Yang, Y. Crack Detection of Reinforced Concrete Member Using Rayleigh-Based Distributed Optic Fiber Strain Sensing System. Adv. Civ. Eng. 2020, 2020, 8312487. https://doi.org/10.1155/2020/8312487.
[24] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S. Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures. Civ. Eng. Des. 2019, 1, 97–105. https://doi.org/10.1002/cend.201900008.

Przemysław Pudlik
Piotr Molenda
Maciej Nowak

Zastosowanie różnych metod badawczych do oceny charakterystyki porów w betonach mostowych na bazie cementów z nieklinkierowymi dodatkami

THE APPLICATION OF DIFFERENT TEST METHODS TO EVALUATE THE PORE CHARACTERISTICS OF BRIDGE CONCRETES BASED ON CEMENTS WITH NON-CLINKER ADDITIVES

Streszczenie

Wpisując się w ideę zrównoważonego rozwoju i redukcji emisji gazów cieplarnianych zasadnym jest stosowanie cementów z dodatkami nieklinkierowymi w obiektach inwestycji drogowo-mostowych. Wzrost inwestycji infrastrukturalnych w Polsce wpływa bezpośrednio na zwiększone zapotrzebowanie na betony mostowe, które charakteryzują się wysokimi zużyciem cementu, a stosowanie cementów z dodatkami realnie wpływa na ograniczenie emisji CO_2. Stosując cementy z dodatkami musimy również sprostać wysokim wymaganiom trwałościowym takimi jak mrozoodporność, która ma znaczący wpływ na trwałość betonu ze względu na położenie geograficzne Polski.

Zagadnienie jakości powietrza oraz oceny charakterystyki napowietrzenia mieszanki betonowej z zastosowaniem cementów z dodatkami nabiera coraz większego znaczenia. Wykorzystanie metod AVA i SAM niemal natychmiast przedstawiają ilość oraz jakoś otrzymanego napowietrzenia.

Do oceny wyników struktury napowietrzenia w świeżej mieszance wykorzystano urządzenia AVA (Air Void Analyzer) i SAM (Super Air Meter), natomiast do oszacowania charakterystyki napowietrzenia w stwardniałym betonie wykonano badania zgładów betonowych zgodnie z PN-EN 480-11. Porównano wyniki w zależności od wykonanego badania. Dodatkowo określano wpływ rodzaju cementu i występującego w nim nieklinkierowego dodatku (lotny popiół krzemionkowy czy mielony granulowany żużel wielkopiecowy) na osiągane parametry napowietrzenia. Wykonane doświadczenia obejmowały pracę laboratoryjną oraz badania terenowe.

Ze względu na ograniczenia wykorzystania AVA na terenie budowy, głównym zadaniem było sprawdzenie korelacji otrzymywanych parametrów SAM w laboratorium z wynikami uzyskiwanymi na placu budowy. Badanie aparatem ciśnieniowym Super Air

mgr inż. Przemysław Pudlik – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Piotr Molenda – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Maciej Nowak – Cement Ożarów S.A.

Meter nie spowodowało problemów technicznych w warunkach polowych. Potwierdzając zasadność i poprawność wykonanych badań przeprowadzone zostały badania dodatkowe mrozoodporności zwykłej F150 wg PN-B-06265:2018-10.

Następstwem eksperymentu jest zwiększenie świadomości otrzymywanej charakterystyki napowietrzenia mieszanki betonowej wykorzystując metodę sekwencyjno-ciśnieniową, która w dalszym ciągu jest stosunkowo mało rozpoznawalna w Polsce.

Abstract

In line with the idea of sustainable development and reduction of greenhouse gas emissions, it is reasonable to use cements with non-clinker additives in the objects of road and bridge investments. The increase in infrastructure investments in Poland has a direct impact on the increased demand for bridge concretes, which are characterized by high cement consumption, and the use of cement with additives has a real impact on the reduction of CO2 emissions. When using cements with additives, we must also meet high durability requirements such as frost resistance, which has a significant impact on the durability of concrete due to Poland's geographical location.

The issue of air quality and evaluation of aeration characteristics of concrete mix using cements with additives is becoming increasingly important. The use of AVA and SAM methods almost immediately show the quantity and level of obtained aeration.

The AVA (Air Void Analyzer) and SAM (Super Air Meter) devices were used to evaluate the aeration structure of the fresh concrete mixture, while the aeration characteristics of the hardened concrete were evaluated according to PN-EN 480-11. The results were compared depending on the study performed. Additionally, the influence of the type of cement and its non-clinker additive (volatile silica ash or ground granular blast furnace slag) on the aeration parameters was determined. Experiments carried out included laboratory work and field studies.

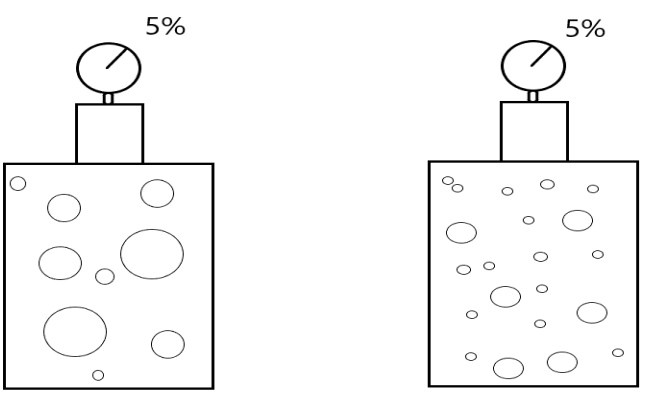
Due to the limitations of the use of AVA on the construction site, the main task was to check the correlation of obtained SAM parameters in the laboratory with the results obtained on the construction site. Testing with the Super Air Meter did not cause any technical problems under field conditions. To confirm the validity and correctness of the performed tests, additional tests of frost resistance of ordinary F150 according to PN-B-06265:2018-10 were carried out.

The consequence of the experiment is to increase awareness of the aeration characteristics of the concrete mixture using the sequence-pressure method, which is still relatively unrecognizable in Poland.

1. Wstęp

Odporność betonów na cykliczny proces zamrażania i odmrażania jest jedną z kluczowych właściwości zapewniającym wieloletnią trwałość konstrukcji. Niestety, surowe pod tym względem polskie warunki klimatyczne, charakteryzujące się wysoką częstotliwością przejść przez „zero" w istotny sposób zagrażają długotrwałej kondycji betonowej infrastruktury mostowej. Zgodnie z zaleceniem normy PN-EN 206 oraz krajowym uzupełnieniem PN-B-06265 jednym z najważniejszych czynników przeciwdziałania agresji spowodowanej zamrażaniem-rozmrażaniem jest odpowiednie napowietrzenie mieszanki betonowej. Obecność pęcherzyków powietrza w odpowiedniej ilości i rozkładzie pozwalają na przeciwdziałanie korozji mrozowej betonu. Dzięki utworzeniu swoistego bufora dla rozszerzania się cząstek wody podczas cyklu zamrażania i rozmrażania zminimalizowane zostało zjawisko powstawania mikropęknięć, które następnie w tempie lawinowym prowadzą do zniszczenia betonu. Niestety jak pokazują doświadczenia jakość i ilość powietrza w mieszance betonowej nie są wartościami stałymi, a czynnikami je determinującymi są m.in.: temperatura, sposób ułożenia, zagęszczenia, czas i energia mieszania. Oprócz spełnienia założeń przygotowanej i przetestowanej receptury mieszanki betonowej w warunkach laboratoryjnych, kluczową kwestią staje się znajomość struktura napowietrzenia mieszanki betonowej przed samym procesem wbudowania. Dokładne informacje na temat rozkładu napowietrzenia mieszanki betonowej w tej fazie procesu budowy pozwalają na uniknięcie w przyszłości kosztownych napraw spowodowanych destrukcyjnym działaniem mrozu.

Zgodnie z normą PN-EN 206 [5] jedynymi metodami do pomiaru powietrza w mieszance betonowej są metody ciśnieniowe opisane w PN-EN 12350-7. Norma ta wskazuje na metodę słupa wody oraz ciśnieniomierza, które to obie opierają się na prawie Boyle'a-Mariotte'a. tj. w stałej temperaturze objętość V danej masy gazu jest odwrotnie proporcjonalna do jego ciśnienia p. Ze względu na łatwość i szybkość wykonania badania to ta druga stała się ogólne przyjętą metodą.



Rysunek 1 Ideowy rysunek obrazujący ilościowy charakter badania za pomocą porozymetru ciśnieniowego

Niestety, ze względu na ilościowy charakter samego badania spełnienie prawidłowego napowietrzenia mieszanki wskazanej przez manometr urządzenia nie gwarantuje założonej mrozoodporności betonu. Problem ten przedstawiono na rysunku 1.

Jednym z urządzeń dostarczających informacje nt. struktury napowietrzenia w mieszance betonowej jest AVA (Air Void Analyzer). Aparatura rozwijana od 1986 roku pod nazwą AVA 1000 doczekała się dwóch aktualizacji (AVA-2000, AVA-3000) [1]. Metoda ta opiera się na prawie Stokesa, określająca siłę oporu ciała o kształcie kuli poruszającego się w cieczy lub gazie; wielkość pęcherzyków powietrza można określić obserwując ich prędkość poruszania się w cieczy o znanej lepkości. Podczas badania odczyt unoszących się pęcherzyków dokonywany jest przez bardzo precyzyjny układ ważenia. Wynik przeprowadzonego badania to parametry analogiczne jak w przypadku metody wykorzystanej w normie PN-EN 480-11. Urządzenie w sposób pośredni pozwala na szybką ocenę mrozoodporności na etapie projektowania oraz szybkiej kontroli podczas wbudowania mieszanki betonowej. Wadą urządzenia jest jej duża wrażliwość na zakłócenia spowodowane przez drgania pochodzące z zewnątrz. Z tego też powodu utrudnione jest przeprowadzenie badania w warunkach budowy.

Rysunek 2 Urządzenie AVA-3000 (Air Void Analyzer)

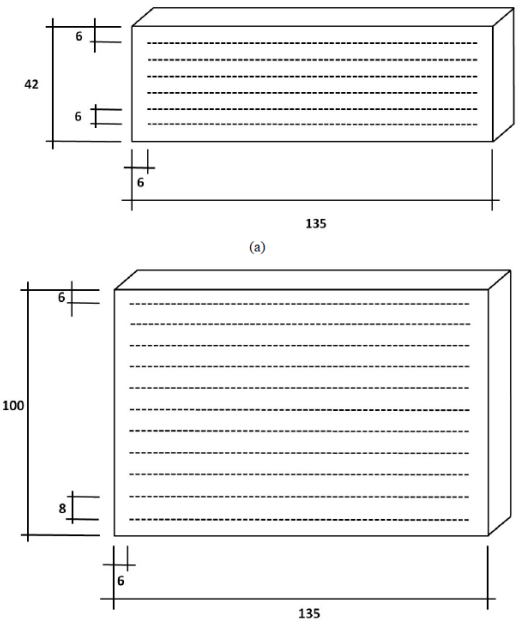
Stosunkowo młodą metodą badawczą pozwalająca na poznanie struktury napowietrzenia mieszanki betonowej jest aparat SAM (Super Air Meter). Według autorów [2] urządzenie, dzięki swojej budowie, prostocie wykonania badania oraz szybkości uzyskania wyników idealnie wypełnia słabości znanych już metod. Wyniki jakie przedstawia urządzenie to liczba SAM oraz analogicznie jak w przypadku standardowej metody ciśnieniowej, całkowita zawartość powietrza w mieszance betonowej. Liczba SAM jest to wartość empiryczna skorelowana ze wskaźnikiem rozmieszczenia porów. Samo badanie zbliżone do tradycyjnie wykonywanej metody ciśnieniowej, różni się tym, że jest wykonywane przy 3 wartościach ciśnienia 100, 207 oraz 310 kPa i jest wykonywane dwukrotnie. Natomiast wynik to różnica ciśnień równowagi osiągniętych przy 310 kPa pomiędzy drugim, a pierwszym pomiarem[12].

Ley oraz Hall w swoich pracach udowadniają wysoki stopień korelacji pomiędzy liczbą SAM oraz wskaźnikiem rozmieszczenia porów. Korelacja pomiędzy liczbą SAM 0,2 i wskaźnikiem rozmieszczenia porów na poziomie 0,200 mm wg. Hall [3] wynosi 84% natomiast wg Ley [2] na poziomie 88%.

Informacje dostarczone przez urządzenie, szybkość przeprowadzenia badania oraz brak wrażliwości na drgania predysponują je do wykonywania w trudnych warunkach budowy.

Rysunek 3 Aparat SAM (SUPER AIR METER)

Badanie rozkładu porów wykonywane wg PN-EN 480-11 [6] jest przeprowadzane na próbce stwardniałego betonu, która jest przecinana prostopadle do górnej powierzchni. Następnie jest szlifowana i polerowana w celu uzyskania zgładu do badania mikroskopowego. W badaniu tym strukturę porów analizuje się prowadząc obserwację wzdłuż serii linii pomiarowych (Rysunek 4). Rejestruje się liczbę porów powietrznych przeciętych tymi liniami oraz długość każdej cięciwy poru. Analiza zarejestrowanych danych umożliwia opisanie systemu porów powietrznych za pomocą wymaganych parametrów. Wynikiem badania są: wskaźnik rozmieszczenia L [mm], całkowita zawartość powietrza oraz zawartość mikroporów (A_{300} [%] zawartość porów o średnicy do 0,3 mm).



Rysunek 4 [9] Rozkład linii pomiarowych (linia przerywana) na powierzchni zgładu (a) górnej warstwy nawierzchni (b) dolnej warstwy nawierzchni

2. Plan badań – część pierwsza

W ramach programu badawczego zweryfikowano strukturę napowietrzenia przy wykorzystaniu metod zgodnie z normą PN-EN 480-11, Super Air Meter i Air Void Analyzer. Dodatkowo zawartość powietrza w mieszance betonowej sprawdzano przy użyciu tradycyjnej metody ciśnieniowej zgodnie z PN-EN 12350-7. Ponad to wykonano badania reologii, mrozoodporności zwykłej oraz wytrzymałości na ściskanie.

W pierwszej części projektu badawczego sprawdzono w warunkach laboratoryjnych wpływ rodzaju cementu na strukturę napowietrzenia. W badaniu użyto cementów portlandzkich wieloskładnikowych (CEM II/A-V 42,5 R-NA, CEM II/B-V 42,5 R, CEM II/B-S 42,5 R-NA), hutniczego (CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA) oraz portlandzkiego (CEM I 42,5 R), który posłuży jako wzorzec.

W tabeli 1 przedstawiono skład receptury. Zawartość domieszek chemicznych zostały tak dobrane, aby parametry mieszanki betonowej (zawartość powietrza oraz konsystencja) znacząco nie odbiegały między sobą.

Tabela 1 Skład recepturowy

Składnik	Ilość [kg/m^3]
Cement	380
Piasek 0/2	710
Grys 2/8	520
Grys 8/16	690
Woda	160
Superplastyfikator	2,39-3,55
Napowietrzacz	0,94-2,44

3. Wyniki badań

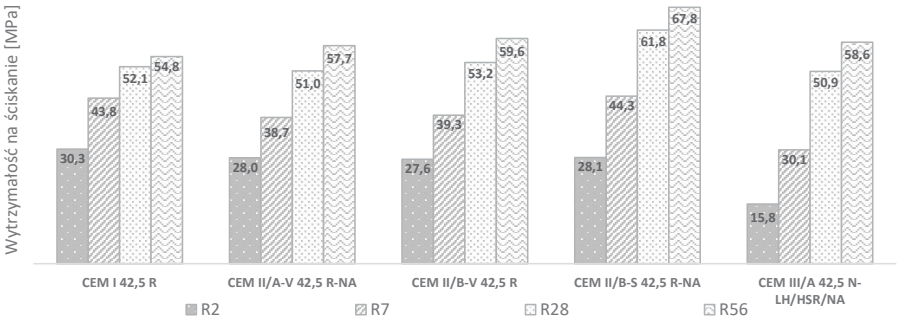
Badanie konsystencji mieszanki betonowej wykonano zgodnie z [8], natomiast zawartość powietrza na podstawie [7]. Parametry przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2 Parametry mieszanki betonowej

Rodzaj cementu	Konsystencja – opad stożka [mm]	Zawartość powietrza [%]
CEM I 42,5 R	150	5,8
CEM II/A-V 42,5 R-NA	170	5,2
CEM II/B-V 42,5 R	140	5,0
CEM II/B-S 42,5 R-NA	150	6,0
CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	130	6,1

Cementy zawierające w swoim składzie popioły lotne krzemionkowe wymagały użycia większej ilości upłynniacza oraz napowietrzacza w celu uzyskania zadowalających parametrów. Natomiast w przypadku cementów żużlowych konsumpcja domieszek była jak w przypadku CEM I 42,5 R.

Dla każdego rozwiązania cementowego wykonano badanie wytrzymałości na ściskanie według [10]. Badanie przeprowadzono po 2, 7, 28 i 56 dniach dojrzewania [11]. Wyniki zobrazowano na rysunku 3.



Rysunek 5 Wytrzymałość na ściskanie

Betony z użycie cementów zawierających w swoim składzie nieklinkierowe składniki główne, odznaczały się nieodbiegającymi parametrami po 28 dniach dojrzewania względem referencji.

Wyniki zawartości powietrza w mieszance betonowej i parametry pozwalające ocenić strukturę napowietrzenia w zależności od metody, przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Struktura napowietrzenia - metody badań

Parametry napowietrzenia		RODZAJ CEMENTU				
		CEM I 42,5 R	CEM II-/A-V 42,5 R-NA	CEM II/B-V 42,5 R	CEM II-/B-S 42,5 R-NA	CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA
PN-EN 12350-7 [%]		5,8	5,2	5,0	6,0	6,1
Super Air Meter	Zawartość powietrza [%]	5,7	5,1	4,8	5,6	5,9
	Liczba SAM	0,23	0,32	0,34	0,31	0,33
Air Void Analyzer	Całkowita zawartość powietrza [%]	6,0	4,5	4,1	4,8	4,9
	Zawartość powietrza A_{300} [%]	2,6	2,5	1,6	1,7	1,6
	Rozmieszczenie porów L [mm]	0,188	0,271	0,286	0,255	0,282
PN-EN 480-11	Całkowita zawartość powietrza [%]	5,6	5,5	4,3	4,8	6,1
	Zawartość powietrza A_{300} [%]	2,7	2,3	1,9	2,0	1,8
	Rozmieszczenie porów L [mm]	0,170	0,220	0,200	0,230	0,190

Wynik liczny SAM oraz wskaźnik rozmieszczenia porów ze zgładów w naszych badaniach nie potwierdziły zależności uzyskanych w badaniach [3] i [2].

Porównując strukturę rozmieszczenia pomiędzy badaniem AVA oraz zgłady, zauważalna jest różnica w parametrach. Wyniki na stwardniałym betonie charakteryzują się lepszym rozkładem porów. Natomiast zawartość mikroporów poniżej 0,300 mm na porównywalnym poziomie.

Uzupełniająco zostały wykonane badania trwałościowe – mrozoodporność zwykła F150, która powszechnie stosowana jest do oceny mrozoodporności stwardniałego betonu. Badania były wykonywane po czasie równoważnym zgodnie z Tablica 3 [4]. Szczegółowe wyniki przestawiono w tabeli 4.

Tabela 4 Wyniki mrozoodporności zwykłej - F150

Mrozoodporność zwykła F150	RODZAJ CEMENTU				
	CEM I 42,5 R	CEM II-/A-V 42,5 R-NA	CEM II/B--V 42,5 R	CEM II/B-S 42,5 R-NA	CEM III/A 42,5 N-LH/ HSR/NA
Spadek masy [%]	0,1	0,0	0,0	0,1	0,1
Spadek wytrzymałości na ściskanie [%]	1,6	2,2	1,3	2,0	1,6
Ocena wizualna - spękania	brak	brak	brak	brak	brak

Wszystkie próbki, bez względu na użyty rodzaj cementu, pozytywnie przeszły badanie mrozoodporności. Spadek wytrzymałości na ściskanie próbek był na zbliżonym poziomie.

4. Plan badań – część druga

Druga część projektu odbyła się dwuetapowo. W pierwszym, opracowano recepturę mieszanki betonowej z użyciem cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA. Receptura została zweryfikowana pod względem struktury napowietrzenia, reologii, mrozoodporności zwykłej oraz wytrzymałości na ściskanie. W kolejnym etapie została odtworzona w warunkach przemysłowych i w sposób analogiczny zbadana jak w laboratorium betonu.

Do oceny przywołanych parametrów mieszanki betonowej i stwardniałego betonu wytypowano cement o obniżonym śladzie węglowym. Recepturę jaką zastosowano przedstawia tabela 5. W tym przypadku zarówno w laboratorium jak i w warunkach przemysłowych zawartość domieszki napowietrzającej była na takim samym poziomie.

Tabela 5 Skład recepturowy

Składnik	Ilość [kg/m^3]
CEM II/B-S 42,5 R-NA	365
Piasek 0/2	660
Grys 2/8	450
Grys 8/16	800
Woda	160
Superplastyfikator	2,8
Plastyfikator	1,5
Napowietrzacz	1,0

5. Wyniki badań

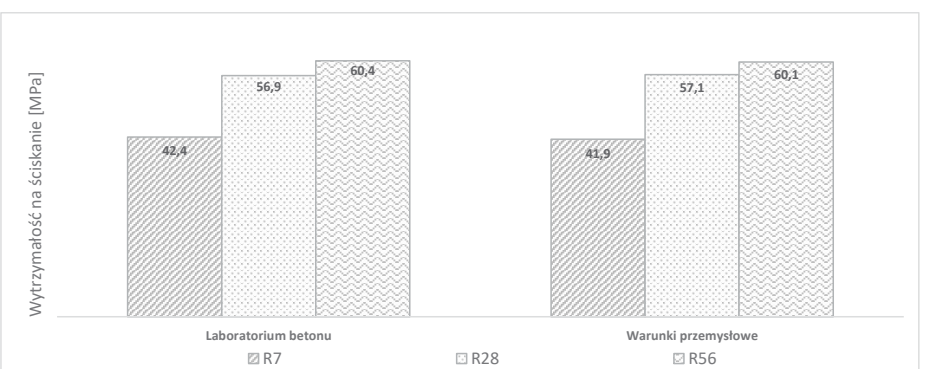
Parametry mieszanki betonowej uzyskano jak w tabeli 6.

Tabela 6 Parametry mieszanki betonowej

Miejsce badania	Konsystencja – opad stożka [mm]	Zawartość powietrza [%]
Laboratorium betonu	165	5,0
Warunki przemysłowe	155	5,4

Parametry reologiczne mieszanek w obu przypadkach były na zbliżonym poziomie.

Dla każdego przypadku wykonano badanie wytrzymałości na ściskanie według [10]. Badanie przeprowadzono po 7, 28 i 56 dniach dojrzewania [11]. Wyniki zilustrowano na rysunku 4.



Rysunek 4 Wytrzymałość na ściskanie

Wytrzymałość na ściskanie uzyskane w warunkach przemysłowe potwierdziły projektowaną wytrzymałość.

Dodatkowo jak w przypadku części „I" wykonano badania zawartości powietrza oraz w zależności od metody, strukturę napowietrzenia. Rezultaty przedstawiono w tabeli 7.

Tabela 7 Struktura napowietrzenia - metody badań

Parametry napowietrzenia		Miejsce badania	
		Laboratorium betonu	Warunki przemysłowe
PN-EN 12350-7 [%]		5,0	5,4
Super Air Meter	Zawartość powietrza [%]	4,5	5,0
	Liczba SAM	0,20	0,19
Air Void Analyzer	Całkowita zawartość powietrza [%]	4,0	4,3
	Zawartość powietrza A_{300} [%]	1,7	2,1
	Rozmieszczenie porów L [mm]	0,246	0,155
PN-EN 480-11	Całkowita zawartość powietrza [%]	4,0	4,8
	Zawartość powietrza A_{300} [%]	1,90	2,75
	Rozmieszczenie porów L [mm]	0,180	0,130

Wynik liczny SAM oraz wskaźnik rozmieszczenia porów ze zgładów potwierdziły zależności uzyskanych w badaniach [3] i [2].

Porównując strukturę rozmieszczenia pomiędzy badaniem AVA oraz zgłady, zauważalna jest różnica w parametrach. Wyniki na stwardniałym betonie charakteryzują się lepszym rozkładem porów. Mniejsz**ą różnicę** dla wskaźnika rozmieszczenia porów uzyskano dla badań terenowych. Odwrotna sytuacja dotyczy zawartości mikroporów poniżej 0,300 mm, mniejsze rozbieżności uzyskano dla testów laboratoryjnych.

Dodatkowo dla potwierdzenia spełnienia trwałości stwardniałego betonu wykonano badanie mrozoodporności zwykłej F150. Otrzymany rezultat przedstawia tabela 8.

Tabela 8 Wyniki mrozoodporności zwykłej - F150

Mrozoodporność zwykła F150	**Miejsce badania**	
	Laboratorium betonu	Warunki przemysłowe
Spadek masy [%]	0,0	0,0
Spadek wytrzymałości na ściskanie [%]	1,8	2,0
Ocena wizualna - spękania	brak	brak

Wszystkie próbki, bez względu na miejsce wykonania, pozytywnie przeszły badanie mrozoodporności. Spadek wytrzymałości na ściskanie próbek był na zbliżonym poziomie.

6. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań w części pierwszej stwierdzono, że:
- uzyskane parametry liczby SAM oraz rozmieszczenia porów z badania zgładów, nie potwierdziły zależności przedstawionej w [3] i [2],
- lepszym rozkładem porów charakteryzowały się próbki w badaniu przeprowadzonym na stwardniałym betonie,
- ilość mikroporów poniżej 0,300 mm w badaniu AVA oraz wg. PN-EN 480-11 były zbliżone,
- prawidłowe parametry struktury rozkładu porów powietrznych zostały potwierdzone pozytywnymi wynikami mrozoodporności zwykłej.

Na podstawie przeprowadzonych badań w części drugiej stwierdzono, że:
- uzyskane wynik liczny SAM oraz wskaźnik rozmieszczenia porów ze zgładów, potwierdziły zależności uzyskanych w badaniach [3] i [2],
- lepszym rozkładem porów charakteryzowały się próbki w badaniu przeprowadzonym na stwardniałym betonie,
- wyniki rozmieszczenie porów wykonanych w warunkach przemysłowych charakteryzowały się mniejszą różnicą pomiędzy metodami badań,
- prawidłowe parametry struktury rozkładu porów powietrznych zostały potwierdzone pozytywnymi wynikami mrozoodporności zwykłej.

7. Podsumowanie

Na podstawie otrzymanych wyników aparatem SAM oraz badań przeprowadzonych na zgładach nie zostały w sposób jednoznaczny potwierdzone założenia przedstawione w [3] i [2].

Zauważalna jest zależność liczby SAM ze wskaźnikami rozmieszczenia porów, uzyskanych w przeprowadzonych badaniach.

Testy części pierwszej wskazując, że dla mieszanki z liczbą SAM 0,34 spełniona zostaje mrozoodporność zwykła F150.

Próba korelacji liczby SAM oraz rozmieszczenia porów przedstawionych w części drugiej spełniły założenia części badawczej.

Struktura napowietrzenia w mieszankach betonowych na bazie cement**ów** z nieklinkierowymi składnikami głównymi w badaniu AVA wyróżniały się nieco gorszymi parametrami względem mieszanki wzorcowej. Znacznie mniejsze różnice zostały uzyskano w przypadku wykonania badania struktury ze zgładów.

Przeprowadzone badania pokazują, że korelacja laboratoryjna aparatu SAM z przedstawionymi w artykule metodami daje szanse na wykorzystanie go w warunkach terenowych.

Literatura

[1] Kessinger, David Todd 1971-, „Evaluation of the field application of the Air Void Analyzer in quality control."(2010). Electronic Theses and Dissertations. Paper 739.
[2] M. T. Ley , D.Welchel, J. Peery, J. LeFlore:„Determining the air-void distribution in fresh concrete with the Sequential Air Method". Construction and Building Materials, 150, 2017, 723-737
[3] H. Hall ," Implementation of the sequential air method in laboratory and field studies" Bachelor of Science in Architectural Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK 2015
[4] PN-B-06265:2022-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[5] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[6] PN-EN 480-11:2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Metody badań. Cześć 11: Oznaczenie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie
[7] PN-EN 12350-7:2019-08 Badania mieszanki betonowe. Cześć 7: Zawartość powietrza. Metody ciśnieniowe
[8] PN-EN 12350-2:2019-07 Badania mieszanki betonowej. Cześć 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka
[9] Procedura badawcza GDDKiA PB/0/18 Pory
[10] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań
[11] PN-EN 12390-2:2019-07 Badania betonu. Część 2: Wykonanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych
[12] Ley M.Y., Frazier M.R., Tabb M., „System and method for rapid measurement of the air void distribution of fresh concreto, United State Patent Application Publication, US 2014/0096593 A1, 2014

CEMENT A TRWAŁOŚĆ KONSTRUKCJI BETONOWYCH

CEMENT AND DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURE

Beata Łaźniewska-Piekarczyk

Stabilność i jakość napowietrzenia betonu z cementem o niskim śladzie węglowym

STALIBILITY AND QUALITY OF CONCRETE AIR-ENTRAINMENT WITH LOW CARBON FOOTPRINT CEMENT

Streszczenie

Redukcję emisyjności CO_2 betonu można uzyskać w największym stopniu poprzez redukcję zawartości klinkieru portlandzkiego w składzie cementu na rzecz, najlepiej znacznego zwiększenia udziału składników innych niż klinkier. W artykule analizowany jest wpływ tych składników na efektywność napowietrzenia zaprawy i betonu wg PN-EN 480-1 i wymagań PN-EN 206 dla klasy ekspozycji XF, w zależności od rodzaju zastosowanej domieszki napowietrzającej, na wynikową strukturę porowatości wg PN-EN 480-11. Rezultaty badań wskazują, iż możliwe jest uzyskanie odpowiedniej jakości napowietrzenia pod warunkiem uwzględnienia destabilizującego wpływu niektórych składników innych niż klinkier.

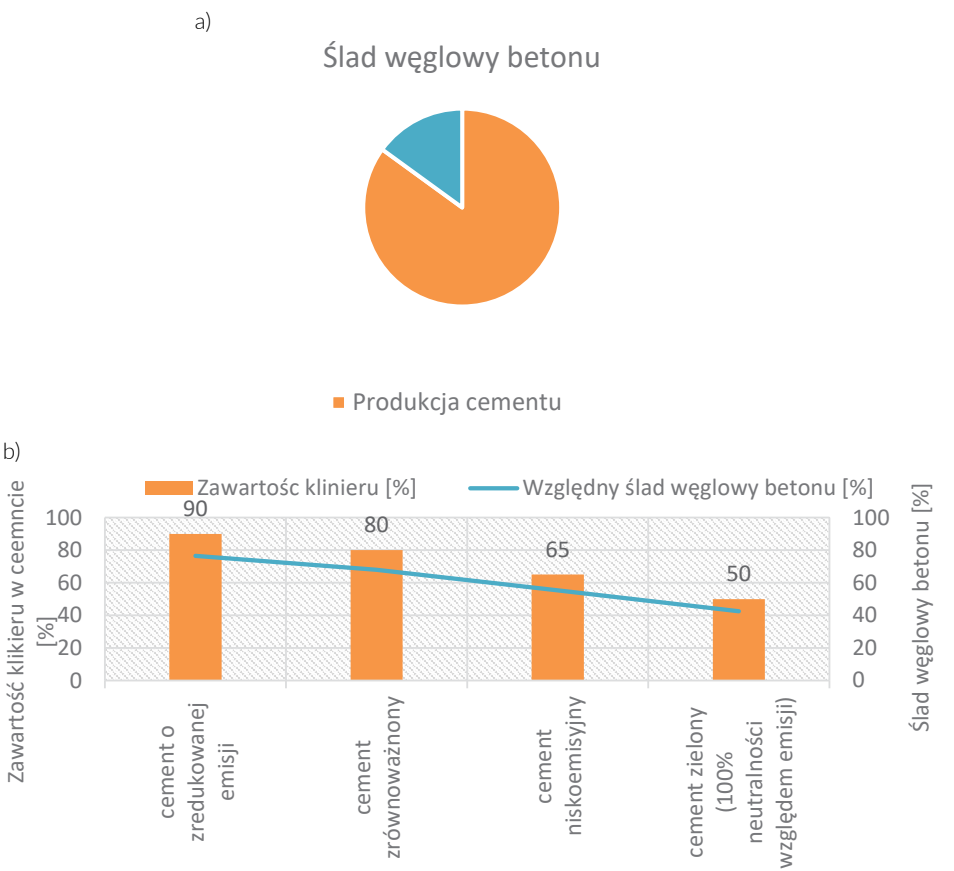
Abstract

Reduction of the CO_2 emissivity of concrete can be achieved to the greatest extent by reducing the content of Portland clinker in the cement composition in favor of, preferably, a significant increase in the share of components other than clinker. The article analyses the impact of these components on the effectiveness of air entrainment in mortar and concrete according to PN-EN 480-1 and the requirements of PN-EN 206 for the XF exposure class, depending on the air-entraining admixture type used on the resulting porosity structure according to PN-EN 480-11. The research results indicate that obtaining the appropriate quality of aeration is possible, provided that the destabilising effect of some components other than clinker over time is considered.

dr hab. inż. Beata Łaźniewska-Piekarczyk, prof. PŚ – Politechnika Śląska

1. Wprowadzenie

Europejskie Stowarzyszenie Przemysłu Cementowego CEMBUREAU przygotowało Mapę Drogową [15], która zakłada osiągniecie emisji CO_2 przez producentów cementu i betonu o ok. 40% i osiągniecie neutralności klimatycznej w 2050 roku. Cel ten zostanie osiągnięty m.in. poprzez zredukowanie ilości klinkieru w cemencie, gdyż to właśnie klinkier portlandzki odpowiada za wyskoki ślad węglowy cementu (rys. 1). Jak dotąd, globalnie przyjęta definicja cementu niskoemisyjnego nie istnieje, ale zgodnie z założeniami przyjętymi przez CEMBUREAU Za cementy niskoemisyjne można zdefiniować jako te, których względna emisja wynosi nie więcej niż 65% emisji cementu z 100% zawartością klinkieru portlandzkiego, zgodnie z założeniami Mapy Drogowa CEMBUREAU. Z kolei za cementy „zielone", będące podgrupą cementów niskoemisyjnych, można uznać te, których emisyjność wynosi nie więcej niż 50% emisyjności cementu portlandzkiego CEM I.



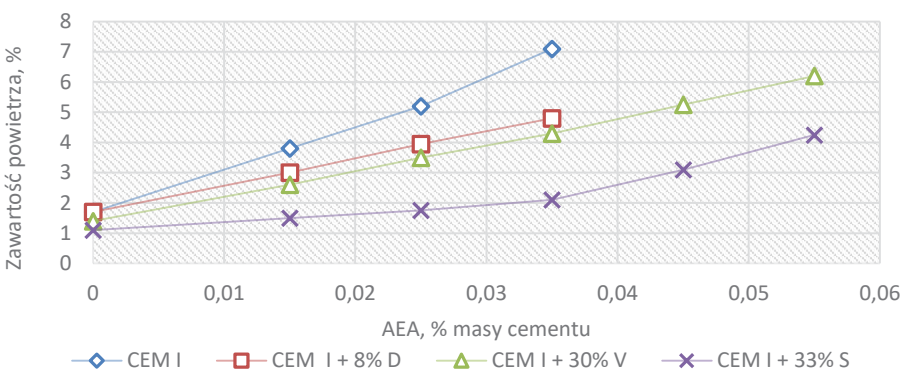
Rys. 1. a) Wpływ cementu na emisyjność betonu; na podstawie [21]; b) Propozycja definicji cementów ze względu na emisję CO_2 na postawie założeń [15]

Warunkiem uzyskania mrozoodporności przez beton jest jego odpowiednie napowietrzenie [4]0[3][1]. Niestety, jak dowiedziono tego m.in. w wymienionych publikacjach,

zmienność składników materiałowych betonu znacząco wpływają na efekt działania domieszek napowietrzających, co wymusza ciągłą kontrolę efektywności napowietrzenia betonu, zarówno w sposób ilościowy, ale przed wyrzyskim jakościowy (na podstawie pomiaru parametrów struktury porowatości wg PN-EN 480-11). Poprawnie napowietrzony beton charakteryzuje się nie tylko odpowiednią zawartością powietrza, ale także odpowiednią strukturą porowatości.

Wyniki badań betonów na spoiwach cementowych ze składnikami innymi niż klinkier wskazują, że pomimo lepszej szczelności i wyższej wytrzymałości, występują jednak problemy z ich mrozoodpornością, nawet w warunkach umiarkowanego oddziaływania mrozu [4], [8], [9], [23], [26]. Trudno jest jednoznacznie określić wpływ rodzaju składników innych niż klinkier na stabilność napowietrzenia mieszanki i mrozoodporność betonu z powodu dużej zmienności ich składu mi.in. w zakresie zawartości niespalonego węgla [9] i innych ważnych składników dla efektu napowietrzenia betonu. Wpływ każdego ze składników innych niż klinkier jest odmienny (rys. 2). Może się zdarzyć, że zmiana rodzaju klinkieru portlandzkiego i wieloskładnikowego cementu przy zachowaniu wszystkich innych technologicznych i materiałowych parametrów, może obniżyć zdolność napowietrzania i mrozoodporność betonu [19].

Rys. 2 Wpływ składników innych niż klinkier na zmiany napowietrzenia [4]



Zaleca się też zwiększenie ilości domieszki napowietrzającej ponad zalecaną w przypadkach, gdy cement posiada zwiększoną powierzchnię właściwą lub charakteryzuje się niską zawartością alkaliów Drobno zmielony cement o dużej powierzchni właściwej wymaga większej ilości wody w celu odpowiedniego napowietrzenia mieszanki.

Wobec równoległego wpływu wielu czynników materiałowych betonu niskoemisyjnego na efekt jego napowietrzenia, trudno jest jednoznacznie określić wpływ rodzaju niskoemisyjnego cementu na stabilność napowietrzenia mieszanki, porowatość betonu a w konsekwencji - jego mrozoodporność [6][22][14][19][4]. Według Komitetu 225 (Guide to the Selection and Use of Hydraulic Cements) oraz Komitetu 201 (Guide to Durable Concrete) Amerykańskiego Instytutu Betonu (ACI) „różne odmiany cementów portlandzkich oraz cementów wieloskładnikowych, umożliwiają osiągnięcie takiego samego poziomu mrozoodporności betonu, pod warunkiem prawidłowych proporcji składników oraz poprawnego napowietrzenia mieszanki".

Uzyskanie porów o ściśle określonej średnicy i odpowiednim rozstawie w betonie niskoemisyjnym wymaga zastosowania odpowiedniej ilości i rodzaju środków napo-

wietrzających. Środki o potencjalnym działaniu napowietrzającym można podzielić na [3], [23], [25], [26], 0:

- syntetyczne – bardzo wydajne, wymagające krótkiego czasu mieszania. Surfaktanty syntetyczne mają ogromny potencjał i stanowią największą grupę związków powierzchniowo czynnych. Uważa się, że tworzą pęcherzyki powietrza o mniejszych średnicach, a wiec o wiekszej zawartości mikroporów,
- naturalne – najstarsza i najbardziej poznana grupa produktów, wykazują bardzo dobrą kompatybilność z innymi domieszkami. Uważa się, że surfaktanty naturalne są mniej wydajne od ich syntetycznych odpowiedników, jak również cechują się ograniczoną odpornością na wpływ alkaliów (które występują jednak w ograniczonym zakresie w przypadku cementów niskoemisyjnych, co teoretycznie powinno sprzyjać ich efektywności działania),
- mieszane – synergiczne działanie składników naturalnych i syntetycznych pozwala na tworzenie bardziej specjalistycznych produktów. Mieszaniny oferują szersze pole manewru i wytyczają zupełnie nowe trendy w omawianej dziedzinie.

W celu porównania wpływu składu cementów o zredukowanej autorka podjęła się wykonania badań doświadczalnych, mających na celu sprawdzanie wpływu składu cementu i rodzaju domieszki napowietrzającej na stabilność napowietrzenia oraz wartości parametrów struktury porowatości betonu, spełniającego wymagania PN-EN 480-1 i PN-EN 206-1 w klasie ekspozycji XF3 (tj. w przypadku betonu silne nasyconego wodą bez środków odladzających).

2. Metodyka badań

Celem pierwszego etapu badań było porównanie wpływu składnika innego niż klinkier w cemencie niskoemisyjnych (tablice 1 i 2) na zapotrzebowanie dwóch rodzajów domieszek, syntetycznej (S) na bazie mieszanych, syntetycznych polimerów oraz naturalnej (N), stanowiącej wodny roztwór złożonej mieszaniny soli kwasów organicznych na napowietrzenie zaprawy wg PN-EN 480-1 (tablica 4). Napowietrzenie zapraw zostało oznaczone zgodnie z procedurą opisaną w PN-EN 1015-7. Ilość domieszek napowietrzających zastosowanych w przypadku zapraw wg PN-EN 480-1 została sprawdzona na podstawie wyników napowietrzenia betonu wg tej samej normy (tablica 5 i rysunek 3), którego założono ilość w przedziale między 4 a 7%. Jeżeli napowietrzenie mieszanki, oznaczone wg PN-EN 12350-7 należało do tego przedziału, ustaloną ilość domieszki napowietrzającej pozostawiano bez zmian, w innym przypadku korygowano.

W kolejnym etapie badań sprawdzono stabilność napowietrzenia mieszanki betonowej (tablica 5) po 5, 20 and 40 min, licząc od zakończenia procesu mieszania betonu.

Tab. 1. Procentowy udział składników innych niż klinkier w składzie cementu niskoemisyjnego

Rodzaj cementu	CEM I 42,5R	Żużel S	Popiół V	Regulator wiązania*
CEM I	100%	0	0	0,0
CEM II/B-V	65,5	0	33	1,5
CEM II/B-S	65,5	33	0	1,5
CEM III/A	45,5	53	0	1,5
CEM III/A--NA	32	65	0	3,0
CEM V/A	43,3	27,5	27,5	1,7
CEM V/B	22	44	31	3,0

* zawartość SO_3 w przedziale 2,8-3,1%.

Tab. 3. Charakterystyka składu zastosowanych składników, %

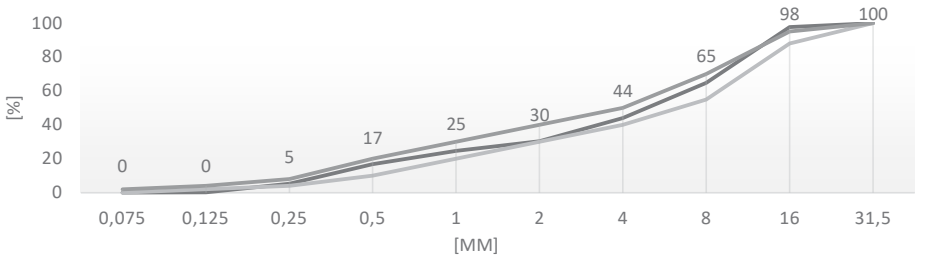
Komponent	Żużel S	Popiół V
Strata prażenia	+0,40	2,26
SiO_2	38,24	54,20
Al_2O_3	5,99	26,81
Fe_2O_3	1,01	5,62
CaO	44,99	3,03
MgO	6,52	0,82
SO_3	0,88	0,34
K_2O	0,56	2,92
Na_2O	0,51	0,61
Zawartość fazy szklistej	99%	-

Tab. 4. Skład zaprawy, gram

Rodzaj składnika	Cement	Woda	Piasek wg PN EN 196-1
Ilość	450.0	225.0	1350.0

Tab. 5. Skład betonu, kg/m^3

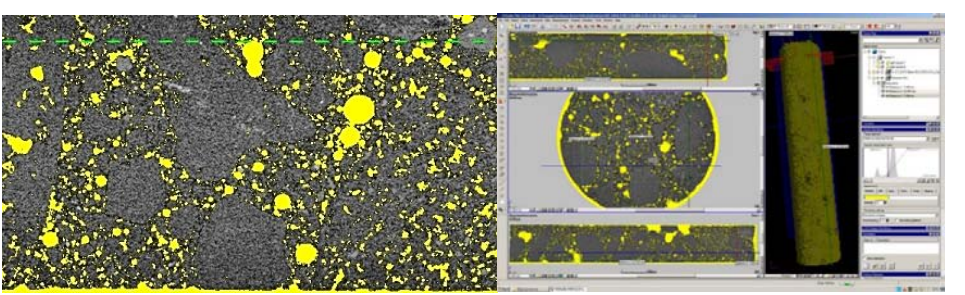
Rodzaj składnika	Cement	Woda	Piasek 0-2 mm	Żwir 2-8 mm	Żwir 8-16 mm
Ilość	350.00	175.00	522.00	511.90	853.10



Rys. 3. Krzywa przesiewu stosu okruchowego kruszywa

W kolejnym etapie badań formowano próbki betonu celem sprawdzania jakości jego napowietrzenia. Po 28 dniach dojrzewania betonu oznaczono wartości parametrów napowietrzenia betonu wg PN-EN 480-11 za pośrednictwem tomografu i komputerowej analizy obrazu (rys. 4 i 5).

Rys. 4. Widok rdzeni betonu o wymiarach 2x15 cm, uzyskanych z kostek betonu o wymiarach 15x15x15 cm



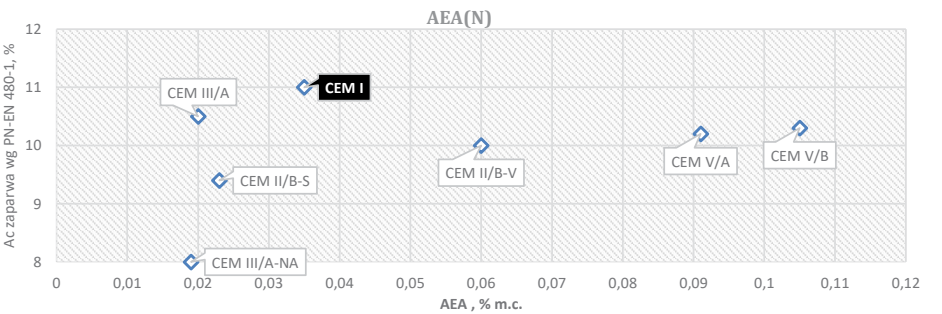
Rys. 5. Widok rdzenia betonowego uzyskany za pomocą programu do analizy porowatości (pory powietrza zaznaczono na żółto)

3. Rezultaty i analiza badań

Na rysunkach 6 i 7 porównano wymaganą ilość domieszek napowietrzającej syntetycznej i naturalnej w celu uzyskania poprawnego napowietrzenia mieszanki betonowej (rys. 8). Jak dowodzą tego wyniki badań, w zależności od rodzaju składników cementu emisyjnego

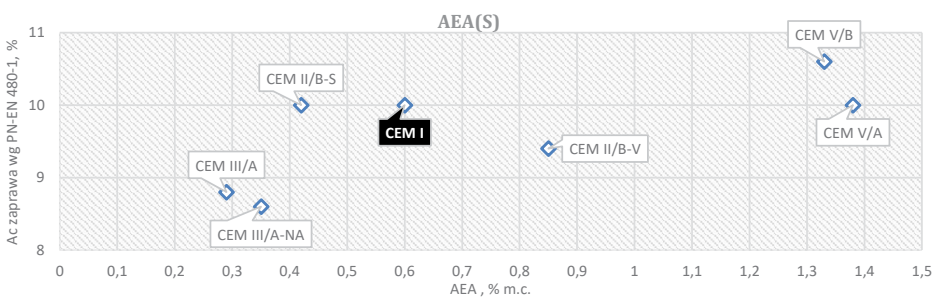
oraz ilości zastosowanej w jego składzie, wymagane ilości domieszek napowietrzających są znacząco różne. W przypadku cementów z żużlem S (CEM II/B I CEM III/A) konieczna ilość domieszek napowietrzających celem uzyskania odpowiedniego napowietrzenia zaprawy i betonu jest mniejsza niż w przypadku cementu portlandzkiego (CEM I), natomiast odwrotna sytuacja występuje w przypadku cementów zawierających popiół krzemionkowy V (CEM II/B-V oraz CEM V/A i B). W ich przypadku ilość zastosowanej domieszki napowietrzającej jest znacznie większa niż w przypadku cementu z żużlem S oraz CEM I.

Rys. 6. Wpływ rodzaju cementu niskoemisyjnego na wymaganą ilość domieszki napowietrzającej



naturalnej, celem uzyskania odpowiedniego napowietrzenia zaprawy i betonu wg PN-EN 480-1

Rys. 7. Wpływ rodzaju cementu niskoemisyjnego na wymaganą ilość domieszki napowietrzającej

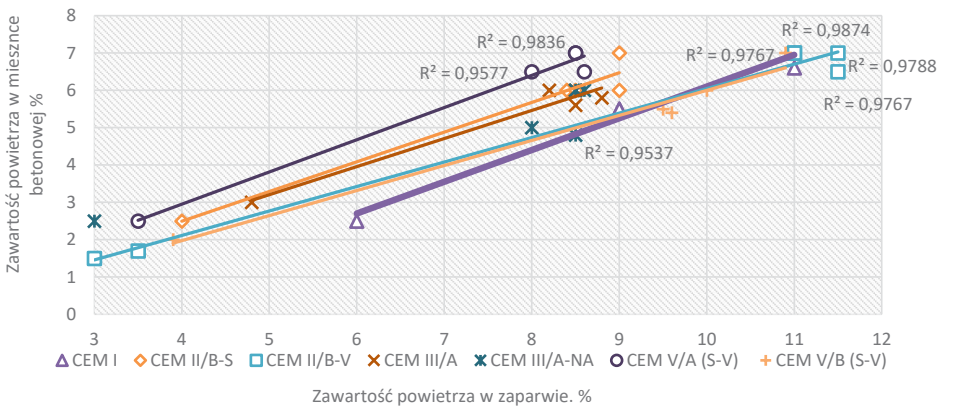


syntetycznej, celem uzyskania odpowiedniego napowietrzenia zaprawy i betonu wg PN-EN 480-1

Uzyskane przez autorkę rezultaty badań w zakresie wpływu żużla są odmienne od zestawionych na rys. 2. Przyczyną uzyskanych rozbieżności wyników badań mogą być odmienne charakterystyki składu i udziału żużla oraz rodzaju zastosowanych domieszek napowietrzających. CEM III/A, w zależności od składu żużla, powierzchni właściwej żużla S i od zawartości niespalonego węgla wymagaja różnych ilości domieszki napowietrzającej. Zastosowanie cementu o większej zawartości żużla może spowodować zmniejszenie ogólnej ilości powietrza w stwardniałym betonie [5]. Co więcej, obecność żużla powoduje zaburzenia w rozmieszczeniu pęcherzyków powietrza, powodując zmniejszenie zawartości porów mniejszych od 300 µm oraz wzrost średniej odległości między porami powietrznymi. Z tego powodu dobrej jakości żużle wielkopiecowe powinny zawierać jak najmniej strat prażenia [5], jak w tablicy 3.

Rodzaj domieszki napowietrzającej istotnie wpływa na efektywność napowietrzenia cementów niskoemisyjnych. Jak wynika z analizy danych przedstawionych na rys. 6 i 7, ilość wymaganej domieszki naturalnej jest dziesięciokrotnie niższa, niż w przypadku domieszki syntetycznej. Jednak charakterystyki napowietrzenia stwardniałego betonu są bardziej korzystne w przypadku domieszki syntetycznej niż naturalnej (por. rys. 11-14).

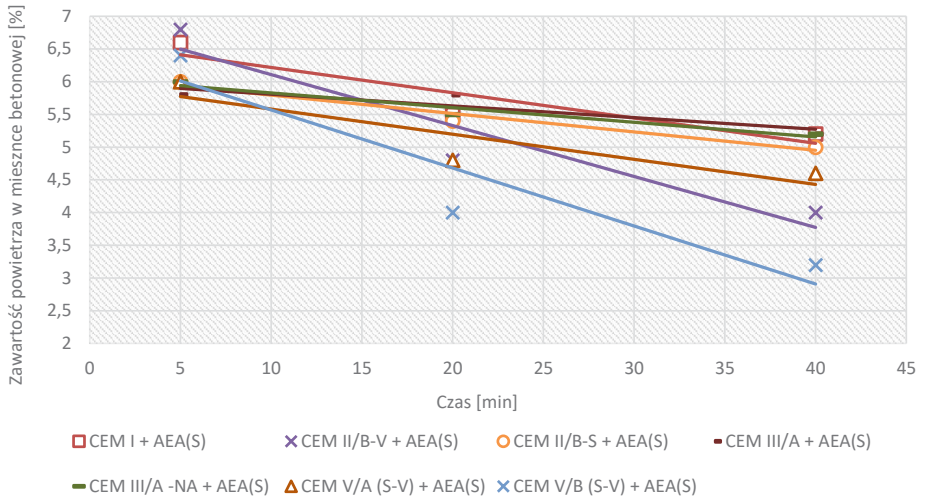
Kolejnym czynnikiem wpływającym na efektywność działania domieszki napowietrzającej jest ilość alkaliów [4], [14], [20], [22]. Niska zawartość alkaliów, obniża efektywność działania domieszki napowietrzającej (szczególnie o bazie syntetycznej (rys. 7).



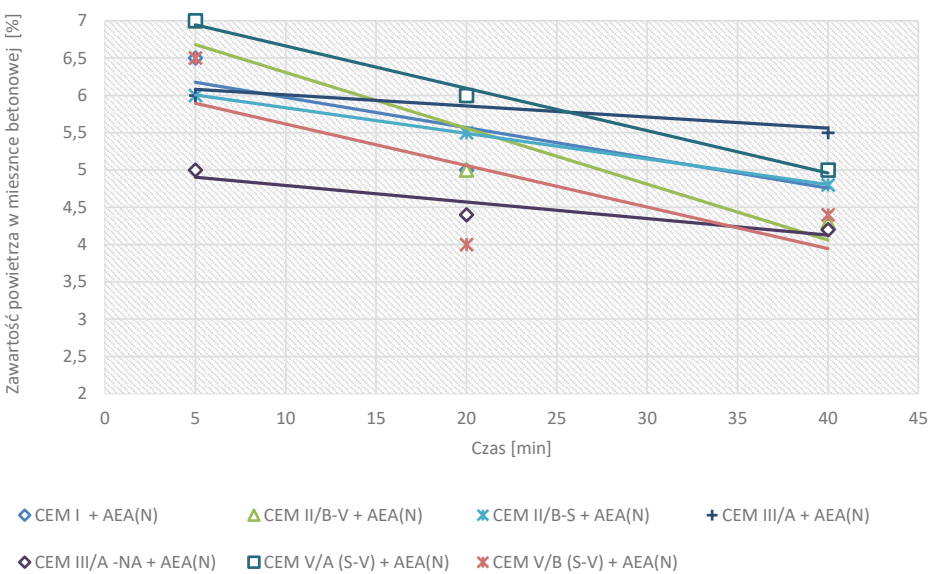
Rys. 8. Wpływ rodzaju cementu niskoemisyjnego na napowietrzenia zaprawy i betonu wg PN-EN 480-1

Rodzaj składników innych niż klinkier znacząco wpływa także na stabilność napowietrzenia, w pozytywny lub negatywny sposób, w zależności od ich rodzaju, a dokładniej mówiąc, od zawartości niespalonego węgla w ich składzie [3], [7], [9], [10], [22], [26], [23]. W przypadku w przypadku mieszanek betonowych z żużlem S, o niskiej zawartości niespalonego węgla, uzyskano największą stabilizację napowietrzenia w czasie (rysunki 9 i 10), także w porównaniu do CEM I. Odmienna sytuację uzyskuje się, gdy w składzie cementu niskoemisyjnego występuje popiół lotny krzemionkowy V. Taka sytuacja wystąpiła w przypadku CEM II/B, CEM V/A i CEM V/B; im popiołu V było więcej, tym stabilność napowietrzenia była mniejsza, zwłaszcza w przypadku zastosowania domieszki syntetycznej (por. rysunki 9 i 10). Domieszka syntetyczna wdaje się więc być mniej odporną na działanie znajdującego się w popiele V niespalonego węgla.

Na podstawie wyników stabilności napowietrzenia (rys. 9 i 10) autorka skorygowała zawartości powietrza w mieszankach betonowych tak, by po czasie beton był napowietrzony w ilości 5-7%, ponieważ odporności na działanie mrozu sprzyja zwiększona zawartość powietrza i zmniejszenie wymiarów porów, ponieważ oba te czynniki powodują zmniejszenie odległości między porami [2], [6], [19]. Gdyby zdefiniować ich idealne parametry w kategoriach mrozoodporności, to powinny mieć jednakowe średnice i powinny być rozmieszczone w przestrzeni zaczynu cementowego w jednakowych odstępach z uwagi, iż woda w stwardniałym betonie powinna być dostatecznie blisko zlokalizowana względem obszaru wypełnionego powietrzem, tzn. pora powietrznego wprowadzonego przy napowietrzaniu. Celem oszacowania maksymalnej odległości transportu wody ze względu na mrozoodporność materiału, Powers w latach 40-tych zaproponował model



Rys. 9. Stabilność napowietrzenia mieszanki betonowej w zależności od rodzaju cementu i zastosowania domieszki napowietrzającej syntetycznej



Rys. 10. Stabilność napowietrzenia mieszanki betonowej w zależności od rodzaju cementu i zastosowania domieszki napowietrzającej naturalnej

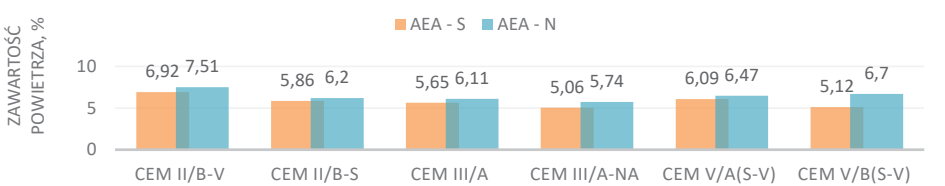
stwardniałego zaczynu cementowego, w którym rozstaw porów jest funkcją właściwości zaczynu, stopnia nasycenia zaczynu wodą i szybkości zmian temperatury. Obliczył on, że przeciętny rozstaw pomiędzy pustkami`L, wymagany do pełnego zabezpieczenia przed uszkodzeniami mrozowymi wynosi 0,25 mm i 0,20 mm w przypadku stosowania środków rozmrażających.

Kolejnymi parametrami charakteryzującymi strukturę napowietrzenia betonu są: powierzchnia właściwa systemu porów powietrznych a oraz zawartość mikroporów A_{300}. Powierzchnia właściwa wynika z podzielenia całkowitej powierzchni porów powietrznych przez ich objętość i jest wyrażona w mm^{-1}. Parametr A_{300} określa zawartość porów powietrznych o średnicy 0,3 mm (300 µm) lub mniejszej. W celu zabezpieczenia betonu przed destrukcyjnym oddziaływaniem mrozu należy zapewnić [2]:

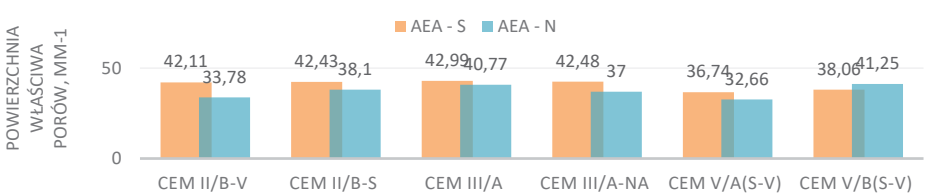
– całkowita zawartość powietrza będzie się zawarta między 4 a 7 %, w zależności od wielkości ziaren kruszywa,
– wskaźnik rozmieszczenia porów powietrznych `L (spacing factor) będzie miał wartość poniżej 0,20,
– powierzchnia właściwa porów powietrznych a będzie wynosić poniżej 15 20 mm^2/mm^3,
– zawartość porów o średnicy mniejszej niż 300 mm: $A_{300} > 1,5 – 1,8\%$.

Choć zalecane wyżej wymienione wartości zależą także od rodzaju betonu (w/c, rodzaj cementu i inne) a także od warunków zewnętrznych [11][19].

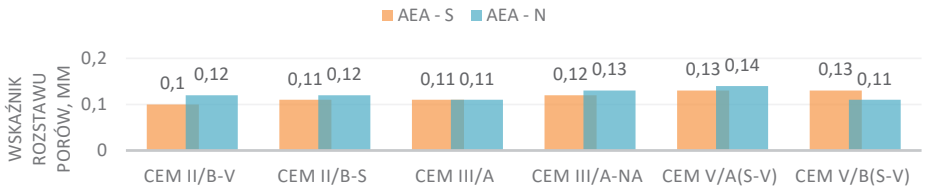
Rezultaty oznaczenia struktury porów stwardniałego betonu niskoemisyjnego (rys. 11-14) dowiodły, iż cementy niskoemisyjne charakteryzuje poprawna, spełniająca wyżej przedstawione wymagania charakterystyka napowietrzenia. Jak już wspomniano, parametry struktury betonu porowatości uzyskane w wyniku aplikacji domieszki napowietrzającej syntetycznej są bardziej korzystne niż w przypadku domieszki naturalnej – pory charakteryzuje większa powierzchnia właściwa oraz mniejszy wskaźnik rozmieszczenia, jak również w większości przypadków udział porów o średnicy mniejszej niż 0,300 mm jest większy (rys. 11–14). Jak wykazano wyżej, domieszka napowietrzająca o bazie syntetycznej jest bardziej „wrażliwa" na wpływ oddziaływania składników innych niż klinkier na stabilność napowietrzenia betonu (rys. 9 i 10), zatem należy zastosować zwiększoną jej ilość na początku, by po czasie beton był nadal odpowiednio napowietrzony.



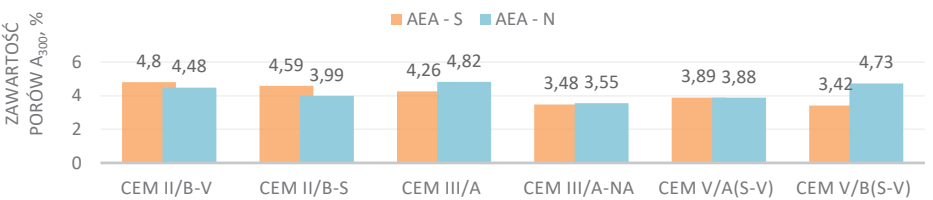
Rys. 11. Wpływ rodzaju cementu na zawartość powietrza w stwardniałym betonie z domieszką syntetyczną i naturalną



Rys. 12. Wpływ rodzaju cementu na powierzchnię właściwą porów w stwardniałym betonie z domieszką syntetyczną i naturalną



Rys. 13. Wpływ rodzaju cementu na wskaźnik rozmieszczenia porów w stwardniałym betonie z domieszką syntetyczną i naturalną



Rys. 14. Wpływ rodzaju cementu na zawartość porów A_{300} w stwardniałym betonie z domieszką naturalną i syntetyczną

Do jeszcze większych zmian napowietrzenia betonu niskoemisyjnego może zachodzić na skutek zmian uziarnienia i ilości kruszywa względem zaczynu, ilości i jakości wody w spoiwie, objętości zarobu, prędkości mieszania, temperatury, procesów transportu, zabudowy oraz zagęszczania mieszanki betonowej, a także w wyniku odziaływania pozostałych składników materiałowych betonu, szczególnie domieszek upłynniających [3], [4], [7], [8] [12], [13], [17], [20], [23], [24], [26]. Najważniejszym materiałowym czynnikiem, poza rodzajem cementu, jest zawartość wody zarobowej. Mrozoodporność betonu, szczególnie niskoemisyjnego, jest tym większa, im wody w objętości spoiwa jest mniej. Przy zmniejszonej ilości wody wymagane jest zwiększone dozowanie domieszki napowietrzającej; przy obniżonych jej zawartościach mogą występować trudności w uzyskaniu odpowiedniego napowietrzenia, z uwagi na fakt, iż jest niezbędna do wytworzenia odpowiedniej ilości pęcherzyków powietrza.

4. Wnioski

W zakresie przeprowadzonych badań oraz stosowanych materiałów, uzyskano następujące wnioski:

- wpływ rodzaju składnika innego niż klinkier w składzie cementów o zredukowanym śladzie węglowym jest niezwykle istotny i wymaga uwzględnienia w docelowej ilości domieszki napowietrzającej;
- im więcej popiołu lotnego krzemionkowego V znajdowało się w składzie cementu niskoemisyjnego, w tym większym stopniu wymagana była większa ilość domieszki napowietrzającej. Największą stabilność napowietrzenia uzyskano w przypadku niskoemisyjnych cementów z żużlem S, tym większą, im zawartość żużla była większa. Tak dobry wynik uzyskano na skutek zastosowania dobrej jakości żużla, o niskiej zawartości niespalonego węgla. Jednakże, w przypadku CEM III/A-NA, z uwagi na obniżoną zawartość alkaliów w jego składzie, ilość wymaganej domieszki napowietrza-

jącej syntetycznej była większa (w przypadku domieszki naturalnej nie odnotowanego tego efektu);
- na postawie wyników zmiany napowietrzenia w czasie, i wyników oznaczania parametrów struktury porowatości, wnioskować można, że domieszka napowietrzająca naturalna w większym stopniu stabilizuje napowietrzenie spoiw niskoemisyjnych, niż domieszka syntetyczna. Celem zapewnienia odpowiedniego napowietrzenia betonu po czasie, należy zatem zwiększyć zawartość domieszki syntetycznej w betonie niskoemisyjnym, z uwagi na destabilizację napowietrzenia po czasie, szczególnie w przypadku niskoemisyjnego spoiwa zawierającego większe ilości popiołu V;
- parametry porów powietrznych bekonu niskoemisyjnego spełniają wymagania względem zapewnienia mrozoodporności wewnętrznej betonu niskoemisyjnego. Nieco bardziej korzystnym oddziaływaniem w zakresie uzyskanych parametrów napowietrzenia betonu niskoemisyjnego charakteryzowała się domieszka syntetyczna niż naturalna.

Na zakończenie należy wyraźnie zaznaczyć, iż uzyskane wnioski w zakresie wpływu rodzaju domieszek napowietrzających dotyczą tylko tych, zastosowanych przez autorkę. Inne rodzaje domieszek napowietrzających, z uwagi na ich dużą zmienność ich podstawowego składu i budowy polimeru (w przypadku domieszek syntetycznych – anionowa, kationowa i inne), mogą dawać nieco odmienne rezultaty względem napowietrzenia betonu niskoemisyjnego, i wymagają sprawdzania doświadczalnego przed ich aplikacją.

Ponadto, z uwagi, iż mrozoodporność betonu niskoemisyjnego powinna być weryfikowana po czasie równoważnym wg znowelizowanej niedawno normy PN-B-06265, wynoszącym 56 i nawet 90 dni (tab. 6), podczas którego pory betonu wypełnią się w pewnym stopniu produktami hydratacji składników pucolanowych i hydraulicznej. W związku z tym, autorka pozostawia pytanie jako otwartym, po jakiem czasie powinno sprawdzać się strukturę porowatości betonu niskoemisyjnego?

Tab. 6. Czas równoważny wg PN-B-06265

Rodzaj cementu	Czas równoważny [dni]
CEM I (R); CEM II/A (R)	28
CEM I (N); CEM II/A (N); CEM II/B (N, R); CEM IV/A	56
CEM II/C-M; CEM III; CEM IV/B; CEM V; CEM VI	90

Podziękowania

Prezentowane badania zostały sfinansowane przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach projektu PBS1/A2/4/2012 „Innowacyjne cementy napowietrzające beton".

Literatura

[1] Beningfield N.: The air entrainment of mortar- a bibliography, 8th International Brick and Block Masonry Conference, Dublin, 1988, s. 131-138.
[2] Brandt A.M., Kasperkiewicz J. red.: Metody diagnozowania betonów wysokowartościowych na podstawie badań strukturalnych. IPPT PAN, Warszawa 2003.
[3] Du L., Folliard K.J.: Mechanisms of Air Entrainment in Concrete. Cement and Concrete Research, vol. 35, no. 8, s. 1463-1471, 2005.
[4] Fagerlund G.: Durability of concrete structures. Arkady, Warsaw 1999

[5] Giergiczny Z., Glinicki M.A. Sokołowski M., Zieliński M. „Charakterystyka porów powietrznych a mrozoodporność betonów na cementach żużlowych". KILiW PAN. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej 2008, s. 301-308.
[6] Glinicki M.A.: Metody ilościowej i jakościowej oceny napowietrzenia betonu. Cement Wapno Beton, nr 6, 2014, s. 359–369.
[7] Jin, J.; Domone, P. L.: Relationships between the fresh properties of SCC and its mortar component. in Proc. Of the 1st North American Conference on the Design and Use of Self-consolidating Concrete, Illinois, USA, 12–13 November 2002. USA: Hanley-Wood, LLC, 2002, 37–42.
[8] Khayat, K.H. Nasser K.W.: Comparison of Air Contents in Fresh and Hardened Concretes Using Different Airmeters. Cement, Concrete, and Aggregates vol. 13, no. 1, pp. 16–17, Summer 1991.
[9] Kqlaots, I. Hurt. R.H. Suuberg E.M.: Size distribution of unburned carbon in coal fly ash «and its implications. Fuel 83, vol. 1, pp. 223–230, 2004.
[10] Ley M.Tyler, Ryan-Chancey M. Juenger C.G. Kevin Follird J., Kevin J. Folliard: The physical and chemical characteristics of the shell of air-entrained bubbles in cement paste, May 2009 Cement and Concrete Research vol. 39, nr 5, s. 417-425
[11] Łaźniewska-Piekarczyk B.: The frost resistance versus air voids parameters of high performance self compacting concrete modified by non-air-entrained admixtures. Construction Building Materials nr 48, 2013 s. 1209-1220.
[12] Łaźniewska-Piekarczyk B.: The influence of admixtures type on the air-voids parameters of non-air-entrained and air-entrained high performance SCC. Construction Building Materials, nr 41, 2013, s. 109-124.
[13] Łaźniewska-Piekarczyk B.: The type of air-entraining and viscosity modifying admixtures and porosity and frost durability of high performance self-compacting concrete. Construction Building Materials, vol. 40, 2013s. 659-671.
[14] Łukowski P.: Modyfikacja materiałowa betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2016.
[15] Mapa Drogowa CEMBUREAU do roku 2030 Redukcja CO_2 w łańcuchu wartości cementu (5 punktów: klinkier, cement, beton, budownictwo, rekarbonatyzacja) [strona internetowa „Stowarzyszenia Producentów Cementu": https://www.polskicement.pl/mapa-drogowa-2050/]
[16] Ozyildirim C.: Comparison of the Air Contents of Freshly Mixed and Hardened Concretes» Cement, Concrete and Aggregates, vol. 13, no. 1, pp. 11-17, 1991.
[17] Piasta W., Marczewska J.: The effect of air entraining admixtures and cement types on the properties of fresh mortar. Structure and Environment, 2013, Vol. 5, no. 1, s. 11-17.
[18] Reidenouer, D.R. Howe R.H.: Air content of plastic and hardened concrete. National Technical Information Service, Report/Paper Numbers: PDT-73-1 Final Report, p.73, 1975-2.
[19] Rusin Z.: Technologia betonów mrozoodpornych. Wydawnictwo Polski Cement, Kraków, 2002 s.182.
[20] Safiuddin, Md. et al.: Air-void Stability in Fresh Self-consolidating Concretes Incorporating Rice Husk Ash. Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction. Springer Netherlands, 2006, s. 129-138.
[21] Schneider M. The cement industry on the way to a low-carbon future. Cement Concrete Research, vol. 124, October 2019, 105792
[22] Wawrzeńczyk J.: Metody badania i prognozowania mrozoodporności betonu. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 2017.
[23] Yang QI.: Stability of air bubbles in fresh concrete. Master of Science Thesis in the Master›s Programme Structural Engineering and Building Performance Design, 2012.
[24] Zarauskas L., Skripki□nas G., Girskas G.: Influence of Aggregate Granulometry on Air Content in Concrete Mixture and Freezing - Thawing Resistance of Concrete. Procedia Engineering, Volume 172, 2017, s. 1278-1285.
[25] Zhang D. S.: Air entrainment in fresh concrete with PFA. Cement Concrete. Composites vol. 18 no. 6, s. 409-416, 1996.
[26] Zhang, S., Wang, K.: Effects of Materials and Mixing Procedures on Air Void Characteristics of Fresh. Concrete. Conference Proceedings, 2005.
[27] Zhang, Z. Vitillo, M.N. Maher, A. Szary, M.P. Ansari F.: Effects of Synthetic Air Entraining Agents on Compressive Strength of Portland Cement Concrete. Mechanism of Interaction and Remediation Strategy, 2002.
Zhichao LiuWill HansenWill HansenBo MengBo Meng: Characterisation of air-void systems in concrete. Magazine of Concrete Research vol. 68 no.4, 2015.

Justyna Nowicka-Semen

Jak trwałe jest bycie „eko"? Analiza trwałości betonów z cementami niskoemisyjnymi

HOW SUSTAINABLE IS BEING „ECO"? DURABILITY ANALYSIS OF CONCRETES WITH LOW-EMISSION CEMENTS

Streszczenie

Beton, jako gotowy produkt był, jest i prawdopodobnie długo jeszcze będzie obecny w naszym życiu. Fakt ten niepodważalnie świadczy o jego uniwersalności i ponadczasowości. Nie mniej jednak, receptura na jego popularność nie od zawsze była taka sama. Skład betonu zmieniał się na przestrzeni wieków, w zależności od dostępności materiałów, innowacyjnych rozwiązań i zapotrzebowania rynku. Jednak prawdziwa ewolucja czeka go właśnie teraz, ze względu na sytuację klimatyczną w jakiej się znaleźliśmy. Wprowadzone przez Unię Europejską traktaty i towarzyszące im unormowania prawne obligują ówczesny przemysł do wprowadzenia działań i modernizacji procesów produkcyjnych, celem osiągnięcia zamierzonych celów klimatycznych do 2050 roku. Szereg poczynionych kroków w branży cementowo-betonowej, w związku z koniecznością obniżenia jej emisyjności wiąże się również z licznymi obawami o zachowanie dotychczasowego poziomu jakości produkowanych materiałów. W niniejszym referacie podjęto próbę analizy właściwości wytrzymałościowych i wpływających na trwałość betonów z zastosowaniem cementów niskoemisyjnych (CEM V/A (S-V) oraz CEM IV/B (V)) i porównano je z właściwościami cementu portlandzkiego popiołowego (CEM II/B-V). W tym celu przeprowadzono ocenę równoważnych właściwości użytkowych z wykorzystaniem parametrów takich jak wytrzymałość na ściskanie, odporność betonów na karbonatyzację oraz na migrację jonów chlorkowych. W przeprowadzonej analizie porównawczej oszacowano i przedstawiono również ślad węglowy badanych betonów. Podsumowaniem wykonanego porównania są wnioski z przeprowadzonych badań, które oprócz rezultatów wymienionych wyżej analiz, zawierają również szanse i ryzyko dotyczące wprowadzenia cementów niskoemisyjnych jako standardowych materiałów do produkcji betonu towarowego.

Słowa kluczowe: beton, trwałość, ślad węglowy, emisja CO_2, wytrzymałość na ściskanie, karbonatyzacja, migracja jonów chlorkowych, konstrukcja żelbetowa

mgr inż. Justyna Nowicka-Semen – Lafarge Cement S.A., Dział Jakości i Rozwoju

Abstract

Concrete as a finished product was, is and probably will be present in our lives for a long time. This fact undeniably proves its universality and timelessness. Nevertheless, the recipe for its popularity has not always been the same. The composition of concrete has changed over the centuries, depending on the availability of materials, innovative solutions and market demand. However, the real evolution awaits him right now, due to the climatic situation in which we find ourselves. The treaties introduced by the European Union and the accompanying legal regulations oblige the industry to introduce measures and modernize production processes in order to achieve the intended climate goals by 2050. A number of steps taken in the cement and concrete industry, in connection with the need to reduce its emissivity, is also associated with numerous concerns about maintaining the current level of quality of the materials produced. This paper attempts to analyze the strength and durability properties of concretes using low-emission cements (CEM V/A (S-V) and CEM IV/B (V)) and compare them with the properties of portland ash cement (CEM II/B-V). For this purpose, the evaluation of equivalent performance properties was carried out using parameters such as compressive strength, concrete carbonation resistance and chloride ion migration resistance. In the comparative analysis, the carbon footprint of the tested concretes was also taken into account. The summary of the comparison are the conclusions from the conducted research, which, in addition to the results of the above-mentioned analyses, also contain disadvantages, advantages, as well as opportunities and risks regarding the introduction of low-emission cements as standard materials for the production of ready-mixed concrete.

Keywords: concrete, durability, carbon footprint, compressive strength, carbonation, migration of chloride ions, reinforced concrete structure

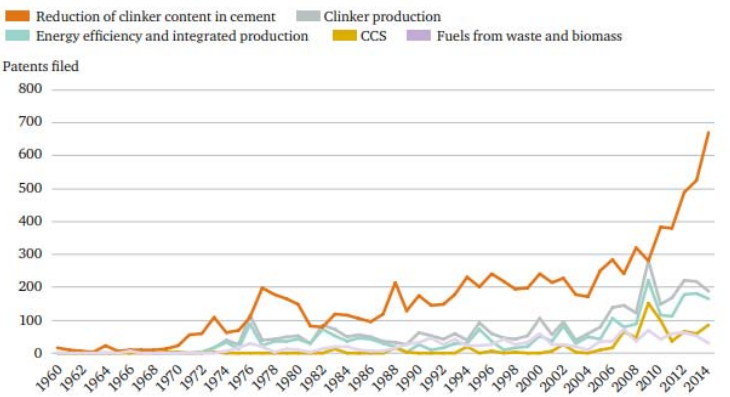
1. Budowanie definicji trwałości betonu na przestrzeni lat

Pierwotna definicja trwałości betonu z pewnością różniła się nieco od tej, która towarzyszy nam teraz. Wiedząc, iż pierwsze odkrycia elementów architektury datuje się na 7600 r. p.n.e. (prawie 10 tys. lat temu!), możemy założyć, iż oczekiwania dotyczące gotowego materiału były proste i zdecydowanie nieopatrzone w namiastki norm lub wytycznych (powstanie pisma datuje się na 3500 r. p.n.e.). Zamierzchłe „receptury" betonowe oparte były na wykorzystaniu lokalnych surowców - wapna hydraulicznego wraz z innymi materiałami wiążącymi (pucolany, kruszona ceramika), jako spoiwa dla fragmentów skalnych [15]. Można dedukować zatem, iż nadrzędnym celem gotowej konstrukcji było po prostu przetrwać próbę czasu i służyć jak najdłużej następcom ich najemców. Fakt, iż dziś, podczas wycieczek do Izraela, Włoch czy Grecji możemy obserwować, zwiedzać i podziwiać skuteczność działań tamtejszych budowniczych zdecydowanie wskazuje na trwałość „starożytnych betonów". Właściwości tego materiału, związane z jego reologią w świeżej postaci, wytrzymałością w stwardniałej i prostotą w tworzeniu zapewne były napędem jego dalszego rozwoju i rozprzestrzeniania się. W latach 1796 -1824 prowadzone były intensywne prace nad technologią wytwarzania i składem cementu. Jednym z pierwszych eksploratorów w tej dziedzinie był Joseph Parker. Opracował on metodologię wypalania wapienia marglistego, w wyniku czego powstał tzw. cement romański. Ważną postacią w historii betonowej jest również Joseph Aspidin – twórca cementu portlandzkiego. Działania tych i innych ówczesnych badaczy doprowadziły do powstania w Anglii prawie 200 lat temu pierwszej cementowni (1825r.). Kolejne lata to czas kolejnych doświadczeń cementowych napędzanych rozwojem zastosowania betonu i zwiększonych wymagań trwałościowych konstrukcji. W 1848 r., w efekcie zawalenia się zaledwie 3-letniej konstrukcji Tunelu pod Tamizą (1828 r.), Isaac C. Johnsona opracował zmodyfikowaną wersję cementu portlandzkiego, która jest najbardziej zbliżona do obecnego stanu [15].

Większość działań rozwojowych w tamtym okresie skupiało się na znalezieniu rozwiązań, które przedłużą użytkowalność konstrukcji betonowych. W związku z tym pod koniec XIX wieku wprowadzono stal jako element zbrojeniowy betonu [15], tym samym wzmacniając jego właściwości wytrzymałościowe, a od połowy XX wieku rozpoczęto stosowanie plastyfikatorów, które wpłynęły na poprawę właściwości mieszanki betonowej i betonu, a także licznych dodatków mineralnych które poprawiły szczelność struktury betonowej [17].

Zmiany i globalne wyzwania, które przyszły do nas na przełomie XX i XXI wieku zmusiły i zmuszają nas do poszukiwania nowych rozwiązań w zakresie przedłużenia trwałości konstrukcji betonowej. Obecnie trwałość jest ściśle definiowana i kontrolowana w rytmie zakładowych kontroli produkcji, a projektowane receptury muszą spełniać wymagania nadrzędnych norm [1,2]. Wszystko po to, aby konstrukcje zachowały swoje właściwości użytkowe w okresie 50 lub 100 lat [7]. Wraz z rosnącymi wymaganiami dotyczącymi trwałości, zaczęły wzrastać również wymagania dotyczące ograniczenia negatywnego wpływu działań człowieka na klimat. Pierwsze działania branży cementowej w tym zakresie zaczęły pojawiać się około roku 1970, kiedy też przyznane zostały patenty w zakresie niskoemisyjnych cementów (rys.1.) Ich intensyfikacja miał miejsce w latach 2008-2009 [13], po czym w grudniu 2009 r. w Kopenhadze odbył się szczyt klimatyczny, po którym walka ze zmianami klimatu nabrała tempa. Wraz z rosnącą świadomością

w zakresie wpływu działań człowieka na środowisko, urosła również potrzeba natychmiastowych kroków w zakresie ograniczenia emisji CO_2.



Rys. 1. Trend patentowy w zakresie technologii produkcji cementu (źródło: [13]).

W konsekwencji, w 2015 roku podpisano Porozumienie Paryskie, będące planem działania w kierunku ograniczenia globalnego ocieplenia. Pakt ten stał się podwaliną do wprowadzonego 11 grudnia 2019 roku Europejskiego Zielonego Ładu („Green Deal"), którego nadrzędnym celem jest osiągnięcie przez Europę do 2050 roku neutralności klimatycznej. Konsekwencją wprowadzenia Green Deal, było wypracowanie pakietu „Fit for 55", czyli prawnie obowiązujących postulatów, dotyczących ograniczenia emisyjności o 55% do 2030 i do poziomu 0% w 2050 roku*. Jest to jedno z największych wyzwań, jakie postawiono przed branżą cementową i betonową. Wprowadzone zobowiązania klimatyczne były i są akceleratorem w rozwoju obecnych rozwiązań. Producenci cementu zintensyfikowali poszukiwania możliwości ograniczenia emisji CO_2 z procesu produkcji cementów oraz działania wdrożeniowe najbardziej innowacyjnych rozwiązań tj. modernizacji zakładów, zastosowanie paliw alternatywnych, czerpanie energii ze źródeł odnawialnych, wykorzystanie transportu z napędem elektrycznym, wychwytywanie i magazynowanie CO_2 (CCS/U) a także wprowadzenie do oferty cementów z obniżoną zawartością klinkieru i zwiększoną zawartością innych składników głównych oraz stopniowe wykluczenie ze sprzedaży cementów portlandzkich (CEM I) [10,17]. Wiadomo jednak, iż klinkier jest składnikiem, który w dużej mierze decyduje o wytrzymałości cementu i jego właściwościach wpływających na trwałość. Zastąpienie go w cementach niskoemisyjnych może mieć wpływ na dotychczasową uniwersalność tego materiału ze względu na zmianę jego właściwości

Stąd też wprowadzenie na rynek cementów niskoklinkierowych wiąże się z licznym sceptycyzmem ze strony branży oraz obawami ze strony jego odbiorców – czy bycie eko będzie miało przełożenie na trwałość wyrobów betonowych? Celem odpowiedzi na to pytanie w dalszej części niniejszego artykułu przedstawione zostaną rezultaty badań, które potwierdzają, że nieprzychylność do betonów niskoklinkierowych często jest zawyrokowana na wyrost negatywnie, a stosowanie ich może nie tylko pozytywnie wpłynąć na odporność betonu na środowiska agresywne, ale również na oddziaływanie światowego przemysłu.

* *Źródło: www2.deloitte.com*

2. Analizowane cementy niskoemisyjne - charakterystyka materiałowa

Proces produkcji cementu jest wysoce emisyjny ze względu na znaczne zapotrzebowanie energetyczne i materiałowe. Szacuje się, iż roczna emisja z ogólnej produkcji tego materiału na świecie to ok. 5% emisji globalnej. Niestety, ok. 60% produkowanego CO_2 powstaje w wyniku rozkładu $CaCO_3$ w procesie wypalania wapienia (kamienia wapiennego) [18]. W związku z tym skuteczną możliwością ograniczenia tego trendu jest obniżenie wskaźnika klinkier/cement poprzez wykorzystanie innych składników podczas produkcji, które zgodnie z normą PN-EN 197-1 [6] są tuż obok klinkieru traktowane jako składniki główne, a także poszukiwanie nowych rozwiązań materiałowych w tym obszarze. Rezultatem takich zabiegów będzie eskalacja produkcji tzw. cementów niskoemisyjnych, czyli cementów o niskim śladzie węglowym. Działanie to może mieć jednak wpływ na dotychczasową uniwersalność tego materiału ze względu na zmianę jego właściwości. Dlatego też zastosowanie cementów niskoklinkierowych w poszczególnych obszarach budownictwa również zostało objęte wytycznymi normowymi (PN-EN 206 [1] oraz PN-B-06265 [2]), które m.in. ograniczają stosowanie poszczególnych rodzajów cementów w wybranych klasach ekspozycji, wskazując na konieczność potwierdzenia ich przydatności. Zapis ten stosunkowo niedawno uległ zmianie (poprzednio wykluczał wykorzystani tych cementów) i obecnie jest swojego rodzaju furtką w stosowaniu betonów niskoemisyjnych w pełnym zakresie klas ekspozycji.

W celu przeprowadzenia analizy trwałości betonów niskoemisyjnych, wytypowano cementy niskoklinkierowe będące w stałej ofercie Lafarge Cement S.A. - CEM IV/B(V) 42,5 N oraz CEM V/A(S-V) 42,5 N. W surowcach tych zgodnie z PN-EN 197-1 [6]) obniżono zawartość klinkieru do poziomu 45-64% w przypadku CEM IV/B(V) oraz do 40-64% dla CEM V/A, na rzecz popiołu lotnego krzemionkowego (V) i granulowanego żużla wielkopiecowego (S).

Dodatkowo, jako materiał odniesienia przyjęto powszechnie stosowany cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/B-V 42,5 R, który jest zgodnie z nadrzędną normą [2] dopuszczony do stosowania w analizowanych klasach ekspozycji (XC4, XD1).

Przy wyborze betonów, które zostaną poddane analizie porównawczej, przyjęto następujące założenia:

- cementy niskoemisyjne w betonach testowych (tab.1.);
- zawartość cementu i wskaźnik w/c spełniające wymagania klas ekspozycji XC4 i XD1 (tab. 2.);
- stały procentowy udział poszczególnych frakcji kruszyw;
- zawartość powietrza w mieszance betonowej poniżej 2,5%;
- klasa konsystencji S3/S4.

Tab. 1. Rodzaje cementów wykorzystanych w analizie oraz ich gęstości

Rodzaj cementu	Gęstość cementu [g/cm^3]
CEM II/ B-V 42,5 R	2,74
CEM IV/B (V) 42,5 N	2,80
CEM V/A (S-V) 42,5 N	2,82

Tab. 2. Wymagania dla klas ekspozycji XC4 i XD1 zgodnie z normą PN-B-06265 [2]

Klasa ekspozycji	XC4	XD1
Maksymalne w/c	0,55	0,55
Wymagana klasa wytrzymałości na ściskanie	C25/30	C30/37
Minimalna zawartość cementu (kg/m3)	300	300

Ostatecznie analizie poddano 5 receptur:
- recepturę referencyjną – CEM II ;
- 4 receptury testowe – CEM IV i CEM IV + FA oraz CEM V i CEM V + FA

Zawartości cementu, popiołu lotnego krzemionkowego kat. A oraz wartości wskaźników w/c przedstawiono w tabeli nr 3.

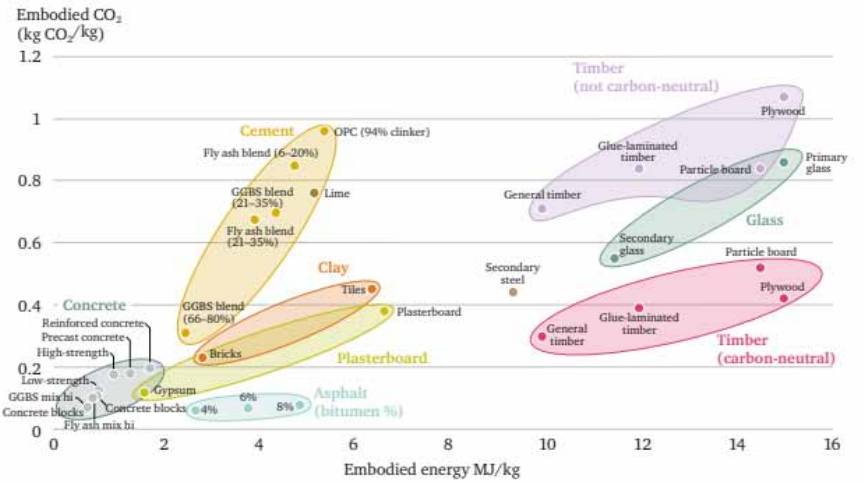
Tab. 3. Zawartości cementu i popiołu oraz wartości w/c analizowanych mieszanek betonowych

CEM II, CEM IV, CEM V		
Klasa ekspozycji		XC4 XD1
w/c	-	0,53-0,55
Zawartość cementu	kg/m^3	300
CEM IV+FA; CEM V+FA		
w/c	-	0,48
Zawartość cementu	kg/m^3	300
Zawartość popiołu lotnego krzemionkowego kat.A (CEM IV/CEM V)	kg/m^3	30/60

Ilekroć w niniejszym referacie pojawią się wyrażenia:
1. CEM V, CEM V/A, CEM V/A (S-V) – odnosiły się będą one do cementu CEM V/A (S-V) 42,5 N
2. CEM IV, CEM IV/B, CEM IV/B (V) – odnosiły się one będą do cementu CEM IV/B (V) 42,5 N
3. CEM II, CEM II/B, CEM II/B-V – odnosiły się będą one do cementu CEM II/B-V 42,5 R
4. FA – odnosiło się ono będzie do popiołu lotnego krzemionkowego kategorii A (z ang. Fly Ash).

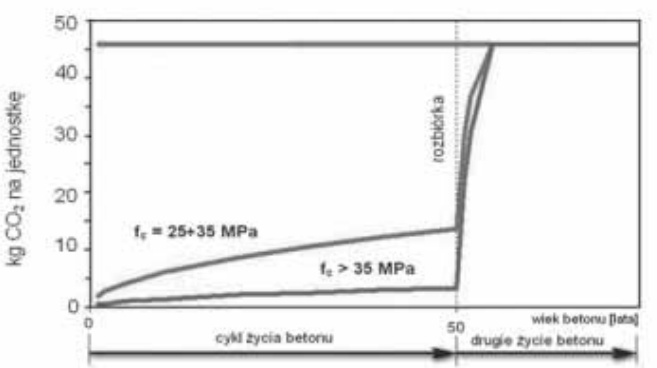
3. Emisyjność wybranych betonów

Beton jest materiałem stosunkowo niskoemisyjnym (140-310 kg CO2 eq./t. [17]) w porównaniu do innych tworzyw wykorzystywanych przy wznoszeniu konstrukcji (rys.2.).



Rys. 2. Emisyjność wybranych tworzyw (źródło: [14]).

Dodatkowo posiada on również zdolność pochłaniania i sekwestracji CO_2 zarówno w procesie jego dojrzewania (karbonatyzacja) jak i w większej mierze po jego rozbiórce oraz rozkruszeniu (rys.3.). Według szacunków prof. P. Woyciechowskiego [21] 1 kg klinkieru zawarty w masie betonowej może związać na drodze karbonatyzacji około 0.173 kg CO_2.



Rys. 3. Poziom pochłaniania CO2 przez beton w zależności od okresu dojrzewania i wytrzymałości na ściskanie (źródło: [19])

Na absorpcję dwutlenku węgla mają wpływ przede wszystkim klasa wytrzymałości betonu (wyższa klasa obniża pochłanianie) oraz jego wiek (procesy starzeniowe nasilają absorpcję). Natomiast na tym etapie, wg. K. Załęgowski i inni [18], magazynowanie dwutlenku węgla ma znaczenie marginalne. Intensyfikacja tego procesu następuje po rozbiórce konstrukcji betonowej i jej rozdrobnieniu (ponad 8-krotnie większa sekwestracja [20]). Tutaj istotne znaczenie ma stopień rozdrobnienia powstałego gruzu, tym samym powierzchnia zdolna do pochłaniania CO_2.

Czy możliwość ta zatem czyni z betonu materiał przyjazny środowisku? Próbując odpowiedzieć na to pytanie, należy uwzględnić fakt, iż ze względu na możliwości zastosowania, beton jest jednym z najpowszechniej wykorzystywanych materiałów budowlanych. Świadczy o tym m.in. fakt iż rok rocznie na świecie produkuje się ponad 10 miliardów ton betonu*, z czego np. objętość wyprodukowanych metrów sześciennych w 2021 w Polsce, wynosiła ok 26,6 mln**. Stąd też próba oszacowania jego śladu węglowego w kontekście wolumenu produkcyjnego potęguje nieco problem jego emisyjności, mimo wspomnianych zdolności sekwestracyjnych.

Chcąc zatem potwierdzić słuszność działań polegających na wdrażaniu cementów niskoklinkierowych w kontekście redukcji emisji CO_2, wyznaczono ślad węglowy dla receptur analizowanych w niniejszym referacie oraz porównano emisyjność produkcji rozpatrywanych cementów niskoklinkierowych do cementu portlandzkiego popiołowego.

Wartość śladu węglowego (zgodnie z ISO 14067 [9]) jest to „suma emitowanych i pochłanianych przez produkt gazów cieplarnianych, wyrażaną ekwiwalentem CO_2, bazującą na ocenie cyklu życia". Analizę jego wartości (GWP GHG) przeprowadzono w trybie „od kołyski do bramy" (ang. cradle to gate) [7] dla betonów, których receptury przedstawiono w tabeli nr 4. Parametry, które zostały uwzględnione dotyczyły średnich ilości zużycia materiałów na wszystkich zakładach Lafarge Cement S.A. z regionu warszawskiego. W rezultacie uzyskano wartości podane w tabeli nr 5. Wykonana ocena oddziaływania produkcji poszczególnych betonów na środowisko wskazuje na duży potencjał redukcyjny w obszarze emisji gazów cieplarnianych przy zastosowaniu cementów niskoklinkierowych – od 19% do 23%.

Stąd też, skupiając dane liczbowe dla śladu węglowego, już na starcie niniejszego referatu można potwierdzić ich niskoemisyjność w odniesieniu do standardowych rozwiązań (z CEM II/B-V). W toku dalszej części analizy zostanie podjęta próba potwierdzenia również ich trwałości.

Tab. 4. Receptury analizowanych betonów.

Rodzaje cementów		CEM II	CEM IV	CEM IV+FA	CEM V	CEM V +FA
Klasa ekspozycji		XC4 XD1				
w/c	-	0,55	0,55	0,48	0,53	0,48
Cement	kg/m^3	300				
Popiół (FA)	kg/m^3	-	-	30	-	60
Woda	kg/m^3	165	165	145	159	145
Kruszywo 1 (0/2)	kg/m^3	746	746	750	754	735
Kruszywo 2 (2/8)	kg/m^3	486	486	499	501	488
Kruszywo 3 (8/16)	kg/m^3	665	665	664	668	650
Plastyfikator	kg/m^3	-	-	2,4	2,4	2,4
Superplastyfikator	kg/m^3	-	-	1,37	0,4	1,9

* *Dane statystyczne pochodzące ze strony muratorplus.pl*

** *Dane statystyczne pochodzące ze strony inwestycje.pl*

Tab. 5. Wartości GWP GHG dla analizowanych betonów

Nazwa betonu	GWP GHG (kg CO_2 eq.)	Potencjalna redukcja GWP
CEM II XC4, XD1	209,7	`-
CEM IV XC4, XD1	167,4	20%
CEM V XC4, XD1	161,3	23%
CEM IV + FA XC4, XD1	169,9	19%
CEM V + FA XC4, XD1	162,3	23%

4. Analityczne potwierdzenie trwałości eko - betonów - zakres i rezultaty badań

Zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1 [8] trwałość definiowana jest jako spełnienie funkcji konstrukcji pod względem użytkowania, nośności i stateczności bez wyraźnego obniżenia właściwości użytkowych albo wystąpienia nadmiernych, nieprzewidzianych kosztów jej utrzymania w określonym czasie eksploatacji. Zatem chcąc odpowiednio przeanalizować wpływ obniżonej zawartości klinkieru na trwałość betonów, wykonano następujące badania:

– wytrzymałość na ściskanie wg normy PN-EN 12390-3:2019-7 [3];
– odporność na karbonatyzację metodą przyśpieszoną wg normy PN-EN 12390-12:2020-06 [4];
– migracja jonów chlorkowych wg normy PN-EN 12390-18:2021-08 [5].

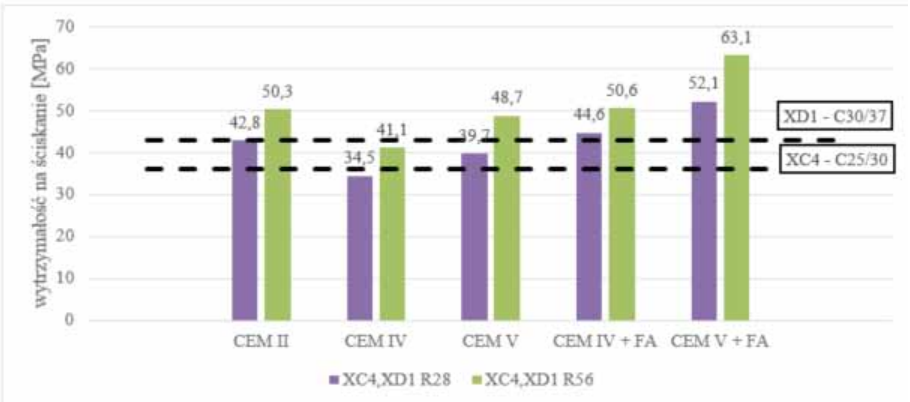
Następnie uzyskane wartości poddano ocenie, analizując podparte badaniami możliwości zastosowania betonów niskoemisyjnych w elementach, od których wymaga się podwyższonej odporności na korozję węglanową i chlorkową. W tym celu posłużono się:

– wymaganiami podanymi w tablicy F.2. normy PN-B-06265 [2] stosując kryteria akceptacji (f_{ck} + 6 MPa) jak dla badań wstępnych wg załącznika A normy PN-EN 206 [1] klasyfikując wartości wytrzymałości na ściskanie;
– oceną w ramach koncepcji równoważnych właściwości użytkowych wykonaną na podstawie zapisów raportu technicznego CEN/TR 16639 [9] dla wartości głębokości karbonatyzacji po 70 dniach badania (tj. oddziaływania CO_2) oraz migracji jonów chlorkowych oznaczonej po 90 dniach dojrzewania betonu.

Zastosowanie powyższych metod oceny umożliwiło w sposób analityczny dokonanie oceny wpływu zmniejszonej ilości klinkieru i zwiększonej ilości nieklinkierowych składników głównych w cemencie, na trwałość betonu.

4.1. Wytrzymałość na ściskanie

Analizie poddano wartości wytrzymałości na ściskanie wyznaczone po 28 i 56 dniach dojrzewania betonów w warunkach normowych. Wyniki przedstawiono na wykresie nr 4 (rys.4.).



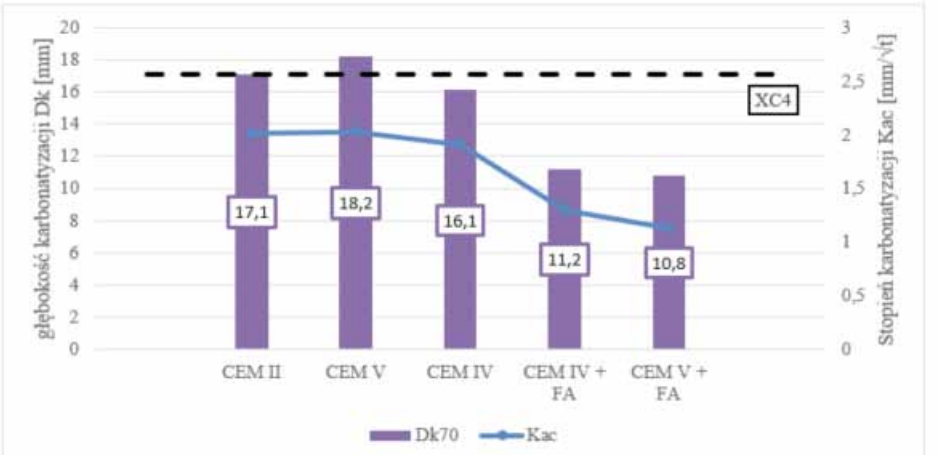
Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie analizowanych betonów.

Uzyskane wartości wytrzymałości na ściskanie betonów niskoemisyjnych z CEM V (bez dodatku popiołu) oraz układu referencyjnego wskazują na spełnienie wymagań granicznych klasy ekspozycji XC4 po 28 dniach dojrzewania (wartości powyżej przerywanej linii stanowiącej minimalną wartość dla klasy wytrzymałości). W przypadku betonu z CEM IV, klasę C25/30 osiągnięto po 56 dniach dojrzewania betonu. Natomiast wytrzymałość równą lub przekraczającą 43 MPa (XD1) osiągnęły wszystkie betony niskoemisyjne z dodatkiem popiołu lotnego (FA) oraz beton z CEM V i beton referencyjny po 56 dniach dojrzewania.

4.2. Odporność na karbonatyzację

W celu sprawdzenia, czy analizowane betony niskoemisyjne są betonami również odpornymi na niszczące działanie korozji węglanowej, przeprowadzono badanie karbonatyzacji przyspieszonej, zgodnie z normą PN-EN 12390-12 [4]. Testom poddano próbki dojrzewające 28 dni w wodzie (temp. 20±2˚C), a następnie suszone 14 dni w warunkach laboratoryjnych, powietrzno-suchych, zgodnie z normą badawczą [4]. Okres kondycjonowania próbek w warunkach podwyższonego stężenia CO_2 (3,0±0,5%.) w temperaturze 20±2˚C, wilgotności względnej 57±3% trwał łącznie 70 dni. Natomiast pomiary głębokości czoła karbonatyzacji (d_k) wykonano tuż przed włożeniem do komory (d_{k0}) i po 7, 28 i 70 (d_{k7}; d_{k28}; d_{k70}) dniach badania w komorze. Zasięg skarbonatyzowanego betonu oznaczono poprzez naniesienie na powierzchnię próbki roztworu tymoloftaleiny (w proporcjach zgodnych z normą [4]), który przy pH od ok. 8,8 do 10,5 jest bezbarwny, natomiast powyżej tego zakresu przyjmuje barwę niebieską.

Na podstawie pomierzonych wartości wyznaczono stopień karbonatyzacji (K_{ac}). Uzyskane wyniki po 70 dniach badania (d_{k70} + K_{ac}) przedstawiono na wykresie nr 5 (rys.5.).



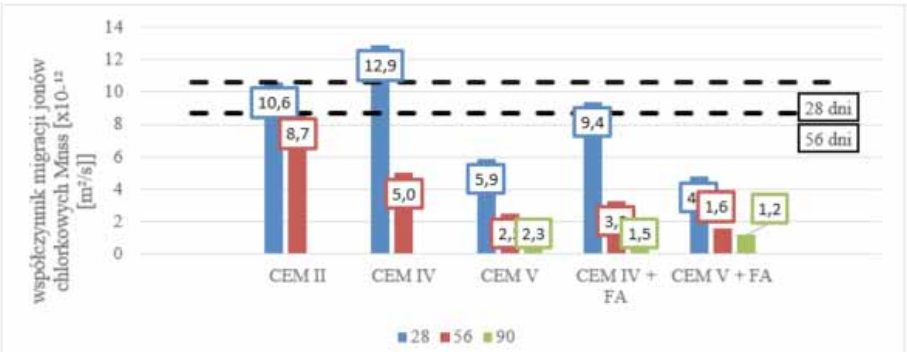
Rys. 5. Średnia głębokość karbonatyzacji dk [mm] oraz stopień karbonatyzacji [Kac]w badanych betonach, oznaczona po 28 dniach dojrzewania dla klasy ekspozycji XC4.

Jako referencyjną wartość (linia przerywana na wykresie nr 5) przyjęto średnią głębokość karbonatyzacji zmierzoną po 70 dniach badania dla betonu z CEM II/B-V, ze względu na to, iż jest to beton dopuszczony do stosowania w całym przekroju klas ekspozycji XC. Na podstawie uzyskanych wyników przedstawionych na wykresie nr 5 można stwierdzić, iż betony niskoemisyjne bez i z dodatkiem popiołu lotnego krzemionkowego w klasie XC4 są równie lub nawet bardziej odporne na korozję węglanową w stosunku do betonu z cementem portlandzkim popiołowym. Dodatkowo, zastosowanie popiołu lotnego oraz obniżenie wskaźnika w/c dodatkowo doszczelnia strukturę betonu, zmniejszając objętość porów kapilarnych i wpływając tym na podwyższenie odporności betonu na wnikanie CO_2 tj. postepowanie procesu karbonatyzacji. Zabieg ten wpływa na poprawę trwałości betonu nie zwiększając znacząco przy tym jego emisyjności. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że zastosowanie cementów testowych CEM IV/B (V) oraz CEM V/A (S-V) nie wymusza zwiększenia otuliny zbrojenia w przyjętej klasie ekspozycji.

4.3. Odporność na migrację jonów chlorkowych

Trwałość betonów niskoemisyjnych została również przeanalizowana w badaniu niestacjonarnej migracji jonów chlorkowych. Próbie poddano beton zaprojektowany tak, aby spełniał wymagania klasy ekspozycji XD1. W tym celu zaformowano po 3 próbki walcowe, dostosowane do wymiarów d=100 mm i h=50±2 mm, dojrzewające odpowiednio 28, 56 (wszystkie betony) i 90 dni (betony z CEM V, CEM IV+FA i CEM V+FA). W zależności od początkowego natężenia przepływu prądu, badanie trwało od 24 do 96 h, przy stałym napięciu równym 30 V. Rezultatem końcowym testu był średni współczynnik migracji jonów chlorkowych obliczony na podstawie pomierzonych wartości średniej głębokości penetracji jonów chlorkowych, średniej temperatury obu roztworów testowych podczas badania, wartości przyłożonego napięcia, wysokości próbki i czasu trwania testu, zgodnie z normą badawczą [5]. Identyfikatorem głębokości migracji chlorków jest roztwór $AgNO_3$, który rozprowadza się na świeżo rozłupanej powierzchni próbki. Zasięg penetracji jonów chlorkowych w wyniku reakcji z azotanem srebra odznacza się jaśniejszym kolorem. Czas

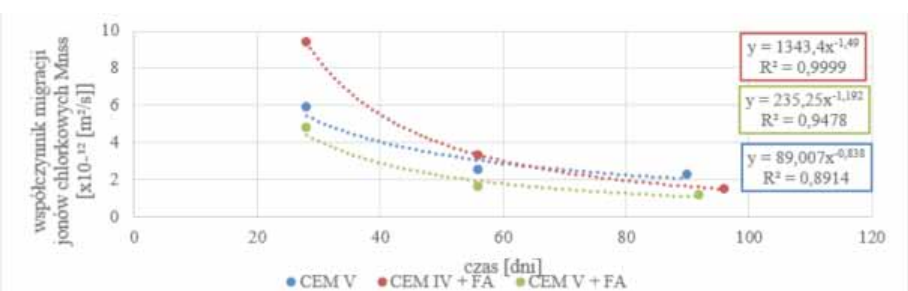
trwania testu natomiast zależy od rezystancji elektrycznej betonu w próbce. Na wykresie nr 6 przedstawiono wyniki przeprowadzonych badań.



Rys. 6. Porównanie współczynników migracji jonów chlorkowych dla analizowanych betonów w różnym czasie dojrzewania (28, 56 i 90 dni).

Zaprezentowane wyniki wyraźnie wskazują na wysoką odporność na wnikanie jonów chlorkowych betonów z cementem CEM V. Układ z samym cementem portlandzkim popiołowym wypadł korzystniej od betonu z cementem pucolanowym jedynie dla próbek dojrzewających 28 dni. Tutaj najsłabszy wynik uzyskano dla betonu z CEM IV. Natomiast analizując pozostałe wartości uzyskane dla układów z CEM IV można dostrzec korzystny wpływ czasu dojrzewania i dodatku mineralnego (FA) na obniżenie współczynnika migracji w całym przekroju badawczym. W przypadku odporności uzyskanej po 90 dniach dojrzewania, otrzymano rezultat porównywalny z odpornością betonów z CEM V.

Analizując wszystkie otrzymane wyniki, można zauważyć wpływ wydłużania czasu dojrzewania betonu na obniżenie współczynnika migracji jonów chlorkowych. W związku z tym, tam gdzie badanie zostało przeprowadzone w trzech różnych terminach, wyznaczono dodatkowo wskaźnik starzeniowy analizowanych betonów (ang. Ageing factor) AF na podstawie wzoru funkcji potęgowej (rys.7.).



Rys. 7 Zależność współczynnika migracji jonów chlorkowych od czasu dojrzewania betonu oraz wyznaczenie współczynnika Ageing Factor.

Parametr ten stanowi wykładnik we wzorze funkcji potęgowej i wskazuje jaki wpływ na wartość migracji jonów chlorkowych ma czas dojrzewania próbek. Największy wskaźnik AF uzyskano dla betonu z CEM IV + FA (1,49). Jest to wynikiem stosunkowo

wysokiego współczynnika migracji po 28 dniach dojrzewania i bardzo niskiego po 90 dniach dojrzewania, co wpływa na wartość kąta nachylenia krzywej przechodzącej przez 3 punkty. Zależności narastającej odporności betonu (malejącego M_{nss}) od upływającego czasu dojrzewania jest w tym przypadku najwyższa spośród wszystkich analizowanych. W przypadku betonów z CEM V zależność ta jest również wysoka, ale nie w takim stopniu jak w przypadku betonów z CEM IV. Dla układów z cementem wieloskładnikowym (CEM V/A (S-V)) od pierwszych pomiarów (28 dni) uzyskano stosunkowo niski współczynnik migracji jonów chlorkowych, co byłoby zgodne ze stwierdzeniem prof. dr hab. inż. J. Małolepszego, iż spoiwa żużlowe są odporne na destrukcyjne działanie jonów chlorkowych [14].

Zaprezentowany rozkład wartości niewątpliwie wskazuje na wpływ rodzaju i ilości użytego spoiwa na odporność betonu na wnikanie jonów chlorkowych w czasie oraz wskaźnika w/c. Betony ze zwiększoną zawartością nieklinkierowych składników głównych uzyskują wraz z narastającym czasem dojrzewania lepszą odporność na migrację niż w przypadku betonów z cementem portlandzkim popiołowym. Związane jest to zapewne z kształtowaniem się mikrostruktury zaczynów w czasie, tj. jej doszczelnianiem poprzez tworzenie się związków, które są bardziej odporne na korozję chemiczną. Analizując również fakt, iż dla betonu z CEM IV korzystny wynik osiągnięto po okresie dłuższym niż 28 dni, można stwierdzić, iż istotnym czynnikiem w budowaniu trwałości tego typu betonów niskoemisyjnych jest ich odpowiednio długa pielęgnacja po wbudowaniu.

4.4. Ocena trwałości w ujęciu statystycznym

Ocenę statystyczną wykonano w oparciu o wytyczne raportu technicznego CEN/TR 16639 [9] wyłącznie dla przypadków, w których uzyskane wartości jednoznacznie nie wskazują na lepsze lub porównywalne właściwości wpływające na trwałość betonu. Ocena ta polega na porównaniu wyznaczonych wartości dla betonów z cementami testowymi do wartości dla betonu referencyjnego, uwzględniając w przypadku wybranej właściwości poza średnim wynikiem z n-próbek liczbę próbek poddanych badaniu (n), a także odchylenie standardowe uzyskanych wyników pojedynczych oraz wartości graniczne współczynnika T_j w odniesieniu do ocenianego aspektu trwałości (j), przyjęte z dokumentu CEN/TR 16639 [9].

Warunkiem potwierdzenia równoważności właściwości użytkowych jest otrzymanie wyższej wartość wyliczonego T_j od wartości granicznych T_j=1,440 (n=4) dla głębokości karbonatyzacji i Tj=1,533 (n=3) dla współczynnika migracji jonów chlorkowych. Wynik oceny statystycznej przedstawiono w tabelach 6 i 7.

Tab. 6. Ocena statystyczna równoważnych właściwości użytkowych dla głębokości karbonatyzacji oznaczonej na betonach dojrzewających 28 dni

Beton referencyjny	CEM II/B-V 42,5R	T_j	Warunek	
Betony testowe	CEM IV/B(V) 42,5 N	4,152	T_j>1,440	Spełniony
	CEM V/A(S-V) 42,5 N	4,019		Spełniony

Tab. 7. Ocena statystyczna równoważnych właściwości użytkowych dla migracji jonów chlorkowych oznaczonej na betonach dojrzewających 28

Beton referencyjny	CEM II/B-V 42,5 R	T_j (28 dni)	Warunek	
Betony testowe	CEM IV/B(V) 42,5 N	1,616	T_j>1,533	Spełniony

Uzyskany efekt z przeprowadzonej oceny statystycznej jednoznacznie wskazuje, iż właściwości użytkowe betonów z CEM IV/B(V) i CEM V/A(S-V) determinujące ich trwałość można uznać za równoważne z właściwościami betonu referencyjnego z CEM II/B-V w klasie XD1.

5. Czy bycie eko jest lub może być trwałe? – podsumowanie przeprowadzonej analizy.

Wykorzystywanie cementów niskoemisyjnych w powszechnej produkcji betonu towarowego jest obecnie dla projektantów i technologów jedną z opcji do wyboru. Jednak w toku trwających i nadchodzących zmian związanych z zahamowaniem postępującej degradacji środowiska można prognozować, iż stanie się to koniecznością. Proces wytwarzania klinkieru wiąże się ze zbyt wysoką emisją CO_2, jak i również eksploatacją surowców naturalnych w sposób nieodwracalny, aby mógł zostać pominięty w globalnej modernizacji przemysłu. W związku z tym stopniowe wycofywanie z produkcji cementów z wysoką zawartością klinkieru jest działaniem nieuchronnym i zarazem odpowiedzialnym, a bycie „eko" nie jest już tylko atrybutem, ale i świadomym obowiązkiem producentów. Szeregowi tych działań towarzyszy jednak obawa, że kosztem tych decyzji może być obniżona trwałość wznoszonych konstrukcji, którą budowano od tysięcy lat. Czy jest ona zatem słuszna? Przeprowadzona w niniejszym referacie analiza trwałości betonów niskoemisyjnych z cementami CEM IV i CEM V w klasach ekspozycji XC4, XD1 wskazała, iż ich właściwości użytkowe wpływające na trwałość betonu są w dużej mierze równoważne z właściwościami użytkowymi betonu z cementem portlandzkim popiołowymi. Głębokość karbonatyzacji (d_{k70}) analizowanych betonów nie przekroczyła 20 mm i różniła się między poszczególnymi układami jedynie o ok. 2 mm, z czego dla betonu z CEM V (bez dodanego popiołu) uzyskano najsłabszy rezultat. Stąd też przeprowadzono ocenę statystyczną, w której potwierdzono równoważność odporności analizowanych betonów na karbonatyzację w klasie XC4. W przypadku migracji jonów chlorkowych, dla betonów z CEM V uzyskano najwyższą odporność na wnikanie, a dla betonu z CEM IV jedynie po 28 dniach dojrzewania uzyskano rezultat słabszy od referencji. W tym miejscu ponownie postanowiono przeprowadzić ocenę statystyczną, która wykazała iż odporność tego betonu na wnikanie chlorków jest równoważna z odpornością betonu z CEM II w klasie ekspozycji XD1. Dodatkowo, wzbogacenie receptur niskoemisyjnych w dodatek popiołu lotnego krzemionkowego i obniżenie wskaźnika w/c wpłynęło na uzyskanie znacznie bardziej korzystnych właściwości we wszystkich analizowanych obszarach trwałościowych. W przypadku wytrzymałości na ściskanie wymagana wytrzymałość (C25/30) w klasie ekspozycji XC4 po 28 dniach dojrzewania nie została osiągnięta wyłącznie dla betonu z CEM IV. W tym przypadku granicę równą 36 MPa przekroczono po 56 dniach dojrzewania. Klasę wytrzymałości C30/37, odpowiadającą wymaganiom klasy XD1,

spełniono po 28 dniach wyłącznie dla betonu z CEM V + FA, a po 56 dniach dla wszystkich układów z wyjątkiem betonu z cementem pucolanowym. Tuż obok analitycznego potwierdzenia synergii niskoemisyjności i trwałości konstrukcji betonowych, należy pamiętać również o aspektach związanych z teoretycznym budowaniem trwałości tego materiału. Za zachowanie właściwości użytkowych betonu, oprócz rodzaju zastosowanego spoiwa, odpowiedzialny jest szereg innych czynników. Cement i poziom klinkieru jest istotny bo to on w dużej mierze wpływa na właściwości mieszanki betonowej i betonu. Natomiast drugim istotnie ważnym czynnikiem jest wskaźnik w/c. Wraz z jego wzrostem wzrasta m.in. objętość porów kapilarnych, co sprzyja dyfuzji agresywnych roztworów w głąb struktury betonu. W tym miejscu nie można również pominąć bardzo ważnego etapu pielęgnacji dojrzewającego betonu. Wszystko to składa się na przebieg hydratacji cementu, który jest decydującym czynnikiem kształtującym trwałość [14]. Stąd też jesteśmy w stanie znacząco osłabić lub wzmocnić trwałość konstrukcji betonowej na etapie projektowania (zawartość wody, spoiwa, domieszek) i późniejszej pielęgnacji (a raczej jej braku) niezależnie od rodzaju zastosowanego spoiwa. W związku z tym stosując cementy niskoklinkierowe zamiennie z cementem portlandzkim popiołowym, bazując na przykładzie analizowanych w niniejszym referacie przypadków możemy przyczynić się dodatkowo do obniżenia śladu węglowego wynikającego z produkcji betonu (cradle to gate) od ok. 19% do 23%.

Odpowiadając zatem na pytanie stanowiące tytuł niniejszego referatu, na podstawie przeprowadzonej analizy oraz licznych danych źródłowych [12,13,15,17], można zaryzykować stwierdzeniem, że bycie eko w obszarze produkcji betonu może być trwałe. Aby jednak wzmocnić znaczenie tej tezy, należy kontynuować badania zarówno nad trwałością betonów niskoemisyjnych oraz poszukiwaniem alternatyw dla klinkieru.

Literatura

[1] PN-EN 206+A2:2021-08: Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
[2] PN-B-06265:2022-08 Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność, Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[3] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu - Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań
[4] PN-EN 12390-12:2020-06 Badania betonu. Część 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację. Przyspieszona metoda karbonatyzacji
[5] PN-EN 12390-18:2021-08 Badania betonu. Część 18: Oznaczenie współczynnika migracji chlorków
[6] PN-EN 197-1:2012 Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
[7] PN-EN 16757:2017-07 Zrównoważony charakter robót budowlanych – Środowiskowe deklaracje wyrobu – Zasady Kategoryzacji Wyrobu dla betonu i wyrobów z betonu.
[8] EN-1992-1-1:2008 Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
[9] CEN/TR 16639:2014E. Use of k-value concept, equivalent concrete performance concept and equivalent performance of combinations concept. CEN, marzec 2014
[10] PN-EN ISO 14067:2018-10 Gazy cieplarniane - Ślad węglowy wyrobów -Wymagania i wytyczne dotyczące kwantyfikacji.
[11] Cembureau. Rola cementu w niskoemisyjnej gospodarce do roku 2050. 2018.
[12] Elkhaldi I., Roziere E., Turcry P., Loukili A., Towards global indicator of durability performance and carbon footprint of clinker-slag-limestone cement-based concreto exposed to carbonation. 2022. Journal of Cleaner Production. V. 380, art. 1. 20 December 2022, 134876.
[13] Grzmil W., Raczkiewicz W. Ocena wpływu rodzaju cementu na proces karbonatyzacji betonu i korozji zbrojenia w próbkach żelbetowych. Cement, Wapno, Beton 2017 r. R-22/84 nr 4. 311-319;
[14] Lehne J., Preston F. Making concrete change. Innovation in Low-Carbon Cement and Concrete. 2018. Chatham House Report. Energy, Environment and Resources Department.

[15] Małolepszy J. Wybrane zagadnienia z trwałości betonów. 2000. Materiały z Konferencji „Dni Betonu".
[16] Raczkiewicz W. Beton-materiał budowlany znany od wieków. 2012. Przegląd Budowlany 10/2012.
[17] Sui S., Georget F., Maraghechi H., Sun W., Scrivener K., Towards a generic approach to durability: Factors affecting chloride transport in binary and ternary cementitious materials. 2019. Cement and Concrete Research. V.124 October 2019, 105783.
[18] Szruba M. Domieszki i dodatki do betonów Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne. s. 46-50. Marzec –Kwiecień 2017.
[19] Środa B. Beton. Niskoemisyjny materiał budowlany. 2021. Stowarzyszenie Producentów Cementu. Kraków 2021. ISBN: 978-83-61331-42-1
[20] Zając B., Gołębiowska I. Możliwość redukcji CO_2 przez zastosowanie betonu zrównoważonego i kruszywa recyklingowego. Inż. Ap. Chem. 2012, 51,5, 262-264.
[21] Załęgowski K., Jackiewicz-Rek W., Garbacz A., Courard L. Ślad węglowy betonu. 2013. Materiały Budowlane. 12.2013 s. 34-36 (nr 496).
[22] Woyciechowski P. Karbonatyzacja- trwałość betonu, ślad węglowy a wpływ na środowisko. 2021. Materiały z Konferencji „Technologia Betonu"

Michał Tałaj
Jakub Bakalarz
Barbara Batog
Maciej Batog
Damian Dziuk

Kształtowanie mrozoodporności betonów niskoemisyjnych wykonanych z nowych rodzajów cementów CEM II/C-M i CEM VI

THE DEVELOPMENT OF FROST RESISTANCE OF LOW-EMISSION CONCRETES MADE FROM NEW TYPES OF CEMENTS CEM II/C-M AND CEM V

Streszczenie

Efektywne stosowanie cementów niskoemisyjnych w betonie aplikowanym w klimacie w którym występuje cykliczne zamrażanie-odmrażanie stanowi duże wyzwanie. Jednym z głównych czynników wpływających na mrozoodporność betonu jest prawidłowe napowietrzenie, co nie jest prostym zadaniem. Stosowanie nowych rodzajów cementów wymaga stałego doskonalenia procesu napowietrzenia mieszanki betonowej, ponieważ wprowadzanie do ich składu nowych składników, a także zmienność składników mieszanki betonowej znacząco wpływa na efekt działania domieszek napowietrzających. Wymusza to ciągłą kontrolę efektywności napowietrzenia betonu, zarówno w sposób ilościowy, jak i jakościowy.

W artykule porównano możliwości kształtowania mrozoodporności (napowietrzenia) betonów niskoemisyjnych przy zastosowaniu tradycyjnych domieszek napowietrzających oraz mikrosfer polimerowych. W badaniach stosowano nowe trójskładnikowe cementy niskoemisyjne CEM II/C-M (S-V), CEM II/C-M (S-LL) oraz CEM VI (S-V). Jako cementy odniesienia stosowano CEM I 42,5 R oraz CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA.

Poprawnie napowietrzony beton charakteryzuje się nie tylko odpowiednią zawartością powietrza, ale także odpowiednią strukturą porowatości. Wpływ rodzaju środka napowietrzającego oceniono na podstawie analizy struktury napowietrzenia betonów poprzez wyznaczenie parametrów: A [% obj.] – całkowita zawartość powietrza w betonie; A300 [%] – udział porów o średnicy poniżej 300 µm oraz L [mm] – współczynnik rozmieszczenia (spacing factor). Ocenę mrozoodporności betonów niskoemisyjnych przeprowadzono po

dr inż. Michał Tałaj – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
mgr inż. Jakub Bakalarz – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
mgr inż. Barbara Batog – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
dr inż. Maciej Batog – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
dr inż. Damian Dziuk – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.

28 i 90 dniach dojrzewania. Betony badano pod kątem mrozoodporności zwykłej oraz mrozoodporności w obecności soli odladzających wg PN-B-06265. Oceniono również wpływ rodzaju środka napowietrzającego na wytrzymałość na ściskanie.

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że mikrosfery polimerowe zapewniają większą powtarzalność w kształtowaniu prawidłowej struktury napowietrzenia betonów niskoemisyjnych w porównaniu do tradycyjnych domieszek napowietrzających oraz powodują mniejszy spadek wytrzymałości na ściskanie, przy jednoczesnym zapewnieniu wysokiego stopnia mrozoodporności zwykłej. Betony niskoemisyjne wykonane z zastosowaniem mikrosfer polimerowych charakteryzowały się jednak mniejszą odpornością na oddziaływanie mrozu w obecności soli odladzających w porównaniu do tradycyjnie napowietrzonych betonów.

Abstract

Effective use of low-emission cements in concrete applied in climates with cyclical freezing and thawing poses a significant challenge. One of the main factors influencing the frost resistance of concrete is proper air entrainment, which is not a simple task. The use of new types of cements requires constant improvement of the air entrainment process in the concrete mixture, as the introduction of new components and variability of the concrete mixture significantly affect the performance of air-entraining admixtures. This necessitates continuous monitoring of the efficiency of concrete air entrainment, both quantitatively and qualitatively.

The article compares the possibilities of shaping frost resistance (air entrainment) of low-emission concretes using traditional air-entraining admixtures and polymer microspheres. The study involved the use of new three-component low-emission cements: CEM II/C-M (S-V), CEM II/C-M (S-LL), and CEM VI (S-V). CEM I 42,5 R and CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA were used as reference cements.

Properly air-entrained concrete is characterized not only by the appropriate air content but also by the proper pore structure. The influence of the type of air-entraining agent was evaluated based on the analysis of the air entrainment structure of the concretes by determining the parameters: A [% by volume] - total air content in the concrete; A300 [%] - the percentage of pores with a diameter below 300 μm, and L [mm] - the spacing factor. The frost resistance of low-emission concretes was evaluated after 28 and 90 days of maturation. The concretes were tested for both ordinary frost resistance and frost resistance in the presence of de-icing salts according to PN-B-06265. The influence of the air-entraining agent on compressive strength was also assessed.

Based on the conducted research, it was found that polymer microspheres provide greater repeatability in shaping the proper air entrainment structure of low-emission concretes compared to traditional air-entraining admixtures. They also result in a smaller decrease in compressive strength while ensuring a high degree of ordinary frost resistance. However, low-emission concretes made with the use of polymer microspheres exhibited lower resistance to freeze-thaw cycles in the presence of de-icing salts compared to traditionally air-entrained concretes.

1. Wprowadzenie

Konstrukcję budowlaną uznaje się za trwałą, gdy przez cały projektowany okres eksploatacji spełnia założone właściwości użytkowe przy niskich kosztach utrzymania. Warunek ten musi zostać spełniony w warunkach pracy konstrukcji, tj. pod wpływem działania czynników korozyjnych występujących w danym środowisku [1]. W strefie klimatycznej umiarkowanej, w której leży Polska, szczególnie istotnym czynnikiem, determinującym trwałość betonu, jest odporność na cykliczne zamrażanie-rozmrażanie [2]. Wpływ na to mają wysokie dobowe amplitudy temperatur, z którymi związane są częste przejścia przez 0°C (ponad 100 przejść każdej zimy) [3]. W związku z powyższym szerokie zastosowanie mają betony mrozoodporne, tj. betony odporne na agresywne oddziaływanie środowiska wywołane cyklicznym zamrażaniem oraz rozmrażaniem przy udziale środków odladzających (drogi, mosty) lub bez ich udziału.

O właściwościach betonu w znacznym stopniu decyduje cement, którego produkcja jest związana z emisją CO_2 i stosowaniem nieodnawialnych surowców naturalnych [4]. Wyprodukowanie jednej tony klinkieru portlandzkiego powoduje emisję ok. 840 kg CO_2 pochodzącego ze spalania paliwa i termicznego rozkładu węglanu wapnia, głównego składnika namiaru surowcowego do produkcji klinkieru portlandzkiego [5]. Dlatego też podejmowane są liczne zabiegi technologiczne mające na celu ograniczenie emisji gazów cieplarnianych. Jednym z ważniejszych jest szersze stosowanie w praktyce budowlanej cementów wieloskładnikowych CEM II ÷ CEM V zgodnych z normą EN 197-1 [6,7], a także cementów CEM II/C-M oraz CEM VI, zgodnych z wymaganiami normy EN 197-5:2021 [8].

Efektywne stosowanie cementów niskoemisyjnych do produkcji betonu mrozoodpornego stanowi duże wyzwanie. Jednym z głównych czynników wpływających na mrozoodporność betonu jest prawidłowe napowietrzenie, co nie jest prostym zadaniem w przypadku cementów wieloskładnikowych. Stosowanie nowych rodzajów cementów wymaga stałego doskonalenia procesu napowietrzenia mieszanki betonowej, ponieważ wprowadzanie do ich składu nowych składników, a także zmienność składników cementu i mieszanki betonowej znacząco wpływa na efekt działania domieszek napowietrzających. Wymusza to ciągłą kontrolę efektywności napowietrzenia betonu, zarówno w sposób ilościowy, jak i jakościowy (uzyskanie właściwej struktury napowietrzenia).

W artykule przedstawiono i porównano możliwości kształtowania mrozoodporności (napowietrzenia) betonów niskoemisyjnych przy zastosowaniu tradycyjnych domieszek napowietrzających oraz mikrosfer polimerowych. W badaniach stosowano trójskładnikowe cementy niskoemisyjne CEM II/C-M (S-V), CEM II/C-M (S-LL) oraz CEM VI (S-V). Jako cementy odniesienia stosowano CEM I 42,5 R oraz CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA.

2. Właściwości zastosowanych cementów

Cementy stosowane w badaniach zostały wyprodukowane w skali przemysłowej. Skład cementów podano w tabeli 1. Cementy odniesienia (cement hutniczy CEM III/A 42,5 N – LH/HSR/NA oraz CEM I 42,5 R) pochodziły z regularnej produkcji przemysłowej. Pozostałe cementy pochodziły z przemysłowych prób technologicznych, a ich składy odpowiadały składom nowych rodzajów cementów – cementowi portlandzkiemu wieloskładnikowemu CEM II/C-M oraz cementowi wieloskładnikowemu CEM VI, wprowadzonych normą PN-EN 197-5:2021 [8]. W przypadku cementów żużlowo-popiołowych (S,V), granulowany żużel wielkopiecowy poddany był osobnemu przemiałowi, następnie

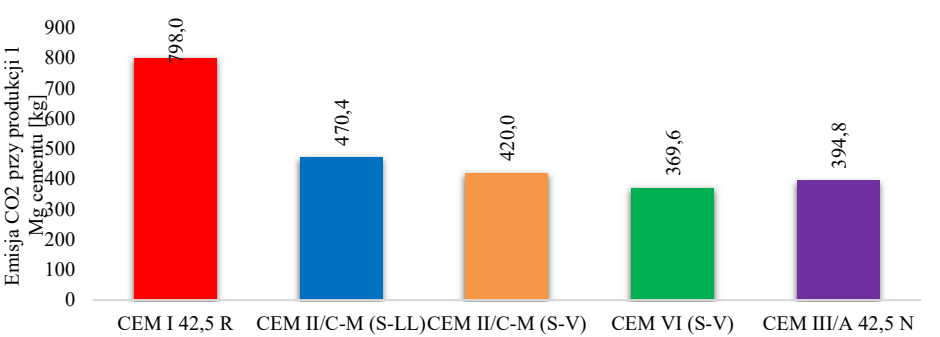
został zmieszany w mieszalniku z cementem portlandzkim CEM I oraz popiołem lotnym krzemionkowym o uziarnieniu naturalnym. Wapień stosowany w cemencie żużlowo-wapiennym w trakcie prób przemysłowych był współmielony z klinkierem portlandzkim i regulatorem czasu wiązania (REA- gipsem).

Tabela 1. Skład badanych cementów

Rodzaj cementu	Zawartość składnika [% masowy]				
	Składnik klinkierowy	Mielony granulowany żużel wielkopiecowy	Popiół lotny krzemionkowy	Wapień	Pochodzenie cementu
	K (K+R*)	S	V	LL	
CEM I 42,5 R	**95 (100)**	**-**	**-**	**-**	**Cement komercyjny**
CEM II/C-M (S-LL)	56 (60)	30	-	10	Otrzymany podczas próby w warunkach przemysłowych
CEM II/C-M (S-V)	50 (53)	32	15	-	
CEM VI (S-V)	44 (47)	43	10	-	
CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA	**47 (50)**	**50**	**-**	**-**	**Cement komercyjny**

**klinkier portlandzki z regulatorem czasu wiązania*

Obliczono emisję CO_2 przypadającą na 1 Mg wyprodukowanych cementów stosowanych w badaniach. Otrzymane wyniki przedstawiono na rysunku 1. Poziom emisji CO_2 obliczono w oparciu o średnią ilość powstającego dwutlenku węgla przypadającą na wyprodukowanie 1 Mg klinkieru portlandzkiego wynoszącą 840 kg [5]. Produkcja cementów niskoemisyjnych pozwala na zmniejszenie ilości powstającego CO_2 o 330-440 kg/Mg spoiwa względem cementu portlandzkiego, tj. o ok. 40-50%.



Rys. 1. Przybliżona emisja CO_2/Mg wyprodukowanego cementu.

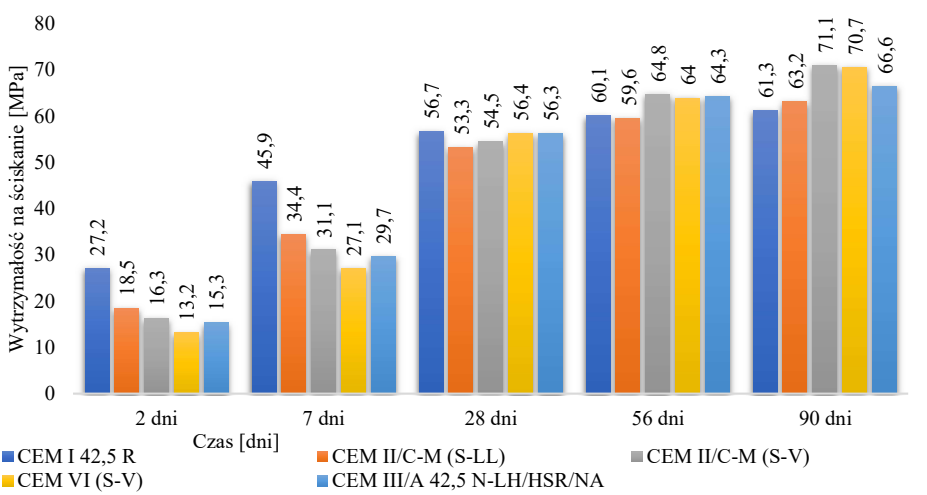
Do oceny właściwości cementów zastosowano normowe metody badań podane w tabeli 2.

Tabela 2. Zastosowane metody badawcze do określenia właściwości cementów

Właściwość	Oznaczenie według normy
Powierzchnia właściwa	EN 196-6:2011 [9]
Gęstość	EN 1097-7:2008 [10]
Wytrzymałość na ściskanie	EN 196-1:2016-05 [11]

Na rysunku 2 przedstawiono wytrzymałość na ściskanie badanych cementów, a w tabeli 3 przedstawiono podstawowe właściwości fizyczne oraz klasy wytrzymałościowe użytych w badanich cementów, które określono wg PN-EN 197-1 [7].

Cementy niskoemisyjne zostały zakwalifikowane do klasy wytrzymałościowej 42,5 N. Najwyższą wytrzymałość po 2 dniach uzyskano w przypadku CEM I 42,5 R. Cementy niskoemisyjne CEM II/C-M i CEM VI charakteryzowały się niższym przyrostem wytrzymałości wczesnej (po 2 i 7 dniach dojrzewania). Natomiast w okresie pomiędzy 28 a 90 dniem dojrzewania przyrost wytrzymałości był znacznie wyższy i zbliżony poziomem do cementu portlandzkiego CEM I i cementu hutniczego CEM III/A lub wyższy (cement CEM II/C-M (S,V) i cement CEM VI (S,V)).



Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie badanych cementów

Tabela 3. Właściwości fizyczne i klasy wytrzymałościowe cementów wg PN-EN 197-1 [7]

Cement/metodyka badawcza	Gęstość [g/cm^3] PN-EN 1097-7:2008 [10]	Powierzchnia właściwa [cm^2/g] PN-EN 196-6:2019 [9]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa] PN-EN 196-1:2016-07 [11]		Klasa wytrzymałościowa cementu wg PN-EN 197-1 [7]
			2 dni	28 dni	
CEM I 42,5 R	**3,10**	**3860**	**27,2**	**56,7**	42,5 R
CEM II/C-M (S-LL)	3,06	4380	18,5	53,3	42,5 N
CEM II/C-M (S-V)	2,88	3650	16,3	54,5	
CEM VI (S-V)	2,90	3770	13,2	56,4	
CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	**3,02**	**3940**	**15,3**	**56,3**	

3. Mrozoodporność betonów niskoemisyjnych

3.1 Skład badanych betonów

W celu oceny mrozoodporności betonów wykonanych z zastosowaniem cementów niskoemisyjnych zaprojektowano skład mieszanki betonowej o składzie spełniającym wymagania dla klasy ekspozycji XF4 wg PN-EN 206 [12]. Klasa ekspozycji XF4 zakłada korozyjne oddziaływanie spowodowane cyklicznym zamrażaniem/rozmrażaniem w obecności soli odladzających lub wody morskiej (nawierzchnie dróg, mostów, placów, itp.). W składzie betonu zastosowano kruszywo łamane bazaltowe. Założono zawartość powietrza w mieszance betonowej na poziomie 5,0% obj. (-0,5%, +1,0%) oraz klasę konsystencji S3. Składy mieszanek betonowych przedstawiono w tabeli 4.

W składzie mieszanki betonowej, poza domieszką upłynniającą, zastosowano również domieszkę napowietrzającą w dwóch wariantach – tradycyjną domieszką napowietrzającą oraz mikrosfery polimerowe. Do celów porównawczych wykonano również betony nienapowietrzone.

Tabela 4. Skład badanych betonów

Składniki	Jednostka	Beton XF4		
Cement	kg/m^3	350		
Woda	kg/m^3	155		
Piasek 0-2 mm	kg/m^3	666-684		
Bazalt 2/8	kg/m^3	548-562		
Bazalt 8/16	kg/m^3	777-797		
Superplastyfikator	% m.c.	0,55-0,80		
Domieszka napowietrzająca	% m.c.	0,10-0,15	-	-
Mikrosfery polimerowe	% m.c.	-	1,0	-
Projektowana zawartość powietrza	% [obj.]	4,5÷6,0	2,0*	
w/c	-	0,45		

* - *nienapowietrzony*

3.2 Metodyka badania mrozoodporności betonu

W tabeli 5 zestawiono zastosowane metody badawcze służące ocenie właściwości zaprojektowanych betonów.

Tabela 5. Zastosowane metody badawcze do określenia właściwości mieszanek betonowych oraz betonów stwardniałych

Badany materiał	Właściwość	Oznaczenie według normy
Mieszanka betonowa	Gęstość	EN 12350-6:2019-08 [13]
	Zawartość powietrza	EN 12350-7:2019-08 [14]
	Konsystencja	EN 12350-2:2019-07 [15]
Beton stwardniały	Wytrzymałość na ściskanie	EN 12390-3:2019-07 [16]
	Struktura napowietrzenia	PN-EN 480-11 [17]
	Mrozoodporność zwykła	PN-B-06265:2018-10 [18]
	Mrozoodporność w obecności soli odladzających	

W celu sprawdzenia jakości napowietrzenia, oznaczono charakterystykę porów powietrznych w stwardniałym betonie, zgodnie z normą PN-EN 480-11 [17]. Oznaczenie prowadzono przy zastosowaniu automatycznego systemu RapidAir 457 firmy *Germann Instruments*. W celu wykonania badania próbkę betonową o wymiarach 150x150x150 mm przecinano prostopadle do pierwotnej, odsłoniętej powierzchni tak, aby jej grubość wynosiła około 25 mm (przecinanie należy wykonać nie wcześniej niż po 7 dniach dojrzewania). Próbka była następnie szlifowana i polerowana, a jakość przygotowania próbki oceniano pod mikroskopem optycznym. Tak przygotowana próbka zostaje umieszczona w urządzeniu RapidAir 457, który automatycznie wykonuje analizę charakterystyki napowietrzenia betonu metodą trawersową (szczegółowo opisane w normie PN-EN 480-11 [17]). Wytyczne dotyczące oceny jakości napowietrzenia opisane są w normie PN-EN 934-2 [19] oraz w Ogólnych Wymaganiach Technicznych dla nawierzchni z betonu cementowego [20] (tabela 6).

Tabela 6. Kryteria oceny właściwego napowietrzenia mieszanki betonowej oraz betonu stwardniałego [20]

Cecha	Wymagania	
Zawartość powietrza w mieszance betonowej	D_{max}=8 mm	5-6,5 [% obj.]
	D_{max}=16 mm; 22,4 mm	4,5-6,0 [% obj.]
	D_{max}=31,5 mm	4,0-5,5 [% obj.]
Współczynnik rozmieszczenia porów L w betonie	≤ 0,200 mm	
Zawartość mikroporów w betonie o średnicy poniżej 0,3 mm (A_{300})	≥ 1,5 [% obj.]	

Ocenę mrozoodporności betonów niskoemisyjnych przeprowadzono po 28 i 90 dniach dojrzewania, w oparciu o metodykę zawartą w Załączniku N do normy PN-B-06265 [18], będącej krajowym uzupełnieniem normy PN-EN 206 [12]. Mrozoodporność betonu

oznaczono dla stopnia mrozoodporności F150. Kryteria oceny zamieszczono w tabelach z wynikami badań. Oceniono również odporność betonów niskoemisyjnych na cykliczne oddziaływanie mrozu w obecności soli odladzających. Badanie wykonano zgodnie z procedurą podaną w Załączniku O do normy PN-B-06265 [18]. Oznaczenie polega na określeniu masy materiału złuszczonego z górnej powierzchni próbki betonowej po, 28 i 56 cyklach zamrażania i rozmrażania w obecności 3% roztworu NaCl.. Uzyskane pomiary złuszczenia wyraża się w przeliczeniu na m^2 powierzchni, a kryteria oceny przedstawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Kryteria odporności próbek betonu na cykle zamrażania-rozmrażania w obecności soli odladzających wg PN-B-06265 [18]

Kategoria	Ubytek masy po 28 cyklach m_{28}	Ubytek masy po 56 cyklach m_{56}	Stopień ubytku m_{56}/m_{28}
FT0	Brak wymagań	Brak wymagań	Brak wymagań
FT1	Wartość średnia ≤ 1kg/m^2, przy czym żaden pojedynczy wynik nie powinien być większy niż 1,5 kg/m^2	Brak wymagań	Brak wymagań
FT2	Średnio ≤ 0,5 kg/m^2	Wartość średnia ≤ 1kg/m^2, przy czym żaden pojedynczy wynik nie powinien być większy niż 1,5 kg/m^2	≤ 2,0

3.3 Napowietrzenie mieszanek betonowych i struktura napowietrzenia betonów

W tabelach 8÷10 przedstawiono gęstość oraz zawartość powietrza w mieszankach betonowych, natomiast w tabelach 8 i 9 przedstawiono wyniki analizy struktury napowietrzenia betonów dla klasy ekspozycji XF4 wykonanych z zastosowaniem domieszki napowietrzającej oraz mikrosfer polimerowych.

Tabela 8. Właściwości mieszanek betonowych bez domieszki napowietrzającej

Cement	Gęstość mieszanki [kg/m^3]	Napowietrzenie mieszanki [% obj.]
CEM I 42,5 R	**2612**	**1,4**
CEM II/C-M (30S-10LL)	2580	2,0
CEM II/C-M (32S-15V)	2571	2,2
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	**2565**	**2,3**
CEM VI (43S-10V)	2559	2,2

Tabela 9. Właściwości mieszanek betonowych oraz struktura napowietrzenia betonów napowietrzonych

Cement	Gęstość mieszanki [kg/m^3]	Napowietrzenie mieszanki [% obj.]	Struktura napowietrzenia		
			A [% obj.]	L [mm]	A_{300} [% obj.]
CEM I 42,5 R	**2465**	**5,6**	**6,9**	**0,091**	**2,2**
CEM II/C-M (30S-10LL)	2481	5,0	6,2	0,124	2,0
CEM II/C-M (32S-15V)	2446	5,9	5,9	0,154	1,6
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	**2462**	**5,1**	**5,2**	**0,174**	**1,4**
CEM VI (43S-10V)	2495	4,6	5,6	0,182	1,4

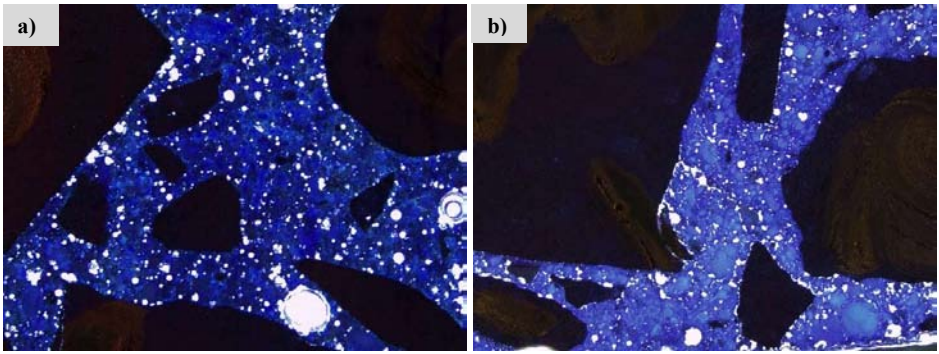
A – całkowita zawartość powietrza w betonie, A_{300} – zawartość mikroporów o średnicy poniżej 0,3 mm, L – współczynnik rozmieszczenia

Tabela 10. Właściwości mieszanek betonowych oraz struktura napowietrzenia betonów napowietrzonych za pomocą mikrosfer polimerowych

Cement	Gęstość mieszanki [kg/m^3]	Napowietrzenie mieszanki [% obj.]	Struktura napowietrzenia		
			A [%]	L [mm]	A_{300} [%]
CEM I 42,5 R	**2606**	**1,6**	**3,5**	**0,143**	**1,7**
CEM II/C-M (30S-10LL)	2551	2,1	3,2	0,263	1,3
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	**2540**	**1,5**	**3,8**	**0,168**	**1,5**
CEM VI (43S-10V)	2529	2,2	3,6	0,159	1,4

A – całkowita zawartość powietrza w betonie, A300 – zawartość mikroporów o średnicy poniżej 0,3 mm, L – współczynnik rozmieszczenia

W przypadku betonów wykonanych z zastosowaniem mikrosfer polimerowych, można zaobserwować dużo bardziej powtarzalną zawartość powietrza w analizowanych zgładach niż w przypadku betonów napowietrzonych (rys. 3). Dotyczy to szczególnie porów o średnicy poniżej 0,3 mm (A_{300}), gdzie maksymalna różnica wynosiła 0,5% obj. (w przypadku betonów napowietrzonych domieszką tradycyjną maksymalna różnica wynosiła 1,7% obj.) Zaznaczyć należy, że pomiar napowietrzenia mieszanki betonowej z dodatkiem mikrosfer polimerowych metodą ciśnieniową nie uwzględnia powietrza wprowadzonego z mikrosferami. Wynik badania wskazuje tylko ilość powietrza wprowadzoną podczas przygotowywania mieszanki betonowej. Na rysunku 3 przedstawiono zdjęcia wykonane pod mikroskopem podczas analizy struktury napowietrzenia. Rysunek 3a przedstawia beton z cementem hutniczym CEM III/A 42,5 N (A=5,2% obj., L=0,174 mm, A_{300}=1,4% obj.) napowietrzony przy pomocy domieszki napowietrzającej, natomiast rysunek 3b przedstawia beton wykonany z zastosowaniem mikrosfer polimerowych z tego samego cementu. Zaobserwować można wyraźne różnice w wyglądzie pęcherzyków powietrznych wprowadzonych w postaci mikrosfer polimerowych. Napowietrzenie domieszką wprowadza owalne pustki, natomiast pustki powietrzne wprowadzone przez mikrosfery wyglądają na „poszarpane". Prawdopodobnie wynika to z charakterystyki materiału, z którego są wykonane oraz metodyki przygotowywania próbki do badania – mikrosfery są rozcinane lub też rozszarpywane podczas wycinania próbki do badania z kostki betonowej.



Rys. 3. Struktura napowietrzenia betonu z cementu CEM III/A 42,5 N z domieszką napowietrzającą (a) i mikrosferami polimerowymi (b)

Stosowanie mikrosfer polimerowych pozwala na uzyskiwanie dużo stabilniejszego napowietrzenia (tabela 10, rysunek 4). Na rysunku 4 przedstawiono zależność pomiędzy współczynnikiem rozmieszczenia porów (L), a zawartością mikroporów A_{300}. Wyraźnie widać, że prawidłowe napowietrzenie betonów z cementów o wysokim udziale nieklinkierowych składników głównych za pomocą domieszek napowietrzających nie jest proste.

Rys. 4. Wpływ rodzaju środka napowietrzającego na stabilność jakości napowietrzenia

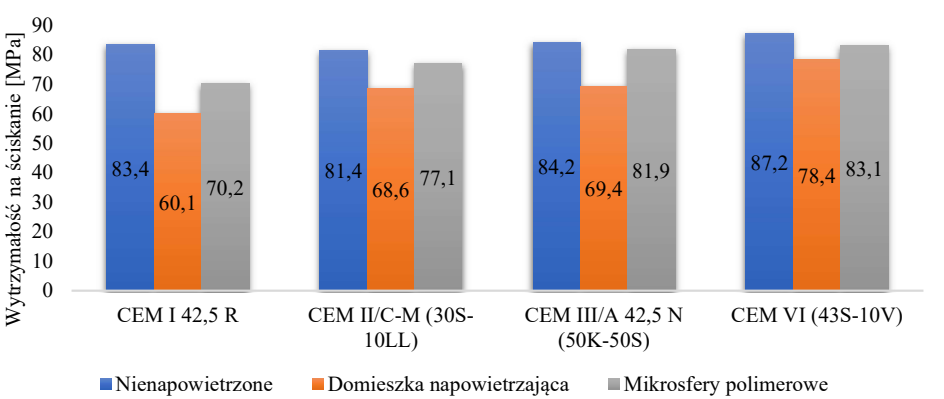
3.4 Wytrzymałość na ściskanie betonów

W tabeli 11 przedstawiono wytrzymałość na ściskanie f_{cm} betonów. Betony niskoemisyjne, podobnie jak cementy, charakteryzowały się znaczącymi wzrostami wytrzymałości na ściskanie pomiędzy 28, a 90 dniem dojrzewania. Wszystkie betony osiągnęły klasę wytrzymałości na ściskanie C30/37 przewidzianą dla klasy ekspozycji XF4 wg normy PN-EN 206 [12].

Tabela 11. Wytrzymałość na ściskanie f_{cm} betonów dla klasy ekspozycji XF4

Cement	Wariant	Klinkier portlandzki [% mas.]	Wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	
			28 dni dojrzewania	90 dni dojrzewania
CEM I 42,5 R	**Nienapowietrzony**	**95**	**77,8**	**81,9**
	Napowietrzony		**55,4**	**60,1**
	Mikrosfery polimerowe		**64,4**	**70,2**
CEM II/C-M (30S-10LL)	Nienapowietrzony	56	69,9	81,4
	Napowietrzony		59,9	68,6
	Mikrosfery polimerowe		62,2	77,1
CEM II/C-M (32S-15V)	Nienapowietrzony	50	72,5	85,4
	Napowietrzony		60,1	71,0
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	**Nienapowietrzony**	**47**	**74,0**	**84,2**
	Napowietrzony		**61,8**	**69,4**
	Mikrosfery polimerowe		**67,1**	**81,9**
CEM VI (43S-10V)	Nienapowietrzony	44	73,4	87,2
	Napowietrzony		66,6	78,4
	Mikrosfery polimerowe		70,9	83,1

Na rysunku 5 zestawiono wytrzymałość na ściskanie, po 90 dniach dojrzewania, betonów XF4 bez napowietrzania, napowietrzonych za pomocą domieszki oraz napowietrzonych za pomocą mikrosfer polimerowych. Nie ulega wątpliwości, że napowietrzenie betonu obniża wytrzymałość na ściskanie, jednak różnice wynikające ze sposobu napowietrzenia są znaczące. Na rysunku 5 wyraźnie widać, że stosowanie mikrosfer polimerowych, jako środka napowietrzającego, w zdecydowanie mniejszym stopniu obniża wytrzymałość na ściskanie w porównaniu do napowietrzenia przy pomocy tradycyjnych domieszek. Stabilność napowietrzenia przy pomocy mikrosfer polimerowych



Rys. 5. Wpływ rodzaju napowietrzenia na wytrzymałość na ściskanie f_{cm} po 90 dniach dojrzewania

pozwala również redukować potencjalne wahania w wytrzymałości na ściskanie betonu. Powszechnie przyjmuje się, że 1% dodatkowego napowietrzenia zmniejsza wytrzymałość na ściskanie o około 2-5%. [3,4]. Stosowanie mikrosfer polimerowych jako środka napowietrzającego znacząco redukuje ten problem, co jest spowodowane mniejszą ilością „pustek powietrznych" wprowadzonych w trakcie mieszania i poprzez dodanie mikrosfer.

3.5 Mrozoodporność zwykła betonu

W tabeli 12 przedstawiono wyniki badania mrozoodporności zwykłej betonów nienapowietrzonych. Tylko beton z CEM I 42,5 R spełnił wymagania dla stopnia mrooodporności F150, chociaż redukcja wytrzymałości oscylowała wokół 15%. Spadki wytrzymałości po cyklach zamrażania-rozmrażania malały wraz z czasem dojrzewania. Najgorsze wyniki mrozoodporności uzyskano dla betonu z cementu CEM VI (43S-10V) - próbki popękały już w trakcie badania. Uzyskane wyniki potwierdzają potrzebę właściwego napowietrzenia mieszanki betonowej (betonu) jako czynnika niezbędnego w kształtowaniu mrozoodporności betonu na cementach niskoemisyjnych.

Tabela 12. Mrozoodporność zwykła F150 betonów nienapowietrzonych

Cement	Klinkier portlandzki	Czas dojrzewania	Mrozoodporność zwykła F150				
			Średni spadek masy Δm_F	f_{F1}	f_{F2}	Δf_F	Wymagania zgodne z PN-B-06265 [18]
	[% mas.]	[dni]	[%]	[MPa]	[MPa]	[%]	
CEM I 42,5 R	**95**	28	0,5	73,1	61,2	**16,3**	Próbki nie wykazują pęknięć $\Delta m_F \leq 5$ $\Delta f_F \leq 20$
		90	0,4	74,2	63,4	**14,6**	
CEM II/C-M (30S-10LL)	56	28	0,6	72,8	44,6	**38,8**	
		90	0,5	76,6	52,2	**31,9**	
CEM II/C-M (32S-15V)	50	28	1,4	71,4	40,3	**43,6**	
		90	1,0	77,6	50,5	**34,9**	
CEM III/A 42,5 N (50K--50S)	**47**	28	1,8	72,2	34,5	**52,2**	
		90	1,2	75,9	46,1	**39,2**	
CEM VI (43S-10V)	44	28	Próbki popękały po 100 cyklach				
		90	Próbki popękały po 140 cyklach				

f_{F1} – średnia wytrzymałość próbek porównawczych [MPa] f_{F2} – średnia wytrzymałość próbek mrożonych [MPa]
Δf_F – średni spadek wytrzymałości próbek po badaniu [%]

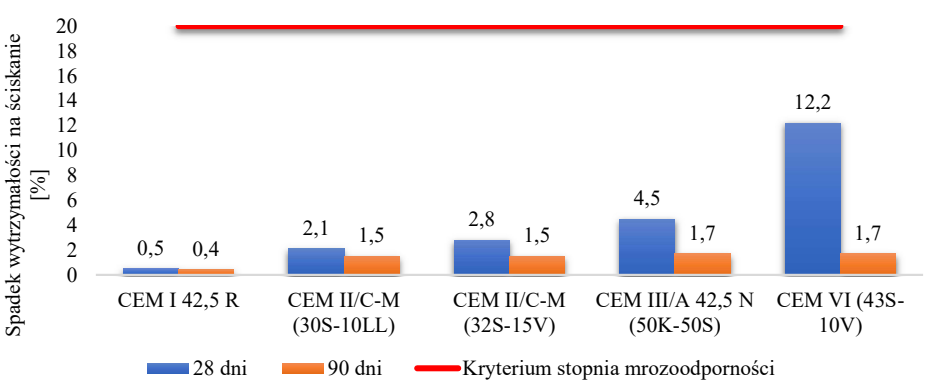
W tabeli 13 przedstawiono wyniki badania mrozoodporności zwykłej betonów z domieszką napowietrzającą. Wszystkie, które charakteryzowały się prawidłową strukturą napowietrzenia, spełniły kryterium dla stopnia mrozoodporności F150 zarówno po 28, jak i 90 dniach dojrzewania. Najmniejsze spadki wytrzymałości, po 150 cyklach zamrażania-rozmrażania, posiadał beton z cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R.

Tabela 13. Mrozoodporność zwykła F150 betonów niskoemisyjnych napowietrzonych domieszką tradycyjną

Cement	Klinkier portlandzki	Czas dojrzewania	Mrozoodporność zwykła F150				
			Średni spadek masy Δm_F	f_{F1}	f_{F2}	Δf_F	Wymagania zgodne z PN-B-06265 [18]
	[% mas.]	[dni]	[%]	[MPa]	[MPa]	[%]	
CEM I 42,5 R	**95**	28	0,2	60,7	60,5	**0,4**	Próbki nie wykazują pęknięć $\Delta m_F \leq 5$ $\Delta f_F \leq 20$
		90	0,4	61,8	61,6	**0,3**	
CEM II/C-M (30S-10LL)	56	28	0,1	67,2	65,9	**1,9**	
		90	0,1	70,9	70,1	**1,1**	
CEM II/C-M (32S-15V)	50	28	0,3	70,5	68,8	**2,4**	
		90	0,1	75,2	74,2	**1,3**	
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	47	28	0,4	68,4	65,5	**4,2**	
		90	0,1	71,7	70,6	**1,5**	
CEM VI (43S-10V)	44	28	0,4	75,2	66,0	**12,2**	
		90	0,1	78,8	77,5	**1,7**	

f_{F1} – średnia wytrzymałość próbek porównawczych [MPa] f_{F2} – średnia wytrzymałość próbek mrożonych [MPa]
Δf_F – średni spadek wytrzymałości próbek po badaniu [%]

Korzystniejsze wyniki badania mrozoodporności (mniejsze spadki wytrzymałości) uzyskano po 90 dniach dojrzewania betonu, co potwierdza istotę czasu dojrzewania w kształtowaniu właściwości trwałościowych betonów z cementów niskoemisyjnych. Wpływ czasu dojrzewania na wyniki badań mrozoodporności betonu przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Wpływ czasu dojrzewania betonu na mrozoodporność zwykłą (klasa F150; spadek wytrzymałości)

Wyniki badania mrozoodporności betonów wykonanych z zastosowaniem mikrosfer polimerowych przedstawiono w tabeli 14. Wszystkie badane betony spełniły kryterium

stopnia mrozoodporności F150 już po 28 dniach. Można zatem stwierdzić, że korzystając z nowoczesnych rozwiązań dotyczących napowietrzenia (polimerowy środek napowietrzający), przy zachowaniu odpowiedniej jakości składników betonu i reżimu technologicznego, można produkować betony o zadowalającej mrozoodporności z cementów niskoemisyjnych o 50% udziale innych składników głównych niż klinkier portlandzki. Podkreślić należy, iż uzyskane wyniki na cementach niskoemisyjnych CEM II/C i CEM VI są zbliżone do wyników uzyskanych na cemencie hutniczym CEM III/A, powszechnie stosowanym w budownictwie.

Tabela 14. Mrozoodporność zwykła F150 betonów niskoemisyjnych z 1% m.c. mikrosfer polimerowych

Cement	Klinkier portlandzki	Czas dojrzewania	Mrozoodporność zwykła F150				
			Średni spadek masy Δm_F	f_{F1}	f_{F2}	Δf_F	Wymagania zgodne z PN-B-06265 [18]
	[% mas.]	[dni]	[%]	[MPa]	[MPa]	[%]	
CEM I 42,5 R	**95**	28	0,1	68,2	63,8	**6,5**	Próbki nie wykazują pęknięć $\Delta m_F \leq 5$ $\Delta f_F \leq 20$
		90	0,0	69,0	66,3	**3,9**	
CEM II/C-M (30S-10LL)	56	28	0,1	75,4	63,6	**15,6**	
		90	0,1	78,9	67,2	**14,8**	
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	47	28	0,1	76,1	67,2	**11,7**	
		90	0,1	79,2	73,1	**7,7**	
CEM VI (43S-10V)	44	28	0,2	82,3	70,6	**14,2**	
		90	0,1	85,9	74,6	**13,2**	

f_{F1} – średnia wytrzymałość próbek porównawczych [MPa] f_{F2} – średnia wytrzymałość próbek mrożonych [MPa]
Δf_F – średni spadek wytrzymałości próbek po badaniu [%]

3.5 Mrozoodporność betonu w obecności soli odladzających

W tabeli 15 przedstawiono wyniki badania mrozoodporności nienapowietrzonych betonów dla klasy ekspozycji XF4 w obecności soli odladzających. Żaden z badanych betonów nienapowietrzonych nie spełnił kryteriów kategorii mrozoodporności w solach odladzających FT1 i FT2. Po 90 dniach dojrzewania najmniejszą ilość złuszczonego materiału zmierzono dla betonu z cementu portlandzkiego wieloskładnikowego CEM II/C-M (30S-10LL), jednak stosunek ubytków m_{56}/m_{28} okazał się najwyższy (2,46).

Tabela 15. Mrozoodporność w solach odladzających betonów nienapowietrzonych

Cement	Klinkier portlandzki	Czas dojrzewania	Mrozoodporność w obecności soli odladzających			
			Ubytek masy po 28 cyklach	Ubytek masy po 56 cyklach	Stopień ubytku $[m_{56}/m_{28}]$	Kategoria zgodnie z PN-B-06265 [18]
	[% mas.]	[dni]	[kg/m^2]			
CEM I 42,5 R	**95**	28	1,32	2,21	1,67	FT0
		90	1,15	1,99	1,73	
CEM II/C-M (30S-10LL)	56	28	2,33	4,20	1,80	
		90	0,74	1,82	2,46	
CEM II/C-M (32S-15V)	50	28	2,12	3,98	1,88	
		90	1,44	2,86	1,99	
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	**47**	28	2,44	5,02	2,06	
		90	1,87	4,37	2,34	
CEM VI (43S-10V)	44	28	Zakończono po 42 cyklach			
		90	2,11	4,66	2,21	

Wyniki badań mrozoodporności w obecności soli odladzających betonów napowietrzonych przy pomocy klasycznej domieszki napowietrzającej przedstawiono w tabeli 16.

Tabela 16. Mrozoodporność w solach odladzających betonów napowietrzonych domieszką

Cement	Klinkier portlandzki	Czas dojrzewania	Mrozoodporność w obecności soli odladzających			
			Ubytek masy po 28 cyklach	Ubytek masy po 56 cyklach	Stopień ubytku $[m_{56}/m_{28}]$	Kategoria zgodne z PN-B-06265 [18]
	[% mas.]	[dni]	[kg/m^2]			
CEM I 42,5 R	**95**	28	0,23	0,30	1,3	FT2
		90	0,17	0,22	1,29	
CEM II/C-M (30S-10LL)	56	28	0,56	0,90	1,61	FT1
		90	0,41	0,69	1,68	FT2
CEM II/C-M (32S-15V)	50	28	0,61	0,96	1,57	FT1
		90	0,42	0,76	1,81	FT2
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)	47	28	0,27	0,38	1,41	FT2
		90	0,20	0,29	1,45	
CEM VI (43S-10V)	44	28	0,94	1,48	1,57	FT1
		90	0,83	1,23	1,48	

Podobnie, jak w przypadku wyników mrozoodporności zwykłej, najlepsze wyniki osiągnął beton wykonany z cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R, który po 28 dniach dojrzewania spełnił kryterium FT2 (tabela 16), jak i beton z cementu hutniczego CEM III/A 42,5 N. Po 90 dniach dojrzewania mrozoodporność w solach odladzających betonów wykonanych z cementów CEM II/C-M (30S-10LL), CEM II/C-M (32S-15V) poprawiła się, co pozwoliło na spełnienie wymagań dla klasy FT2 (rysunek 8). Wyjątkiem był beton z cementu CEM VI (43S-10V), którego masa złuszczeń była mniejsza po 90 dniach dojrzewania względem 28 dni, jednak nie na tyle, by spełnić kryterium FT2.

W tabeli 17 przedstawiono wyniki badania mrozoodporności w solach odladzających betonów wykonanych z zastosowaniem mikrosfer polimerowych.. Najlepszy wynik (najmniej złuszczeń) uzyskano dla betonu z cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R (FT2 po 28 dniach dojrzewania). Betony z cementów CEM II/C-M (30S-10LL) i CEM III/A 42,5 N spełniły kryterium FT1 po 28 dniach dojrzewania. Po 90 dniach dojrzewania betonu ilość złuszczeń w przypadku wszystkich betonów zmalała, jednak betony nie osiągnęły wyników pozwalających spełnić kryterium stopnia mrozoodporności FT2 ($m_{56}/m_{28} \geq 2{,}0$).

Tabela 17. Mrozoodporność w solach odladzających betonów z 1% m.c. mikrosfer polimerowych

Cement	Klinkier portlandzki	Czas dojrzewania	Mrozoodporność w obecności soli odladzających			
			Ubytek masy po 28 cyklach	Ubytek masy po 56 cyklach	Stopień ubytku [m_{56}/m_{28}]	Kategoria zgodne z PN-B-06265 [18]
	[% mas.]	[dni]	[kg/m^2]			
CEM I 42,5 R	**95**	28	0,37	0,51	1,38	FT2
		90	0,31	0,42	1,35	
CEM II/C-M (30S-10LL)	56	28	0,59	1,27	2,15	FT1
		90	0,47	0,99	2,11	FT2
CEM III/A 42,5 N (50K-50S)		28	0,74	1,84	2,49	FT1
		90	0,58	1,42	2,55	
CEM VI (43S-10V)	44	28	1,12	2,21	1,97	FT0
		90	0,97	1,95	2,01	FT1

Betony napowietrzone domieszką charakteryzowały się wyraźnie lepszą odpornością na ten rodzaj korozji. Nie ulega wątpliwości, że mikrosfery polimerowe mogą być wykorzystywane jako alternatywny sposób kształtowania mrozoodporności betonów. Rozwiązanie to wydaje się mieć szczególnie duży potencjał w przypadku mrozoodporności badanej metodą zwykłą, gdzie nie ma obecności środków odladzających.

4. Podsumowanie i wnioski

Jednym z najefektywniejszych działań zmierzających do ograniczenia emisji CO_2 z produkcji cementu jest zwiększenie udziału składników nieklinkierowych w cemencie.

Rozwiązania takie zawarte są w normie EN 197-5 [8], która pozwala na produkcję cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II/C-M i cementów wieloskładnikowych CEM VI. Cechą charakterystyczną tych cementów jest stosunkowo wolny przyrost wytrzymałości wczesnej, zbliżony do cementu hutniczego CEM III/A, oraz znaczący przyrost wytrzymałości w okresie pomiędzy 28 a 90 dniem dojrzewania. Poziom wytrzymałości na ściskanie po 28 i 90 dniach dojrzewania cementu i betonu z udziałem cementu niskoemisyjnego CEM II/C-M, CEM III/A i CEM VI oraz cementu portlandzkiego CEM I jest zbliżony (rysunek 2, tabela 11).

Uzyskane wyniki badań pokazały, że czynnikiem niezbędnym i kluczowym dla zapewnienia trwałości betonów niskoemisyjnych z udziałem cementu CEM II/C-M i CEM VI w warunkach cyklicznego zamrażania-rozmrażania, zarówno bez, jak i z udziałem środków napowietrzających jest prawidłowe napowietrzenie mieszanki betonowej i betonu (ilościowe i jakościowe). Właściwie napowietrzone betony niskoemisyjne były w stanie spełnić kryteria dla stopnia mrozoodporności F150 już po 28 dniach dojrzewania, a uzyskane wyniki były zbliżone do tych uzyskanych dla cementu hutniczego CEM III/A 42,5 N. Przeprowadzone badania i uzyskane wyniki pokazały, że możliwe jest zapewnienie wysokiej mrozoodporności betonu z udziałem cementów niskoemisyjnych z zastosowaniem nowatorskiego sposobu napowietrzenia mieszanki betonowej przy użyciu mikrosfer polimerowych. Zastosowanie mikrosfer w składzie betonu pozwala ograniczyć niestabilność jakości napowietrzenia, która towarzyszy napowietrzaniu przy użyciu tradycyjnej domieszki napowietrzającej. Ponadto, betony wykonane z zastosowaniem mikrosfer polimerowych charakteryzowały się wyższą wytrzymałością na ściskanie w porównaniu do betonów napowietrzonych przy pomocy tradycyjnej domieszki. Jednak beton wykonany z zastosowaniem mikrosfer polimerowych charakteryzuje się mniejszą odpornością na naprzemienne cykle zamrażania i rozmrażania w obecności soli odladzających w porównaniu z betonem wykonanym z zastosowaniem tradycyjnej domieszki napowietrzającej. Czynnikiem istotnie wpływającym na poprawę odporności betonów niskoemisyjnych na oddziaływanie mrozu, niezależnie od sposobu napowietrzenia, był wydłużony czas dojrzewania do 90 dni przed rozpoczęciem procedury zamrażania/odmrażania. Było to szczególnie widoczne w przypadku badania mrozoodporności w obecności soli odladzających, gdzie wydłużenie czasu dojrzewania z 28 do 90 dni w kilku przypadkach pozwalało uzyskać wyższa kategorię (zmiana z FT1 na FT2, tabela 16 i 17).

Podkreślić należy, że przy projektowaniu mieszanek betonowych założono niemalże minimalne wartości graniczne składu wymagane przez normę PN-EN 206 [12] dla klasy ekspozycji XF4 (niska zawartość cementu w m_3, relatywnie wysokie w/c). Modyfikacja składu może pozwolić otrzymać beton o jeszcze wyższej trwałości oraz wytrzymałości. Badane cementy niskoemisyjne wykazują szerokie możliwości zastosowania przy produkcji betonów mrozoodpornych.

Literatura

[1] Z. Giergiczny, P. Boos, *Testing the frost resistance of concrete with different cement types – experience from laboratory and practice*, Archit. Civ. Eng. Environ. 3 (2010) 41–51.
[2] M.A. Glinicki, R. Jaskulski, M. Dąbrowski, *Krytyczny przegląd zasad projektowania i sprawdzania mrozoodporności wewnętrznej betonu przeznaczonego na konstrukcje drogowe*, Roads Bridg. - Drog. i Most. 15 (2016) 21–43.
[3] Z. Rusin, *Technologia betonów mrozoodpornych*. Kraków: Polski Cement, 2002.
[4] A. M. Neville, *Właściwości betonu*, 4. wyd. Kraków: Polski Cement, 2012.

[5] World Business Council for Sustainable Development, *Cement Industry Energy and CO_2 Performance: Getting the Numbers Right (GNR)*, (2016).
[6] S. Chłądzyński i A. Garbacik, *Cementy wieloskładnikowe w budownictwie*. Kraków: Polski Cement, 2008.
[7] *PN-EN 197-1:2012 Cement - Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku*.
[8] *EN 197-5:2021 Cement – Part 5: Portland-composite cement CEM II/C-M and Composite cement CEM VI*.
[9] *PN-EN 196-6:2019-01 Metody badania cementu -- Część 6: Oznaczanie stopnia zmielenia*.
[10] *PN-EN 1097-7:2008 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw -- Część 7: Oznaczanie gęstości wypełniacza -- Metoda piknometryczna*.
[11] *PN-EN 196-1:2016-07 Metody badania cementu -- Część 1: Oznaczanie wytrzymałości*.
[12] *PN-EN 206+A1:2016 Beton Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*. 2018.
[13] *PN-EN 12350-6:2019-08 Badania mieszanki betonowej -- Część 6: Gęstość*.
[14] *PN-EN 12350-7:2019-08 Badania mieszanki betonowej -- Część 7: Badanie zawartości powietrza -- Metody ciśnieniowe*.
[15] *PN-EN 12350-2:2019-07 Badania mieszanki betonowej -- Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka*.
[16] *PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu -- Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań*.
[17] *PN-EN 480-11:2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu -- Metody badań -- Część 11: Oznaczanie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie*.
[18] *PN-B-06265:2018-10 Beton Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie normy PN-EN 206+A1:2016-12*.
[19] *PN-EN 934-2+A1:2012 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu - Część 2: Domieszki do betonu - Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie*.
[20] GDDKiA, *Ogólna specyfikacja techniczna D-05.03.04- Nawierzchnia z betonu cementowego*. 2019.
[21] P. Łukowski, *Modyfikacja materiałowa betonu*. Kraków: Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2016.

Aleksandra Zeidel
Milica Kitanović
Paweł Trybalski

Wpływ warunków wypalania i składu mieszaniny surowcowej na reaktywność klinkieru portlandzkiego w ujęciu przemysłowym

THE INFLUENCE OF BURNING CONDITIONS AND RAW MIX DESIGN ON REACTIVITY OF PORTLAND CLINKER ON INDUSTRIAL SCALE

Streszczenie

Praca ma na celu określenie wpływu czynników jakościowych i procesowych na reaktywność klinkieru. Określono wpływ stosunku zawartości SO_3/MgO w klinkierze przy jednoczesnej stabilizacji zawartości MgO, lotności siarki i temperatur wypału na zawartość fazy M_1 — C_3S w klinkierze i jego reaktywność. Dodatkowo przeanalizowano wpływ właściwości klinkieru na procesowe właściwości cementów takie, jak przemiał i związane z nim zużycie energii.

Abstract

The aim of the work is to achieve the influence of quality and process factors on the reactivity of clinker. The influence of the ratio of SO_3/MgO content in clinker with simultaneous stabilization of MgO content, sulfur volatility and burning temperatures on the content of M_1 — C_3S phase in clinker and its reactivity was determined. In addition, the influence of clinker properties on the process properties of cements, such as grinding and related energy consumption, was analyzed.

mgr inż. Aleksandra Zeidel – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Milica Kitanović – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Paweł Trybalski – Cement Ożarów S.A.

1. Wprowadzenie

Klinkier wytwarzany metodami przemysłowymi charakteryzuje się obecnością alitu o różnych postaciach polimorficznych takich jak trójskośna (T_1, T_2, T_3), jednoskośna (M_1, M_2, M_3 – oznaczenia w języku angielskim; J_1, J_2, J_3 – oznaczenia w języku polskim) czy romboedryczna (R) [1]. Ich powstawanie zależy od takich czynników jak skład chemiczny nadawy pieca, stopień kalcynacji, domieszkowanie, stopień rozdrobnienia nadawy, czy warunki termiczne jakim poddawany jest wsad w piecu [2]. W zależności od warunków spalania i domieszkowania, struktury polimorficzne alitu stabilizują się w temperaturze pokojowej, a przemiany zachodzą zgodnie z temperaturami podanymi na poniższym schemacie – rys. 1.

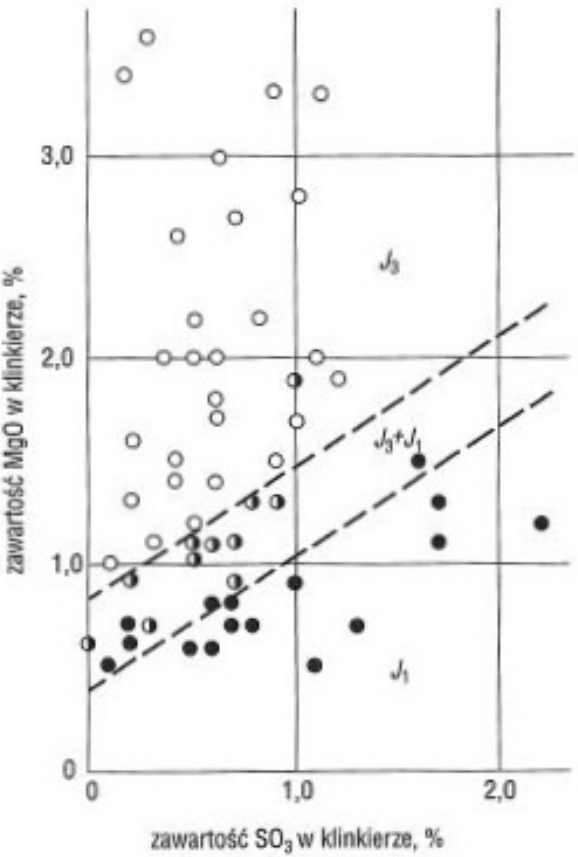
$$T_1 \overset{620°C}{\longleftrightarrow} T_2 \overset{920°C}{\longleftrightarrow} T_3 \overset{980°C}{\longleftrightarrow} M_1 \overset{990°C}{\longleftrightarrow} M_2 \overset{1060°C}{\longleftrightarrow} M_3 \overset{1070°C}{\longleftrightarrow} R$$

Rys. 1. Temperatury przemian polimorficznych alitu

Klinkier przemysłowy zawiera głównie dwie fazy polimorficzne alitu: M_1 i M_3. Istota zwiększenia zawartości fazy $M_1 - C_3S$ opiera się na zwiększeniu reaktywności klinkieru. Bardziej reaktywny klinkier przekłada się na osiągane lepsze właściwości mechaniczne cementu i stwarza możliwości modyfikacji składów cementu wieloskładnikowego w kierunku ograniczania zawartości klinkieru, nie powodując przy tym pogorszenia ich właściwości.

Zwiększona reaktywność klinkieru o zwiększonej zawartości fazy $M_1 - C_3S$ może wynikać z większej ilości niezwiązanych elektronów tlenu w strukturze $M_1 - C_3S$ w porównaniu z strukturą $M_3 - C_3S$ [1].

Kinetyka krystalizacji z fazy ciekłej istotnie wpływa na stosunek zawartości fazy M_1 i M_3. W warunkach przesycenia MgO w fazie ciekłej, alit krystalizuje szybko przyswajając jony i jednocześnie warunkując stabilność fazy M_3. Domieszkowanie nadawy piecowej w siarkę w postaciach o wysokich temperaturach parowania umożliwia obniżenie lepkości fazy ciekłej i tworzenie preferowanej fazy M_1 . Zawartość tlenku magnezu stabilizuje formę M_3, co potwierdzają badania przedstawione przez Maki i Goko – wraz z wzrostem zawartości MgO rośnie udział mniej reaktywnej fazy M_3 w stosunku do fazy M_1 [4]. Zawartość MgO i SO_3 w przeanalizowanych klinkierach wraz z analizą zawartości fazy M_1 został przedstawiony na rys. 2.



Rys. 2. Zawartość faz J_1 i J_1 alitu w klinkierach przemysłowych [5].

Analiza klinkierów przemysłowych pokazuje, że osiągnięcie satysfakcjonującego stosunku faz alitu $M_1 : M_3$ jest możliwe poprzez zniwelowanie wpływu tlenku magnezu.

W przypadku złóż o zwiększonej zawartości *MgO* stosuje się stabilizację jego zawartości wraz z domieszkowaniem wsadu do pieca składnikami o wyższej zawartości siarki oraz stosowaniem paliw jak np. koks naftowy. Koks naftowy jest produktem ubocznym rafinacji. Charakteryzuje się wyższą wartością opałową i zawartością siarki w porównaniu do paliw kopalnych.

Jednocześnie istotne jest zapewnienie wbudowania siarki w strukturę klinkieru przy odpowiednim stosunku siarki do alkaliów (SAR). Niedobór alkaliów, w szczególności Na_2O, może powodować zwiększenie lotności siarki w układzie pieca i wieży wymienników powodując braki związków siarki w klinkierze i budowę niekorzystnych pierścieni w piecu oraz narostów w wieży wymienników ciepła [6].

Krystalizacja alitu z fazy ciekłej i jej przemiany polimorficzne odbywają się zgodnie z teoretycznymi temperaturami przedstawionymi na rys. 1. Istotną rolę stanowią przyrosty temperatur w strefie klinkieryzacji. Temperatury te podczas wypału klinkieru w piecu obrotowym osiągają kilkaset stopni więcej niż temperatury teoretyczne. Wraz z szybki-

mi zmianami i wysokimi temperaturami wypału obserwuje się tworzenie niewielkich kryształów zdominowanych fazą alitu M_3 [4]. Kluczowe zatem jest odpowiednie tempo wzrostu temperatury wypału, gdzie zakres temperatur dobrany jest do mieszanki surowcowej, mieszanki paliwowej czy stopnia kalcynacji wsadu do pieca. Dostosowanie celów jakościowych i stabilności nadawy piecowej oraz mieszanki paliwowej do określonego stosunku faz $M_1 - C_3S/\ C_3S$ umożliwia ustanowienie optymalnych celów procesowych, takich jak warunki wypalania klinkieru portlandzkiego.

Tworzenie fazy M_3 występuje również jako rekrystalizacja na ziarnach $M_1 - C_3S$, zatem niedostosowanie celów jakościowych takich jak wolne wapno w klinkierze do modułu nasycenia wapnem nadawy piecowej i wpływu paliw może powodować produkcję przepalonego klinkieru z niskim stosunkiem struktur alitu M_1 do całkowitej zawartości alitu.

Zasadniczy wpływ na wbudowanie siarki w struktury klinkieru, w przypadku domieszkowania wsadu do pieca w materiały wprowadzające związki siarki, mają odpowiednie warunki procesu wypalania. Wiodące znaczenie dla ograniczenia lotności siarki w systemie pieca i wieży wymienników ma utrzymywanie odpowiedniego poziomu tlenu nadmiarowego do spalania. W warunkach utleniających istnieje możliwość utleniania siarki do SO_2, skłonnego do tworzenia związków z alkaliami. Redukcyjne uwarunkowania skłaniają do cyrkulacji siarki w obiegu i tworzenia niekorzystnych pierścieni i narostów. W przypadku wprowadzania siarki przy zastosowaniu paliw lub domieszkowania mąki surowcowej, do kontroli stopnia zasiarczenia przydatne jest określanie stosunku siarki badanej w zdekarbonizowanym materiale do zawartości siarki z klinkierze. Oznaczenie wspomnianego stopnia umożliwia również określenie występowania miejscowych stref redukcyjnych związanych z nieprawidłowym systemem dozowania paliwa i zmniejszających zawartość $M_1 - C_3S$.

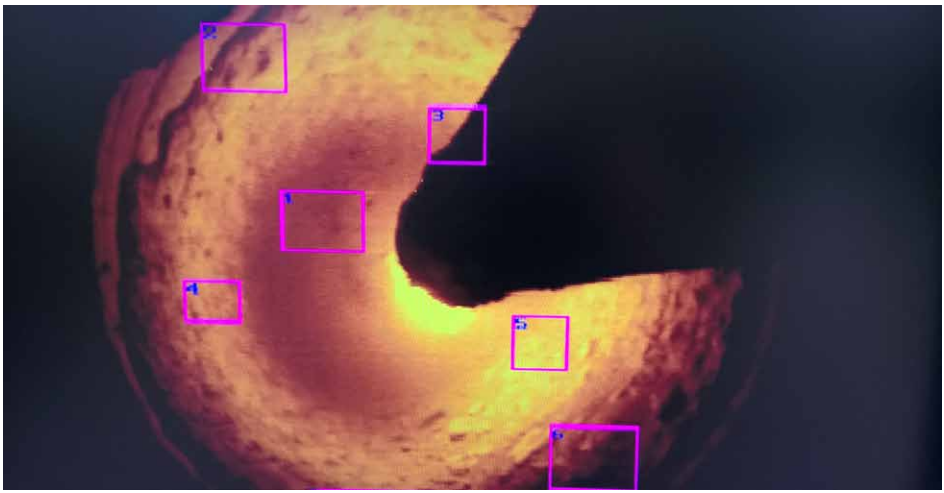
2. Przedmiot badań

Poddany analizie klinkier był produkowany w okresie 2022-2023, podczas stosowania zmiennych rodzajów paliw konwencjonalnych wprowadzających do systemu pieca i wsadu pieca różne zawartości siarki. Analizowane dane stanowią średnie wartości jednodniowe i określają zależność 2 dniowych wytrzymałości na ściskanie klinkieru portlandzkiego od zawartości M_1–C_3S w klinkierze.

Parametry jakości klinkieru i materiału zdekarbonizowanego zostały określone przy wykorzystaniu metod fluorescencji rentgenowskiej XRF i dyfrakcji rentgenowskiej XRD. Przeanalizowany został skład chemiczny i fazowy klinkieru portlandzkiego.

Procesowe parametry produkcji takie jak temperatura płomienia i temperatura powietrza wtórnego stanowią średnie jednodniowe zebrane w wyniku próbkowania dziesięciosekundowego z wykorzystaniem pirometru wbudowanego w kamerę palnika głównego (rys. 3.) i termopary zlokalizowanej w głowicy pieca.

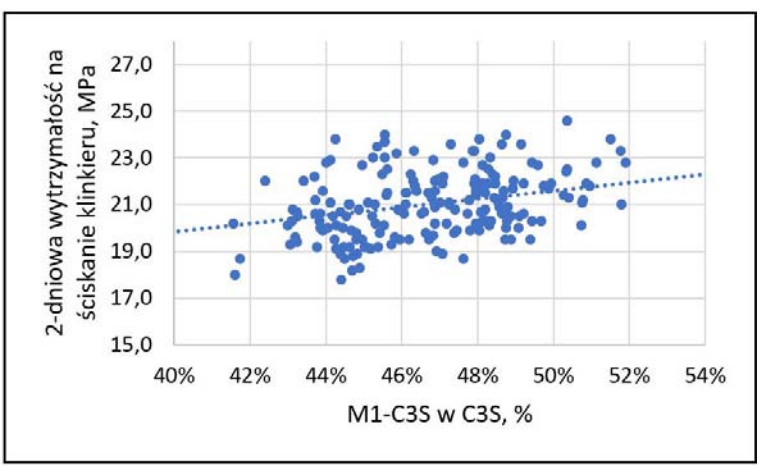
Zebrane dane z pomiarów temperatur stanowią dane użytkowe wykorzystywane w procesie produkcji klinkieru portlandzkiego, stanowiąc podstawę do analizy warunków wypału klinkieru portlandzkiego.



Rys. 3. Obraz z kamery palnika głównego z wbudowanym pirometrem

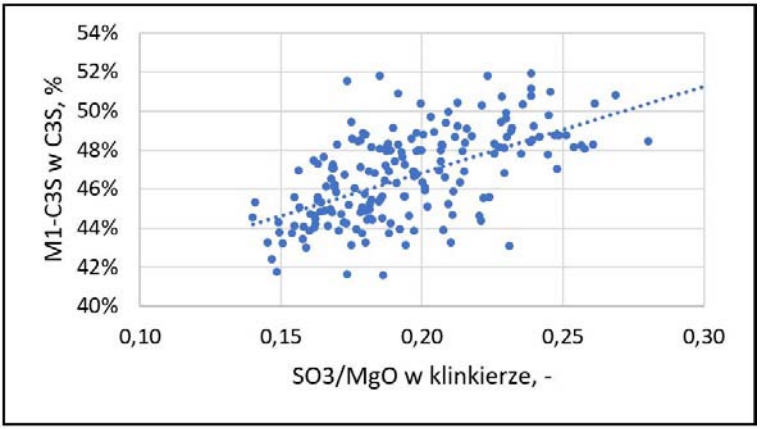
3. Wyniki badań

Zwiększenie zawartości fazy M_1 – C_3S/ C_3S o 6% umożliwia zwiększenie wytrzymałości dwudniowej klinkieru portlandzkiego do 3%, co zostało przedstawione na rys. 4.



Rys. 4. Zależność dwudniowej wytrzymałości na ściskanie klinkieru portlandzkiego a zawartość fazy M_1 w alicie

Uwarunkowane jest to obniżeniem negatywnego wpływu magnezu poprzez wprowadzenie siarki do układu, co potwierdza niska korelacja pomiędzy SO_3 w klinkierze a 2 dniowymi wytrzymałościami na ściskanie klinkieru portlandzkiego i wyższa korelacja pomiędzy stosunkiem SO_3/MgO w klinkierze a zawartością fazy M_1 – C_3S/ C_3S (rys. 5.)

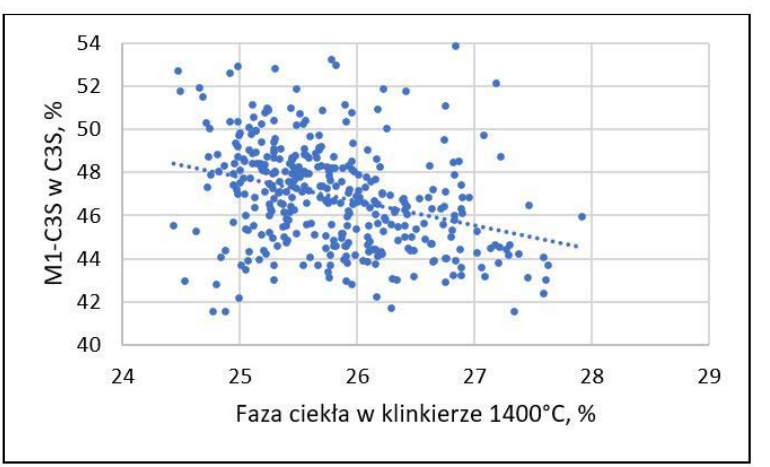


Rys. 5. Zależność zawartości SO_3/MgO w klinkierze a zawartość fazy M_1 w alicie

Tabela 1. przedstawia, że przy obniżeniu zawartości *MgO* o 9% i zwiększeniu zawartości SO_3 o 16% w klinkierze możliwe jest zwiększenie zawartości fazy $M_1 - C_3S/C_3S$.

Tabela 1. Zmiany składu klinkieru w latach 2022 i 2023.

	2022	2023	Δ
SO_3 *w klinkierze, %*			**16%**
MgO *w klinkierze, %*			**-9%**
SO_3/MgO *w klinkierze, %*	0,18	0,24	**28%**
$M_1 - C_3S/C_3S$ *, %*	46,08	48,74	**6%**
2-dniowa wytrzymałość klinkieru, MPa			**3%**



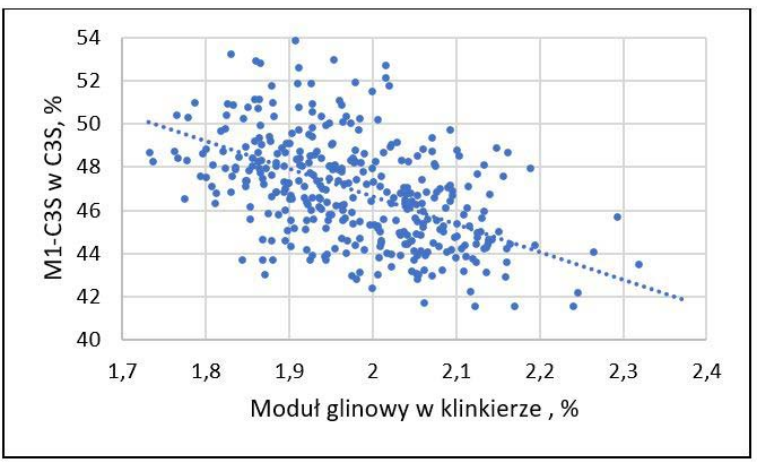
Rys. 6. Zależność fazy ciekłej, a zawartość M_1 w alicie

Na rysunku 6. jest przedstawiona korelacja pomiędzy zawartością fazy ciekłej określanej dla temperatury 1400°C a zawartością M_1 – C_3S/ C_3S. W dalszej analizie została zwrócona uwaga również na fizyczne właściwości fazy ciekłej, która została określona wzorem poniżej (rys. 7.)

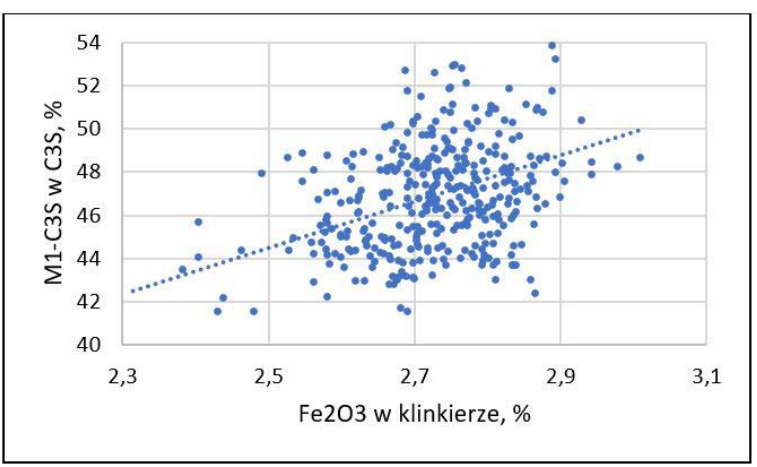
$$Faza\ ciekła\ 1400\ ℃ = Al_2O_3 \cdot 2{,}95 + Fe_2O_3 \cdot 2{,}25 + MgO + K_2O + Na_2O$$

Rys. 7. Wzór określający zawartość fazy ciekłej w 1400°C.

Zgodnie ze wzorem, największy wpływ na zawartość fazy ciekłej ma udział Al_2O_3 i Fe_2O_3 w klinkierze. Wraz ze wzrostem modułu glinowego, poprzez zmniejszenie zawartości tlenku żelaza, faza ciekła charakteryzuje się wyższą lepkością i w konsekwencji mniejszą powierzchnią właściwą, co skutkuje mniejszą zawartość M_1 M_1 – C_3S/ C_3S (rys. 8. – 9.).

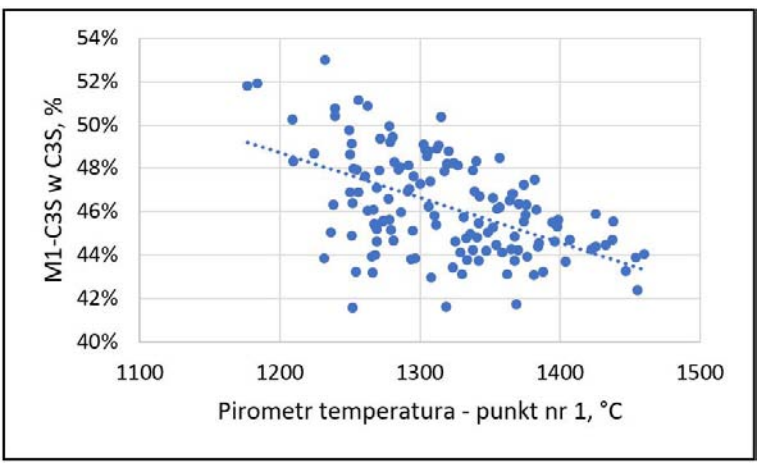


Rys. 8. Moduł glinowy w klinkierze, a zawartość M_1 w alicie

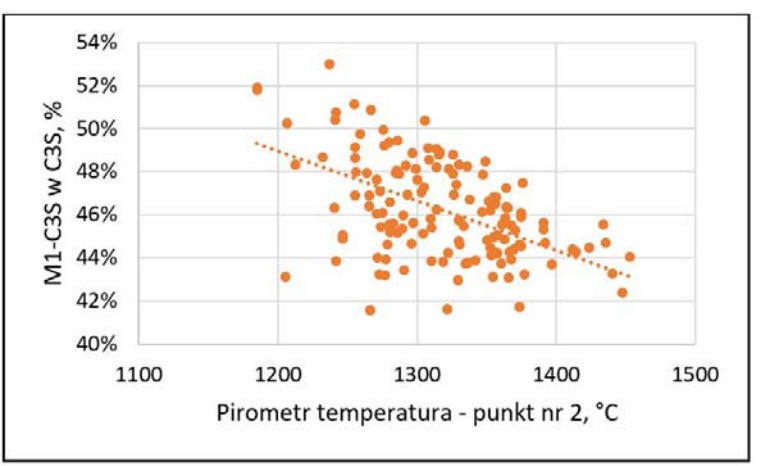


Rys. 9. Tlenek żelaza w klinkierze, a zawartość M_1 w alicie

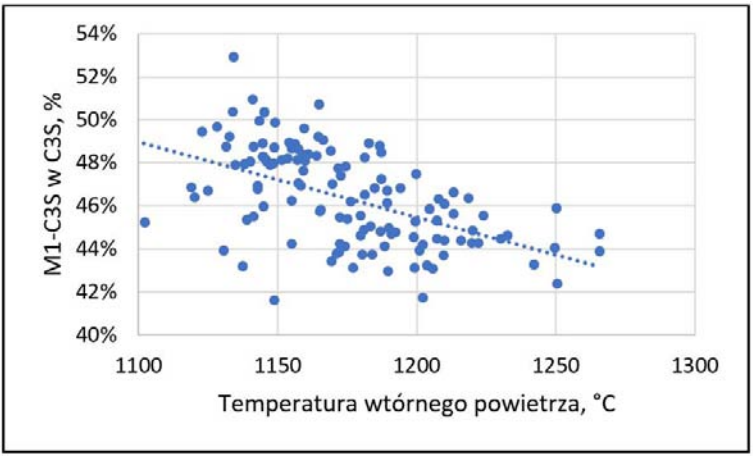
Analiza danych procesowych wykazała istotny wpływ temperatur panujących w strefie klinkieryzacji na zawartość fazy M_1 – C_3S/ C_3S. Uzyskanie zwiększonej zawartości M_1 możliwe jest przy odpowiednim podziale ciepła na proces kalcynacji i klinkieryzacji. Standardowo udział ciepła w procesie kalcynacji stanowi 65%. Zwiększenie wspomnianych temperatur powoduje wzrost lotności siarki co skutkuje jej cyrkulacją i obniżeniem zawartości fazy M_1, jak przedstawiono na rysunkach 10 – 13.



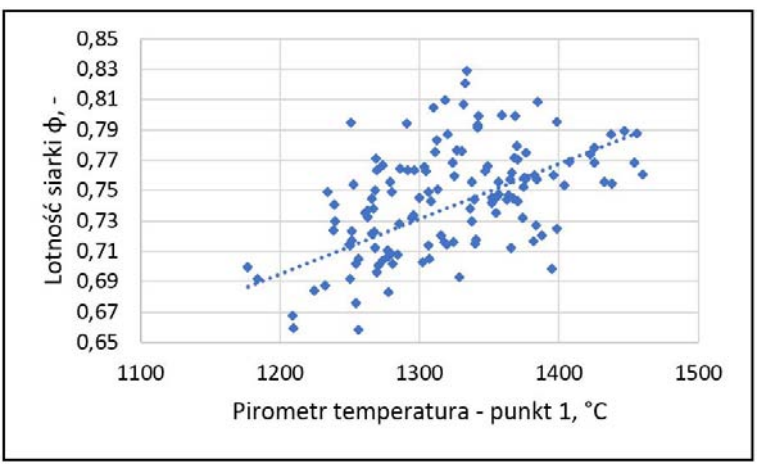
Rys. 10. Zależność temperatury płomienia w punkcie 1 (obraz z kamery pieca) a zawartość fazy M_1 w alicie.



Rys. 11. Zależność temperatury płomienia w punkcie 2 (obraz z kamery pieca)a zawartość fazy M_1 w alicie.



Rys. 12. Zależność temperatury powietrza wtórnego z chłodnika wykorzystanego do wypału, a zawartość fazy M_1 w alicie.



Rys. 13. Lotność siarki, a temperatura płomienia w punkcie 1.

Wyższa reaktywność klinkieru związana ze zwiększoną zawartością fazy M_1 przełożyła się na właściwości produkowanych cementów. Oczekiwane poziomy wytrzymałości produkowanych cementów były możliwe do uzyskania przy mniejszej powierzchni właściwej większym wymiarze ziaren cementu, co z kolei przełożyło się na obniżenie zużycie energii wykorzystywanej w procesie mielenie – o 4,5 % dla młyna w obiegu otwartym i 10,2 % dla młyna w obiegu zamkniętym (rys. 14.).

Rys. 14. Jednostkowe zużycie energii elektrycznej na produkcję 1 t cementu.

4. Wnioski

Zawartość fazy $M_1 - C_3S$ w klinkierze i zawartość $M_1 - C_3S$ w alicie mają istotny wpływ na wzrost dwudniowych wytrzymałości na ściskanie klinkieru. Optymalne zarządzanie zawartością fazy M_1 poprzez właściwe zestawianie składu nadawy i prowadzenie procesu wypału klinkieru umożliwia poprawę właściwości klinkieru.

W analizowanym przypadku istotne jest odpowiednie zagospodarowanie wpływu siarki i magnezu umożliwiając tworzenie się preferowanej fazy $M_1 - C_3S$ na co wskazuje wpływ SO_3/MgO.

Zawartości Al_2O_3 i Fe_2O_3 w klinkierze odpowiadają za zawartość fazy ciekłej ale również za jej właściwości fizyczne. Oznacza to, że wpływają one na optymalizację mineralogii klinkieru i jego jakość w związku z ich wpływem na zawartość fazy ciekłej i jej właściwości poprzez moduł glinowy. Fe_2O_3 istotnie wpływa na formację alitu która ma miejsce na powierzchni fazy ciekłej, poprzez zmniejszenie jej lepkości a zatem i zwiększenie powierzchni właściwej. Aby przeprowadzić reakcję zarodkowania alitu w pożądanym stopniu należy użyć więcej ciepła, aby zwiększyć powierzchnię właściwą fazy ciekłej i poprawić stałą reakcji tworzenia się alitu. Wynika to z dużej zawartości Fe_2O_3 i/lub Al_2O_3 , a zatem z wysokiej temperatury eutektycznej. Jednocześnie oznacza to, że zwiększa się lotność SO_3 . Prowadzi to do negatywnego wpływu na reaktywność klinkieru.

Ponadto, przy wyższych temperaturach na powierzchni fazy ciekłej o dużej lepkości zachodzi rekrystalizacja alitu z M_1 do M_3 . Al_2O_3 i Fe_2O_3 mają istotny wpływ na ogólną mineralogię klinkieru (udział M_1 w stosunku do M_3) i pośrednio na jego reaktywność poprzez wpływ na stosunek SO_3/MgO.

Atmosfera redukcyjna panująca podczas wypału klinkieru również wpływa na zjawisko lotności siarki, obniżając jej udział w fazie ciekłej i zmniejszając możliwość wbudowania w strukturę klinkieru. Ograniczenie tego zjawiska jest możliwe poprzez ustalenie celów zawartości O_2, NO_x oraz SO_x w analizowanych gazach. Dostosowanie ciśnień powietrza kształtującego płomień oraz ustalenie optymalnych temperatur mierzonych pirometrem pozwala na kontrolę zawartości fazy $M_1 - C_3S$.

Literatura

[1] H. F. W. Taylor, Cement Chemistry, Academic Pr, 1990.
[2] T. Stanek, P. Sulovský, The influence of the alite polymorphism on the strength of the Portland cement, Cement and Concrete Research 32 (7) (2002) 1169–1175.
[3] J. Claverie, S. Kamiali-Bernard, J. M. M. Cordeiro, F. Bernard, Assessment of mechanical, thermal properties and crystal shapes of monoclinic tricalcium silicate from atomistic simulations, Cement and Concrete Research 140 (2021)
[4] I. Maki, K. Goto, Factors influencing the phase constitution of alite in portland cement clinker, Cement and Concrete Research 12 (3) (1982) 301–308.
[5] W. Kurdowski, Chemia Cementu i betonu, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2010
[6] M. Segata, N. Marinoni, M. Galimberti, M. Marchi, M. Cantaluppi, A. Pavese, A. G. De la Torre, The effects of MgO, Na2O and SO3 on industrial clinkering process: phase composition, polymorphism, microstructure and hydration, using a multidisciplinary approach, Materials Characterization 155 (2019)

CEMENTY I BETONY Z DODATKAMI MINERALNYMI

CEMENTS AND CONCRETES WITH MINERAL ADDITIVES

Grzegorz Bajorek
Maciej Barć
Sabina Warchoł
Łukasz Kosturkiewicz

Możliwość zastosowania mączek wapiennych jako dodatku w betonie

THE POSSIBILITY OF USING LIMESTONE POWDERS AS AN ADDITIVE IN CONCRETE

Streszczenie

W referacie przedstawiony zostanie dość szeroki program badawczy zrealizowany z inicjatywy producentów wyrobów przemysłu wapienniczego, a mający na celu ocenę przydatności mączek wapiennych jako składnika betonu. W pierwszym etapie przetestowano 8 mączek będących gotowymi wyrobami wytwarzanymi do innych zastosowań, z których wybrano 3 produkty wykazujące najlepszy efekt kompatybilności z cementem. Program badawczy zakładał również przeprowadzenie kompletnych badań wstępnych dla receptur betonu przygotowanych do wdrożenia w produkcji, również w zakresie trwałościowym. Przedmiot i cel realizacji takiego programu badawczego wpisuje się w aktualne trendy podejścia „5C" związanego z poszukiwaniem rozwiązań dotyczących redukcji emisji CO2, a związanych nie tylko z etapem produkcji klinkieru i cementu, ale również betonu. W pierwszym etapie badań oceniono współdziałanie 8 mączek z cementem poprzez zastąpienie w połowie lub w całości użyty w recepturze wzorcowej (porównawczej) popiół lotny, będący pucolanowym dodatkiem reaktywnym. Jako ważne właściwości na tym etapie badań oceniano: dla mieszanki betonowej – konsystencję oraz zawartość powietrza, a dla betonu – wytrzymałość na ściskanie oraz głębokość penetracji wody. Po analizie uzyskanych wyników badań wytypowano 3 mączki, które wykazywały najlepszą kompatybilność i stabilność w reakcji z cementem oraz wykonano pełne badania wstępne dla receptur betonu z ich udziałem. Program badawczy został rozszerzony o dodatkowe badania mające na celu sprawdzenie innych właściwości mechanicznych oraz trwałościowych wytypowanych składów, takich jak wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, wytrzymałość na rozciągnie przy zginaniu czy odporność betonu na działanie mrozu. Zaprezentowane wyniki potwierdziły przydatność wytypowanych

dr inż. Grzegorz Bajorek, prof. PRz – Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury, Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

inż. Maciej Barć – Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

mgr inż. Sabina Warchoł – Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

mgr inż. Łukasz Kosturkiewicz – Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego

mączek wapiennych do zastosowania w betonie. Uzyskane wyniki badań mieszanki betonowej, badań wytrzymałościowych oraz trwałościowych w odniesieniu do wyników badań betonu wzorcowego (bez dodatku mączek) potwierdzają, że wymiana składników reaktywnych w betonie w określonej ilości na rzecz mączek wapiennych nie pogarsza w znaczący sposób jego właściwości i w dalszym ciągu spełnia on wymagania normowe.

Abstract

The article presents research on the effects of using different limestone powders in concrete by replacing the active pozzolanic additive with them. In the first stage tested 8 limestone powders and the results of the research confirmed suitability. Next step was selection 3 limestone powder with the best compatibility with cement and done final assessment on initial test. The subject and purpose of such a research program is in line with the current trends of the "5C" approach related to the search for solutions to reduce CO2 emissions, related not only to the clinker and cement production stage, but also to concrete. In the first stage of the research verified interaction of 8 limestones powders with cement by replacing half or all of the fly ash used in the reference concrete, which is a pozzolanic reactive additive. The following properties were assessed as important properties at this stage of the research: for fresh concrete - consistence and air content, and for hardened concrete - compressive strength and depth of penetration of water under pressure. After analyzing the test results, 3 powders were selected, which showed the best compatibility and stability in reaction with cement and performed complete initial tests. Testing fresh concrete and test results of hardened concrete - compressive strength, depth of penetration of water under pressure, flexural strength, tensile splitting strength and freeze-thaw resistance confirm that the replacement of reactive components in concrete in a certain amount with limestone powders can be performed.

1. Wprowadzenie

Ostatnie kilkanaście lat to czas coraz intensywniej promowanej i wdrażanej, jakże ważnej z punktu widzenia egzystencji człowieka strategii zrównoważonego budownictwa. Jednym z jej elementów jest konieczna redukcja wbudowanego śladu węglowego, a jego wielkość determinowana jest przede wszystkim przez emisyjność stosowanych materiałów budowlanych, wyrażona ekwiwalentem CO_2 na tonę produktu.

Wśród nich beton wskazywany jest jako jeden z negatywnych liderów w zakresie uwalnianego CO_2, a to stąd, że jego główny składnik czyli cement, jest wyrobem mocno energochłonnym. Dodatkowo wyróżnia go emisja tzw. procesowego CO_2, który powstaje w wyniku termicznego rozkładu węglanu wapnia. Z tego względu pozostaje i pozostanie on na świeczniku, nawet gdyby udało się stosować w procesie produkcji wyłącznie zieloną energię bezemisyjną.

Dostosowując się do Europejskiego Zielonego Ładu, branża cementowa opracowała „mapę drogową" wyznaczającą osiągnięcie celu redukcji CO_2 w pięciu zasadniczych krokach: klinkier – cement – beton – konstrukcja – karbonatyzacja, promowaną pod nazwą „5C", jako skrót od angielskiej nazwy programu: clinker – cement – concrete – construction – carbonation. Osiąga przy tym już teraz spore efekty w zakresie pierwszych dwóch elementów, czyli klinkieru i cementu, poprawiając efektywność energetyczną procesu produkcji, w tym stosując w dość szerokiej skali paliwa alternatywne. Obniżenie emisyjności możliwe jest również poprzez zastosowanie zdekarbonizowanych surowców w procesie wypalania klinkieru, a później poprzez zastosowanie zdekarbonizowanych surowców jako składników cementu, zarówno głównych, jak i drugorzędnych. Takim składnikiem w cemencie może być zmielony kamień wapienny zastosowany w cementach CEM II, oznaczonych L lub LL.

Poszukując możliwości redukcji emisji również na poziomie trzeciego ogniwa w tym łańcuchu „5C", czyli betonu, można zaproponować użycie tego składnika w postaci mączki wapiennej, która dozowana będzie na węźle betoniarskim, a nie wpłynie negatywnie na właściwości zarówno mieszanki betonowej jak i betonu stwardniałego.

Przedstawione badania porównują efekt zastosowania w betonie wybranych ośmiu mączek wapiennych. Wytypowane mączki są gotowymi wyrobami przemysłu wapienniczego stosowanymi powszechnie i masowo w innych dziedzinach budownictwa lub przemysłu. Różnią się one składem mineralogicznym i uziarnieniem, ale na tym etapie działań pominięto te charakterystyki. Celem zasadniczym tych badań było bowiem wyłonienie produktów najbardziej przydatnych do zastosowania w konkretnych recepturach betonu, dla których przeprowadzone zostały badania wstępne umożliwiające wdrożenie ich do produkcji. Oceniając ich współdziałanie z cementem, zastępowano w połowie lub w całości użyty w recepturze wzorcowej (porównawczej) popiół lotny, będący pucolanowym dodatkiem reaktywnym. Jako ważne właściwości na tym etapie badań oceniano: dla mieszanki betonowej – konsystencję oraz zawartość powietrza, a dla betonu – wytrzymałość na ściskanie oraz głębokość penetracji wody. Po analizie uzyskanych wyników badań wytypowano 3 mączki, które wykazywały najlepszą kompatybilność i stabilność w reakcji z cementem oraz wykonano pełne badania wstępne dla receptur betonu z ich udziałem. Program badawczy został rozszerzony o dodatkowe badania mające na celu sprawdzenie innych właściwości mechanicznych oraz trwałościowych wytypowanych składów, takich jak wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, wytrzymałość na rozciągnie przy zginaniu czy odporność betonu na działanie mrozu.

2. Formalne przesłanki użycia mączki wapiennej w betonie

Aktualna norma PN-EN 206 [1] definiuje beton jako materiał powstały ze zmieszania cementu, kruszywa grubego (>4 mm) i drobnego (≤4 mm), wody oraz ewentualnych domieszek, dodatków lub włókien, który uzyskuje swoje właściwości w wyniku hydratacji spoiwa. Wszystkie wymienione składniki mogą zostać użyte, jeśli zostanie dla nich ustalona przydatność do konkretnego założonego zastosowania betonu. Z zapisów normy oznacza to wykazanie zgodności z Europejskimi Normami EN, a gdy nie ma Normy Europejskiej dla danego składnika, to podstawą ustalenia zgodności mogą być wtedy:
– Europejska Ocena Techniczna EOT, lub
– przepisy obowiązujące w miejscu stosowania betonu (np. Polska Norma PN lub Krajowa Ocena Techniczna KOT).

Przewidywane do użycia mączki wapienne, z uwagi na swoje uziarnienie wpasowują się wg PN-EN 206 [1] w definicję dodatku, który oznacza drobnoziarnisty nieorganiczny składnik stosowany w celu poprawy niektórych właściwości lub uzyskania właściwości specjalnych. Rozróżnia się przy tym dwa możliwe rodzaje dodatków:
– dodatek typu I – prawie obojętny, oraz
– dodatek typu II – o właściwościach pucolanowych lub utajonych właściwościach hydraulicznych. Wśród dodatków typu II powszechnie używane są popiół lotny, pył krzemionkowy i zmielony żużel wielkopiecowy. Dla nich też opracowane są normy na poziomie europejskim EN, mające status norm zharmonizowanych, a to oznacza, że z prawnego punktu widzenia traktowane są jak wyroby budowlane, więc podlegają oznakowaniu CE – zgodność dla popiołu ustalana jest wg EN 450-1 [2], dla pyłu krzemionkowego wg EN 13263-1 [3], a dla mielonego żużla wielkopiecowego wg EN 15167-1 [4].

Z kolei mączki wapienne, z uwagi na swój skład chemiczny, nie wykazują ani właściwości pucolanowych, ani utajonych właściwości hydraulicznych, a to oznacza, że można je zakwalifikować jako dodatek typu I, czyli prawie obojętny. W tym przypadku ogólna przydatność dodatków typu I ustalana jest w odniesieniu do kruszywa wypełniającego wg PN-EN 12620 [5]. Mączka wapienna musi wtedy spełnić kryteria określone w definicji „kruszywa wypełniającego", to znaczy takiego, którego „większość przechodzi przez sito 0,063 mm" i które „może być dodawane do materiałów budowlanych w celu uzyskania pewnych właściwości". Nie należy przy tym mączek wapiennych utożsamiać z pyłami, które definiowane są jako „frakcja kruszywa o wymiarach ziaren przechodzących przez sito 0,063 mm". Wymagania dla uziarnienia kruszyw wypełniających zgodnych wymaganiami normy PN-EN 12620 przedstawia tab. 1.

Ustalając przydatność mączek wapiennych na podstawie normy PN-EN 12620 [5] trzeba jeszcze sprawdzić według punktu 4.7 jakość zawartych w nich pyłów, a dokładniej ich prawdopodobną szkodliwość. Metoda oceny pyłów podaje w załączniku D normy cztery alternatywne warunki, uznając przy tym pyły za nieszkodliwe, jeśli spełniony jest którykolwiek z nich. Adekwatnym w ocenie mączek wapiennych jest wskazanie „dowodu na ich bezproblemowe zastosowanie", co w praktyce oznacza sprawdzenie ich wpływu na etapie badań wstępnych opracowywanej receptury mieszanki betonowej, wg załącznika A w normie PN-EN 206 [1].

Tabela 1. Wymagania dotyczące uziarnienia kruszywa wypełniającego (wg PN-EN 12620) [5]

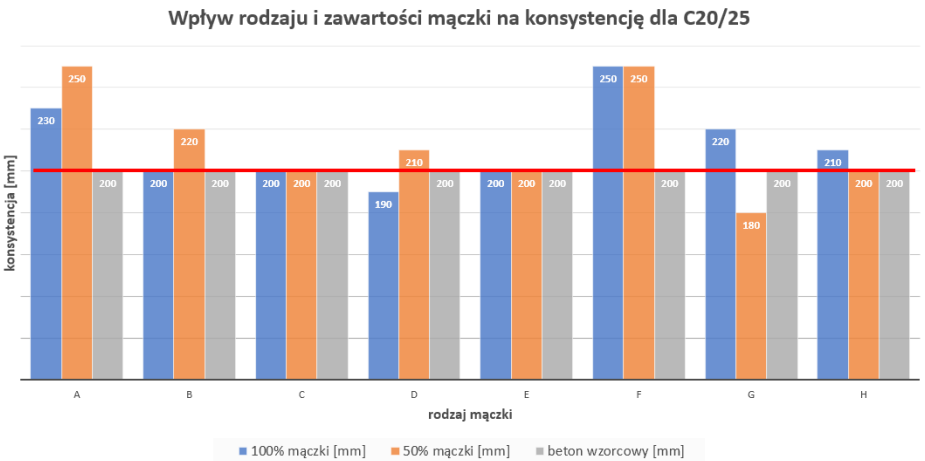
Wymiar sita Mm	Procent przechodzącej masy	
	Ogólny zakres do poszczególnych wyników	Maksymalny zakres deklarowany przez producenta [a/]
2	100	–
0,125	od 85 do 100	10
0,063	od 70 do 100	10

[a/] Zakres uziarnienia deklarowany na podstawie ostatnich 20 wartości. 90 % wyników powinno znaleźć się w tym zakresie, ale wszystkie wyniki powinny mieścić się w ogólnym zakresie uziarnienia (patrz kolumna 2 powyżej).

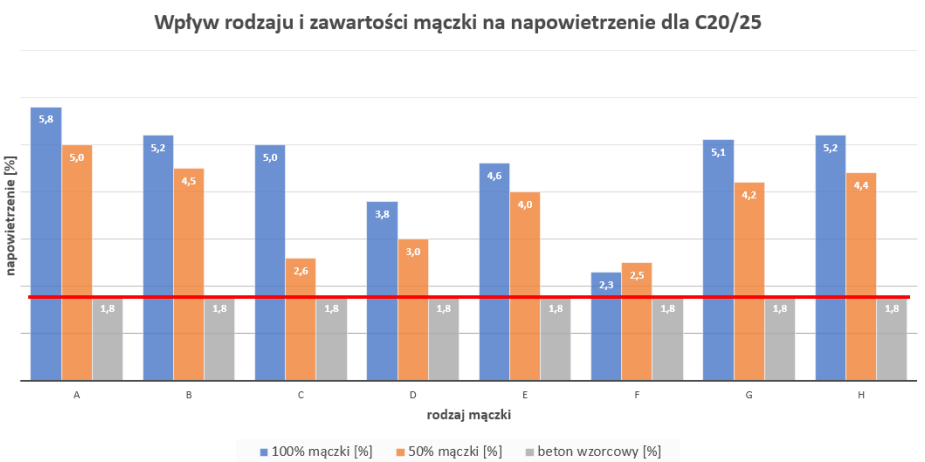
3. Badania przydatności mączek wapiennych jako składnika betonu

W pierwszym etapie sprawdzenie współdziałania wybranych mączek wapiennych z cementem CEM I przeprowadzono dla dwóch receptur betonu o różnych klasach wytrzymałości na ściskanie, a co za tym idzie, różnych ilościach cementu. W obydwu betonach referencyjnych zastosowano ten sam cement CEM I 42,5R, z udziałem maksymalnej możliwej do uwzględnienia w składzie betonu ilości popiołu lotnego zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 206 [1]. Następne badane receptury zawierały poszczególne mączki wapienne, na zasadzie zastąpienia 50% oraz 100% popiołu lotnego. Program badań objął zatem 34 zaroby, dla których sprawdzono wpływ mączek wapiennych na zmiany konsystencji oraz napowietrzenie mieszanki betonowej. Zaformowane z niej próbki betonu użyto do badań wytrzymałości wczesnej 7-dniowej oraz normowej 28-dniowej, oraz określenia jego odporności na penetrację wody.

Na kolejnych rysunkach przedstawiono wybrane wyniki badań odniesione do uzyskanych właściwości betonu wzorcowego. Na rys. 1 zestawiono wyniki badania konsystencji metodą opadu stożka dla betonu klasy C20/25. W zasadzie nie stwierdzono negatywnego wpływu mączek na urabialność mieszanek, który mógłby wynikać np. z większej ich wodożądności niż zastępowanego popiołu lotnego.

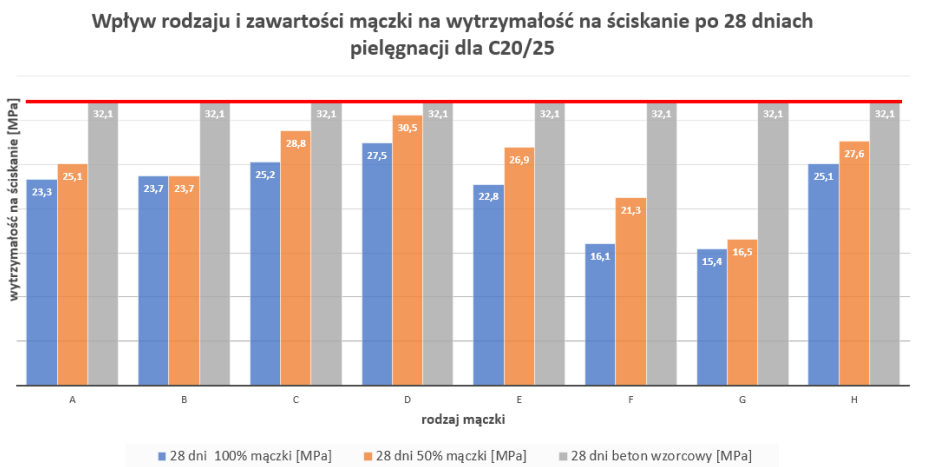


Rys. 1. Konsystencja badanych mieszanek betonowych (beton klasy C20/25)

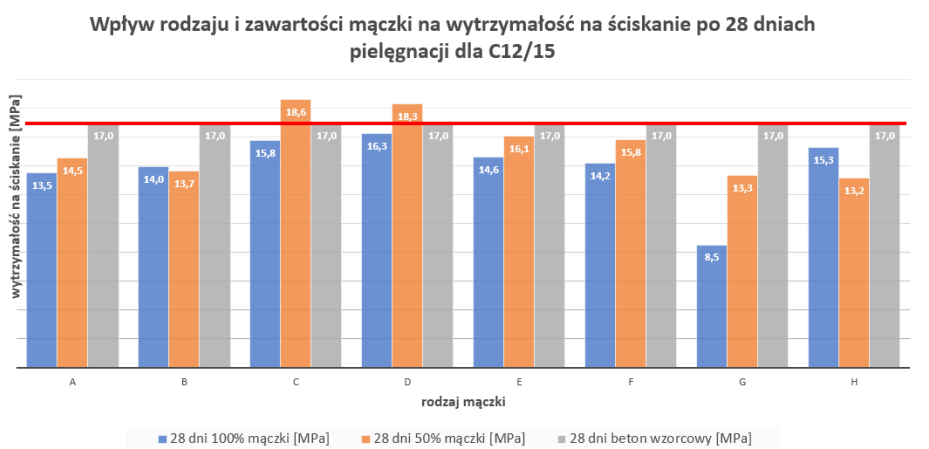


Rys. 2. Zawartość powietrza w mieszankach betonowych (beton klasy C20/25)

Zwrócić jednak należy uwagę na fakt, że upłynnienie mieszanki jest efektem nie tylko działania wody, ale również ilości zawartego w niej powietrza. Ta z kolei jest dla wszystkich ośmiu mączek większa niż w betonie bez ich udziału (rys. 2), co oznacza, że obecność mączek wapiennych w mieszance pomaga w procesie ich napowietrzania. Synergia tych dwóch czynników kształtujących strukturę twardniejącego materiału ma niewątpliwy wpływ na efekt końcowy, czyli jego wytrzymałość (rys. 3 i 4) oraz szczelność (rys. 5 i 6).

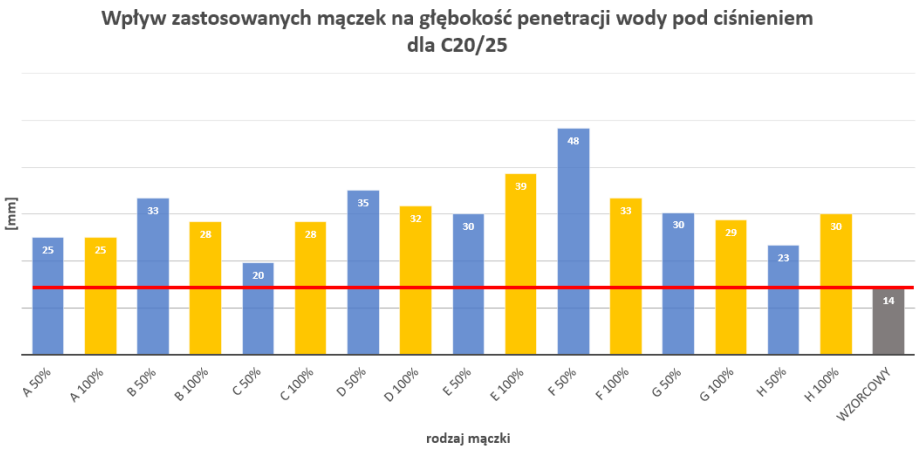


Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie (beton klasy C20/25)

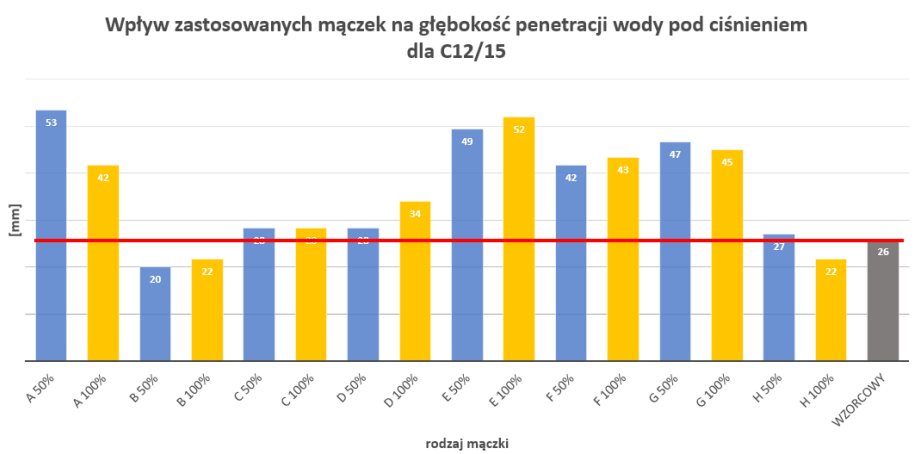


Rys. 4. Wytrzymałość na ściskanie (beton klasy C12/15)

Pierwsze wrażenie z obserwacji wykresów obrazujących uzyskane wytrzymałości betonów modyfikowanych mączkami może okazać się negatywne, bo generalnie widać gorsze wyniki w odniesieniu do betonów wzorcowych. Trzeba jednak zwrócić uwagę na dwa fakty. Po pierwsze, w recepturach zastąpiono popiół lotny mączkami wapiennymi, czyli reaktywny dodatek pucolanowy dodatkiem prawie obojętnym. Po drugie, udział tego dodatku każdorazowo jest duży, bo w przypadku 100% zastąpienia popiołu mączką wynosił 33% masy cementu, a w przypadku 50% zastąpienia – 16,5% masy cementu. Jest to o wiele więcej niż sugerowane w publikacjach maksymalne dawki mączek wapiennych na poziomie 10-12% w odniesieniu do masy cementu [6, 7]. Zrozumiałe zatem, a nawet spodziewane są przypadki nawet 50% obniżenia wytrzymałości w stosunku do betonu referencyjnego, ale zdecydowana większość z nich to obniżenie kilku-, kilkunastoprocentowe (rys. 3 i 4).



Rys. 5. Głębokość penetracji wody (beton klasy C20/25)



Rys. 6. Głębokość penetracji wody (beton klasy C12/15)

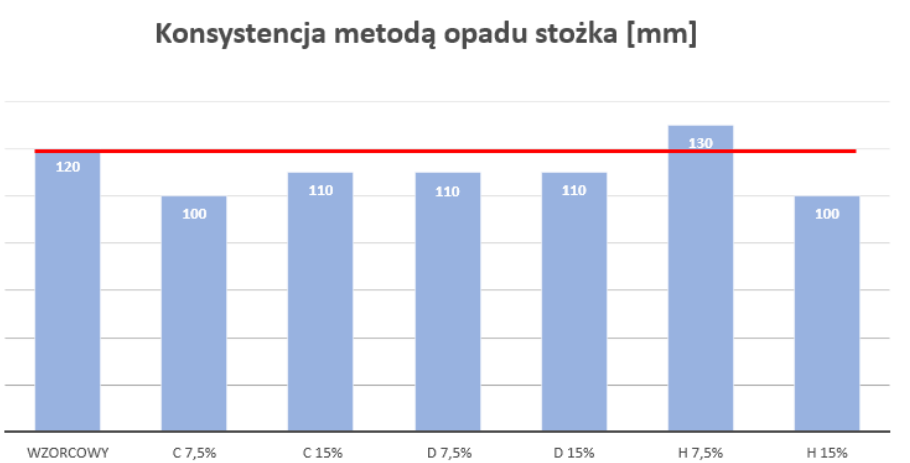
Słusznie zatem dodatki typu I definiowane są w normie PN-EN 206 [1] nie jako obojętne, ale jako prawie obojętne. W zależności bowiem od charakterystyki mineralogicznej oraz uziarnienia mączek wapiennych można oczekiwać, że ziarna węglanu wapnia mogą zachowywać się jak zarodniki fazy C-S-H, inicjując i poprawiając proces krystalizacji, wpływając jednocześnie korzystnie na kształtowanie wytrzymałości i trwałości matrycy [8, 9].

Wykresy przedstawiające głębokość penetracji wody pod ciśnieniem wskazują na pogorszenie szczelności badanych betonów w odniesieniu do wzorcowego, ale znów jest to porównanie do działania aktywnego dodatku pucolanowego. W każdym przypadku badana głębokość penetracji wody nie przekroczyła wartości 60 mm, nawet w betonie niskiej klasy C12/15. Zdecydowana większość wyników jest poniżej 40 mm, a jest to np.

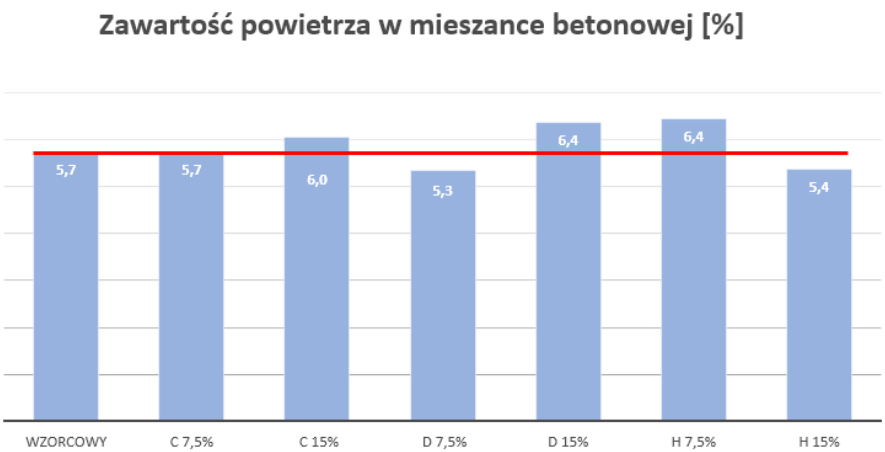
wartość wymagana dla betonów w klasie ekspozycji XA3 według dokumentu WWiORB GDDKiA [10].

Analiza danych uzyskanych podczas realizacji pierwszego programu badawczego pozwoliła na wytypowanie trzech mączek wapiennych, które charakteryzowały się najlepszą stabilnością i kompatybilnością z cementem użytym w zastosowanych recepturach – wytypowano mączki o oznaczeniach C, D oraz H. Kolejnym etapem było przeprowadzenie kompletnych badań wstępnych dla receptur, w których składzie zastosowano wskazane mączki, zgodnie z wymaganiami załącznika A normy PN-EN 206 [1]. W drugim etapie sprawdzenie współdziałania wybranych mączek wapiennych z cementem CEM I przeprowadzono dla jednej receptury betonu o projektowanej wytrzymałości C30/37, której skład miał zapewnić możliwość stosowania w konstrukcjach narażonych na działanie czynników atmosferycznych. Badana receptura zawierała poszczególne mączki wapienne w ilościach odpowiadających zastąpieniu 7,5% oraz 15% CEM I. Dla każdej receptury wykonano 3 osobne zaroby a uzyskane wyniki przedstawiono jako wyniki średnie. Program badań objął zatem 21 zarobów, dla których sprawdzono wpływ mączek wapiennych na zmiany konsystencji oraz napowietrzenie mieszanki betonowej. Zaformowane z niej próbki betonu użyto do badań wytrzymałości normowej 28-dniowej, oznaczenia wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu oraz do określenia jego odporności na penetrację wody i odporności na działanie mrozu po 150 cyklach zamrażania i rozmrażania.

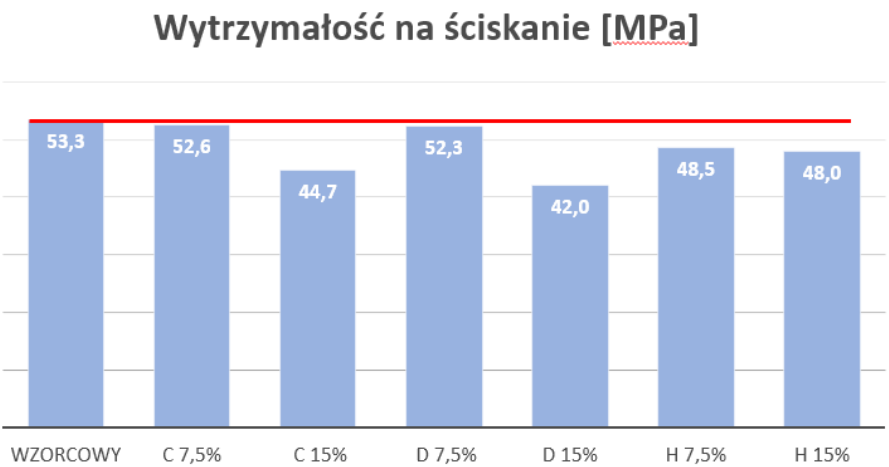
Na kolejnych rysunkach przedstawiono wybrane wyniki badań odniesione do uzyskanych właściwości betonu wzorcowego. Na rys. 7 oraz rys. 8 zestawiono wyniki badania konsystencji metodą opadu stożka oraz zawartości powietrza w mieszance betonowej dla betonu klasy C30/37. W zasadzie nie stwierdzono negatywnego wpływu mączek na urabialność mieszanek, który mógłby wynikać np. z większej ich wodożądności niż zastępowanego CEM I oraz na możliwość stabilnego napowietrzania betonów mrozoodpornych.



Rys. 7. Konsystencja badanych mieszanek betonowych (beton klasy C30/37)



Rys. 8. Zawartość powietrza w mieszankach betonowych (beton klasy C30/37)

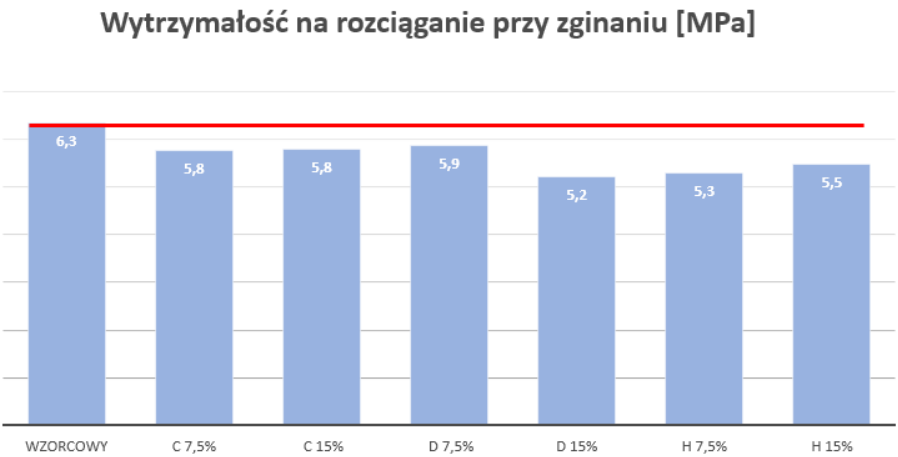


Rys. 9. Wytrzymałość na ściskanie (beton klasy C30/37)

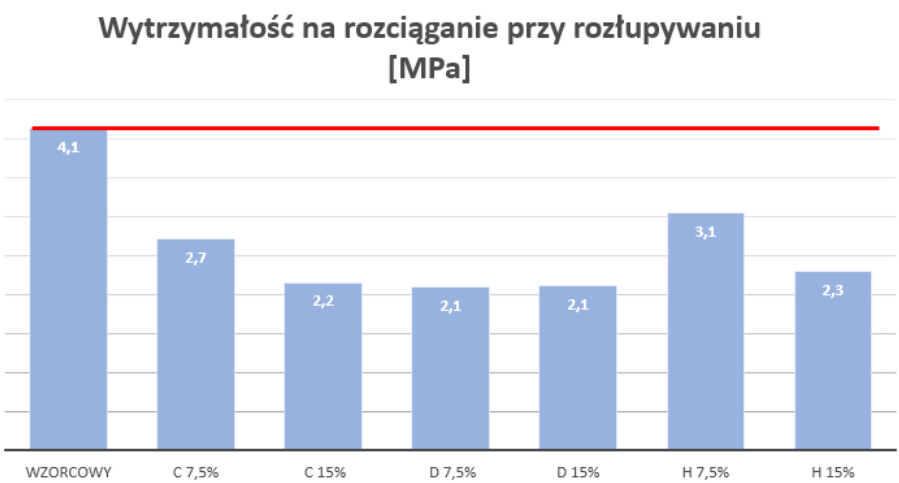
Analiza wykresów obrazujących uzyskane wytrzymałości betonów modyfikowanych mączkami wykazuje nieco gorsze wyniki w odniesieniu do betonów wzorcowych. Zauważyć należy jednak, że w przypadku zastąpienia CEM I ilością odpowiadającą 7,5 % jego masy na rzecz poszczególnych mączek powoduje ten spadek na poziomie praktycznie niezauważalnym z puntu widzenia kontroli zgodności tej receptury. Zastąpienie CEM I w ilości 15 % na rzecz badanych mączek, co jest i tak przekroczeniem w stosunku do wytycznych w publikacjach (poziom 10-12%) potwierdził w każdym analizowanym przypadku spełnienie wymagań normowych w zakresie klasy wytrzymałości na ściskanie C30/37.

Na rys. 10 oraz 11 zestawiono wyniki badania wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu oraz rozłupywaniu. W przypadku badania rozciągania betonu przy zginaniu nie zaobserwowano drastycznego spadku tej właściwości w odniesieniu do

betonu wzorcowego, natomiast w przypadku badania rozciągania przy rozłupywaniu, betony w których składzie zastosowano wytypowane mączki charakteryzowały się nawet kilkudziesięcioprocentowym spadkiem tej wytrzymałości.

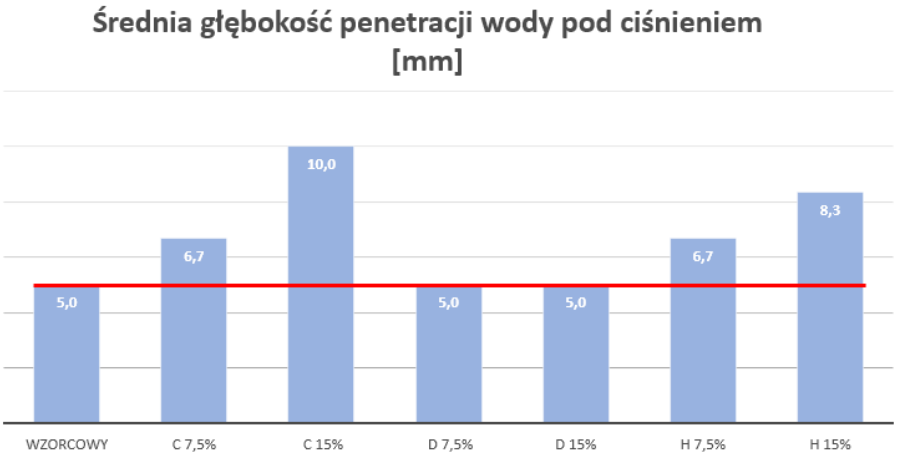


Rys. 10. Wytrzymałość na zginanie (beton klasy C30/37)

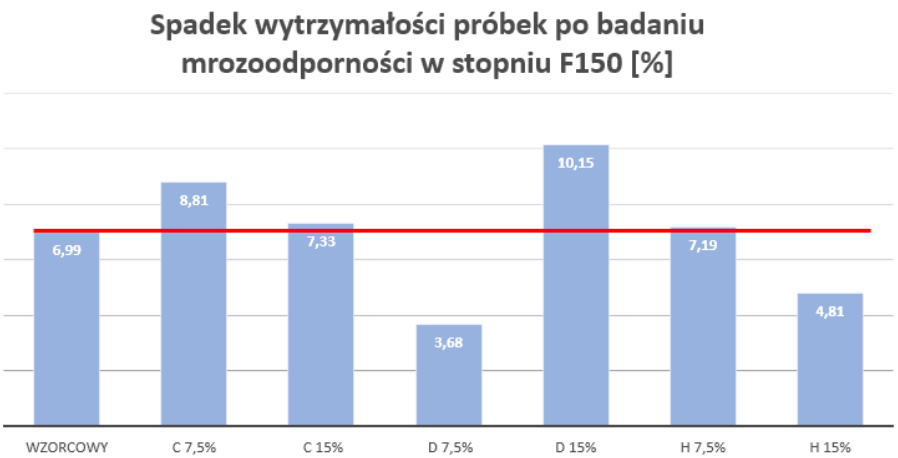


Rys. 11. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu (beton klasy C30/37)

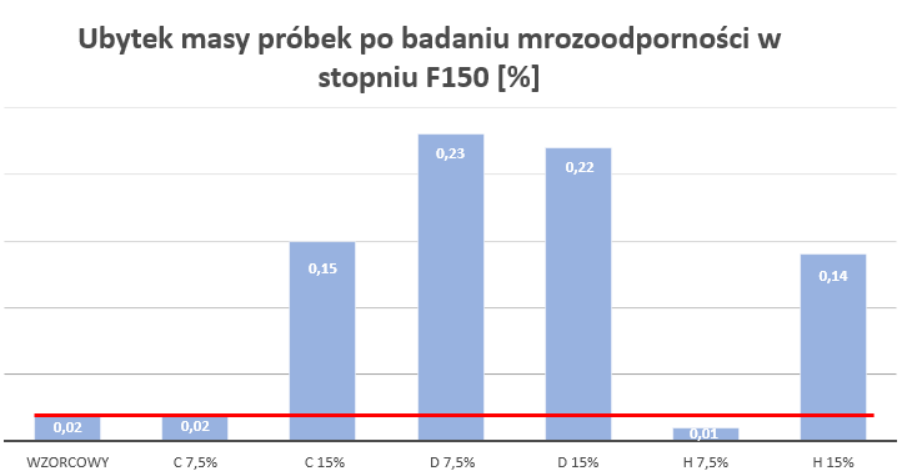
Na rys. 12, 13 oraz 14 zestawiono wyniki odporności betonu na cykliczne zamrażanie/ rozmrażanie oraz głębokości penetracji wody pod ciśnieniem. Uzyskane wyniki potwierdzają spełnienie wymagań w zakresie przeprowadzonych badań oraz pozwalają przypuszczać, że zastosowanie mączek wapiennych nie wpływa na pogorszenie właściwości trwałościowych betonu.



Rys. 12. Głębokość penetracji wody pod cieśnieniem (beton klasy C30/37)



Rys. 13. Spadek wytrzymałości próbek po badaniu mrozoodporności (beton klasy C30/37)



Rys. 14. Ubytek masy próbek po badaniu mrozoodporności (beton klasy C30/37)

4. Podsumowanie i wnioski

Dobrany i zrealizowany program badań okazał się w pełni przydatny do oceny możliwości zastosowania dostępnych na rynku wybranych mączek wapiennych (gotowych wyrobów) jako wartościowych składników betonu. Decydują o tym następujące konkluzje:

– W przypadku najważniejszej ocenianej cechy, czyli wytrzymałości betonu na ściskanie, zastąpienie reaktywnego dodatku pucolanowego prawie obojętną mączką wapienną wpływało na redukcję wytrzymałości w stopniu znacznie mniejszym od spodziewanego.
– Zróżnicowane charakterystyki pochodzenia petrograficznego mączek wapiennych oraz ich odmienne charakterystyki uziarnienia wpływały znacząco na napowietrzenie mieszanek betonowych w przypadku betonów o niższych klasach, natomiast w bardzo niewielkim stopniu w przypadku betonu o klasie wyższej z celowo wprowadzonym napowietrzeniem. Zastosowane mączki w minimalnym stopniu zmieniały również wodożądność zestawu składników betonu.
– Prawie obojętne mączki wapienne generalnie gorzej uszczelniają strukturę betonu w porównaniu z reaktywnymi popiołami lotnymi.
– W celu ostatecznego ustalenia przydatności danej mączki wapiennej do konkretnego założonego zastosowania betonu (konkretnego zestawu pozostałych składników betonu) konieczne jest każdorazowo wykonanie pełnego zakresu badań wstępnych projektowanej receptury betonu – zgodnie z założeniami zawartymi w Załączniku A normy PN-EN 206 [1]. Pod tym względem procedura postępowania jest dokładnie taka sama jak przy wprowadzeniu każdej nowej receptury (nowego wyrobu) danego producenta. Wykonane badania potwierdziły w zdecydowanej większości przypadków spełnienie wymagań w tym zakresie.
– Zastosowanie mączek wapiennych nie wpływa na wyniki badań trwałościowych betonu, natomiast może pogarszać właściwości związane z wytrzymałością na rozciąganie, w szczególności uwidocznione to zostało podczas badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu.

– Zastosowanie mączek wapiennych umożliwiających zastąpienie pewnej części cementu w składzie betonu jest w pełni zgodne z aktualnymi trendami dążenia do postępującej redukcji emisji CO_2. Wpisuje się tym samym w pełni w promowane podejście 5C, dając możliwość wprowadzenia zdekarbonizowanych surowców nie tylko do klinkieru lub cementu, ale także bezpośrednio do betonu.
– Mączki wapienne są alternatywą w przyszłości dla skazanych na drastyczne ograniczenia wytwarzania dotychczas powszechne stosowanych materiałów zdekarbonizowanych, czyli popiołów lotnych i granulowanego żużla wielkopiecowego. Ich prognozowany w niedalekiej przyszłości ogromny deficyt wynika również z planowanych redukcji emisji w przemyśle metalurgicznym oraz odejścia od paliw kopalnych w energetyce.

Literatura

[1] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja zgodność
[2] PN-EN 450-1:2012 Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności
[3] PN-EN 13263-1+A1:2010 Pył krzemionkowy do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności
[4] PN-EN 15167-1:2007 Mielony granulowany żużel wielkopiecowy do stosowania w betonie, zaprawie i zaczynie. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności
[5] PN-EN 12620+A1:2010 Kruszywa do betonu
[6] Giergiczny Z., Rola wapienia w kształtowaniu właściwości kompozytów cementowych, Go Green Concrete Sympozjum, Reologia w Technologii Betonów Niskoemisyjnych, Wrocław 2022
[7] Bentz D.P., Irassar E.F., Bucher B.E. Weiss W.J., Limestone Foiilers Conserve Cement, Concrete International 11/2009, s.
[8] Górak P., Mofina P., Guzikowski Ł, Zielony potencjał cementu wapiennego w aspekcie redukcji śladu węglowego wbudowanego w konstrukcjach mostowych, DOI: 10.15199/33.2022.10.27, Materiały Budowlane 10/2022, s. 110-113
[9] Piechówka M., Giergiczny Z., Wpływ kamienia wapiennego na właściwości reologiczne zaczynu cementowego, Budownictwo Technologie Architektura, 1/2011, s. 58-61
[10] Warunki Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych M-13.01.00 v04, Beton konstrukcyjny w drogowych obiektach inżynierskich, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa, sierpień 2022

Grzegorz Bajorek
Piotr Górak
Artur Łagosz

Ocena właściwości użytkowych betonu z cementem CEM II/C-M w aspekcie rozszerzenia obszaru możliwości aplikacji

EVALUATION OF PERFORMANCE PROPERTIES OF CONCRETE WITH CEM II/C-M CEMENT IN TERMS OF APPLICATION EXTENDING

Streszczenie

Cementy CEM II/C-M to stosunkowo nowe kompozycje surowcowe podążające w kierunku poszukiwań możliwości obniżenia emisyjności związanej z procesem ich produkcji poprzez redukcję udziału klinkieru. Dodatkowo, poprzez zastosowanie efektu synergicznego w wyniku połączenia składników głównych nieklinkierowych udało się uzyskać nową „rodzinę" cementów o bardzo ciekawych i nieoczywistych właściwościach. Jednakże ze względu na to, że cementy tego rodzaju są spoiwami nowymi (pomimo doskonale znanych właściwości ich składników), możliwość ich aplikacji w betonie została ograniczona zapisami normy PN-B 06265:2022-08 do stosunkowo wąskich obszarów.

Zaprezentowane wyniki obejmują badania betonów wykonanych z cementami CEM II/C-M spełniających minimalne kryteria normy PN-B-06265:2022-08 w zakresie składu dla klas ekspozycji od XC1 do XC4, które miały na celu porównanie ich właściwości z betonami referencyjnymi, wykonanymi z użyciem cementu CEM II/B-V 32,5 R. Na podstawie wyników badań wytrzymałości na ściskanie dokonano oceny uzyskanych klas oraz przeprowadzono ocenę przy zastosowaniu kryteriów akceptacji wyników badań wstępnych według załącznika A normy PN-EN 206. Uzyskane betony poddano dodatkowo badaniom o charakterze trwałościowym, tj. głębokości penetracji wody pod ciśnieniem po 28 dniach dojrzewania. W przypadku betonów wykonanych w oparciu cement CEM II/C-M(W-LL) 32,5R oraz cement referencyjny CEM II/B-V 32,5R wykonano również badania głębokości karbonatyzacji po 56 dniach wstępnego dojrzewania. Prezentowane wyniki badań wykazały, że betony wykonane w oparciu o cementy CEM II/C-M, o specjalnie dobranych udziałach składników głównych, uzyskują właściwości gwarantujące spełnienie kryteriów cech wytrzymałościowych nie niższych niż betony

dr inż. Grzegorz Bajorek, prof. PRz – Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury, Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

mgr inż. Piotr Górak – CEMEX Polska Sp. z o.o.

dr hab. inż. Artur Łagosz, prof. AGH – AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki

wykonane w oparciu o cement referencyjny CEM II/B-V. Wyniki badań w zakresie głębokości karbonatyzacji, przeprowadzone dla betonów klas ekspozycji XC2 i XC4 wykonanych w oparciu o cement CEM II/C-M(W-LL) 32,5R oraz cement referencyjny CEM II/B-V 32,5R wykazały ponadto, że nowy rodzaj spoiwa, o składzie użytym do jego przygotowania, którego zakres stosowania ograniczono w krajowym uzupełnieniu PN-B 06265:2022-08 tylko do klas ekspozycji XC1 i XC2 może być z powodzeniem zastosowany również do klas ekspozycji XC3 oraz XC4.

Abstract

CEM II/C-M cements are relatively new raw material compositions that are heading towards the search for possibilities to reduce emissivity associated with the process of their production by reducing the share of clinker. In addition, by using the synergistic effect as a result of combining the main non-clinker components, it was possible to obtain a new „family" of cements with very interesting and unobvious properties. However, due to the fact that cements of this type are new binders (despite the well-known properties of their components), the possibility of their application in concrete has been limited by the provisions of the PN-B 06265:2022-08 standard to relatively narrow areas.

The presented results include tests of concretes made with CEM II/C-M cements that meet the minimum criteria of the PN-B-06265:2022-08 standard in terms of composition for exposure classes from XC1 to XC4, which aimed to compare their properties with reference concretes made with cement CEM II/B-V 32.5 R. Based on the results of compressive strength tests, the obtained classes were assessed and the evaluation was carried out using the acceptance criteria for the results of preliminary tests according to Annex A of the PN-EN 206 standard.

The obtained concretes were additionally subjected to durability tests, i.e. the depth of water penetration under pressure after 28 days of maturation. In the case of concretes made on the basis of cement CEM II/C-M(W-LL) 32.5R and reference cement CEM II/B-V 32.5R, carbonation depth tests were also performed after 56 days of initial maturation. The presented test results showed that concretes made on the basis of CEM II/C-M cements, with specially selected proportions of main components, obtain properties that guarantee meeting the criteria of strength properties, not lower than concretes made on the basis of the reference cement CEM II/B-V. The results of carbonation depth tests carried out for concretes of XC2 and XC4 exposure classes made on the basis of cement CEM II/C-M(W-LL) 32.5R and the reference cement CEM II/B-V 32.5R also showed that the new type of binder, with the composition used for its preparation, the scope of application of which is limited in the national supplement to PN-B 06265:2022-08 only to XC1 and XC2 exposure classes, can also be successfully applied to XC3 and XC4 exposure classes.

1. Wprowadzenie

Powstrzymanie globalnego ocieplenia i postępującej na wielką skalę degradacji naszych zasobów naturalnych to cel numer jeden naszej cywilizacji. Wszystkie niekorzystne zmiany w światowym ekosystemie inicjują gwałtowne zjawiska pogodowe, wpływając negatywnie na życie milionów ludzi i przynosząc ogromne straty dla gospodarki. Europejski Zielony Ład i pakiet Fit for 55, to tylko niektóre drogi i strategie kierujące gospodarkę na właściwą zieloną drogę zrównoważonego rozwoju. To jedyna szansa na obronę jakości naszego życia, zatrzymania postępujących zmian klimatu czy w końcu uratowanie ludzkości przed hekatombą. Dlatego, tak cenna jest każda aktywność mogąca mieć istotne znaczenie w ograniczeniu emisji zanieczyszczeń, stosowaniu gospodarki obiegu zamkniętego czy też redukcji emisji gazów cieplarnianych. Strategie klimatyczne przyjmowane w różnych krajach, branżach i firmach to przede wszystkim świadomy wybór i jedyna logiczna alternatywa przyszłego rozwoju.

Obecnie pojawia się wielkie wyzwanie dla całego sektora budowlanego odpowiedzialnego za znaczną część światowej emisji gazów cieplarnianych [1]. Z wyzwaniem i odpowiedzialnością pojawia się także szereg możliwości i szans.

Przemysł cementowy od lat aktywnie poszukuje rozwiązań oraz technologii pozwalających obniżyć emisję CO_2. Oprócz aspektu ekologicznego, równie ważną rolę odgrywa aspekt ekonomiczny. Koszty związane z emisją CO_2 rosną z roku na rok, jednak stoi za tym oczywista inwestycja w przyszłość i zieloną transformację całej europejskiej gospodarki, choć przy znacznym obciążeniu przemysłu ciężkiego, a w konsekwencji końcowych odbiorców produktów [2].

Nowoczesne technologie produkcji cementu, a także optymalizacja procesów produkcyjnych, jak również stosowanie paliw alternatywnych jako nośników energii w procesie wytwarzania klinkieru prowadzą do osiągnięcia zamierzonych celów klimatycznych opisanych przez branżę. Europejskie Stowarzyszenie Przemysłu Cementowego CEMBUREAU oraz Stowarzyszenie Producentów Cementu w Polsce opracowały mapę drogową zakładającą osiągnięcie neutralności klimatycznej w układzie promującym współpracę w łańcuchu wartości 5C klinkier-cement-beton-budownictwo karbonatyzacja (5C clinker--cement-concrete-construction-carbonation) [3]. W założeniu strategia ta opiera się na poprawie efektywności energetycznej, stosowaniu paliw alternatywnych, rozwinięciu cementów z dodatkami mineralnymi, optymalizacji w procesie projektowania mieszanek betonowych oraz rozwoju technologii wychwytywania i magazynowania lub wykorzystania CO_2. Punktem kontrolnym skuteczności podjętych działań dla branży cementowo-betonowej jest osiągnięcie do 2030 roku redukcji emisji CO_2 o 40% w całym łańcuchu wartości. W ramach przedstawionej strategii 5C, już teraz można podjąć szybkie i efektywne działania pozwalające na istotne zmniejszenie emisji CO_2 w wyniku powszechniejszego stosowania cementów nisko-klinkierowych (nisko-emisyjnych) oraz optymalizacji procesu wykonywania konstrukcji poprzez zastosowanie betonów zaprojektowanych za pomocą „zielonego" podejścia. Dodatkowo, poprzez wydłużenie okresu eksploatacji konstrukcji/elementu/wyrobu poprzez zwiększenie trwałości. Trwałość odpowiada pośrednio za wpływ środowiskowy związany z eliminacją działań naprawczych i remontowych. Każdy dodatkowy proces konieczny do wydłużenia czasu eksploatacji konstrukcji betonowej wiąże się z dodatkową emisją, zużyciem materiałów i wykorzystaną energią [4].

Zasadniczą „zieloną" zmianą proponowaną przez producentów cementów jest powolne wypieranie cementów wysokoklinkierowych, jak CEM I, przez niskoemisyjne cementy

z nieklinkierowymi składnikami głównymi. To zmiana nie tylko stricte ekologiczna, ale także zmiana jakościowa w aspekcie rosnących wymagań dotyczących trwałości czy też dodatkowych specjalnych właściwości jakie zagwarantować jedynie mogą cementy ze specjalnymi kompozycjami opartymi na składnikach nieklinkierowych.

Nowe cementy, według potocznej nomenklatury nazywane cementami z dodatkami mineralnymi, to nowe możliwości osiągnięcia efektów synergii połączenia kilku aktywnych lub inertnych składników mineralnych z klinkierem portlandzkim i kreowanie rozwiązań szytych na miarę. To także, niestety, konieczność zerwania z mitem uniwersalności rozwiązań cementowych dobrych dla każdej aplikacji. Obecnie cały przemysł cementowy we współpracy ze światem naukowym powraca do rozwiązań badanych już wiele lat temu, odświeżając wiedzę odkrytą przez wielu naukowców i znajdując dla niej odpowiednie praktyczne zastosowanie [5,6].

Rozszerzający się zbiór możliwych do pozyskania na rynku rodzajów cementu, z punktu widzenia producenta betonu, który musi zapewnić zdefiniowane przez zamawiającego właściwości użytkowe (a narzucone przez projektanta konstrukcji), nie oznacza bynajmniej możliwości użycia każdego dostępnego cementu, w każdym zamierzonym zastosowaniu. Dotyczy to w szczególności odporności betonu na przewidywane oddziaływania środowiska, w którym będzie pracował, czyli określonych normą PN-EN 206 [7] w postaci klas ekspozycji.

Ograniczenia w tym zakresie zawiera rozdz. 5.1.1 normy PN-EN 206 [7], który dopuszcza do stosowania w betonie wyłącznie *„składniki o ustalonej przydatności do konkretnego założonego zastosowania betonu"*. Wprawdzie ogólną przydatność cementu uznaje się w odniesieniu do norm PN-EN 197-1 [8], PN-EN 14216 [9] oraz PN-EN 197-5 [10], ale jednoznacznie stwierdza się, że *„ustalona ogólna przydatność składnika nie oznacza jego przydatności w przypadku dowolnego założonego zastosowania betonu i dowolnego składu betonu"*. Aby zatem prawidłowo wybrać właściwy cement do konkretnego zastosowania spośród cementów o ustalonej ogólnej przydatności, norma PN-EN 206 w rozdz. 5.2.2 zaleca aby wziąć pod uwagę:

- realizację robót,
- przeznaczenie betonu,
- warunki pielęgnacji (np. obróbka cieplna),
- warunki środowiska, na którego działanie będzie narażona konstrukcja (klasy ekspozycji XC, XD, XS, XF, XA),
- potencjalną reaktywność kruszywa z alkaliami zawartymi w składnikach.

Z uwagi na konieczność zapewnienia przewidywanej w projekcie trwałości konstrukcji, w krajowym uzupełnieniu PN-B06265:2022-08 [12] ustalono w załączniku F (w tablicach F2, F3 i F4) obszary zastosowań cementów w poszczególnych klasach ekspozycji. I tak:

- tablica F2 zawiera cementy zgodne z PN-EN 197-1 [8] lub PN-B-19707 [11] lub PN-EN 197-5 [10],
- tablica F3 zawiera cementy CEM II-A,B,C-M zgodne z PN-EN 197-1 [8] lub PN-B-19707 [11] lub PN-EN 197-5 [10],
- tablica F4 zawiera cementy zgodne z PN-EN 14216 [9].

Dla cementów umieszczonych w tych tablicach (już dostępnych na rynku lub potencjalnie dostępnych) zaznaczono literą „X" akceptowalny zakres ich stosowania w danej klasie ekspozycji, oraz literą „O" wymaganie potwierdzenia przydatności takiego rodzaju cementu w danej klasie ekspozycji.

Generalne kryterium takiego podziału cementów jest efektem dotychczasowych długoletnich doświadczeń ich stosowania w poszczególnych klasach ekspozycji. Cement CEM I bezspornie dedykowany jest wszystkim rodzajom oddziaływań środowiska, natomiast im większa zawartość składników głównych innych niż klinkier i/lub większa liczba ich kombinacji, tym ograniczenia są większe.

Warto zwrócić uwagę na charakter tych ograniczeń. W poprzedniej wersji krajowego uzupełnienia (PN-B 06265:2018-10 [12]) litera „O" w tablicach załącznika F oznaczała *„brak możliwości stosowania"*, natomiast aktualna norma [13] *„wymaga potwierdzenia przydatności"*. Rezygnacja z kategorycznego wykluczenia użycia pewnych cementów w określonych klasach ekspozycji oznacza w zasadzie możliwość użycia każdego cementu w każdych warunkach środowiskowych, pod warunkiem jednak, że zgodnie z procedurami normowymi zostanie potwierdzona przydatność w tych konkretnych zastosowaniach – na przykład metodami równoważnych właściwości betonu. Logika takiego podejścia wynika z faktu, że oznaczenie w tablicach cementu literą „O" nie wynika z ewidentnie złych doświadczeń użycia go w danym środowisku, a raczej z braku wystarczających ogólnych pozytywnych dowodów potwierdzających wymaganą trwałość betonu w konkretnych warunkach. W takim przypadku konieczne jest wtedy przeprowadzenie indywidualnego potwierdzenia wymagań dla konkretnej receptury betonu – i jest to zadanie producenta betonu w przypadku betonu projektowanego, lub właściciela receptury (np. wykonawcy robót, inwestora, dostawcy surowców, itp.) w przypadku betonu recepturowego.

Analizując modyfikacje norm zmieniające znacząco asortyment dostępnych rodzajów cementu, nie sposób nie wspomnieć również o prognozowanych zmianach w podejściu do ustalania parametrów trwałościowych na etapie projektowania. Aktualizowany obecnie Eurokod 2 [xx] wprowadza nowe zasady ustalania ochrony zbrojenia (otuliny zbrojenia) w poszczególnych klasach ekspozycji (XC1÷XC4, XS1÷XS3 oraz XD1÷XD3), w zależności od nowo wprowadzonych parametrów betonu chroniącego stal zbrojeniową, tj.:

- XRC – klasy odporności na korozję wywołaną karbonatyzacją (7 klas: XRC1÷XRC7),
- XRDS – klasy odporności na korozję wywołaną chlorkami (10 klas XRDS1÷XRDS10).

Zmiana podejścia jest dość rewolucyjna. Wydaje się z jednej strony, że precyzyjniej porządkuje wymagania związane z trwałością konstrukcji, z drugiej jednak narzuci na producentów betonu (opracowujących receptury) konieczność sklasyfikowania betonu w danej normowej klasie odporności XRC i/lub XRDS potwierdzonych badaniami wstępnymi, a później deklarowania ich jako właściwości użytkowych – oczywiście po przeprowadzeniu odpowiedniego normowego dowodu, w tym szczegółowych badań zgodności w ramach Zakładowej Kontroli Zgodności.

Rewolucyjne zmiany dopiero przed nami. Po raz pierwszy od wielu lat pojawi się norma cementowa prEN 196-6 [14] w której zostanie dodany całkiem nowy składnik główny pozaklinkierowy – F – pył z recyklingu betonu. To otwarcie całkowicie nowych dróg poszukiwań produktów cementowych bazujących na strategii zrównoważonego rozwoju i umożliwiających praktyczne i klasyczne stosowanie zasad gospodarki obiegu zamkniętego w produkcji materiałów budowlanych.

W projekcie normy prEN 197-6 zdefiniowano 6 nowych rodzajów cementu, których skład normowy oparty jest albo na założeniu samodzielnego stosowania pyłu z recyklngu betonu (F) – cementy CEM II/A-F i CEM II/B-F, albo na tworzeniu kompozycji w nowych konfiguracjach ze znanymi dodatkami mineralnymi. Takie spojrzenie na kompozycje nowych cementów pozwala na świadome gospodarowanie materiałem z recyklingu betonu

i zastosowanie takiego pyłu jako zamiennika nieaktywnego kamienia wapiennego L lub LL powszechnie stosowanego jako dodatku głównego nieklinkierowego.

2. Właściwości cementów użytych do badań z oceną możliwości ich stosowania w świetle zapisów aktualnych norm

W programie badawczym, którego wyniki są przedmiotem prezentacji, uwzględniono porównanie właściwości betonów wykonanych na cementach rodzaju CEM II/C-M zgodnych z normą PN-EN 197-5, których kompozycja została oparta na połączeniu znanych i powszechnie stosowanych oddzielne składników głównych nieklinkierowych takich jak kamień wapienny LL, granulowany żużel wielkopiecowy - S, popiół lotny krzemionkowy - V oraz stosunkowo mało znanego składnika popiołu lotnego wapiennego - W. Cementem odniesienia w testach porównawczych był cement CEM II/B-V o kompozycji zgodnej z normą PN-EN 197-1. Podstawowe właściwości cementów zostały zaprezentowane w tabeli 1.

Tabela 1. Podstawowe właściwości cementów wykorzystanych w badaniach

Właściwość	Jednostka	CEM II/C-M (V-LL) 32,5 R	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	CEM II/B-V 32,5 R
Początek wiązania	min	290	150	330	220
Koniec wiązania	min	350	245	390	280
Wodożądność	%	29,0	30,0	29,2	31,0
Powierzchnia właściwa	cm^2/g	5420	4630	5230	4330
Wytrzymałość na ściskanie:					
po 2 dniach	MPa	14,6	20,8	14,1	16,7
po 28 dniach	MPa	46,6	50,0	43,5	40,2
Zawartość klinkieru (K)	%	50-64	50-64	50-64	65-79

Analizując możliwe obszary zastosowań tych cementów do betonu w zależności od środowiska użytkowania (PN-B 06265 tablica F1 dla CEM II/B-V i tablica F2 dla CEM II/C) wyraźnie zaznacza się ilość ograniczeń związanych z zastosowaniem nowych cementów C-M w odniesieniu do cementu CEM II/B-V (tab. 2).

Tabela 2. Obszary możliwych zastosowań cementów wykorzystanych w badaniach wg PN-B-06265:2022-08

Rodzaj cementu	Odziaływanie korozyjne					
	XC	XS	XD	XF	XA	XM
CEM II/B-V	XC1 do XC4	XS1-XS3	XD1-XD3	XF1-XF2	XA1-XA3	XM1-XM3
CEM II/C-M (V-LL)	XC1 do XC2	XS1	XD1	XF1	XA1-XA3	-
CEM II/C-M (S-LL)	XC1 do XC2	XS1	XD1	XF1	XA1-XA3	XM1
CEM II/C-M (W-LL)	XC1 do XC2	-	-	-	-	-

To skłoniło autorów niniejszego artykułu do próby odpowiedzi na pytanie czy jest możliwe rozszerzenie możliwości aplikacji nowych cementów na podstawie uzyskanych wyników badań najpierw podstawowych (wytrzymałość na ściskanie), a później z wybranym aspektem trwałościowym.

3. Program badań oraz uzyskane wyniki w zakresie podstawowych właściwości betonów z cementami CEM II/C-M vs. referencyjny beton z cementem CEM II/B-V

W pierwszym etapie prowadzonych badań zostały wykonane betony, zaprojektowane pod kątem zastosowania w klasach ekspozycji od XC1 do XC4 z zachowaniem podanych w Tablicy F1 normy PN-B 06265:2022-08 wartości granicznych dotyczących:

- minimalnej zawartość cementu (tab.3);
- maksymalnej wielkości współczynnika wodno-cementowego (tab. 3).

Tabela 3. Wartości graniczne dotyczące składu dla wykonanych betonów wg PN-B-06265:2022-08

Klasa ekspozycji	**Minimalna klasa wytrzymałości**	**max. w/c**	**min. zawartość cementu [kg/m^3]**
XC1	C16/20	0,70	260
XC2	C16/20	0,65	280
XC3	C20/25	0,60	280
XC4	C 25/30	0,55	300

Składy betonów zostały dobrane w sposób umożliwiający ich porównanie, tj. zastosowano taki sam stos okruchowy we wszystkich klasach ekspozycji oraz użyto domieszki upłynniającej umożliwiającej uzyskanie konsystencji mierzonej opadem stożka w przedziale 150±20 mm i nie powodującej wzrostu zawartości powietrza mieszanki powyżej 3,0%.

Betony wykonane zgodnie z powyższymi założeniami zostały poddane badaniom podstawowym obejmującym:

- rozwój wytrzymałości na ściskanie w terminach 2, 7, 28 i 56 dni dojrzewania
- głębokość penetracji wody pod ciśnieniem – po 28 dniach dojrzewania.

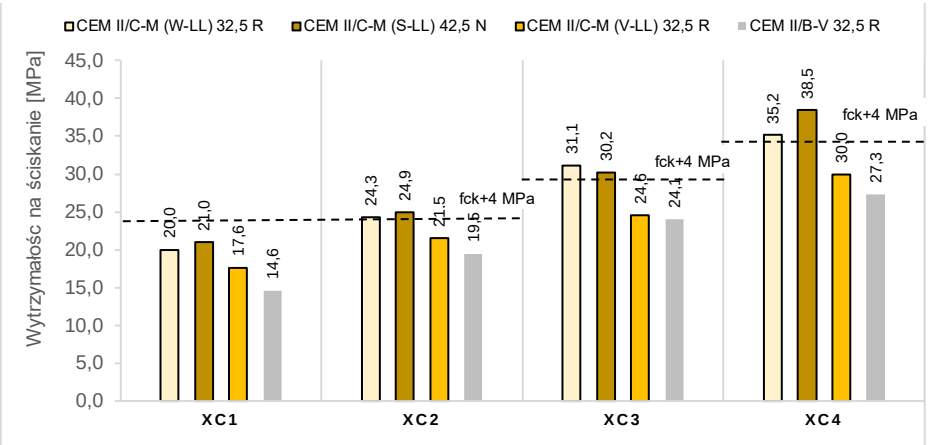
3.1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie wykonanych betonów

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie badanych betonów w zależności od klas ekspozycji zostały zaprezentowane w tabeli 4.

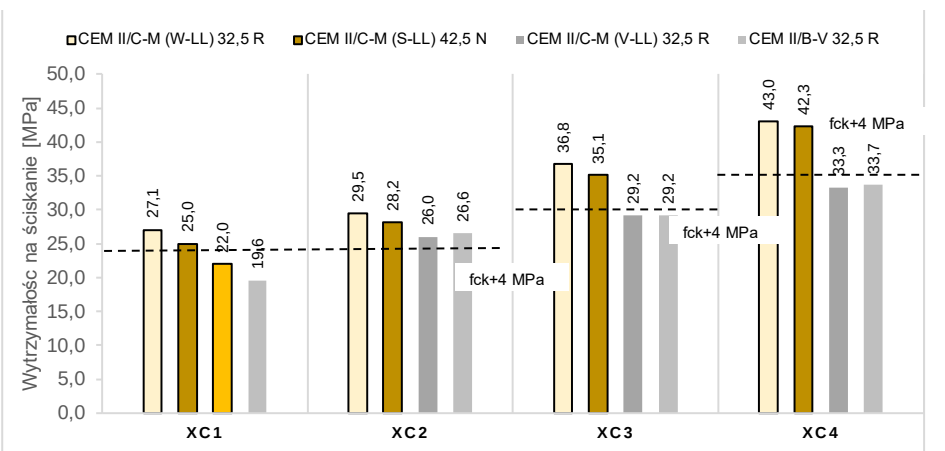
Tabela 4. Zestawie wyników badań wytrzymałości na ściskanie wykonanych betonów

Klasa ekspozycji	Klasa wytrzymałości	Rodzaj cementu	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]			
			fc_2	fc_7	fc_{28}	fc_{56}
XC1	C16/20	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	4,8	11,4	20,0	27,1
XC1	C16/20	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	6,5	13,0	21,0	25,0
XC1	C16/20	CEM II/C-M (V-LL) 32,5 R	2,4	10,1	17,6	22,0
XC1	C16/20	CEM II/B-V 32,5 R	5,3	9,4	14,6	19,6
XC2	C16/20	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	5,1	13,6	24,3	29,5
XC2	C16/20	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	8,3	15,3	24,9	28,2
XC2	C16/20	CEM II/C-M (V-LL) 32,5 R	2,7	12,2	21,5	26,0
XC2	C16/20	CEM II/B-V 32,5 R	6,6	11,4	19,5	26,6
XC3	C20/25	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	7,1	18,3	31,1	36,8
XC3	C20/25	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	10,3	19,0	30,2	35,1
XC3	C20/25	CEM II/C-M (V-LL) 32,5 R	3,9	16,1	24,6	29,2
XC3	C20/25	CEM II/B-V 32,5 R	8,5	15,2	24,1	29,2
XC4	C25/30	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	8,9	21,3	35,2	43,0
XC4	C25/30	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	12,6	24,3	38,5	42,3
XC4	C25/30	CEM II/C-M (V-LL) 32,5 R	5,5	18,3	30,0	33,3
XC4	C25/30	CEM II/B-V 32,5 R	9,3	17,9	27,3	33,7

W celu zobrazowania wartości osiąganych wytrzymałości po 28 i 56 dniach, uzyskane wyniki w zależności od klasy ekspozycji i rodzaju użytego cementu zostały przedstawione na rys. 1 i rys. 2.



Rys. 1. Porównanie wytrzymałości na ściskanie betonów po 28 dniach



Rys. 2. Porównanie wytrzymałości na ściskanie betonów po 56 dniach

Analizując uzyskane wyniki badań i oceniając spełnienie wymaganej klasy wytrzymałości w zależności od projektowanego obszaru aplikacji od XC1 od XC4 można stwierdzić, że dla badanych serii betonów po 28 dniach wymaganą klasę wytrzymałości uzyskano dla betonów:

- XC2 – XC4 przy zastosowaniu cementu CEM II/C-M (W-LL) oraz CEM II/C-M (S-LL)

W pozostałych przypadkach analizę przeprowadzono po 56 dniach dojrzewania betonów. Ocenę wyników zaprezentowano w tabeli 5.

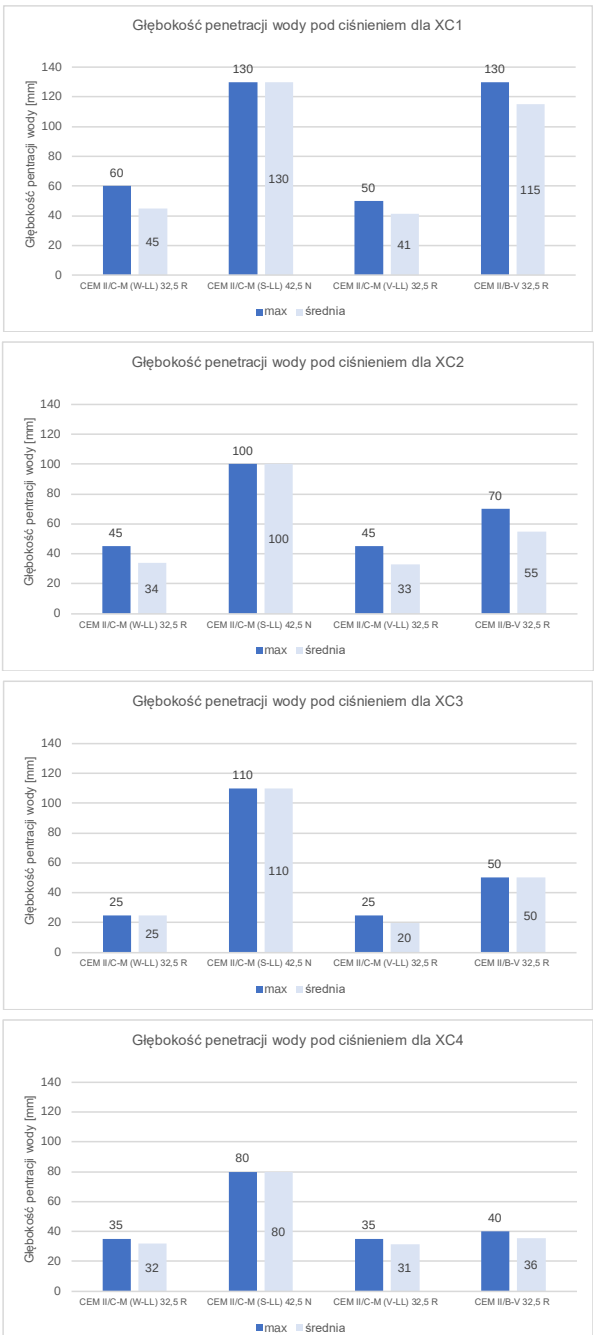
Tabela 5. Ocena wytrzymałości na ściskanie po 56 dniach dojrzewania w świetle kryteriów min. klasy wytrzymałości dla betonów przypisanym poszczególnym klasom ekspozycji

Klasa ekspozycji	**Minimalna klasa wytrzymałości**	CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	CEM II/C-M (V-LL) 32,5 R	CEM II/B-V 32,5 R
XC1	C16/20	TAK	TAK	NIE	NIE
XC2	C16/20	TAK	TAK	TAK	TAK
XC3	C20/25	TAK	TAK	TAK	TAK
XC4	C 25/30	TAK	TAK	NIE	NIE

W przypadku betonów wykonanych na cementach CEM II/C-M (V-LL) oraz CEM II/B-V po 56 dniach dojrzewania nie uzyskano wymaganej tablicą F1 klasy wytrzymałości dla aplikacji w klasach ekspozycji XC1 oraz XC4. Wynika z tego, że przy takich wytrzymałościach stosowanego cementu okres oceny należy wydłużyć do minimum 90 dni lub stosować betony o większej niż minimalna ilość cementu i/lub mniejszej niż maksymalna wielkość w/c.

3.2. Wyniki badań głębokości penetracji wody pod ciśnieniem wykonanych betonów

Zgodnie z planem badawczym przeprowadzono badania głębokości penetracji wody pod ciśnieniem [22] dla betonów we wszystkich klasach ekspozycji do XC1 do XC4 po 28 dniach twardnienia. Wyniki badań pomiarów głębokości wniknięcia wody (maksymalnej i średniej dla 3 próbek) zaprezentowano na rys. 3.



Rys. 3. Wyniki badań głębokości penetracji wody pod ciśnieniem.

3.3. Wyniki badań szybkości karbonatyzacji dla wybranych betonów

O ile badanie wytrzymałości na ściskanie jest badaniem standardowo przyjętym do oceny betonu, to dopiero wykonanie dodatkowych badań miało pozwolić na określenie przydatności i możliwości aplikacji nowych cementów do klas ekspozycji związanych z oddziaływaniem dwutlenku węgla na beton w różnych warunkach wilgotnościowych eksploatacji. Do badań odporności na karbonatyzację wytypowano próbki z betonów wykonanych z zastosowaniem cementów CEM II/C-M(W-LL) 32,5R oraz CEM II/B-V 32,5R: dla klas ekspozycji XC2 – potwierdzenie założeń zapisów normy PN-B 06265 tablica F2 oraz wykonanych dla klas ekspozycji XC4.

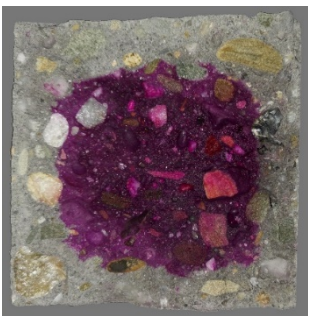
Jako definicję karbonatyzacji można przyjąć, że jest to proces zmian fizyko-chemicznych stwardniałego zaczynu cementowego w wyniku oddziaływania CO_2. W wyniku karbonatyzacji powstaje głównie węglan wapnia $CaCO_3$, konsekwencją czego jest obniżenie pH betonu wpływające na trwałość konstrukcji żelbetowych w efekcie zmniejszenia własności ochronnych stali zbrojeniowej przed korozją.

Do oceny potencjalnej odporności betonu na karbonatyzację wykorzystano procedurę normową PN-EN 12390-12 [23] polegającą na ocenie głębokości karbonatyzacji (zmiany pH betonu) w próbkach poddanych oddziaływaniu CO_2 o stężeniu 3% w ustalonych warunkach temperaturowo-wilgotnościowych (wilgotność RH=60% oraz temperatura 20°C) przez okres 70 dni, wykorzystując także możliwość badań w terminach pośrednich czyli po 7 i 28 dniach. Jako wskaźnika do oceny grubości strefy skarbonatyzowanej użyto fenoloftaleiny. Naniesienie tego odczynnika na powierzchnię świeżego przełamu betonu powoduje zabarwienie betonu nieskarbonatyzowanego na kolor fioletowy. Warstwa betonu skarbonatyzowanego nie ulega zabarwieniu. Jako graniczną wielkość rozdzielającą obie fazy betonu przyjmuje się pH ~ 8,5 do 9,0 [14]. Zdjęcia próbek świadków po 70 dniach ekspozycji betonów w komorze z CO_2, o składzie spełniającym minimalne kryteria klasy ekspozycji XC2 oraz XC4 z użyciem cementów CEM II/B-V i CEM II/C-M(W-LL) zaprezentowano na rysunkach 4 i 5.

CEM II/B-V 32,5 R CEM II/C-M(W-LL) 32,5 R

Rys. 4. Widok próbek betonów klasy ekspozycji XC2 po badaniu odporności na karbonatyzację

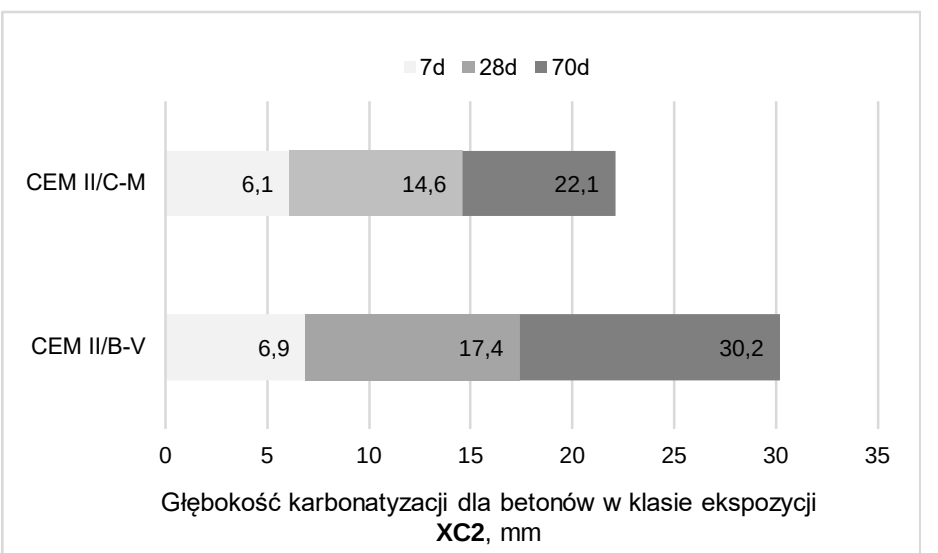
CEM II/B-V 32,5 R



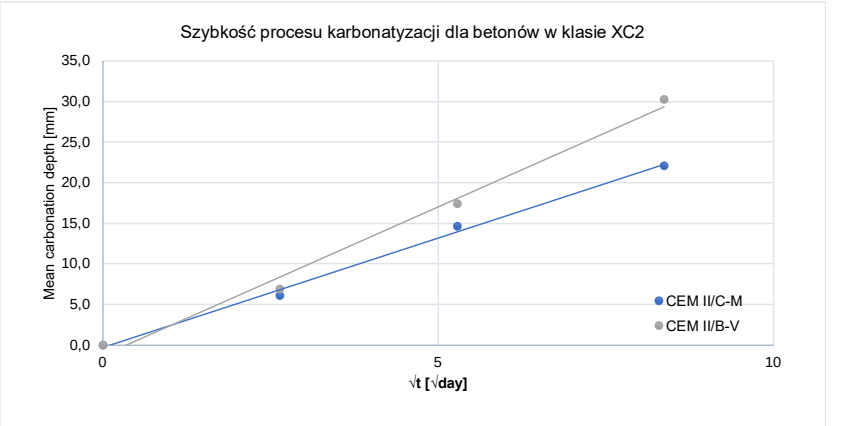
CEM II/C-M(W-LL) 32,5 R

Rys. 5. Widok próbek betonów klasy ekspozycji XC4 po badaniu odporności na karbonatyzację

Analiza zestawień zaprezentowanych na rys. 6 i 7 dotyczących wyników badań szybkości karbonatyzacji betonów klasy ekspozycji XC2 pozwala stwierdzić, że szybkość procesu karbonatyzacji w pierwszych 7 dniach zdaje się być zbliżona, jednak wyniki 28-mio i 70-cio dniowe wskazują na znacznie większą szybkość procesu karbonatyzacji betonu wykonanego w oparciu o cement CEM II/B-V. Jeśli dla porównania przyjąć wyznaczone wielkości stałych szybkości karbonatyzacji K_{AC}, szybkość karbonatyzacji betonu wykonanego w oparciu o CEM II/B-V jest większa o ok. 35%.



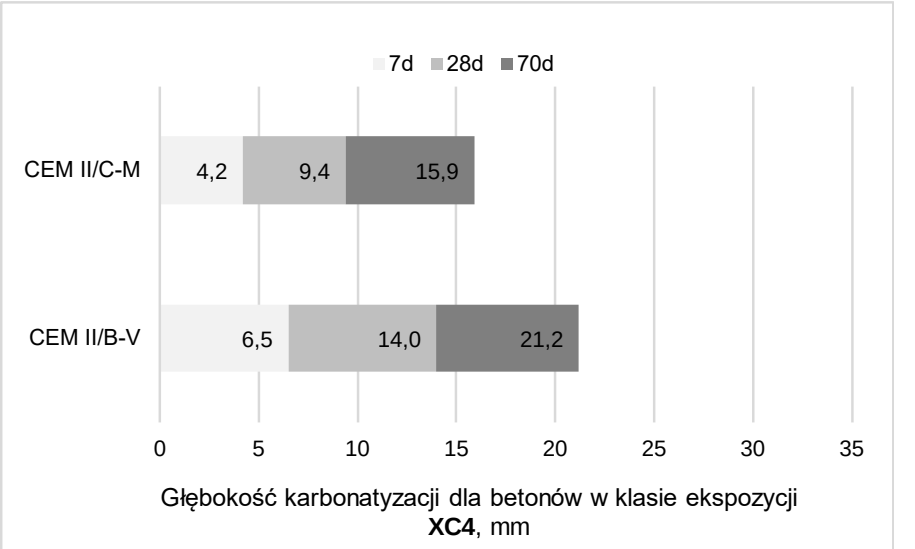
Rys. 6. Zestawienie głębokości karbonatyzacji betonów wykonanych na CEM II/B-V oraz CEM II/C-M(W-LL), spełniających kryteria składu dla klasy ekspozycji XC2 po 7, 28 i 70 dniach oddziaływania CO_2



Skład dla klasy ekspozycji - rodzaj cementu	Stała szybkości karbonatyzacji K_{AC} [mm·d$^{-0,5}$]
XC2 - CEM II/B-V 32,5R	3,66
XC2 - CEM II/C(W-LL) 32,5R	2,69

Rys. 7. Porównanie szybkości przebiegu procesu karbonatyzacji betonów w klasie ekspozycji XC2 oraz wyznaczonych w oparciu o uzyskane wyniki stałych szybkości karbonatyzacji K_{AC} [mm·d$^{-0,5}$].

Analiza zmian głębokości karbonatyzacji betonów spełniających ilościowe kryteria składu dla klasy ekspozycji XC4 (rys.8 i 9) potwierdzają wyniki uzyskane dla betonów klasy XC2 dotyczące różnic w wielkościach wyznaczonych stałych szybkości karbonatyzacji. Co do zasady, wielkość stałej szybkości karbonatyzacji jest o ponad 30% większa w przypadku użycia cementu CEM II/B-V 32,5R niż cementu CEM II/C(W-LL) 32,5R. Przewidywany w przypadku klasy ekspozycji wyższy udział cementu w składzie betonu oraz niższa wielkość współczynnika w/c niż w klasie ekspozycji XC2 skutkuje uzyskaniem niższych wielkości stałych szybkości niż betonów spełniających ilościowe kryteria składu dla klasy ekspozycji XC2. Wyraźnie wskazują to również mniejsze wartości głębokości skarbonatyzowanego betonu po przyjętych w procedurze badawczej czasach pomiaru. Należy w tym miejscu nadmienić, że beton odniesienia wykonany z użyciem cementu CEM II/B-V 32,5R, w warunkach rzeczywistych, a zatem spełnienia wszystkich kryteriów wskazanych przez normę PN-B-06265, a zatem i klasy wytrzymałości (np. po korekcie w/c do wielkości mniejszej od granicznej przyjętej dla określonej klasy ekspozycji o 0,02), wykazywałby nieco korzystniejsze, a zatem mniejsze wielkości głębokości karbonatyzacji oraz mniejszą wartość stałej szybkości karbonatyzacji. Z uwagi jednak na stosunkowo niewielki „brak" wytrzymałości po 56 d w stosunku do wielkości oczekiwanej (0,3 MPa), możliwy do skorygowania niewielką zmianą współczynnika w/c i/lub ilością cementu CEM II/B-V, można się spodziewać, że stwierdzony trend różnic wyników badań między seriami wykonanymi w oparciu o CEM II/C-M(W-LL) i CEM II/B-V zostanie zachowany, a zmiany wielkości głębokości karbonatyzacji, a co za tym idzie również i szybkości karbonatyzacji ulegną zmniejszeniu, jednak w stopniu niezbyt znaczącym.



Rys. 8. Zestawienie głębokości karbonatyzacji betonów wykonanych na CEM II/B-V oraz CEM II/C-M(W-LL), spełniających kryteria składu dla klasy ekspozycji XC4 po 7, 28 i 70 dniach oddziaływania CO_2.

Skład dla klasy ekspozycji - rodzaj cementu	Stała szybkości karbonatyzacji K_{AC} [mm·d$^{-0,5}$]
XC4 - CEM II/B-V 32,5R	2,56
XC4 - CEM II/C(W-LL) 32,5R	1,92

Rys. 9. Porównanie szybkości przebiegu procesu karbonatyzacji betonów w klasie ekspozycji XC4 oraz wyznaczonych w oparciu o uzyskane wyniki stałych szybkości karbonatyzacji K_{AC} [mm·d$^{-0,5}$].

4. Podsumowanie

Przedstawione wyniki badań wskazują, że dla badanych betonów opartych na nowym cemencie CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R jest możliwe osiągnięcie wielkości kluczowych właściwości wyższych niż w przypadku betonów wykonanych z cementem CEM II/B--V 32,5 R.

W wyniku analiz porównawczych właściwości użytkowych dla zakładanych właściwości porównywanych betonów ustalono, że betony wykonane na cemencie CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R charakteryzują się:

- wyższą wytrzymałością na ściskanie w każdym z badanych terminów 7, 28 i 56 dni
- wyższą szczelnością wyrażoną głębokością penetracji wody pod ciśnieniem
- lepszą odpornością na karbonatyzację określoną za pomocą pomiarów szybkości postępowania procesu karbonatyzacji oraz głębokości skarbonatyzowanej strefy.

Na potwierdzenie powyższych stwierdzeń zestawiono wyniki badań wskazanych wyżej właściwości w formie tablicy 7.

Tablica 7. Porównanie badanych właściwości betonów

Kryterium oceny	Cement odniesienia **CEM II/B-V 32,5 R**	Cement badany **CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R**
Wytrzymałość na ściskanie		
C16/20 XC1	f_{ck}+4MPa (po 56d)	f_{ck}+4MPa (po 56d)
C16/20 XC2	f_{ck}+4MPa (po 56d)	f_{ck}+4MPa (po 28d)
C20/25 XC3	f_{ck}+4MPa (po 56d)	f_{ck}+4MPa (po 28d)
C25/30 XC4	f_{ck}+4MPa (po 56d)	f_{ck}+4MPa (po 28d)
Głębokość penetracji wody [max]		
C16/20 XC1	130 mm	60 mm
C16/20 XC2	70 mm	45 mm
C20/25 XC3	50 mm	25 mm
C25/30 XC4	40 mm	35 mm
Głębokość i szybkość karbonatyzacji		
C16/20 XC2	30,2 mm / 3,66 mm·$d^{-0,5}$	22,1 mm / 2,69 mm·$d^{-0,5}$
C25/30 XC4	21,2 mm / 2,56 mm·$d^{-0,5}$	15,9 mm / 1,92 mm·$d^{-0,5}$

Na podstawie uzyskanych wyników badań można postawić tezę, że betony wykonane na cemencie CEM II/C-M (W-LL) 32,5 R z uwzględnieniem zaleceń normowych co do granicznych wartości składu betonów, mogą być stosowane do klas ekspozycji od XC1 do XC4 czyli takich samych jak wykonane betony na cemencie referencyjnym CEM II/B-

-V 32,5 R. Dodatkową zaletą nowego cementu w odniesieniu do cementu referencyjnego jest ograniczenie wielkości emisji CO_2 o 10% %, związane głównie ze zmianą udziału procentowego klinkieru [28, 29].

Literatura

[1] 2020 Global Status Report for Buildings and Construction / Statist
[2] Środa B., Cementy niskoklinkierowe – teraźniejszość i skomplikowana przyszłość, BTA 1(97)/2022
[3] Środa B., Cementy niskoklinkierowe – teraźniejszość i skomplikowana przyszłość, SPC-CEMBURE-AU-2050-Roadmap_pl
[4] Górak P., Chłądzyński S., Walusiak K. Cementy niskoemisyjne w suchych mieszankach chemii budowlanej - zielony kierunek rozwoju. Izolacje 5/2022
[5] Beton. Technologie i metody badań. P*raca zbiorowa, redakcja naukowa prof. Jan Deja, Kraków 2020.*
[6] Kurdowski W. Chemia cementu i betonu rok wydania: 2010, ISBN: 978-83-91315-24-8
[7] prEN 196-7:2022 „Cement – Part 6: Cement with recycled building materials
[8] Golda A, Górak P., Juszczak T., Sok Heng S. Badanie betonu w konstrukcji w świetle aktualnych norm i wytycznych . SPBT w Polsce, ISBN 978-83-927207-2-0.
[9] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
[10] PN-B-06565:2022-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[11] PN-B-06565:2018-10 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A1:2016-12
[12] PN-EN 197-1:2012 Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
[13] PN-EN 14216:2015-09 Cement. Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów specjalnych o bardzo niskim cieple hydratacji
[14] PN-EN 197-5:2021-5 Cement. Część 5: Cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/C-M i cement wieloskładnikowy CEM VI
[15] PN-B-19707:2013-10 Cement.Cement specjalny. Skład, wymagania i kryteria zgodności
[16] Fpr EN 1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules – Rules for buildings, bridges and civil engineering structures
[17] CEN/TR 16639:2014 Use of k-value concept, equivalent conrete performance concept and equivalent performance of combunations concept
[18] PN-EN 450-1:2012 Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności
[19] PN-EN 13263-1+A1:2010 Pył krzemionkowy. Część 1: Definicje, wymagania i kryteria zgodności
[20] PN-EN 15167-1:2007 Mielony granulowany żużel wielkopiecowy do stosowania w betonie, zaprawie i zaczynie. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności
[21] PN-EN 12620+A1:2010 Kruszywa do betonu
[22] PN-EN 12390-8.2011 Badania betonu - Część 8 Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem
[23] PN-EN 12390-12:2020-06 – wersja angielska Badania betonu – Część 12: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację – Przyspieszona metoda karbonatyzacji
[24] PN-EN 12350-1:2011 Badanie mieszanki betonowej – Część 1: Pobieranie próbek
[25] PN-EN 12350-7:2011 Badanie mieszanki betonowej – Część 7: Badanie zawartości powietrza. Metody ciśnieniowe.
[26] PN-EN 12390-2:2011 Badania betonu – Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych
[27] PN-EN 12390-3:2009 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania
[28] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB No. 420/2023
[29] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB No. 239/2023

Przemysław Czapik
Przemysław Szczur

Wpływ stosowanie pyłów by-passowych na właściwości spoiw wieloskładnikowych z granulowanym żużlem wielkopiecowym

INFLUENCE OF CEMENT BY-PASS DUST ON THE PROPERTIES OF MULTI-COMPONENT BINDERS WITH GRANULATED BLAST FURNACE SLAG

Streszczenie

Istotnym czynnikiem wpływającym na produkcje spoiw mineralnych jest spełnianie wymogów wynikających z konieczności ochrony środowiska. Wymogiem takim jest zwłaszcza zmniejszanie emisji CO_2 do atmosfery. Źródłem jego znacznej emisji jest proces produkcji klinkieru, będącego podstawowym składnikiem cementów portlandzkich. Podczas produkcji klinkieru, w nowoczesnych instalacjach piecowych powstają również pyły odpadowe – cementowe pyły by-passowe (CBPD), które należy zagospodarować. Technologia produkcji cementu pozwala jednak na zastępowanie nawet znacznych ilości klinkieru przez produkty uboczne i odpadowe pochodzące z różnych gałęzi przemysłu. W tym celu popularnie wykorzystywany jest granulowany żużel wielkopiecowy (GBFS) posiadający utajone właściwości hydrauliczne. Można je też dodatkowo aktywować poprzez użycie materiałów o silnych właściwościach alkalicznych, do których można zaliczyć pyły CBPD. Pyły te w celu zagospodarowania zwykle dodaje się do cementu w niewielkich ilościach. Na bazie granulowanego żużla wielkopiecowego i alkalicznych aktywatorów można też produkować bezklinkierowe spoiwa aktywowane alkalicznie.

W niniejszym artykule przedstawiono wpływ stosowania pyłów CBPD na właściwości spoiwa cementowo-żużlowego i aktywowanego alkalicznie spoiwa żużlowo-popiołowego. Obiektem badań było spoiwo cementowe o stosunku zawartości cementu do żużla wynoszącym 1:1. W spoiwie tym następnie 50% żużla było zastępowane pyłem CBPD. W badaniach wykorzystano dwa pyły CBPD, różniące się składem chemicznym i uziarnieniem. Przebadano też bezcementowe spoiwo aktywowane alkalicznie będące mieszanką granulowanego żużla wielkopiecowego i krzemionkowego popiołu lotnego w stosunku 4:1. W tym spoiwie również 25% jego składu zastąpiono wybranym pyłem CBPD. Zbadano podstawowe właściwości technologiczne zapraw wykonanych z tych spoiw, konsystencje oraz wytrzymałość na zginanie i ściskanie. Określono również techniką dyfrakcji rentgenowskiej skład fazowy wybranych zaczynów. Stwierdzono, że zastępo-

dr inż. Przemysław Czapik – Politechnika Świętokrzyska
mgr inż. Przemysław Szczur

wanie granulowanego żużla wielkopiecowego pyłem CBPD wpływa na zmniejszenie 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie zaprawy niezależnie od rodzaju spoiwa i pyłu. Wpływ na konsystencje i wytrzymałość na zginanie może być różny i jest on szczególnie duży w przypadku spoiwa aktywowanego alkalicznie. Z uwagi na to uznano zastosowanie pyłu CBPD do produkcji spoi aktywowanych alkalicznie za bardziej perspektywiczne.

Abstract

Meeting the demands coming from the need to safeguard the environment has a significant impact on the manufacture of mineral binders. The decrease of CO_2 emissions to the atmosphere is, in particular, such requirement. The process of making clinker, the primary ingredient in Portland cements, is the source of its substantial emission. Cement by-pass dust (CBPD), which must be handled, is another byproduct of this process. Cement production technology allows for substituting significant amounts of clinker for waste products and byproducts from other industries, such as granulated blast furnace slag (GBFS). The latent hydraulic properties of granulated blast furnace slag can be activated via materials with strong alkaline characteristics, such as CBPD. This dust is usually added to cement in small amounts for waste management. GBFS and alkaline activators can also be the basis for producing alkaline-activated clinker-free binders.

This article presents the effect of CBPD on the properties of cement-slag and alkali-activated slag-ash binders. The subject of this study was a cement binder with a cement-to-slag ratio of 1:1. Fifty per cent of the slag was then replaced with two types of CBPD having different chemical compositions and particle sizes. Tests were also performed on a cement-free, alkali-activated binder as a mixture of granulated blast furnace slag and siliceous fly ash in an 4:1 ratio. In this binder, 25% of its composition was then replaced with a selected CBPD type. Basic technological properties of the mortars made from these binders were investigated, as were their consistency, flexural and compressive strength. An X-ray diffraction technique was used to study the phase composition of selected pastes. It was found that replacing granular blast furnace slag with CBPD reduces the 28-day compressive strength of the mortar independently of the type of binder and dust. The influence on consistency and flexural strength can vary and is particularly high in the case of alkali-activated binders. These findings demonstrate that applying CBPD to produce alkali-activated binders is a more promising solution.

1. Wstęp

Cement portlandzki jest spoiwem szeroko stosowanym, zwłaszcza w technologii betonu, będącym najpopularniejszym materiałem budowlanym [1,2]. Obecnie o produkcji i sprzedaży cementu nie decydują jedynie jego właściwości wpływające na cechy gotowych wyrobów, ich wytrzymałość i trwałość, ale również wpływ jaki jego produkcja wywiera na środowisko. Podczas produkcji klinkieru cementowego, w wyniku dekarbonatyzacji surowca węglanowego oraz w wyniku spalania paliw w piecu cementowym wydzielane są znaczną ilość CO_2, będącego gazem cieplarnianym. Najprostszym środkiem pozwalającym na redukcję jego emisji, jest ograniczenie zużycia klinkieru do produkcji cementu, co można wykonać stosując dodatki mineralne [3]. Tym samym w Unii Europejskiej odchodzi się od produkcji czystych cementów portlandzkich CEM I na rzecz innych, zawierających dodatki, często będące produktami ubocznymi z innych gałęzi przemysłu. Stanowi to dodatkową zaletę. Trwają prace nad opracowaniem nowych klas cementu, powalających na zastosowanie większych ilości wybranych dodatków mineralnych lub na wykorzystanie mielonego betonu [4, 5]. Obecnie, wg normy PN-EN 197-1 [6] największy stopień zastąpienia klinkieru można uzyskać w cementach hutniczych, w CEM III/C aż 95% klinkieru może być zastąpione przez granulowany żużel wielkopiecowy (GBFS – ang. Granulated Blast Furnace Slag). Stosowanie dodatków mineralnych w cemencie, oprócz tego, że jest korzystne dla środowiska, pozwala też uzyskać spoiwa o właściwościach nieraz korzystniejszych niż te posiadane przez CEM I. Przykładowo stosowanie pyłu krzemionkowego pozwala na uzyskanie bardzo wysokiej wytrzymałości na ściskanie [1,7]. Dodatki mineralne, zgodnie z normą PN-EN 206 [8], można stosować też w formie dodatków do betonu. W tym przypadku dodatkiem, którego można stosować najwięcej jest również granulowany żużel wielkopiecowy.

Granulowany żużel wielkopiecowy to najważniejszy dodatek hydrauliczny stosowany w technologii cementu [1,9,10]. Powstaje on jako produkt uboczny w procesie wytapiania surówki żelaza w wielkim piecu, w wyniku gwałtownego chłodzenia płynnego żużla wodą. Posiada on utajone właściwości hydrauliczne, co oznacza, że w celu zapoczątkowania procesu wiązania i twardnienia, należy użyć odpowiedniego aktywatora, którym może być na przykład cement, $Ca(OH)_2$ lub Na_2SiO_3 [1]. Zasadniczo żużle aktywuje się za pomocą alkaliów, albo siarczanów. Produkty hydratacji żużli aktywowanych tymi sposobami można rozróżnić, po tym, że podczas aktywacji alkalicznej może się pojawić C_4AH_{13} i uwodniony gelenit C_2ASH_8, a podczas aktywacji chemicznej siarczanami ettringit i wodorotlenek glinu [1,11]. Cementy hutnicze, w porównaniu z cementami portlandzkimi charakteryzują się wydłużonym czasem wiązania oraz narastania wytrzymałości, przy czym ich wytrzymałość po dłuższym czasie (90 dni), może być wyższa od wytrzymałości cementu portlandzkiego [1,3,9,11]. Betony na bazie cementu z dodatkiem GBFS w porównaniu do wykonanych z cementu portlandzkiego, charakteryzują się wyższą względną wytrzymałością na rozciąganie i zginanie w stosunku do wytrzymałości na ściskanie [11]. Co istotne, cechują się one niskim ciepłem hydratacji oraz korzystnymi właściwościami reologicznymi [12]. Posiadają one też podwyższoną odpornością na agresję chemiczną, siarczanową i chlorkową [13], co jest wynikiem uzyskania szczelniejszej mikrostruktury na skutek powstania większej ilości fazy C-S-H i C-A-S-H oraz ograniczenia zawartości portlandytu. Takie betony w celu zapewnianie odpowiedniej mrozoodporności muszą być jednak odpowiednio napowietrzane [14,15]. Równocześnie przez to, że w wyniku hydratacji cementu hutniczego wytwarza się znacząco mniej portlandytu niż w przypadku hydratacji CEM I, mogą być one mniej odporne na karbonatyzację, gdyż inne fazy

cementowe mogą szybciej reagować z CO_2 [16]. Dzięki wcześniej opisanym właściwością cementy zawierające GBFS są pożądane w różnych technologiach betonowych. Jako przykład można podać technologie betonów masywnych, w której spoiwo cementowe winno podczas wiązania generować jak najmniej ciepła [17].

Granulowane żużle wielkopiecowe znajdują też zastosowanie w technologii bezcementowych spoiw aktywowanych alkalicznie, tzw. geopolimerów [18,19]. W takich spoiwach żużel może być jedynym składnikiem [20-22], ale często jest łączony z innymi materiałami glinokrzemianowymi [23,24], przykładowo z popiołem lotnym (FA). W porównaniu z cementem portlandzkim spoiwa z aktywowanego żużla wielkopiecowego posiadać mogą wiele zalet. Są nimi, wyższa wytrzymałość mechaniczna, która również szybciej przyrasta, niższe ciepło hydratacji, większa odporność na agresje chemiczną i oddziaływanie mrozu, tworzenie szczelniejszej strefy zaczyn-kruszywo. Ich użytkowanie może też stwarzać pewne problemy związane ze zbyt szybkim wiązaniem, dużym skurczem, narażeniem na ekspansje wywołaną reakcją alkalia-kruszywo, powstawaniem wykwitów solnych i powstawaniem mikrospękań w późniejszym okresie. Wady te można częściowo niwelować poprzez odpowiedni dobór aktywatora oraz mieszanie żużla z innymi materiałami, na przykład, dodając popiół lotny krzemionkowy można regulować czas wiązania [25].

Zastosowanie granulowanych żużli wielkopiecowych jako istotnego składnika spoiw mineralnych może być znacząco limitowane z powodu ich jakości i dostępności na rynku. Podstawowym produktem hut stali, w których powstają jest stal, a nie GBFS. Tym samym podczas produkcji stali nie przykłada się aż takiej uwagi do jakości uzyskiwanych żużli. Kiedyś granulowany żużel wielkopiecowy był uznawany za materiał odpadowy, ale m. in. z uwagi na znalezienie zastosowania w technologii materiałów wiążących został uznany za produkt uboczny. Dostępne na rynku żużle nie są jednakowo wartościowe. Ważnym parametrem charakteryzującym je i decydującym o ich właściwościach hydraulicznych jest skład mineralny, a w szczególności zawartość fazy szklistej [1,26]. Może się ona znacząco wahać w zakresie od 60 do 100%. Mając na uwadze wygaszanie pieców w hutach, można więc stwierdzić, że podaż najwartościowszych GBFS, o wysokiej zawartości fazy szklistej może w najbliższych latach być znacząco ograniczona i nie zaspokoić zapotrzebowania rynku. W roku 2019, w Polsce na wyprodukowanie 14 097 500 ton cementu zużyto aż 1 939 388 ton żużla wielkopiecowego. By zaspokoić potrzeby m. in. przemysłu cementowego prowadzone są liczne badania nad znalezieniem alternatywnych dodatków mineralnych do produkcji spoiw mineralnych i betonu [27]. Rozważane są też możliwości pozyskiwania syntetycznego żużla z materiałów odpadowych o zbliżonym składzie chemicznym [28-30]. W tym celu Woltron et Al. [30] zaproponowali wykorzystanie wytwarzanych w cementowniach pyłów z instalacji pieców cementowych, klasycznych CKD (ang. Cement Kiln Dust) lub pochodzących z instalacji by-passu, CBPD (ang. Cement By-Pass Dust) [31,32]. Takie rozwiązanie pozwoliłoby na uzyskiwanie żużla o pożądanym składzie na miejscu, w cementowni.

Rozpatrując problem stosowania granulowanych żużli wilekopiecowych, pyły odpadowe pozyskiwane w trakcie produkcji klinkieru cementu portlandzkiego, mogą być istotne również z innych powodów. Zawierają one w swym składzie znaczne ilości substancji alkalicznych, związki potasu, sodu oraz wolne wapno. Zwłaszcza pyły z instalacji by-pasu, której podstawowym przeznaczeniem jest usuwanie z pieca cementowego chloru, mogą zawierać znaczne ilości potasu, gdyż zasadniczym związkiem chloru powstającym w piecu jest chlorek potasu – sylwin. Jego usuwanie jest istotnym problemem, gdyż sublimując w wymiennikach ciepła może on zakłócać pracę całej instalacji pieca. Na

skutek coraz popularniejszego stosowania paliw alternatywnych (w 2019 roku 69% ciepła uzyskanego w polskich piecach cementowych powstało w wyniku ich spalania [33]) do pieców cementowych wprowadzane są coraz większe ilości chloru, co wymusiło jego usuwanie poprzez zastosowanie instalacji by-passu. Za pomocą takiej instalacji nie można jednak selektywnie usuwać chlorku potasu z pieca cementowego. W wyniku bocznikowania z pieca usuwana jest również cześć materiału wprowadzanego do pieca. Usuwane są fazy surowców, które nie uległy jeszcze przemianie termicznej oraz fazy klinkierowe powstające w temperaturach panujących na zimnym końcu pieca (belit) i wolne wapno. Tym samym tracona jest część z masy surowców wprowadzonej do instalacji.

Z uwagi na to, że pyły CBPD mogą zawierać znaczne ilości rozpuszczalnych alkaliów i wolne wapno, występując w spoiwie mogą potencjalnie pełnić funkcję aktywatora dla innych składników spoiwa, w tym granulowanego żużla wielkopiecowego. Khater [34] do aktywacji żużli jako jedynego aktywatora używał pyłów by-pasowych, dzięki czemu uzyskał zaczyn o wytrzymałości 11 MPa. Zawierając belit i wolne wapno pyły te same mogą wykazywać pewne właściwości wiążące [30], tym samym potencjalnie mogą zastępować inne składniki spoiwa, takie jak cement czy żużel. Zwykle ich użycie jest jednak limitowane przez ograniczenia dotyczące maksymalnej zawartości chloru [1,6]. Limity zawartości chloru są jednak związane jedynie ze spoiwami cementowymi. W przypadku spoiw aktywowanych alkalicznie brakuje obecnie wystarczającej ilości badań stwierdzających czy należy je zachować. Gdy zawartość chlorków w spoiwie nie jest istotna, zastępowanie granulowanego żużla wielkopiecowego, którego dostępność na rynku może być ograniczona poprzez dodatek pyłu by-passowego może być dwojako korzystna. Spoiwa takie znajdują zastosowanie do stabilizacji gruntu [35-38] i jest to obecnie najpopularniejszy sposób zagospodarowania CBPD [39]. Do innych sposobów jego zagospodarowania należy stabilizacja odpadów, dodawanie do cementu (zwykle ok. 3% z uwagi na limit zawartości chloru), czy rekultywacja terenów kopalń. W rozwiązaniach tych można stosować zarówno spoiwa cementowe jak i bezcementowe spoiwa aktywowane alkalicznie.

Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie badań nad wpływem znacznego (25%) dodatku pyłów by-passowych na zawierające żużel spoiwo cementowe i bezcementowe. W przypadku spoiwa cementowo-żużlowo-pyłowego wykorzystano dwa pyły o odmiennej charakterystyce chemicznej, różniące się znacznie zawartością wolnego wapnia i sylwinu. Postępowanie takie podyktowane było faktem, że pyły CBPD jako materiały odpadowe mogą cechować się znacznymi różnicami składu, a przez to innymi właściwościami. Jako spoiwa bezcementowe wykonano mieszanki żużlowo-popiołowo-pyłowe. Zdecydowano się na dodanie popiołu, z uwagi na jego potencjalnie korzystny wpływ na cechy spoiwa. W tym przypadku wykorzystano jedynie pył CBPD o wyższej zawartości chlorku potasu, mającego pełnić funkcję potencjalnego aktywatora granulowanego żużla wielkopiecowego.

2. Materiały i metody badań

Do badań spoiw wieloskładnikowych zastosowano materiały pozyskane z polskich zakładów, cement CEM I 42,5R, granulowany żużel wielkopiecowy, popiół lotny oraz pyły by-passowe z dwóch różnych instalacji. Skład chemiczny użytych materiałów przedstawiono w tabeli 1, a skład fazowy ukazano na dyfraktogramach na rysunku 1. Ponadto na rysunku

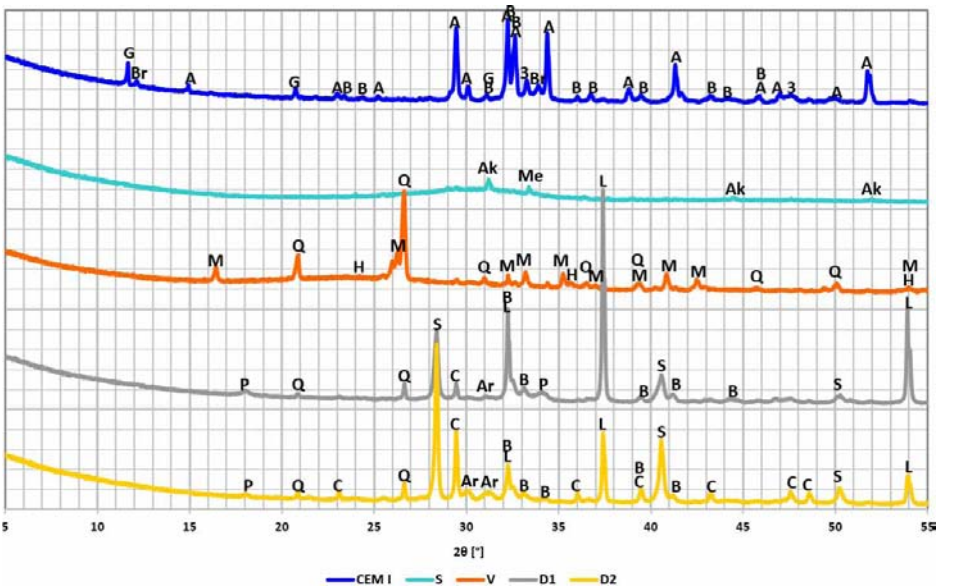
2 przedstawiono porównanie rozkładu wielkości ziaren obu dodatków mineralnych i pyłów by-passowych. Do wykonania zapraw użyto piasku normowego CEN PN-EN 196-1.

Tab. 1. Skład chemiczny zastosowanych materiałów (% masy)

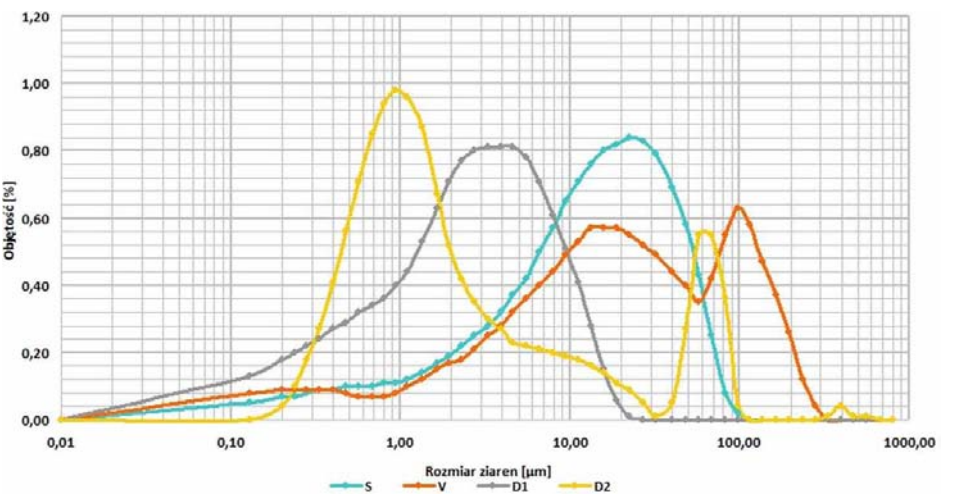
Materiał	Cement CEM I 42,5R	Granulowany żużel wielkopiecowy (GBFS)	Popiół lotny (FA)	Pył CBPD 1	Pył CBPD 2
symbol	C	S	V	D1	D2
SiO_2	26,67	39,04	51,11	15,44	15,20
Al_2O_3	4,60	7,61	24,83	3,42	3,75
Fe_2O_3	3,15	0,70	6,90	1,77	1,73
CaO	62,35	41,56	3,68	52,17	45,00
MgO	2,19	7,85	2,22	1,31	0,92
Na_2O	0,18	0,39	0,97	4,22	0,54
K2O	1,02	0,52	2,51	6,03	14,24
Na_2O_{eq}	0,85	0,73	2,62	8,19	8,71
Cl	0,070	-	-	3,53	9,54
SO_3	3,18	1,82	0,34	1,65	6,06
LOI	-	0,04	4,12	14,40	22,67

Porównując oba pyły CBPD widoczne są różnice w zawartościach głównych składników. Na dyfraktogramie D1 najintensywniejsze refleksy pochodzą od wolnego wapna, natomiast w D2 od sylwinu, z czym związana jest większa zawartość potasu i chloru w tym pyle. Pył ten zawiera więcej siarczanów, w tym wyraźniej wykrywanego arkanitu, również będącego źródłem potasu. Z uwagi na obecność chlorku potasu straty prażenia w obu pyłach są większe niż w innych surowcach. Zawartość Na_2O_{eq} jednak zarówno dla pyłu D1 i D2 jest zbliżona z uwagi na większą zawartość sodu w D1. Skład fazowy granulowanego żużla wielkopiecowego i popiołu lotnego można uznać za typowy dla tych materiałów [40]. Na dyfraktogramie GBFS i FA odpowiednio w zakresie kątów 2θ od 23 do 37° i od 18 do 55° widoczne są podniesienia tła świadczące o obecności substancji amorficznych. Prócz nich widać refleksy od substancji krystalicznych, przede wszystkim merwinitu i akermanitu występującego w GBFS oraz kwarcu i mulitu w FA.

Porównując uziarnienia granulowanego żużla wielkopiecowego, popiołu lotnego i pyłów by-passowych widać, że pyły cechują się generalnie drobniejszym uziarnieniem. W przypadku D2 uziarnienie jest niejednorodne i poza ziarnami o wielkości, w zakresie od 0,15 do 30 µm widoczne są ziarna o wielkości 30 do 100 µm i od 300 do 600 µm, mogące być aglomeratami. Tworzeniem się aglomeratów można w tym pyle tłumaczyć całkowity brak ziaren mniejszych od 0,15 µm.



Rys. 1. Dyfraktogramy składników badanych spoiw wieloskładnikowych: 3 – glinian trójwapniowy, A – alit, Ak – akermanit, Ar – arkanit, B – belit, Br – brownmilleryt, C – kalcyt, G – gips, H – hematyt, L – wolne wapno, M – mullit, Me – merwinit, Q – kwarc, P – portlandyt, S – sylwin.



Rys. 2. Różniczkowy rozkład wielkości ziaren granulowanego żużla wielkopiecowego, popiołu lotnego i pyłów by-passowych.

Mieszając cement, GBFS i pyły CBPD wykonano trójskładnikowe spoiwa cementowo-żużlowo-pyłowe. Spoiwa te posłużyły do wykonania zaczynów i zapraw normowych o stałym współczynniku w/s = 0,5 [39]. Analogicznie, stosując GBFS, popiół lotny i pył D2 wykonano bezcementowe spoiwa trójskładnikowe, żużlowo-popiołowo-pyłowe. Pył D2 został wybrany do tego badania z uwagi na większą zawartość alkaliów, które potencjal-

nie mogą wywołać aktywację GBFS. Dodatkowo jako aktywatora wiązania użyto w tym badaniu sodowego szkła wodnego, o stosunku molowym mieszczącym się miedzy 1,6, a 2,6, w którym substancja czysta występuje w ilości od 35 do 43%, a resztę stanowi woda. Zaprawy bezcementowe wykonano poprzez dodanie 65 g aktywatora rozpuszczonego w 225 g wody, do 450 g uprzednio przygotowanego spoiwa (stosunek fazy płynnej do stałej wyniósł 0,64), a następnie postępowano zgodnie z procedurą wykonania zaprawy normowej wg PN-EN 196-1 [41].

Spoiwa do badań uzyskano poprzez zmieszanie wymienionych materiałów zgodnie z proporcjami przedstawionymi w tabeli 2.

Tab. 2. Skład suchych spoiw [% masy]

Materiał / Próbka	Cement CEM I 42,5R	Granulowany żużel wielkopiecowy	Popiół lotny	CBPD 1	CBPD 2
C	100	0	0	0	0
CS	50	50	0	0	0
CSD1	50	25	0	25	0
CSD2	50	25	0	0	25
SV	0	80	20	0	0
SVD2	0	60	15	0	25

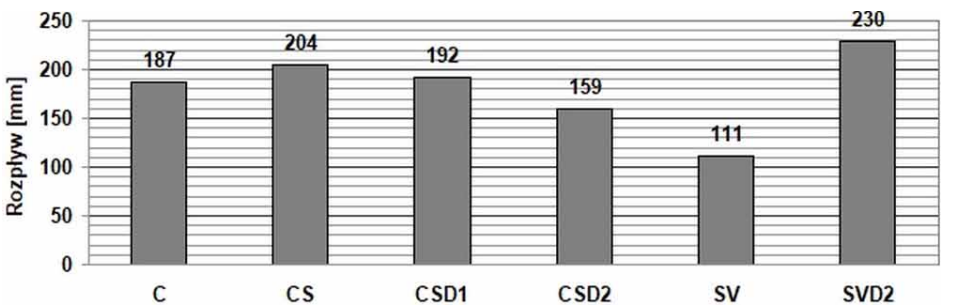
Po wykonaniu zapraw określono ich konsystencje metodą stolika rozpływu wg PN-EN 1015-3 [42]. Następnie dla zaprawy z każdego spoiwa zaformowano po trzy beleczki o wymiarach 4×4×16 cm, które po 72 godzinach rozformowano. Beleczki zapraw były przechowywane przez 25 dni w wodzie o stałej temperaturze 20 ºC po czym zmierzono ich wytrzymałość na zginanie i ściskanie zgodnie z PN-EN 196-1 [41] i PN-EN 1015-11 [43]. Równocześnie z wykonaniem zapraw sporządzono analogiczne zaczyny ze spoiw wieloskładnikowych. Po wymieszaniu wszystkich składników w foliowych woreczkach po 3 dniach były one zalewane wodą w celu pielęgnacji i odstawiane na kolejne 25 dni. Po tym okresie pobierano próbki zaczynów i po zmieleniu badano ich skład fazowy metodą dyfraktometrii rentgenowskiej przy pomocy dyfraktometru Empyrean. Interpretacje otrzymanych dyfraktogramów w zakresie kątów 2θ od 5 do 55º wykonano w programie HighScore Plus z wykorzystaniem bazy danych ICDD PDF-2 na 2023 rok.

3. Wyniki badań

Zestawienie wyników badań konsystencji zostało przedstawione na rysunku 3. Pokazują one, że największy rozpływ dla próbek zawierających cement osiąga próbka CS, bez dodatku CBPD, w której 50% cementu zastąpiono GBFS. Zastąpienie żużla w spoiwie cementowo-żużlowym przez jakikolwiek CBPD wpływa na zmniejszenie płynności mieszanki, co potwierdza wcześniejsze badania [37,44,45]. Należy zaznaczyć, że większy wpływ na ograniczenie rozpływu wywołuje pył D2 niż D1 – odpowiednio rozpływ jest mniejszy od rozpływu zaprawy CS o 45 i 12 mm. Można to tłumaczyć m. in. odmiennym uziarnieniem obydwóch pyłów (Rys. 2.). W D1 najliczniejszą frakcje stanowią ziarna 0,8÷11,0 µm, a w D2 0,11÷4 µm. Można zauważyć, że rozpływ mieszanki CSD1 mimo tego, że jest

mniejszy niż rozpływ mieszanki CS, to jednak wciąż jest większy od rozpływu zaprawy, w której spoiwem był tylko cement portlandzki.

W przypadku spoiwa bezcementowego wpływ dodatku D2 jest odmienny i wywołuje znaczne zwiększenie rozpływu o 119 mm. Co istotne, rozpływ bezcementowego spoiwa SV, w którym zastosowano najwięcej GBSF, jest najmniejszy ze wszystkich zbadanych, mimo tego, że sumaryczna ilość wody zarobowej i pochodzącej z płynnego aktywatora jest znacznie większa niż zawartość wody w zaprawach ze spoiwem zawierającym cement. W przypadku spoiw cementowych, co potwierdzają niniejsze badania, dodatek żużla zwiększa płynność, ale stosując sam żużel z dodatkiem 15% popiołu lotnego krzemionkowego otrzymuje się mieszankę o niewielkiej płynności. W pewnym stopniu za zmniejszenie rozpływu może być odpowiedzialna obecność popiołu lotnego [46], wymaga to jednak dalszych badań. Podczas przygotowania zaprawy SV zauważono, że jej konsystencja ulega szybkim zmianą już na etapie mieszania, co skutkuje zmniejszeniem płynności.



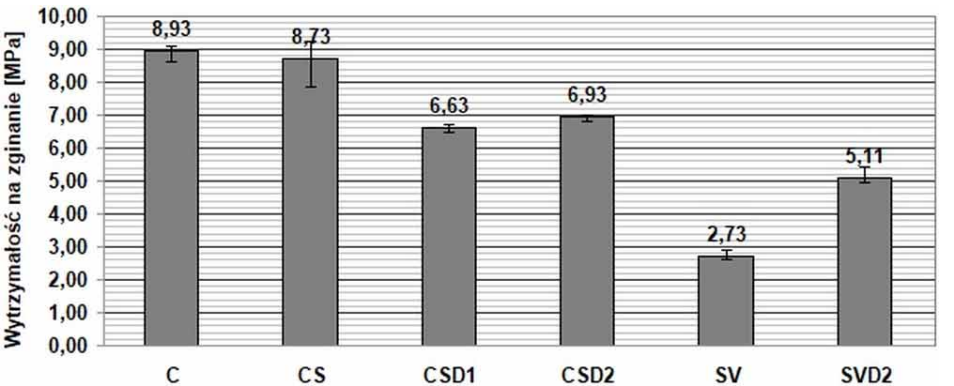
Rys. 3. Konsystencja świeżych zapraw.

Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono odpowiednio wyniki badania 28-dniowej wytrzymałości na zginanie i ściskanie wykonanych zapraw. Wyniki badania na zginanie uzyskano w rezultacie uśrednienia wyników zginania trzech próbek, a wyniki wytrzymałości na ściskanie poprzez uśrednienia wyników ze ściskania sześciu próbek. W przypadku próbek cementowych widać, że wprowadzenie obydwóch CBPD powoduje znaczące zmniejszenie zarówno wytrzymałości na zginanie jak i na ściskanie. Ich obecność jest główną przyczyną spadku wytrzymałości na zginanie, na którą obecność GBFS ma stosunkowo nieznaczny wpływ. W przypadku wytrzymałości na ściskanie obecność granulowanego żużla wielkopiecowego również powoduje jej znaczący spadek. Jest on największy gdy równocześnie stosuje się GBFS i pył D2. Potwierdza to wcześniejsze badania, w których CBPD nie okazały się być skutecznym aktywatorem hydratacji granulowanego żużla wielkopiecowego [32]. Uzyskane zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie w porównaniu do próbki cementowej jest znacznie większe niż w badaniach Shubbar et Al. [44].

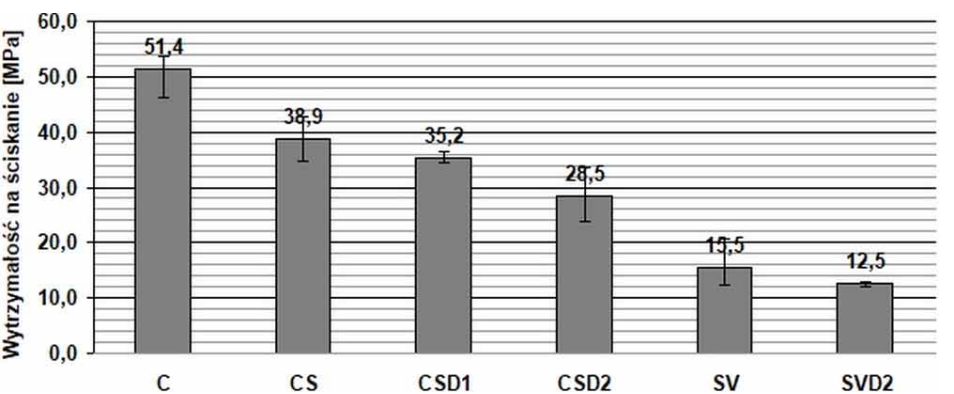
W przypadku przebadanych zapraw bezcementowych, aktywowanych szkłem wodnym, wytrzymałości są wyraźnie niższe niż w przypadku zapraw na bazie cementu. Zastosowanie pyłu D2 również w tym wypadku spowodowało 12% zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie. Uzyskane wyniki wytrzymałości na ściskanie są zbliżone do tych uzyskane przez Konsta-Gdoutos i Shah [40] w przypadku pyłu o niskiej zawartości wolnego wapna i rozpuszczanych alkaliów. Wyniki te są znacząco mniejsze niż te uzyskane w podobnych badaniach przez Procházka et Al. [46], ale większe niż te dla spoiwa pyłowo-popiołowego badanego przez Wang et Al. [47]. Na wytrzymałość na ściskanie

istotny wpływ wykazuje też rodzaj, ilość zastosowanego aktywatora i warunki aktywacji. Z uwagi na to można stwierdzić, że zastosowanie samego szkła wodnego i dojrzewania w próbek w temperaturze 20 °C mogło spowodować uzyskanie niskich wytrzymałości.

Wytrzymałość na zginanie zapraw bezcementowych, podobnie jak płynność, znacząco wzrosła o 94% gdy zastosowano dodatek pyłu CBPD. Wzrost ten można tłumaczyć tym, że w wyniku uzyskania zaprawy o płynniejszej konsystencji, a przez to o lepszej urabialności wykonano bardziej jednorodne próbki o lepszym stopniu zagęszczenia. Znajduje to potwierdzenie w rozrzucie wyników uzyskanych dla wytrzymałości na ściskanie zaprawy SV i SVD2, który wyniósł odpowiednio 5,30 i 0,43 MPa.



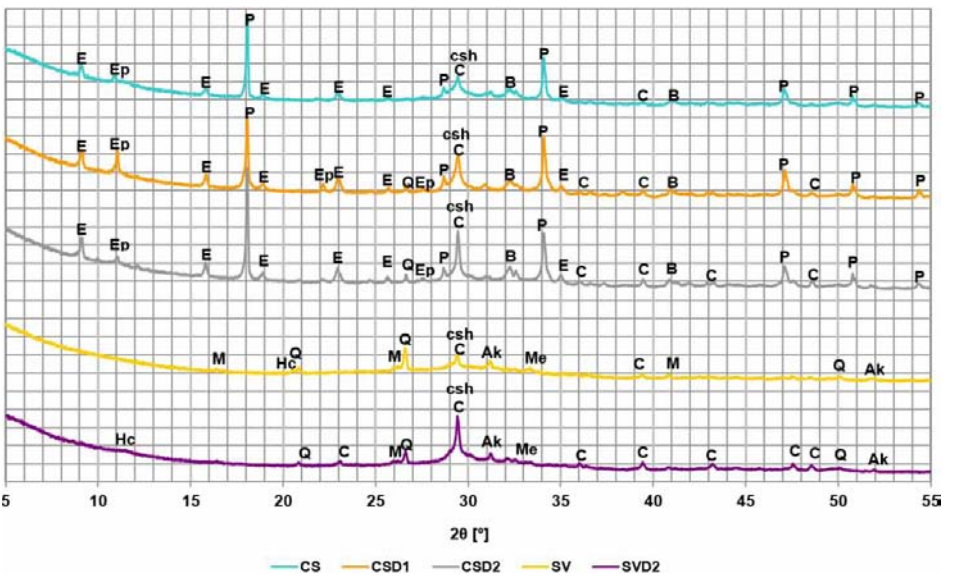
Rys. 4. Wytrzymałość na zginanie zapraw z różnym udziałem GBFS i CBPD



Rys. 5. Wytrzymałość na ściskanie zapraw z różnym udziałem GBFS i CBPD

Skład fazowy 28-dniowych zaczynów wykonanych ze spoiw wieloskładnikowych, uzyskany metodą dyfraktometrii rentgenowskiej pokazano na rysunku 6. W przypadku zaczynów zawierających cement najintensywniejsze refleksy uzyskano od portlandytu, mogącego powstawać w wyniku hydratacji faz klinkierowych oraz wolnego wapna. W zaczynach bezcementowych, mimo obecności wolnego wapna w pyle D2, portlandyt nie został wykryty. W tych próbkach najintensywniejsze refleksy odnotowano dla kąta 2θ wynoszącego 26,7 i 29,5°. Pierwszy z nich pochodzi od kwarcu, którego źródłem jest

przede wszystkim popiół lotny krzemionkowy i w mniejszej cześć pył CBPD (Rys. 1.). Na drugi składają się sygnały pochodzące od fazy C-S-H, będącej podstawowym produktem powstającym w wyniki wiązania spoiwa cementowego i aktywowanego alkalicznie, oraz od kalcytu [38, 44]. Kalcyt w badanych próbkach może powstawać w wyniku karbonatyzacji, ale jest też wprowadzany jako składnik pyłu D2, czym tłumaczy się największą intensywność refleksu 29,5° w próbkach CSD2 i SVD2. Refleks ten u podstawy jest rozmyty, co może świadczyć o częściowo nanokrystalicznym charakterze wykrywanej fazy.



Rys. 6. Dyfraktogramy zaczynów ze spoiw wieloskładnikowych: Ak – akermanit, B – belit, C – kalcyt, csh – faza C-S-H, E – etryngit, Ep – uwodnione glinokrzemiany wapnia, Hc – hydrokalcyt, M – mullit, Me – merwinit, P – portlandyt.

W zaczynach cementowych wykryto refleksy pochodzące od uwodnionych glinokrzemianów wapnia o strukturze zbliżonej do epidotu, które mogą powstawać obok fazy C-S-H w obecności GBFS [48]. Jako produkt hydratacji cementu wyraźne refleksy dawał też ettryngit. W przypadku zaczynów bezcementowych nie wykryto ettryngitu, mimo tego, że w analogicznych pracach często jest on podawany jako jeden z podstawowych produktów wiązania spoiwa GBFS-CBPD [38,40,47,49]. Z tego względu stwierdzono, że w wyniku badania spoiwa SVD2, otrzymano zaczyn o składzie fazowym bardziej zbliżonym do tego przedstawianego przez Sultan et Al.[25], czy Ahmed et Al [50]. W zaczynach SV i SVD2 wykryto też pojedyncze, słabe refleksy mogące pochodzić od hydrokalcytu.

Zarówno w zaczynach cementowych jak i bezcementowych wykrywane są refleksy pochodzące od faz obecnych w składnikach badanych spoiw, które nie ulegają, lub uległy tylko częściowo przereagowaniu. Poza kwarcem i kalcytem, należą do nich belit, mulit, merwinit i akermanit. W trakcie hydratacji zanikły m. in. refleksy pochodzące od alitu, brownmillerytu, gipsu i wolnego wapna [1,31].

4. Podsumowanie

Zastosowanie dużej (25% masy spoiwa) ilości pyłów by-passowych do wytworzenia spoiwa cementowo-żużlowo-pyłowego wiąże się ze znaczącym pogorszeniem jego właściwości. Zmniejszeniu ulegają zarówno płynność mieszanki oraz wytrzymałości na zginanie i ściskanie. Właściwości zastosowanego pyłu są istotne z uwagi na skalę wywołanego jego wprowadzeniem spadku parametrów zaprawy. W wyniku przeprowadzonych badań, stwierdzono, że pył D1, cechujący się grubszym uziarnieniem, bez aglomeratów, większą zawartością wolnego wapna i mniejszą chlorku potasu nie wpływa tak niekorzystanie na właściwości zaprawy jak pył D2. Ze względu na powyższe uwagi oraz obecność w CBPD znacznych ilość chloru i siarki, taki sposób ich wykorzystania w spoiwach cementowych można uznać za mało efektywny.

Zastosowanie pyłów by-passowych do produkcji spoiw aktywowanych alkalicznie można uznać za bardziej perspektywiczne. Wprowadzając go do tego spoiwa również stwierdzono niewielki spadek wytrzymałości na ściskanie, ale płynność świeżej mieszanki i wytrzymałość na zginanie uległy znacznemu zwiększeniu. Ponadto analizując rozrzut wyników stwierdzono, że uzyskano mieszankę bardziej jednorodną, co może być wynikiem posiadania przez nią lepszej urabialności.

Badając skład fazowy zarówno zaczynów cementowych jak i aktywowanych alkalicznie, za podstawowy produkt hydratacji można uznać fazę C-S-H, charakteryzującą się głównym refleksem dla kąta $2\theta \approx 29{,}5^{o}$. Wprowadzając pyły CBPD refleks ten może ulec sztucznemu zawyżeniu z uwagi na wprowadzenie kalcytu, posiadającego głównym refleks w tym samym miejscu.

Mając na uwadze istotny wpływ jaki wywierają sposób i warunki aktywacji na właściwości spoiw aktywowanych alkalicznie, aby w pełni określić możliwości zastosowania CBPD do ich produkcji, planuje się przeprowadzenie dalszych badań. W ich trakcie uwzględni się wpływ zmiennej zawartości wybranego aktywatora, wody, oraz warunków dojrzewania na właściwości spoiwa żużlowo-popiołowo-pyłowego. Zbadany też będzie wpływ zastosowania pyłów by-pasowych z granulowanym żużlem wielkopiecowym i popiołem lotnym w innych kompozycjach.

Literatura

[1] W. Kurdowski. Chemia Cementu i Betonu, SPC, Kraków 2010.
[2] Y. Zhao, M. Yu, Y, Xiang, F. Kong, L. Li. A sustainability comparison between green concretes and traditional concrete using an emergy ternary diagram, J. Clean. Prod. 256, 2020.
[3] M. Wieczorek, P. Pichniarczyk. Wpływ zmiennegos tsounku popiołu lotnego krzemionkowego do granulowanego żużla wielkopiecowego na właściwości cementu [w] Monografie technologii betonu, Konferencja Dni Betonu 2021, Wisła 2021.
[4] Z. Giergiczny, A. Golda, M. Batog, K. Synowiec. Zmiany w normalizacji cementu i betonu a problematyka emisyjności, Inżynieria i Budownictwa 78, 2022, 384-388.
[5] K. Kalinowska-Wichrowska, E. Pawluczuk. Nowoczesna metoda recyklingu betonu. Budownictwo, Technologie, Architektura 88, 2019, s. 64-66.
[6] PN-EN 197-1:2012 Cement -- Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
[7] J. Jasiczak, A. Wdowska, T. Rudnicki. Betony ultrawysokowartościowe – właściwosci, technologie, zastosowanie, Polski Cement, Kraków 2008.
[8] PN-EN **PN-EN 206+A2:2021-08** Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
[9] A. M. Neville. Właściwości betonu, SPC, Kraków 2012.

[10] W. Brylicki. Technologia budowlanych materiałów wiążących 2: Cement, Wydawnictwa Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1983.
[11] S. Peurkert . Cementy powszechnego użytku i specjalne, Polski Cement, Kraków 2000.
[12] A. Paszkowski, K. Ślusarczyk, D. Kozłowski, P. Jędrzejak. Czynniki kształtujące właściwości reologiczne mieszanki betonowej przeznaczonej do pali wierconych [w] Monografie technologii betonu, Konferencja Dni Betonu 2021, Wisła 2021.
[13] K. Sisomphon, O. Copuroglu, A.L.A. Fraaij. Development of blast furnace slag mixtures against frost salt attack, Cem. Conr. Comp. 32, 2010, s 630-638
[14] J. Wawrzeńczyk, A. Molendowska, T. Juszczak. Determining k-Value with Regard to Freeze-Thaw Resistance of Concretes Containing GGBS. *Materials 11,* 2018.
[15] J. Wawrzeńczyk, A. Molendowska, A. Kłak. Effect of Ground Granulated Blast Furnace Slag and Polymer Microspheres on Impermeability and Freeze-thaw Resistance of Concrete [w] Procedia Eng., WMCAUS 2016, Praga 2016.
[16] M. Lech, T. Juszczak, J Wawrzeńczyk. A study on carbonation epth prediction for concrete made with GBFS cement and FA addition, Structure and Environment 2022, s. 1-10.
[17] W. Kiernożycki, Betonowe konstrukcje masywne, Polski Cement, Kraków 2003.
[18] J. Davidovits, Geopolymer, chemistry and applications, Geopolymer Institute 2020.
[19] S. Grzeszczyk. Prawda o geopolimerach. Cement Wapno Beton 26, 2021, s. 101-108.
[20] T. Piotrowski, P. Prochoń. Influence of water to solid ratio on mechanical properties of GBFS-based geopolymer foam concrete [w] MATEC Web Conf., MATBUD'2018, Kraków 2018.
[21] J.I. Escalante-Garcia, A.F. Fuentes, A. Gorokhovsky, P.E. Fraire-Luna, G. Mendoza-Suarez, Hydration Products and Reactivity of Blast-Furnace Slag Activated by Various Alkalis. J. Am.Ceram 86, 2003, s. 2148-2153.
[22] A. Fernández-Jiménez. J.G. Palomo, F. Puertas. Alkali-activated slag mortars: Mechanical strength behaviour. Cem. Concr. Res. 29. 1999, s 1313-1321.
[23] P. Nath, P.K. Sarker, V.B. Rangan, Early Age Properties of Low-calcium Fly Ash Geopolymer Concrete Suitable for Ambient Curing [w] Procedia Eng.,EACEF-5, Surabaya 2015.
[24] M. Petri. Alkalicznie aktywowane kompozytowe spoiwa mineralne. Granica kontaktowa pomiędzy stalą a stwardniałym zaczynem. Kompozyty 10, 2010, s. 276-281.
[25] M.E. Sultan, S.A. Abo-El-Enein, A.Z. Sayed, T.M. El-Sokkary, H.A. Hammd. Incorporation of cement bypass flue dust in fly ash and blast furnace slag-based geopolymer. Case Stud. Constr. Mater. 8, 2018, s. 315-322.
[26] T. Baran, P. Francuz, A. Skawińska, A. Tkocz. Kształtowanie właściwości cementów żużlowych z dodatkiem granulowanego żużla wielkopiecowego o różnej zawartości fazy szklistej. Prace Instytutu Ceramiki i Materiałów Budowlanych 31, 2017.
[27] K.S. Al-Jabri,. R.A. Taha, A. Al.-Hashmi, A.S. Al.-Harthy: Effecct of copper slag and cement by-pass dust addition on mechanical properties of concentrate, Constr. Build. Mat. 20, 2006, s 322-331.
[28] F. Bullerjahn, M. Meringskötter, Synthetic granulated blast furnace-like slag from bauxite residue smelting and its use in multi-component Portland composite cement. J. Clean. Prod. 329, 2021.
[29] M. Rodríguez-Galán, B. Alonso-Farińas, F.M. Baena-Moreno, C. Leiva, B. Navarrete, L.F. Vilches. Synthetic Slag Production Method Based on a Solid Waste Mix Vitrification for the Manufacturing of Slag-Cement. Materials 12, 2019.
[30] G. Woltron, C. Potocan R. Tessadri: Synthetic slag production – applications in the cement industry [w] 1st Global Slag Conference, Düsseldorf 2005.
[31] P. Czapik, J. Zapała-Sławeta, Z. Owsiak, P. Stępień. Hydration of cement by-pass dust. Constr. Build. Mat. 231, 2020.
[32] S. Stryczek, A. Gonet, P. Czapik. Kształtowanie właściwości technologicznych zaczynów uszczelniających za pomocą pyłów cementowych. Wiertnictwo, Nafta, Gaz 26, 2009, s. 345-354.
[33] 2022 – INFORMATOR SPC – Przemysł Cementowy w liczbach.
[34] H.M. Khater. Hybrid slag geopolymer composites with durable characteristics activated by cement kiln dust. Constr. Build. Mat. 228, 2019.
[35] Ł. Skotnicki, J. Kuźniewski, A. Szydło. Research on the Properties of Mineral–Cement Emulsion Mixtures Using Recycled Road Pavement Materials. *Materials* 14, 2021.
[36] A.M. Ghrair, N. Louzi. Recycling of cement kiln dust from cement plants to improve mechanical properties of road pavement base course. Roads and Bridges - Drogi i Mosty 19, 2020, s. 199-210.
[37] Z. Owsiak, P. Czapik, J. Zapała-Sławeta. Properties of a Three-Component Mineral Road Binder for Deep-Cold Recycling Technology. Materials 13, 2020.
[38] M. Heikal, M.E. Zaki, A. Alshammari. Preparation and Characterization of an Eco-Friendly Binder from Alkali-Activated Aluminosilicate Solid Industrial Wastes Containing CKD and GGBS. J. Mater. Civ. Eng. 30, 2018

[39] W.S. Adaska, D.H. Taubert. Beneficial Uses of Cement Kiln Dust. In Proceedings [w] 2008 IEEE Cement Industry Technical Conference Record, Miami 2008.
[40] M.S. Konsta-Gdoutos, S.P. Shah. Hydration and properties of novel blended cements based on cement kiln dust and blast furnace slag. Cem. Concr. Res. 33, 2003, s. 1269-1276.
[41] PN-EN 196-1:2016-07 Metody badania cementu -- Część 1: Oznaczanie wytrzymałości.
[42] PN-EN 1015-3:2000 Metody badań zapraw do murów -- Określenie konsystencji świeżej zaprawy (za pomocą stolika rozpływu).
[43] PN-EN 1015-11:2020-04 Metody badań zapraw do murów -- Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy.
[44] A.A. Shubbar, H. Jafer, M. Abdulredha, Z.S. AL.-Khafaji. M.S. Nasr, Z. Al Masoodi, M. Sadique, Properties of cement mortar incorporated high volume fraction of GGBFS and CKD from 1 day to 550 days. J. Build. Eng. 30, 2020.
[45] S. Stryczek, A. Gonet, R. Wiśniowski, M. Sadłos. Wpływ koncentracji pyłów cementowych z Cementowni Rudniki na właściwości reologiczne zaczynów uszczelniających. Wiertnictwo, Nafta, Gaz 26, 2009, s. 355-367.
[46] L. Procházka, J. Boháčová, B. Vojvodíková. Effect of Admixtures on Durability and Physical-Mechanical Properties of Alkali-Activated Materials. Materials 15, 2022.
[47] K. Wang, S.P. Shah, A. Mishulovich. Effects of curing temperature and NaOH addition on hydration and strength development of clinker-free CKD-fly ash binders. Cem. Concr. Res. 34, 2004, 299-309.
[48] D.C. Sekhar, S. Nayak. SEM and XRD investigations on lithomargic clay stabilized using granulated blast furnace slag and cement. Int. J. Geotech. Eng. 13, 2019.
[49] P. Chaunsali. S. Peethamparan. Influence of the composition of cement kiln dust on its interaction with fly ash and slag. Cem. Concr. Res. 54, 2013, s. 106-113.
[50] D.A. Ahmed, S.M. Ragai, S.H. Abdallah. Hydration Characteristics And Leaching Behavior of Different Mixes Of Slag Based – Geopolymer Cement In Presence Of Heavy Metals. Egypt. J. Chem. 66, 2023, s. 37-48.

Jacek Katzer

Beton pochłaniający pociski i odłamki jako element zwiększenia bezpieczeństwa obiektów użyteczności publicznej

CONCRETE ABSORBING BULLETS AND SHRAPNELS AS AN ELEMENT OF INCREASING THE SAFETY OF PUBLIC FACILITIES

Streszczenie

Największym zagrożeniem dla użytkowników obiektów publicznych o dużym nasyceniu ludźmi jest pojedynczy terrorysta działający na zasadzie „samotnego wilka". Osoba taka prowadzi atak terrorystyczny przy zastosowaniu ręcznej broni palnej oraz ładunków wybuchowych domowej produkcji z wnętrza obiektu, w którym się znajduje. W takich warunkach jeden pocisk wystrzelony z broni palnej rykoszetuje wielokrotnie od betonowych ścian, stropów i podłóg, potencjalnie raniąc lub zabijając wiele przypadkowych osób. Mając na uwadze powyższe fakty przeprowadzono program badawczy, w trakcie którego wytworzono specjalny beton lekki modyfikowany włóknami. Celem stworzenia omawianego betonu było uzyskanie efektu braku rykoszetowania pocisków i odłamków, które w niego trafią.

Abstract

The greatest threat to users of public facilities with a large saturation of people is a single terrorist acting as a „lone wolf". Such a person conducts a terrorist attack using small arms and home-made explosives from inside the facility in which he is located. In such conditions, a single bullet fired from a firearm ricochets off concrete walls, ceilings and floors multiple times, potentially injuring or killing many bystanders. Bearing in mind the above facts, a research program was carried out during which a special fiber-modified lightweight concrete was produced. The purpose of creating the concrete in question was to achieve the effect of no ricocheting of bullets and fragments that hit it. An additional requirement was to obtain the effect of no concrete chipping when a projectile or shrapnel hits its surface.

dr hab. inż. Jacek Katzer – Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie

1. Wstęp

Od momentu zamachu w 2011 roku na World Trade Center w Nowym Jorku, świat jest bardziej niż kiedykolwiek zagrożony atakami terrorystycznymi. Ataki te są zazwyczaj przeprowadzane przez tzw. „samotne wilki" przy użyciu ręcznej broni palnej i małych ładunków wybuchowych domowej produkcji. Terroryści atakują budynki użyteczności publicznej, takie jak centra handlowe (np. Nairobi w 2013 r.), lotniska (np. Bruksela w 2016 r.), stacje metra (np. Londyn w 2005 r.), dworce kolejowe (np. Garden City Park, New York, 1993), szkoły (np. Covenant School, Nashville, Tennessee, 2023) oraz uniwersytety (University of New Mexico, 2022). Konstrukcje tych obiektów wykonywane są najczęściej z żelbetu, który charakteryzuje się dość wysoką wytrzymałością. Charakterystyki wytrzymałościowe wynikają z potrzeby zapewnienia odpowiedniej nośności całej konstrukcji oraz zagwarantowania długiej żywotności technicznej danego obiektu. Jednak te same wysokie właściwości wytrzymałościowe betonu stwarzają wiele problemów podczas ataku terrorystycznego. Jedna kula wystrzelona w ciasnej przestrzeni zatłoczonej pieszymi, prawie na pewno uderzy w twardą żelbetową ścianę i wielokrotnie odbije się od niej rykoszetując, zanim zostanie ostatecznie zatrzymana [1]. To samo zjawisko jest związane z metalowymi odłamkami latającymi po wybuchu małej bomby domowej roboty. Oba rodzaje obciążeń dynamicznych nie zagrażają bezpieczeństwu konstrukcyjnemu budynku [2,3], ale są śmiertelnie groźne dla człowieka. Prawie wszystkie żelbetowe przegrody wytrzymują uderzenia pocisków i odłamków, które się od nich odbijają powodując odpryski wierzchniej warstwy betonu. Odbity pocisk (lub odłamek) może wielokrotnie rykoszetować i powodować dalsze odpryski betonu. Jeden wystrzelony pocisk może z tego powodu skutkować wieloma rannymi lub zabitymi ofiarami zamachu. Można stwierdzić, że betonowe budynki tworzą idealne środowisko dla samotnego strzelca-terrorysty, który chce skrzywdzić jak najwięcej postronnych osób. Terrorysta może strzelać niemal losowo w dowolnym kierunku i powodować rozlew krwi niewinnych przechodniów. Z tych samych powodów akcja antyterrorystyczna jest również bardzo utrudniona w takich budynkach. Każdy strzał oddany przez funkcjonariusza może spowodować nieprzewidziane ofiary cywilne, uszkodzenia budynku, instalacji, sprzętu lub przechowywanych w nim materiałów. Pamiętając o powyższych faktach, przystąpiono do opracowania specjalnego rodzaju betonu, który charakteryzowałby się bardzo odmiennymi właściwościami mechanicznymi w porównaniu do zwykłego betonu konstrukcyjnego lub betonu wysokowartościowego. Proponowany beton przeznaczony na warstwę osłonową przykrywającą beton konstrukcyjny oparty jest na kruszywach lekkich i jest zbrojony włóknami [4]. Opracowana porowata i osłabiona (pod względem wytrzymałości na ściskanie) matryca jest łatwo penetrowalna przez pocisk lub odłamek. Ziarna kruszywa lekkiego [5] są łatwo miażdżone przez pocisk, skutecznie rozpraszając jego energię. Pocisk zostaje ostatecznie zatrzymany głęboko w betonowym elemencie osłonowym. W najgorszym przypadku pocisk przebiłby całą grubość „pochłaniającej" warstwy osłonowej, odbił się od powierzchni właściwej konstrukcji betonowej i straciłby resztę swojej energii przemieszczając się powtórnie wewnątrz warstwy osłonowej. Dodatek włókien stanowiący zbrojenie warstwy osłonowej zapobiega niekontrolowanemu pękaniu i odpryskiwaniu betonu [6]. Proponowany beton jest przeznaczony wyłącznie do zastosowania jako warstwa „pochłaniająca" pociski i odłamki. Warstwa „pochłaniająca" zostałaby uszkodzona tylko lokalnie podczas ataku terrorystycznego. Proponowane rozwiązanie byłoby również skuteczne w przypadku niewielkich eksplozji, w wyniku których liczne odłamki lecą w przypadkowych kierunkach.

2. Zastosowane materiały oraz metodyka badawcza

W trakcie programu badawczego wykorzystano dwa lekkie kruszywa: keramzyt (EC) o średnicy od 2 mm do 16 mm i granulat styropianowy (PS) o średnicy od 4 mm do 8 mm. Oba kruszywa lekkie były przewidziane jako grube frakcje tworzonego fibrobetonu. Jako kruszywo drobne zastosowano naturalny piasek polodowcowy (0-2 mm). Piasek ten był wielokrotnie stosowany do wytwarzania wielu mieszanek fibrobetonowych różnych typów [7].

Jako zbrojenie rozproszone zastosowano dwa rodzaje włókien: włókno stalowe (SF) [8] oraz włókno polipropylenowe (PF). Jako spoiwa użyto cement CEM II 42.5R B-V. Przy wykorzystaniu powyższych materiałów przygotowano trzy mieszanki: beton lekki oparty o keramzyt, beton lekki oparty o keramzyt i zbrojony włóknami stalowymi oraz beton lekki oparty o granulat styropianowy [9,10] i zbrojony włóknami polipropylenowymi. Szczegółowe receptury trzech przygotowanych mieszanek przedstawiono w Tabeli 1.

Tabela 1. Składy badanych mieszanek.

Składnik			EC	ECSF	PSPF
Cement	(*c*)	[kg/m^3]	405	405	370
Piasek	(*fa*)	[kg/m^3]	592	592	444
Kruszywo grube	(*ca*)	[kg/m^3]	296	296	11
Superplastyfikator	(*sp*)	[kg/m^3]	16,6	16,6	0
Woda	(*w*)	[kg/m^3]	166	166	185
Włókna	(*f*)	[kg/m^3]	0	156	9
w/*c*		[-]	0,41	0,41	0,50
fa/(*fa*+*ca*)		[-]	0,67	0,67	0,97
(*fa*+*ca*)/*c*		[-]	2,19	2,19	1,23

Wybrane włókna stalowe są o kształcie falistym. Zdecydowano się na włókna pokryte miedzią i charakteryzujące się długością 30 mm oraz średnicą 0,7 mm (co daje smukłość 43). Wybrane włókna polipropylenowe to «BarChip Shogun» o długości 48 mm. Włókna te są nagniatane na całej długości. Charakteryzują się one wytrzymałością na rozciąganie wynoszącą 550 MPa oraz modułem sprężystości wynoszącym 10 GPa. Gęstość względna tych włókien jest równa 0,91±0,01. Temperatura topnienia jest wyższa od +150ºC. Wyboru włókien dokonano w oparciu o dotychczasowe doświadczenie badawcze dotyczące fibrobetonów na bazie kruszyw lekkich i włókien stalowych [11] oraz z włóknami polipropylenowymi [12]. Oba rodzaje zastosowanych włókien zostały przedstawione na Rys. 1.

Próby strzeleckie przeprowadzono z pistoletu Sig Sauer P226 LDC na amunicję 9x19 mm Para. Pistolet ten jest używany przez wiele służb na całym świecie w tym przez: Secret Service (USA), Navy SEALs (USA), SAS (UK), niemiecką policję federalną BKA oraz siły zbrojne Izraela i Holandii. Prędkość początkowa i energia pocisku 9x19mm Para wynoszą odpowiednio 396 m/s i 584 J. Amunicja ta jest standardową amunicją pistoletową NATO. Nabój kalibru 9x19 mm Para oraz pistolet użyty do badań przedstawiono na Rys. 2. Strzały oddawano z odległości 7 m.

a) b)

Rys. 1. Zastosowane włókna: a) stalowe, b) polipropylenowe.

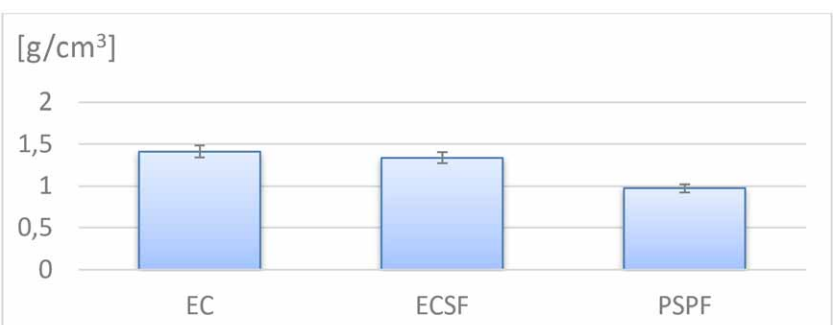
Odległość ta była najmniejszą możliwą do przeprowadzenia strzelań z uwagi na bezpieczeństwo strzelca (ewentualne odpryski betonu). Cel miał postać dwuwarstwowej płyty składającej się ze zwykłego betonu (symulacja części konstrukcyjnej) i betonu „pochłaniającego" ustawionej pod kątem 45° do osi strzału. Ustawienie pod kątem wybrano z uwagi na chęć stworzenia jak najlepszych warunków dla ewentualnego rykoszetowania. Stanowisko badawcze gotowe do przeprowadzenia strzelań przedstawiono na Rys. 3.

Rys. 2. Pistolet oraz amunicja kalibru 9x19mm Para użyta do strzelań badawczych.

Przed przystąpieniem do strzelań zbadano podstawowe właściwości stwardniałych betonów. Jako kluczowe cechy uznano gęstość pozorną, dynamiczny moduł sprężystości, wytrzymałość na ściskanie oraz wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu. Wszystkie badania przeprowadzono na próbkach sześciennych 15 cm x 15 cm x 15 cm po 28 dniach dojrzewania (temperatura +20 °C ± 1 °C, wilgotność 95%). Dynamiczny moduł sprężystości zbadano metodą ultradźwiękową.

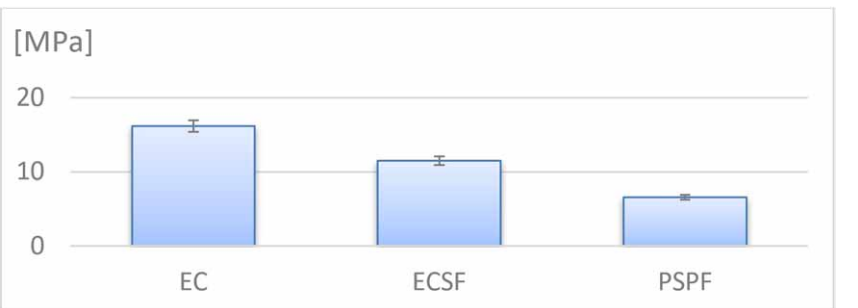
Rys. 3. Stanowisko badawcze gotowe do przeprowadzenia strzelań.

Do badań gęstości pozornej i dynamicznego modułu sprężystości zastosowano po 12 próbek. Badania wytrzymałości na ściskanie i wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono na populacjach 6 próbek każde. Uzyskane wyniki gęstości pozornej przedstawiono na Rys. 4. Wszystkie trzy betony charakteryzowały się gęstościami znacznie mniejszymi od 1,8 g/cm^3 i tym samym spełniały wymogi stawiane betonom lekkim. Wyniki nieniszczących badań dynamicznego modułu sprężystości przedstawiono na Rys. 5.



Rys. 4. Gęstość pozorna.

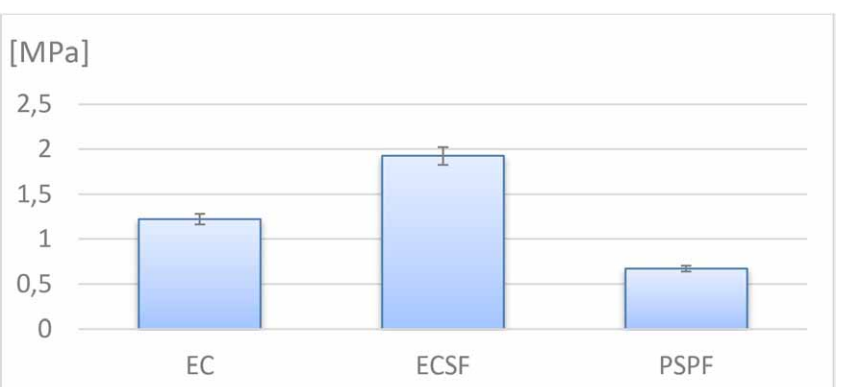
Rys. 5. Dynamiczny moduł sprężystości.



Rys. 6. Wytrzymałość na ściskanie.

Wartość dynamicznego modułu sprężystości wynosiła od 9,2 GPa dla fibrobetonu na bazie granulatu styropianowego do 16,7 GPa dla betonu na bazie keramzytu.

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie przedstawiono na Rys. 6. Wyniki te odzwierciedlały tendencje zaobserwowaną w przypadku badania dynamicznego modułu sprężystości. Największą wytrzymałością charakteryzował się beton keramzytowy (16,1 MPa), drugi w kolejności był fibrobeton keramzytowy (11,5 MPa) a najmniejszą wytrzymałością charakteryzował się fibrobeton styropianowy (6,5 MPa).



Rys. 7. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przedstawiono na Rys. 7. Fibrobeton keramzytowy osiągnął największą wytrzymałość wynoszącą 1,9 MPa. Beton keramzytowy charakteryzował się wytrzymałością 1,2 MPa, a fibrobeton na bazie granulatu styropianowego osiągnął tylko 0,7 MPa.

Rys. 8. Beton zwykły po ostrzale z pistoletu.

Przed przystąpieniem do badań betonów lekkich metodykę badawczą ostrzelania płyt betonowych przetestowano na płytach z betonu zwykłego. Płyty te wykonane z kruszyw otoczakowych i o wytrzymałościach większych niż 20 MPa ,ostrzelano w sposób opisany powyżej. We wszystkich przypadkach wystąpił efekt rykoszetowania pocisków i odpryskiwania betonu. Na Rys. 8 przedstawiono widok płyty z betonu zwykłego po ostrzelaniu.

3. Wynik badań

Każdą płytę wykonaną z przygotowanych betonów lekkich ostrzelano 9 razy każdą. Strzelania prowadzono do części centralnej płyt oraz do brzegów płyt. Ostrzelane płyty poddano następnie analizie polegającej na stwierdzeniu faktu czy nastąpił rykoszet oraz czy nastąpił odprysk betonu. W przypadku wszystkich badanych betonów ani razu nie miał miejsca rykoszet. Wszystkie wystrzelone pociski trafiły w cel i po jego penetracji zostały wyhamowane w jego wnętrzu. Na Rys. 9, 10 i 11 przedstawiono powierzchnię płyt betonu keramzytowego, fibrobetonu keramzytowego oraz fibrobetonu styropianowego po ostrzelaniu. W przypadku ostrzału w część centralną płyt wszystkie betony spełniły swoją funkcję pochłaniając pocisk uderzający w ich powierzchnię i wyhamowując go w swoim wnętrzu. W przypadku ostrzału brzegów płyt, beton keramzytowy miał

tendencje do odpryskiwania. Podobna sytuacja miał miejsce w przypadku fibrobetonu styropianowego. Po przeprowadzonych oględzinach powierzchni płyt przeprowadzono rozbiórkę próbek polegającą na odłączeniu płyty z betonu zwykłego (symulującej właściwą konstrukcję) od płyty z betonu lekkiego stanowiącą okładzinę pochłaniającą pociski. W ten sposób można było stwierdzić czy wystrzelone pociski zostały całkowicie wyhamowane w trakcie przebijania 10cm grubości okładziny czy odbiły się od betonu zwykłego. Tylko w przypadku fibrobetonu styropianowego stwierdzono fakt wyhamowania pocisków na granicy obu betonów.

Rys. 9. Beton keramzytowy (EC) po ostrzale w część centralną.

Rys. 10. Fibrobeton keramzytowy (ECSF) po ostrzale w część brzegową.

Rys. 11. Fibrobeton styropianowy (PSPF) po ostrzale w część brzegową.

Rys. 12. Pociski wydobyte z fibrobetonu keramzytowego (ECSF).

W pozostałych przypadkach pociski zostały całkowicie wyhamowane wewnątrz warstwy okładzinowej. Po zakończeniu tej fazy oględzin ostrzelanych płyt przystąpiono do wydobycia pocisków, które utknęły wewnątrz warstwy okładzinowej. Przykładowe pociski wydobyte z płyty z fibrobetonu keramzytowego przedstawiono na Rys. 12. W żadnym przypadku pociski nie były zdeformowane w zauważalny sposób.

Brak deformacji pocisków potwierdzało fakt nie wystąpienia ich odbicia od warstwy betonu zwykłego. Można też założyć, że wytrzymałość badanych betonów nie była za duża a dodatek włókien (w szczególności stalowych) nie miał negatywnego wpływu na ich jednostajny proces wytracania energii.

4. Dyskusja

Przeprowadzony program badawczy miał charakter rozpoznawczy i stanowił „proof of concept". Wykonane testy strzeleckie udowodniły prawdziwość tezy i pozwalają planować dalsze badania. Oczywiste jest, że w dalszych pracach trzeba porzucić betony bez włókien. Najbardziej obiecującym betonem okazał się fibrobeton keramzytowy. Dalsze badania powinny obejmować różne fibrobetony (zarówno keramzytowe, styropianowe jak i na bazie obu tych kruszyw lekkich). Dobór ilości włókien oraz ich skład (same włókna stalowe, same włókna polipropylenowe, mieszanka włókien stalowych i polipropylenowych) musi również stanowić istotny element przyszłych prac. Monitorowanie procesu strzelania oraz strzelanie przy wykorzystaniu specjalnych stacjonarnych stanowisk wymaga wykorzystania specjalistycznej strzelnicy krytej. Z tego powodu podjęto już współpracę z Przemysłowym Instytutem Automatyki i Pomiarów (PIAP) – Sieć Łukasiewicza, który dysponuje bardzo nowoczesną krytą strzelnicą badawczą i ma doświadczenie w pracy badawczej z bronią strzelecką i materiałami wybuchowymi. W takiej strzelnicy możliwe jest filmowanie szybką kamerą oraz wykonywanie strzelań pod różnymi kątami i przy wykorzystaniu broni samopowtarzalnej. Analiza zniszczeń dokonanych przez hamujący pocisk wewnątrz płyty z lekkiego fibrobetonu wymaga zastosowań wyrafinowanych technik nieniszczących. Z tego powodu podjęto już współpracę z Centrum Telč ÚTAM AV ČR (Republika Czeska), który dysponuje specjalistycznym sprzętem do wykonywania rentgenowskich zdjęć 3D.

Zdaniem autora, poza czysto antyterrorystycznym zastosowaniem w budynkach użyteczności publicznej, można sobie wyobrazić wykorzystanie omawianych betonów do budowy strzelnic lub obiektów wojskowych (np. magazynów amunicji). Osobną, ale za to bardzo szeroką tematykę, związaną z proponowanymi betonami pochłaniającymi pociski i odłamki stanowią planowane zmiany w polskim prawie budowlanym, gdzie wprowadza się pojęcie przydomowego schronu (*wolnostojąca budowla ochronna o konstrukcji zamkniętej i hermetycznej, o określonej kategorii odporności, powierzchni zabudowy do 35 m^2 przeznaczoną do ochrony użytkowników budynku mieszkalnego przed skutkami założonych zagrożeń militarnych, ekstremalnych zjawisk pogodowych i skażeń, znajdującą się pod ziemią lub częściowo zagłębioną w gruncie, której obszar oddziaływania mieści się w całości na działce lub działkach, na których zostały zaprojektowane*) oraz pojęcie przydomowego ukrycia doraźnego (*wolnostojąca budowla ochronna o konstrukcji niehermetycznej, o określonej kategorii odporności, powierzchni zabudowy do 35 m^2 przeznaczoną do ochrony użytkowników budynku mieszkalnego przed skutkami założonych zagrożeń militarnych i ekstremalnych zjawisk pogodowych, znajdującą*

się pod ziemią, częściowo zagłębioną w gruncie, której obszar oddziaływania mieści się w całości na działce lub działkach, na których zostały zaprojektowane).

5. Wnioski

Przeprowadzone badania pozwalają wyciągnąć następujące wnioski:
- opracowane mieszanki betonów lekkich mogą skutecznie spełniać rolę warstw okładzinowych pochłaniających pociski i odłamki,
- konieczne jest stosowanie zbrojenia włóknami stalowymi w celu uniknięcia odpryskiwania kawałków betonu
- najbardziej udaną mieszanką okazał się fibrobeton keramzytowy,
- przyszłe badania powinny obejmować różne typy włókien oraz ich mieszanki,
- konieczne jest prowadzenie dalszych badań przy wykorzystaniu specjalistycznej strzelnicy badawczej.

Literatura

[1] Banthia N., Mindess S., Yan C., Fracture toughness of concrete under impact loading, Cement and Concrete Research, 1987;17(2):321–41.

[2] Sukontasukkul P., Nimityongskul P., Mindess S., Effect of loading rate on damage of concrete, Cement and Concrete Research 2004;34(11):2127–34.

[3] Sukontasukkul P., Mindess S., Banthia N., Penetration Resistance of Hybrid Fibre Reinforced Concrete under Low Velocity Impact Loading, Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec, Canada, 5-8 June 2002.

[4] Baifa Zhang, Yuan Feng, Jianhe Xie, Jianhua He, Ting Yu, Chaojun Cai, Dongchao Huang, Compressive behaviours, splitting properties, and workability of lightweight cement concrete: The role of fibres, Construction and Building Materials 320 (2022), 126237, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126237.

[5] Reference Manual for the Properties and Applications of Expanded Shale, Clay and Slate Lightweight Aggregate (ed. by Thomas A. Holm, John P. Ries). Expanded Shale, Clay & Slate Institute (ESCSI), 2007.

[6] Nili M., Ghorbankhani A.H., AlaviNia A., Zolfaghari M., Assessing the impact strength of steel fibre-reinforced concrete under quasistatic and high velocity dynamic impacts, Construction and Building Materials 107 (2016) 264-271.

[7] Katzer J., Kobaka J., The assessment of fine aggregate pit deposits for concrete production. Kuwait Journal of Science and Engineering, 33(2), 2006, 165-174.

[8] Katzer J., Domski J., Quality and mechanical properties of engineered steel fibres used as reinforcement for concrete. Construction and Building Materials, 34, 2014, 243-248. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.02.058

[9] Adeala A.J., Soyemy O.B., Structural Use of Expanded Polystyrene Concrete. Innovative Science and Research Technology, 5(6), June – 2020.

[10] Bing Chen, Juanyu Liu, Properties of lightweight expanded polystyrene concrete reinforced with steel fiber, Cement and Concrete Research, 34(7), 2004, 1259-1263, https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.12.014.

[11] Hornakova M., Katzer J., Kobaka J., Konecny P., Lightweight SFRC benefitting from a pre-soaking and internal curing process. Materials, 12(24) , 2019, doi:10.3390/ma1224152

[12] Ponikiewski T., Katzer J., Mechanical characteristics of green scc modified by steel and polymer fibres. [Właściwości mechaniczne zielonych mieszanek scc modyfikowanych włóknami stalowymi i polimerowymi] Rocznik Ochrona Srodowiska, 16(1), 2014, 173-185.

Izabela Klapiszewska
Agnieszka Ślosarczyk

Wpływ różnych form tlenku cynku na wczesną hydratację oraz właściwości mechaniczne i antybakteryjne kompozytów cementowych

INFLUENCE OF VARIOUS FORMS OF ZINC OXIDE ON EARLY HYDRATION, AS WELL AS MECHANICAL AND ANTIBACTERIAL PROPERTIES OF CEMENT COMPOSITES

Streszczenie

Zintensyfikowana w ostatnich latach potrzeba badań i charakterystyki materiałów budowlanych coraz częściej wiąże się z odpowiednią ich selekcją, jak również z rosnącym zapotrzebowaniem rynku na produkty o określonej wydajności użytkowej i funkcjonalności oraz precyzyjnie zaprojektowanych właściwościach. Badania prowadzone w ciągu ostatnich kilkunastu lat w zakresie kompozytów cementowych modyfikowanych nanododatkami dotyczyły głównie właściwości mechanicznych i fotokatalitycznych. Wśród nich niewiele prac poświęcono tematyce przeciwdziałania biodegradacji kompozytów cementowych i roli nanododatków w przeciwdziałaniu temu zjawisku. Biodegradacja kompozytu cementowego wywoływana jest przez bakterie, grzyby, algi i porosty, które uwalniając niszczące metabolity prowadzą do stopniowego uszkodzenia mikrostruktury spoiwa cementowego i obniżenia pH matrycy cementowej inicjującego wzrost mikroorganizmów. Stąd w ramach podejmowanych prac badawczych podjęto próbę oceny kompozytów cementowych, opartych na tlenku cynku, jako materiałów antybakteryjnych. W prezentowanej pracy dokonano charakterystyki fizykochemicznej tlenków cynku różnego pochodzenia, które następnie wykorzystano w roli domieszek do zapraw cementowych. Stosując kalorymetr semi-adiabatyczny przeprowadzono badania ciepła hydratacji zapraw wytworzonych z domieszką tlenku. Wytworzone zaprawy poddano analizie strukturalnej oraz badaniom właściwości mechanicznych. Do oceny porowatości domieszkowanych zapraw cementowych wykorzystano nieinwazyjną tomografię komputerową (CT).

mgr inż. Izabela Klapiszewska – Politechnika Poznańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu, Instytut Budownictwa

dr hab. inż. Agnieszka Ślosarczyk, prof. PP – Politechnika Poznańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu, Instytut Budownictwa

Abstract

The need for research and characterization of building materials, which has been intensified in recent years, is more and more often associated with their appropriate selection, as well as with the growing market demand for products with specific performance and functionality as well as precisely designed properties. Research conducted over the last several years in the field of cement composites modified with nanoadditives concerned mainly mechanical and photocatalytic properties. Among them, few works have been devoted to counteracting the biodegradation of cement composites and the role of nanoadditives in counteracting this phenomenon. The biodegradation of the cement composite is caused by bacteria, fungi, algae and lichens, which, by releasing destructive metabolites, lead to a gradual damage to the microstructure of the cement binder and lowering the pH of the cement matrix, which initiates the growth of microorganisms. Therefore, as part of the research work, an attempt was made to evaluate cement composites based on zinc oxide as antibacterial materials. In the presented work, the physical and chemical characteristics of zinc oxides of various origins were made, which were then used as admixtures for cement mortars. Using a semi-adiabatic calorimeter, tests of the hydration heat of mortars produced with an admixture of oxide were carried out. The produced mortars were subjected to structural analysis and mechanical properties tests. Non-invasive computed tomography (CT) was used to assess the porosity of the admixed cement mortars.

1. Wprowadzenie

Ściśle związane z szybkością hydratacji cementu są takie parametry jak urabialność, poprawa właściwości mechanicznych, ilość uwalnianego ciepła hydratacji, skurcz autogeniczny czy wczesne pękanie [1]. Uwodnienie krzemianu trójwapniowego (C_3S) jest najważniejszym czynnikiem wpływającym na właściwości mechaniczne dojrzałego spoiwa cementowego [2, 3]. Szybkość hydratacji krzemianu trójwapniowego, a tym samym cementu jest w obszarze zainteresowań badaczy od długiego czasu. Biorąc pod uwagę złożoność procesów, cały mechanizm hydratacji podzielić można na cztery etapy: (*i*) przedindukcyjny (~0-1 h), (*ii*) indukcji (~1-2 h), (*iii*) wzrostu szybkości reakcji (~2-9 h) oraz (*iv*) okresu zwalniania (zmniejszenie szybkości reakcji i małej szybkości reakcji) (~9-24 h) [4-6] lub trzy: (*i*) faza I (~0-3 h), (*ii*) faza II (~3-24 h) oraz (*iii*) >~24 h [7].

W fazie reakcji początkowej mają miejsce bardzo szybkie reakcje między C_3S, a wodą, które przebiegają zgodnie z reakcją (1) [2, 4]:

$$2(3CaO \cdot SiO_2) + 6H_2O \rightarrow 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + 3Ca(OH)_2 \quad (1)$$

Warto tutaj nadmienić, że mechanizm okresu indukcji jest w obszarze ciągłych rozważań badaczy, którzy koncentrują się na dwóch głównych hipotezach: rozpuszczania kongruentnego i niekongruentnego z utworzeniem warstwy bogatej w krzemionkę na powierzchni C_3S. Teoria rozpuszczania niekongruentnego wskazuje na wytworzenie na powierzchni C_3S filmu hydratacyjnego zawierającego jony wapnia i krzemu oraz powstanie bariery dyfuzyjnej zmniejszającej szybkość reakcji. Druga z teorii dotyczy rozpuszczania kongruentnego, w którym szybkość rozpuszczania czystego C_3S maleje nieliniowo wraz z postępem reakcji. Są to jednak procesy bardzo trudne do zmierzenia w rzeczywistych warunkach, gdzie zarówno rozpuszczanie jak i wytrącanie hydratów zachodzi jednocześnie i w takim samym tempie [6, 7].

Mechanizm nukleacji i wzrostu wskazuje, że szybkość procesu hydratacji zależy od rozwoju i zarodkowania fazy C-S-H na alicie, jak również innych powierzchniach mineralnych [4]. Etap ten może w sposób istotny być modyfikowany przez zastosowanie domieszek chemicznych, w tym domieszek opóźniających wiązanie. W przypadku ich braku, w momencie, kiedy szybkość nukleacji i wzrostu przyspiesza, rozpoczyna się etap wzrostu szybkości reakcji. Badania nad wpływem domieszek opóźniających na hydratację spoiwa cementowego badali między innymi Scrivener i inni [7], którzy wykazali, że już niewielka ilość domieszki cynku do alitu zmienia proces jego hydratacji. Szybkość uwalnianego ciepła wskazuje, że cynk ma znaczący wpływ na przebieg krzywej kalorymetrycznej – opóźnia zakończenie fazy początkowej i inhibituje zarodkowanie fazy C-S-H. Z drugiej strony wzrasta ilość całkowitego wydzielonego ciepła związana ze zmianą morfologii fazy C-S-H. Potwierdzeniem tej hipotezy są zaprezentowane w pracy Li i Scrivener [3] wyniki badań dla czystego C_3S oraz zmielonego C_3S z 1 oraz 3 % dodatkiem ZnO. W fazie początkowego wzrostu fazy C-S-H dla czystego C_3S zaobserwowano więcej pojedynczych igieł, małe skupiska wytworzone na powierzchni ziaren C_3S, z kolei dla materiału z dodatkiem ZnO widoczny wzrost wcześniej powstałych igieł oraz tworzenie nowych skupisk nie tylko na powierzchni ziaren. W szczycie fazy wzrostu w obu przypadkach zaobserwowano całkowite pokrycie powierzchni ziaren C_3S wytworzonymi igłami lub skupiskami igieł fazy C-S-H, przy czym wraz ze wzrostem ilości ZnO zmieniała się morfologia igieł, były one znacznie dłuższe w porównaniu do czystej fazy C_3S.

Opóźniające działanie tlenku cynku zaobserwowano również w przypadku wprowadzenia go do mieszanki betonowej, co przedstawiono w pracy Nayak i inni [2]. Według autorów wytworzony w efekcie reakcji (1) wodorotlenek wapnia reaguje z tlenkiem cynku zgodnie z reakcją (2):

$$Ca(OH)_2 + ZnO \rightarrow CaO + Zn(OH)_2 \tag{2}$$

Wytworzona w ten sposób amorficzna warstwa w kontakcie z cementem opóźnia proces hydratacji utrudniając kontakt z wodą [2]. Opóźnienie związane może być z konwersją $Zn(OH)_2$ do postaci anionu ZnO_2^{2-}, który z jonami Ca^{2+} oraz OH^- występującymi w środowisku może utworzyć $CaZn_2(OH)_6 \cdot 2H_2O$ [8]. W mieszaninie cementu Portlandzkiego stwierdzono obecność nie tylko struktury $CaZn_2(OH)_6 \cdot 2H_2O$, ale również $Zn_5(CO_3)_2 \cdot (OH)_6$, $Zn(OH)_2$ oraz $Zn(CO_3)$ tworzących powłokę ochronną na ziarnach cementu, opóźniając proces hydratacji [8]. Przypuszczalnie związane to jest z faktem, że tlenek cynku może występować zarówno jako kwas, jak i jako zasada w myśl równania (3):

$$\begin{array}{c} Zn^{2+} + 2OH^- \rightarrow Zn(OH)_2 \rightarrow 2H^+ + ZnO_2^{2-} \\ \uparrow\downarrow \\ pH\ 3 \div 5 \quad ZnO + H_2O \quad pH\ 11 \div 12 \end{array} \tag{3}$$

Z kolei $CaZn_2(OH)_6 \cdot 2H_2O$ może tworzyć się w zależności od pH zgodnie z równaniem (4) lub (5) [9]:

$$2Zn(OH)_3^- + Ca^{2+} + 2H_2O \rightarrow CaZn_2(OH)_6 \cdot 2H_2O \tag{4}$$

$$2Zn(OH)_2 + Ca^{2+} + 2OH^- + 2H_2O \rightarrow CaZn_2(OH)_6 \cdot 2H_2O \tag{5}$$

W literaturze przedmiotu tlenek cynku poza właściwościami opóźniającymi wiązanie spoiwa cementowego znany jest z właściwości antybakteryjnych [10, 11] i fotokatalitycznych [12, 13]. W swojej pracy Sikora i inni porównali cztery nanotlenki, w tym tlenek cynku, oraz określili ich wpływ na rozwój mikroorganizmów w celu oceny ich przydatności w roli antybakteryjnych domieszek do zapraw cementowych. Wyniki zaprezentowane przez autorów wskazały na potencjał stosowania ZnO jako domieszki antybakteryjnej. Do podobnych wniosków doszli Dyshlyuk i inni [11], którzy porównali efektywność ZnO, TiO_2 oraz SiO_2 na działanie bakterii i grzybów i dowiedli, że tlenek cynku charakteryzuje się najlepszą skutecznością w inhibicji drobnoustrojów.

Istotnym zagadnieniem jest wydajne rozprowadzenie domieszek proszkowych, szczególnie o rozmiarach nanometrycznych, w matrycy cementowej, co gwarantuje ich efektywne działanie. W pracy Klapiszewskiej i innych [14], analizie poddano domieszkę tlenku cynku, w tej samej ilości, wprowadzoną różnymi metodami – suchego mieszania ze spoiwem, wodnej dyspersji na mieszadle magnetycznym, dyspersji wytworzonej przy użyciu myjki ultradźwiękowej oraz układ kombinowany: mieszadło magnetyczne i myjka ultradźwiękowa. Każda z tych kombinacji miała swojego odpowiednika w kompozycie cementowym dodatkowo uzupełnionym superplastyfikatorem. Przeprowadzone badania dowiodły, że w zależności od metody wprowadzenia domieszki uzyskano nieco inne parametry finalnych kompozytów cementowych. Za najkorzystniejszą z metod uznano wytworzoną na mieszadle magnetycznym dyspersję w kompozycie z dodatkiem superplastyfikatora.

Mimo, że temat domieszkowania matrycy cementowej tlenkiem cynku jest przedmiotem rozważań literaturowych od wielu lat, to niewiele prac pokazuje wpływ pochodzenia

tlenku na wiązanie spoiwa cementowego i otrzymane parametry fizykomechaniczne. Dlatego też w ramach prezentowanych badań postanowiono poddać ocenie wpływ różnych rodzajów tlenków cynku – wprowadzone jednakową metodą, w tej samej ilości (0.1 %wag.) lecz innego pochodzenia – komercyjnie dostępne oraz syntezowane dwiema metodami: hydrotermalną i mikrofalową. Następnie określono ich właściwości plastyczne, średnią wytrzymałość mechaniczną, właściwości przeciwdrobnoustrojowe oraz przeanalizowano proces hydratacji korzystając z oznaczenia początku czasu wiązania i wyznaczenia ciepła hydratacji. Dodatkowych informacji dostarczyła analiza porowatości przeprowadzona dwiema metodami: porozymetrii rtęciowej i nieinwazyjnej tomografii komputerowej dla kompozytu referencyjnego i domieszkowanego tlenkiem cynku, aby zbadać wpływ tlenku cynku na rozmieszczenie i wielkość porów w dojrzałym kompozycie cementowym.

2. Zastosowane materiały i metodyka badań

W ramach prezentowanych badań wykorzystano pięć tlenków cynku różnego pochodzenia, tlenki komercyjne: ZnO-CH, firmy Chemat, Gdańsk, Polska; ZnO-AA, firmy Alfa Aesar, Ward Hill, Massachusetts, Stany Zjednoczone; ZnO-SA firmy Sigma-Aldrich, Saint Louis, Missouri, Stany Zjednoczone; oraz tlenki syntezowane metodą mikrofalową (ZnO-M) oraz hydrotermalną (ZnO-H). Szczegółowa procedura związana z syntezą tych materiałów została zaprezentowana w pracy [15]. Wszystkie wykorzystane tlenki cynku poddano analizie fizykochemicznej i określono rozkład wielkości cząstek oraz wyznaczono powierzchnię właściwą BET. Do wykonania analiz posłużyły odpowiednio Zetasizer Nano ZS (0.6–6000 nm) firmy Malvern Instruments Ltd., Malvern, Wielka Brytania oraz aparat ASAP 2020 firmy Micromeritics Instrument Co., Norcross, Georgia, Stany Zjednoczone).

Do wytworzenia zapraw cementowych zastosowano cement 42,5R firmy Górażdże, Górażdże, Polska, piasek kwarcowy firmy Kwarcmix, Tomaszów Mazowiecki, Polska oraz wodę destylowaną. Tlenek cynku wprowadzano do mieszarki w postaci zawiesiny wytworzonej na mieszadle magnetycznym z całą wodą zarobową w ilości 0,1 %wag. Cała procedura wytwarzania kompozytów cementowych jest zgodna z wytycznymi normy PN-EN 196-1. Po zakończeniu mieszania świeżą zaprawę umieszczono w formach o wymiarach 40 x 40 x 160 mm, w dwóch warstwach, każdą z nich zagęszczając 60 uderzeniami, a następnie rozformowano po 24 h i pozostawiono na 28 dni w wodzie. Badanie początku czasu wiązania przeprowadzono na zaczynie cementowym, zgodnie z normą PN-EN 196-3 stosując aparat Vicata. Badanie wielkości rozpływu zaprawy cementowej przeprowadzono na stoliku wstrząsowym według procedury normy PN-EN 1015-3. Kolejnym normowym badaniem jakiemu poddano próbki zapraw było określenie ciepła hydratacji, zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 196-9 stosując kalorymetr semi-adiabatyczny firmy Testing, Berlin, Niemcy. Dojrzałe próbki zapraw cementowych poddano testom mechanicznym (zgodnie z PN-EN 196-1) na maszynie wytrzymałościowej Servo-Plus Evolution firmy Matest S.p.A., Treviolo BG, Włochy.

Czystość mikrobiologiczna kompozytów cementowych została określona metodą kontaktową na płytkach agarowych. Szczegółową procedurę tej metody przedstawiono w pracach [15, 16]. Prezentowane dane są średnią z trzech eksperymentów wykonanych w trzech powtórzeniach.

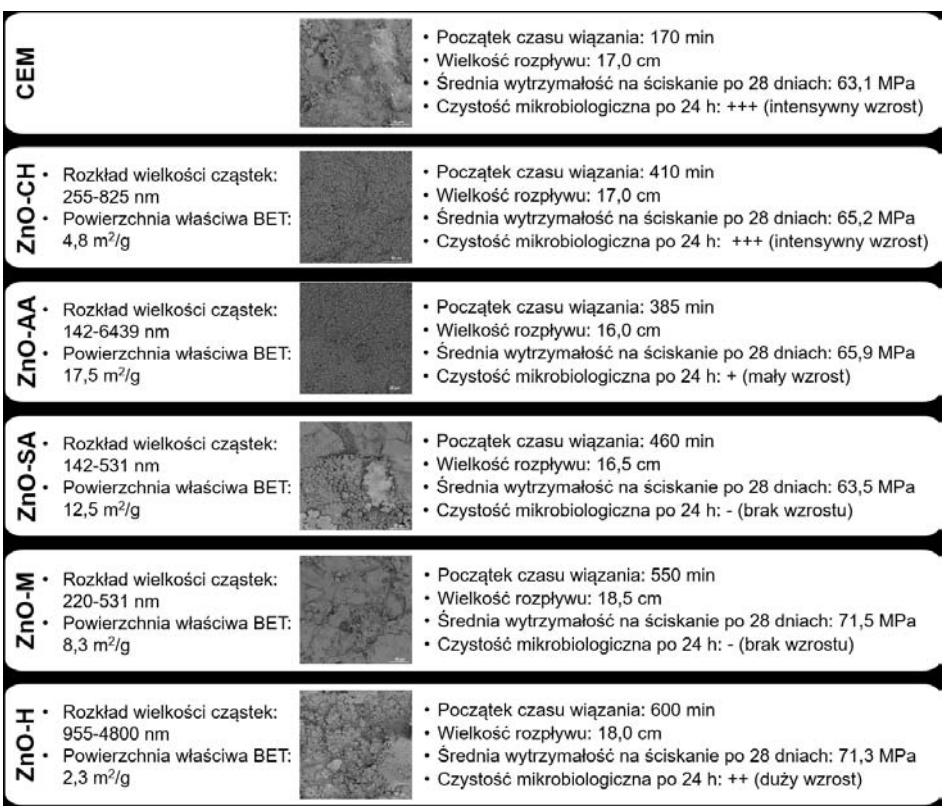
Porowatość wybranych kompozytów cementowych określono stosując dwie metody – porozymetrię rtęciową z wykorzystaniem porozymetru PoreMaster 33 firmy Quantachrome Instruments, Boynton Beach, Floryda, Stany Zjednoczone oraz nieinwazyjną

tomografię komputerową korzystając z mikrotomografu (microCT) Phoenix V | tome | x S240 firmy GE Waygate Technologies, Hürth, Niemcy. Obraz uzyskiwany jest za pomocą detektora panelowego zawierającego 1000 x 1000 detektorów.

3. Wyniki badań

W początkowej fazie badań wykorzystywane czyste tlenki cynku poddano analizie rozkładu wielkości cząstek, której wyniki zamieszczono na Rys. 1. Na podstawie prezentowanych zakresów wielkości cząstek można zaobserwować, że wszystkie z wykorzystywanych tlenków cynku mają tendencję do agregacji i aglomeracji. Relatywnie cząstkami o najmniejszej średnicy charakteryzuje się proszek ZnO-SA, dla którego wyznaczony zakres wynosi 145-531 nm.

Zestawione na Rys. 1. dane dotyczące powierzchni właściwej BET wykorzystanych tlenków cynku wskazują, że materiałem o największej powierzchni właściwej jest tlenek ZnO-AA, dla którego wyznaczono wartość 17,5 m^2/g. Tlenki cynku otrzymane w wyniku syntezy charakteryzują się powierzchniami właściwymi BET na poziomie 8,3 m^2/g dla materiału ZnO-M oraz 2,3 m^2/g dla ZnO-H.

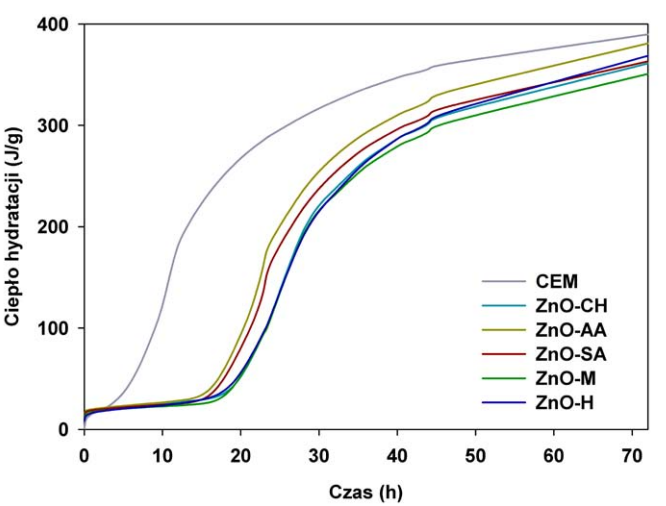


Rys.1. Zestawienie właściwości fizykochemicznych wykorzystanych tlenków cynku oraz najważniejsze parametry wytworzonych z ich udziałem zapraw cementowych.

Ciekawych obserwacji dostarczyło badanie początku czasu wiązania. Zaobserwowano, że tlenki komercyjnie dostępne wykazują opóźniające działanie podczas wiązania jednak nie w tak znacznym stopniu jak te syntezowane. Dla proszku ZnO-M początek czasu wiązania określono po 550 min, a dla materiału otrzymywanego metodą hydrotermalną aż po 600 min (ZnO-H). Dla tlenków dostępnych komercyjnie początki czasów wiązania wynoszą odpowiednio: ZnO-CH – 410 min; ZnO-AA – 385 min oraz ZnO-SA – 460 min. W porównaniu do próbki referencyjnej, bez domieszki, dla której początek czasu wiązania zaobserwowano po 170 min, stanowi to zdecydowane wydłużenie procesu sieciowania.

W przypadku badania wielkości rozpływu możemy zaobserwować podobną tendencję, jak w przypadku początku czasu wiązania. Tlenki cynku dostępne komercyjnie, jak i sama próbka referencyjna, charakteryzują się mniejszymi średnicami rozpływów, w porównaniu do zapraw zawierających tlenki syntezowane. Próbka referencyjna osiągnęła 17,0 cm rozpływ, podobnie jak zaprawa z domieszką ZnO-CH. Nieznacznie mniejsze średnice rozpływu zapraw z domieszką ZnO-SA (16,5 cm) oraz ZnO-AA (16,0 cm). Zaprawa z tlenkiem cynku otrzymanym metodą mikrofalową uzyskała największy rozpływ ze wszystkich badanych, średnicy 18,5 cm, natomiast z domieszką ZnO-H 18,0 cm.

Ocena wczesnej hydratacji możliwa było dzięki zastosowaniu kalorymetru semi-adiabatycznego do wyznaczenia ciepła hydratacji wszystkich analizowanych kompozytów. Wyznaczone krzywe wydzielonego ciepła od czasu przedstawiono na Rys. 2. W kompozycie referencyjnym intensywny przyrost wydzielonego ciepła następuje po ok. 3 h, z kolei dla kompozytów domieszkowanych tlenkami cynku dzieje się to zdecydowanie później, po ok. 14 h (ZnO-AA i ZnO-SA) oraz 16 h (ZnO-CH, ZnO-M i ZnO-H). Po 72 h badaniach najwyższe ciepło hydratacji odnotowano dla kompozytu referencyjnego (389,8 J/g), natomiast najniższe dla materiału ZnO-M (350,8 J/g).



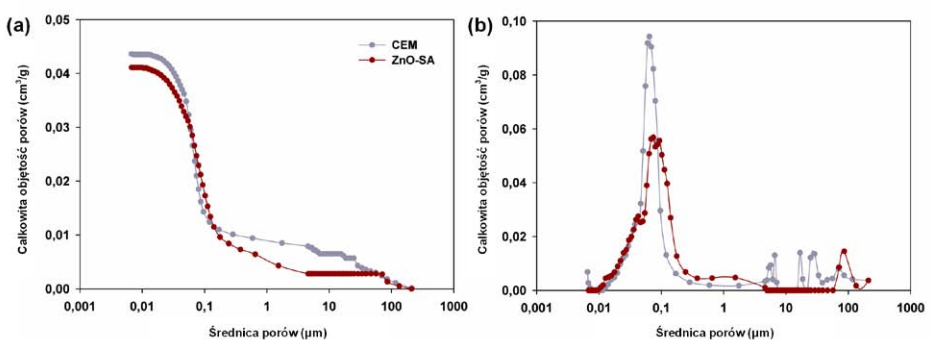
Rys.2. Ciepło hydratacji kompozytu referencyjnego oraz kompozytów cementowych zawierających różne rodzaje ZnO.

Po 28 dniach dojrzewania wytworzone kompozyty cementowe zostały poddane badaniom mechanicznym w wyniku których wyznaczono średnią wytrzymałość na ściskanie, która dla kompozytu referencyjnego wynosi 63,1 MPa. Kompozyty zawierające tlenki

cynku charakteryzują się wytrzymałością porównywalną lub wyższą, osiągając wytrzymałości rzędu 63,5 MPa (ZnO-SA), 65,2 MPa (ZnO-CH), 65,9 MPa (ZnO-AA) dla tlenków komercyjnych oraz 71,3 MPa (ZnO-H) i 71,5 MPa (ZnO-M) dla tlenków syntezowanych.

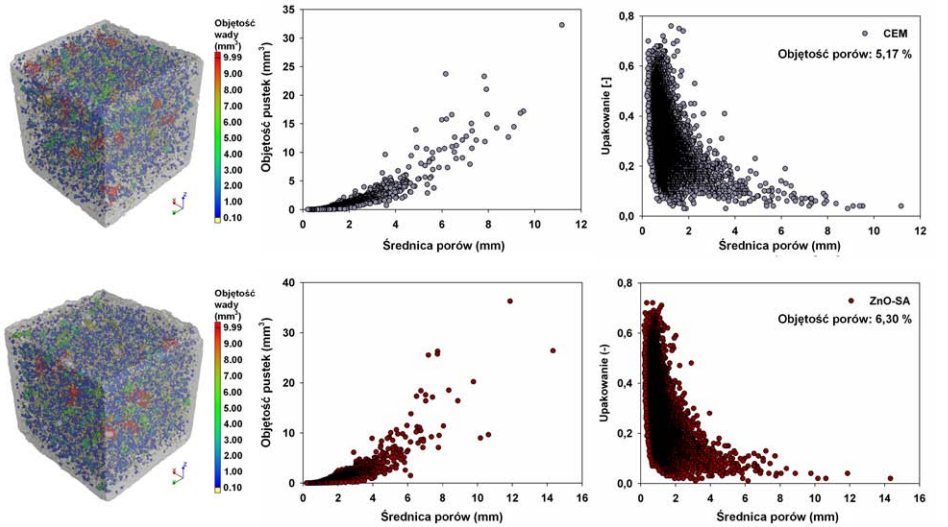
Istotnym elementem prowadzonych prac badawczych była ocena działania różnych tlenków cynku w roli domieszek pozwalających na otrzymanie kompozytów cementowych o właściwościach przeciwdrobnoustrojowych. W wyniku przeprowadzonych metodą kontaktową testów dowiedziono, że nie wszystkie tlenki cynku po wprowadzeniu ich do matrycy cementowej posiadają zdolność hamowania wzrostu mikroorganizmów. Najkorzystniejsze parametry (całkowity brak wzrostu) otrzymano dla kompozytów oznaczonych jako ZnO-SA oraz ZnO-M.

Charakterystykę struktury porowatej przeprowadzono dla kompozytu referencyjnego oraz reprezentacyjnej próbki kompozytu zawierającego domieszkę tlenku ZnO-SA stosując dwie metody pomiarowe: (*i*) porozymetrię rtęciową, której wyniki przedstawiono na Rys. 3 oraz (*ii*) nieinwazyjną tomografię komputerową, której rezultaty zaprezentowano na Rys. 4. Stosując porozymetrię rtęciową określono całkowitą objętość porów w zakresie <0,01 µm do ~200 µm. Analizując prezentowane wykresy można zaobserwować, że domieszka tlenku cynku powoduje uszczelnienie struktury kompozytu cementowego i zmniejszenie ilości małych porów w porównaniu do kompozytu referencyjnego.



Rys.3. Porozymetria rtęciowa wyznaczona dla kompozytu referencyjnego oraz zaprawy zawierającej domieszkę ZnO-SA przedstawiona jako (a) krzywa kumulacyjna oraz (b) krzywa przyrostowa.

W metodzie nieinwazyjnej tomografii komputerowej ocenie podlegają pory powietrzne o nieco większym rozmiarze w porównaniu do porozymetrii rtęciowej. Na podstawie przedstawionych danych można stwierdzić, że również w przypadku nieinwazyjnej tomografii komputerowej kompozyt cementowy zawierający domieszkę ZnO-SA charakteryzuje się większą ilością drobniejszych porów, czego obrazem jest nagromadzenie się punktów pomiarowych w lewej części prezentowanych wykresów. Zaprawa referencyjna charakteryzuje się nieco mniejszą ilością porów, są to jednak przestrzenie zróżnicowanych wielkościach. Dopełnieniem prezentowanych danych jest widok 3D kostki zaprawy cementowej (40 x 40 x 40 mm) poddanej badaniu tomografii, gdzie wyraźnie można zauważyć nagromadzenie się drobniejszych przestrzeni w całej objętości badanego kompozytu zawierającego domieszkę ZnO.



Rys.4. Porowatość kompozytu cementowego referencyjnego oraz zawierającego domieszkę ZnO--SA z wykorzystaniem nieinwazyjnej tomografii komputerowej

4. Dyskusja

Tlenek cynku może stanowić funkcjonalny dodatek do kompozytów cementowych. Liczne doniesienia literaturowe wskazują na jego opóźniające działanie podczas wiązania [12, 17-19], co potwierdzają również wyniki początku czasu wiązania zebrane na Rys. 1. Wang i inni [18] zbadali wpływ różnych form Zn^{2+} w postaci $ZnSO_4{\cdot}7H_2O$, ZnO, $Zn(NO_3)_2{\cdot}6H_2O$ oraz $ZnCl_2$ na przebieg hydratacji i właściwości cementu glinowo-wapniowego. Wprowadzone domieszki w ilości 0,5 % spowodowały opóźnienie początku czasu wiązania w odniesieniu do próbki referencyjnej o ~40-100 %. Biorąc pod uwagę testy plastyczności i otrzymane wielkości rozpływów Liu i inni w swojej pracy [19] przeprowadzili badania na cemencie Portlandzkim 42,5 dodając nano-ZnO w ilości 0,05, 0,1 oraz 0,2 %wag. i zaobserwowali, że zwiększając zawartość tlenku cynku płynność zaczynu maleje. Autorzy wskazują, że większa powierzchnia właściwa cząstek tlenku cynku w porównaniu do ziaren cementu obniża urabialność zaczynu cementowego. Podobną tendencję można zaobserwować w wynikach prezentowanych na Rys. 1, gdzie próbka ZnO-AA charakteryzująca się najwyższą powierzchnią właściwą BET (17,5 m^2/g) odznacza się najmniejszą średnicą rozpływu (16,0 cm), natomiast kompozyt ZnO-H o rozpływie 18,0 cm, najmniejszą powierzchnią właściwą BET (2,3 m^2/g). Badania realizowane przez Nochaiya i innych [20] dotyczą zaczynów i zapraw cementowych zawierających 0, 1, 2 oraz 5 %wag. ZnO. Autorzy pracy [20], podobnie do wyników uzyskanych w niniejszych badaniach zaobserwowali opóźniające działanie ZnO, które ich zdaniem jest efektem wytworzonej warstwy ochronnej przez tlenek cynku na ziarnach cementu. Zbadali oni również dość szczegółowo wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych zawierających ZnO i wskazali, że wraz ze wzrostem ilości tlenku wytrzymałość wczesna (do 7 dni) maleje. 1 %wag. domieszki stanowi najkorzystniejsze rozwiązanie pod kątem parametrów mechanicznych po 7, 28 oraz 90 dniach. Niemniej jednak kwestia wiązania tych zapraw związana jest z warstwą

C-S-H pokrytą amorficznym wodorotlenkiem cynku, przez który uwodnienie krzemianu wapnia C_3S było utrudnione [20, 21]. Dalsza reakcja z wodą możliwa jest po przemianie wodorotlenku w krystaliczny hydrocynian wapnia ($CaZn_2(OH)_6 \cdot 2H_2O$). Po zniszczeniu nieprzepuszczalnej warstwy, następuje dalszy wzrost fazy C-S-H, co prowadzi do przyrostów wytrzymałości [20]. Prezentowane wyniki średniej wytrzymałości na ściskanie prezentują wyrównanie (ZnO-SA) lub przyrost parametrów mechanicznych kompozytów cementowych domieszkowanych tlenkami cynku po 28 dniach dojrzewania. Opóźnienie wiązania związane jest również z redukcją wydzielonego ciepła podczas hydratacji, na co zwrócili uwagę również Liu i współpracownicy [19]. W porównaniu do zaczynu referencyjnego, badane próbki zawierające ZnO wydłużają okres przedindukcyjny i zwiększają wydatek energetyczny w późniejszym okresie. Wykazali oni również, że wraz ze wzrostem zawartości tlenku cynku, okres przedindukcyjny ulega znacznemu wydłużeniu. Warto jednak nadmienić, że całkowite wydzielone ciepło hydratacji kompozytów zawierających tlenek cynku, w odniesieniu do próbki bez domieszki jest niższe. Analizując prezentowane krzywe całkowitej objętości porów dla próbki ZnO-SA oraz kompozytu referencyjnego zaobserwowano zmniejszenie ilości porów do ~200nm. Podobne obserwacje w swoich badaniach zaprezentowali autorzy pracy [1], gdzie zaczyny zawierające 0,1 %wag. ZnO charakteryzują się niższą całkowitą objętością porów w porównaniu do próbki referencyjnej oraz zaczynu zawierającego 0,2 %wag. ZnO. Innym korzystnym aspektem związanym ze stosowaniem tlenku cynku w roli domieszki do kompozytów cementowych jest jego działanie przeciwdrobnoustrojowe, co udowodniono dla próbek ZnO-SA oraz ZnO-M, a potwierdzają liczne doniesienia literaturowe [22-25].

5. Wnioski

Wykorzystane w ramach badań różne rodzaje tlenków cynku charakteryzowały się odmiennymi właściwościami fizykochemicznymi, takimi jak rozkład wielkości cząstek czy powierzchnia właściwa BET. Wytworzone z ich udziałem kompozyty cementowe charakteryzowały się wydłużonym początkiem czasu wiązania, związanym z opóźniającym działaniem tlenku cynku na proces hydratacji spoiwa cementowego i tworzenia faz C-S-H. W zależności od zastosowanej domieszki uzyskane wielkości rozpływów związane były z wielkością powierzchni właściwej BET proszków – im większa, tym urabialność kompozytów cementowych mniejsza. Wyznaczone parametry ciepła hydratacji dla kompozytów zawierających ZnO niezależnie od rodzaju zastosowanej domieszki skutkowały obniżeniem ciepła hydratacji w porównaniu do próbki bez domieszki.

Zastosowanie tlenku cynku w roli domieszki pozwoliło na uzyskanie średniej wartości wytrzymałości na ściskanie porównywalnej lub korzystniejszej w odniesieniu do kompozytu referencyjnego. Mimo opóźnienia wiązania w początkowej fazie, obecność cząstek tlenku cynku zagęszcza strukturę zaczynu cementowego i stanowi dodatkowe centra aktywne do wzrostu fazy C-S-H w późniejszym okresie. Dojrzały produkt poddany ocenie struktury porowatej charakteryzował się mniejszą objętością porów w porównaniu do próbki referencyjnej. Przeprowadzona analiza z wykorzystaniem nieinwazyjnego tomografu komputerowego pozwoliła zobrazować rozłożenie różnej wielkości porów w całej objętości badanej próbki i wskazała na zmianę charakteru porów w przypadku zaprawy z dodatkiem tlenku cynku. Mimo, że całkowita zawartość porów w kompozycie z tlenkiem cynku była wyższa niż w próbce bez domieszki, badanie wykazało na zwiększenie udziału drobnych porów, poniżej 3 mm.

Podziękowania

Praca została zrealizowana w ramach projektu badawczego nr 2019/35/B/ST8/02535 sfinansowanego przez Narodowe Centrum Nauki. Autorzy składają podziękowania członkom zespołu profesora Teofila Jesionowskiego, dr inż. Annie Parus z Wydziału Technologii Chemicznej, dr hab. inż. Bartoszowi Gapińskiemu, prof. PP z Wydziału Inżynierii Mechanicznej Politechniki Poznańskiej oraz dr inż. Adamowi Kubiakowi z Uniwersytetu Adama Mickiewicza w Poznaniu za pomoc w realizacji wybranych badań.

Literatura

[1] Li X., Li J., Lu Z., Chen J., Properties and hydration mechanism of cement pastes in presence of nano-ZnO, Constr Build Mater 289 (2021) 123080.
[2] Nayak C.B., Taware P.P., Jagadale U.T., Jadhav N.A., Morkhade S.G., Effect of SiO_2 and ZnO nano-composites on mechanical and chemical properties of modified concrete, Iran J Sci Technol - Trans Civ Eng 46 (2022) 1237-1247.
[3] Li X., Scrivener K.L., Impact of ZnO on C_3S hydration and C-S-H morphology at early ages, Cem Concr Res 154 (2022) 106734.
[4] Bullard J.W., Jennings H.M., Livingston R.A., Nonat A., Scherer G.W., Schweitzer J.S., Scrivener K.L., Thomas J.J., Mechanisms of cement hydration, Cem Concr Res 41 (2011) 1208-1223.
[5] Scrivener K.L., Nonat A., Hydration of cementitious materials, present and future, Cem Concr Res 41 (2011) 651-665.
[6] Kurdowski W., Chemia cementu i betonu, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
[7] Scrivener K., Ouzia A., Juilland P., Mohamed A.K., Advances in understanding cement hydration mechanisms, Cem Concr Res 124 (2019) 105823.
[8] Keppert M., Jerman M., Scheinherrova L., Reiterman P., Dousova B., Cerny R., Influence of free and sorbed zinc on cement hydration, J Therm Anal 138 (2019) 1935-1943.
[9] Li X.D., Zhang Y.M., Poon C.S., Lo I.M.C., Study of zinc in cementitious material stabilised/solidified wastes by sequential chemical extraction and microstructural analysis, Chem Speciat Bioavailab 13 (2001) 1-7.
[10] Sikora P., Augustyniak A., Cendrowski K., Nawrotek P., Mijowska E., Antimicrobial activity of Al_2O_3, CuO, Fe_3O_4, and ZnO nanoparticles in scope of their further application in cement-based building materials, Nanomaterials 8 (2018) 212.
[11] Dyshlyuk L., Babich O., Ivanova S., Vasilchenco N., Atuchin V., Korolkov I., Russakov D., Prosekov A., Antimicrobial potential of ZnO, TiO_2 and SiO_2 nanoparticles in protecting building materials from biodegradation, Int Biodeterior Biodegrad 146 (2020) 104821.
[12] Senff L., Tobaldi D.M., Lemes-Rachadel P., Labrincha J.A., Hotza D., The influence of TiO_2 and ZnO powder mixtures on photocatalytic activity and rheological behavior of cement pastes, Constr Build Mater 65 (2014) 191-200.
[13] Amor F., Baudys M., Racova Z., Scheinherrova L., Ingrisova L., Hajek P., Contribution of TiO_2 and ZnO nanoparticles to the hydration of Portland cement and photocatalytic properties of High Performance Concrete, Case Stud Constr 16 (2022) e00965.
[14] Klapiszewska I., Ławniczak Ł., Balicki S., Gapiński B., Wieczorowski M., Wilk K.A., Jesionowski T., Klapiszewski Ł., Ślosarczyk A., Influence of zinc oxide particles dispersion on the functional and antimicrobial properties of cementitious composites, J Mater Res Technol 24 (2023) 2239-2264.
[15] Klapiszewska I., Kubiak A., Parus A., Janczarek M., Ślosarczyk A., The in situ hydrothermal and microwave syntheses of zinc oxides for functional cement composites, Materials 15 (2022) 1069.
[16] Klapiszewska I., Parus A., Ławniczak Ł., Jesionowski T., Klapiszewski Ł., Ślosarczyk A., Production of antibacterial cement composites containing ZnO/lignin and ZnO–SiO_2/lignin hybrid admixtures, Cem Concr Compos 124 (2021) 104250.
[17] Liu J., Li Q., Xu S., Influence of nanoparticles on fluidity and mechanical properties of cement mortar, Constr Build Mater 101 (2015) 892-901.
[18] Wang J., Zhang J., Tan H., Ma B., Effect of different kinds of zinc(II) on early hydration of calcium aluminate cement, J Wuhan Univ Technol Mater Sci Ed 35 (2020) 925-929.
[19] Liu J., Jin H., Gu C., Yang Y., Effects of zinc oxide nanoparticles on early-age hydration and the mechanical properties of cement paste, Constr Build Mater 217 (2019) 352-362.

[20] Nochaiya T., Sekine Y., Choopun S., Chaipanich A., Microstructure, characterizations, functionality and compressive strength of cement-based materials using zinc oxide nanoparticles as an additive, J Alloys Compd 630 (2015) 1-10.
[21] Garg R., Garg R., Effect of zinc oxide nanoparticles on mechanical properties of silica fume-based cement composites, Mater Today: Proc 43 (2021) 778-783.
[22] Augustyniak A., Jablonska J., Cendrowski K., Głowacka A., Stephan D., Mijowska E., Sikora P., Investigating the release of ZnO nanoparticles from cement mortars on microbiological models, Appl Nanosci 12 (2022) 489-502.
[23] Noeiaghaei T., Dhami N., Mukherjee A., Nanoparticles surface treatment on cemented materials for inhibition of bacterial growth, Constr Build Mater 150 (2017) 880-891.
[24] Voicu G., Tiuca G.-A., Badanoiu A.-I., Holban A.-M., Nano and mesoscopic SiO_2 and ZnO powders to modulate hydration, hardening and antibacterial properties of Portland cements, J Build Eng 57 (2022) 104862.
[25] Jędrzejczak P., Ławniczak Ł., Ślosarczyk A., Klapiszewski Ł., Physicomechanical and antimicrobial characteristics of cement composites with selected nano-sized oxides and binary oxide systems, Materials 15 (2022) 661.

Magdalena Kosmal
Tomasz Baran
Paweł Pichniarczyk
Mikołaj Ostrowski

Stosowanie pozostałości po ekstrakcji potasu i chloru z pyłu by-passowego jako składnika mąki surowcowej do syntezy niskoemisyjnego klinkieru portlandzkiego

USING RESIDUES AFTER POTASSIUM AND CHLORINE EXTRACTION FROM BY-PASS DUST AS A COMPONENT OF RAW MIX FOR LOW-EMISSION PORTLAND CLINKER SYNTHESIS

Streszczenie

Pyły by-pass, są odpadami powstającym w procesie produkcji klinkieru portlandzkiego. Ze względu na duże ilości chloru w pyłach by-pass nie mogą one być ponownie wykorzystywane w procesie produkcji cementu. Chlor w pyle by-pass występuje najczęściej w połączeniu z potasem tworząc sól chlorku potasu KCl (sylwin). Do produkcji potasowych nawozów mineralnych w Polsce sprowadza się z zagranicy drogi surowiec jakim jest sylwin (KCl). Pyły by-pass mogą więc być źródłem sprowadzanego z zagranicy sylwinu. Producenci nawozów mineralnych dysponują technologią odzyskiwania potasu z pyłu by-pass, podczas której następuje równoczesna ekstrakcja z niego niepożądanego w produkcji cementu chloru. Z uwagi na dużą zawartość CaO niewęglanowego w pozostałości po ekstrakcji potasu i chloru z pyłu by-pass, materiał ten może być bardzo cennym składnikiem w produkcji klinkieru portlandzkiego.

Celem niniejszego artykułu było przedstawienie możliwości produkcji niskoemisyjnego klinkieru portlandzkiego z wykorzystaniem pozostałości po ekstrakcji potasu i chloru. Zastosowanie maksymalnej ilości pozostałości po ekstrakcji do namiarów surowcowych (zestawów surowcowych), z których produkuje się klinkier portlandzki, zmniejszyło emisję o 407,6 kg CO_2 na Mg klinkieru portlandzkiego, w porównaniu do klinkieru portlandzkiego wyprodukowanego z naturalnych surowców węglanowych. Ponadto cement wykonany z klinkieru wyprażonego z udziałem pozostałości po ekstrakcji potasu i chloru

dr inż. Magdalena Kosmal – Sieć Badawcza Łukasiewicz - Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie

dr inż. Tomasz Baran – Sieć Badawcza Łukasiewicz - Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie

dr hab. inż. Paweł Pichniarczyk – Sieć Badawcza Łukasiewicz - Instytutu Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie

dr inż. Mikołaj Ostrowski – Sieć Badawcza Łukasiewicz - Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie

wykazał lepsze przyrosty wytrzymałości po 2, 7 i 28 dniach twardnienia, w porównaniu do cementu odniesienia, wykonanego z klinkieru portlandzkiego wyprażonego z udziałem naturalnych surowców węglanowych.

Abstract

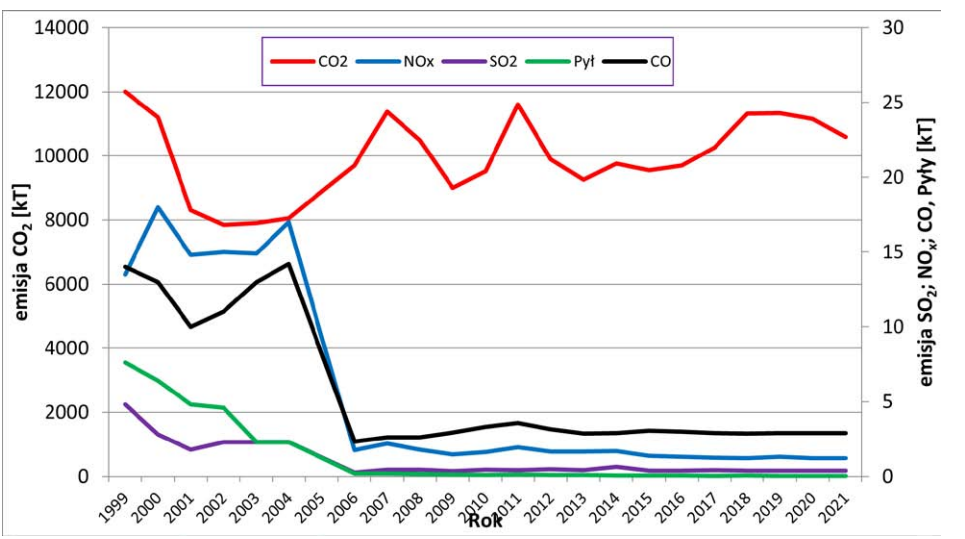
By-pass dusts, are waste generated in the Portland clinker production process. Due to the large amounts of chlorine in by-pass, they cannot be reused in the cement production process. Chlorine in by-pass occurs most often in combination with potassium, creating salt of potassium chloride KCl (sylvine). To produce potassium mineral fertilizers in Poland, the path of expansive sylvine (KCl) is brought from abroad. By-pass dusts can therefore be a source of sylvine imported from abroad. Manufacturers of mineral fertilizers have potassium technology from py-pass dust, during which it is simultaneously extracted chlorine from it unwanted in the production of cement. Due to the high content of non-carbonate form of calcium in the remains of potassium and chlorine extraction from by-pass, this material can be a very valuable ingredient in the production of Portland clinker.

The purpose of this article was to present the possibilities of the production of low -emission Portland clinker using residues after potassium and chlorine extraction. The use of the maximum amount of residue after extraction to raw materials (raw material sets), from which the Portland clinker is produced, reduced the emission by 407.6 kg CO_2 on Mg of Portland clinker, compared to Portland clinker made from natural carbonate raw materials. In addition, cement made of clinker burned with the participation of residues after potassium and chlorine extraction showed better strength increases after 2, 7 and 28 days of hardening, compared to reference cement, made of Portland clinker produced of natural carbonate raw materials.

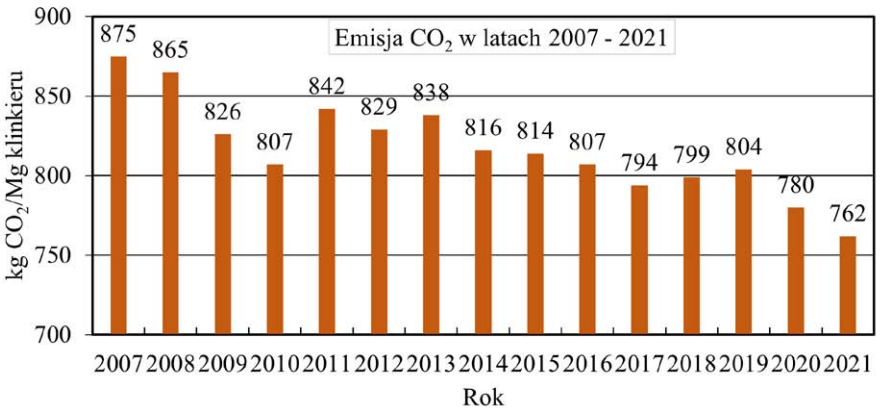
1. Wstęp

Przemysł cementowy zaliczany jest do gałęzi gospodarczych o dużym zużyciu energii na jednostkę produkcji i co za tym o potencjalnie wysokim wskaźniku emisji gazów: NO_x, SO_2, CO_2, CO oraz pyłów i metali ciężkich do atmosfery [1-3]. Obniżenie emisji gazów cieplarnianych w procesie produkcji cementu jest jednym z najważniejszych zadań przemysłu cementowego. Problem jest szczególnie istotny w przypadku emisji CO_2 gdzie wprowadzane są coraz ostrzejsze limity emisji i groźba wysokich opłat z tytułu ich przekroczenia.

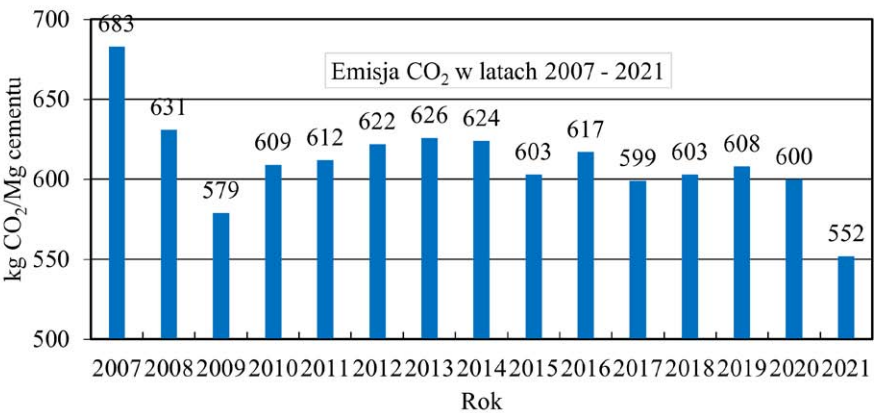
Emisję gazów i pyłów w polskim przemyśle cementowych w ostatnich 23 latach przedstawiono na rysunku 1. Przedstawione na rysunku 1 wykresy pokazują dużą efektywność przemysłu cementowego w zakresie redukcji emisji NO_x, SO_2, CO oraz pyłów. Monitorowane poziomy emisji tych gazów i pyłów spełniają z dużą rezerwą bardzo ostre wymagania Dyrektyw Europejskich [4-6]. Natomiast emisja CO_2 (rys.1) zmienia się w bardzo małym zakresie i kształtuje się w ostatnich 3 latach na poziomie ok. 11 milionów ton rocznie, przyjmując wielkość ok 760 kg CO_2 na tonę klinkieru (rys. 2). Na rysunku 2 przedstawiono emisję CO_2 w Polsce w ostatnich 15 latach, przypadającą na jednostkę wyprodukowanego klinkieru portlandzkiego w danym roku. Natomiast na rysunku 3 pokazano emisję CO_2 przeliczoną na jednostkę wyprodukowanego w danym roku cementu.



Rys. 1. Emisja gazów i pyłów w krajowym przemyśle cementowym w Polsce w latach 2007-2021 [6]



Rys. 2. Emisja CO_2 z procesu produkcji klinkieru portlandzkiego w Polsce w latach 2007-2021 [6]



Rys. 3. Emisja CO_2 z procesu produkcji cementu w Polsce w latach 2007-2021 [6]

Analizując poziomy emisji zamieszczone na rysunkach 2 i 3 można stwierdzić, że emisja CO_2 przypadająca na tonę cementu w Polsce jest mniejsza o ok. 200 kg w porównaniu do klinkieru portlandzkiego. Taki stopień redukcji CO_2 na jednostkę cementu wynika z obniżenia zawartości klinkieru portlandzkiego w składzie cementu, a także z obniżenia emisji CO_2 w procesie wypalania klinkieru portlandzkiego, głównie przez stosowanie paliw alternatywnych. Przemysł cementowy intensywnie wdraża rozwiązania w produkcji klinkieru portlandzkiego i cementu zmniejszające poziom emisji CO_2 do atmosfery. Najważniejszymi obecnie kierunkami obniżenia emisji CO_2 w przemyśle cementowym są następujące rozwiązania [7-17]:

- rozwój produkcji cementów wieloskładnikowych CEM II÷CEM V - ograniczenie zawartości w cemencie wysokoemisyjnego klinkieru portlandzkiego i zastąpienie go ubocznymi produktami przemysłowymi (popiół lotny krzemionkowy, granulowany żużel wielkopiecowy i mielony wapień) [7-13],

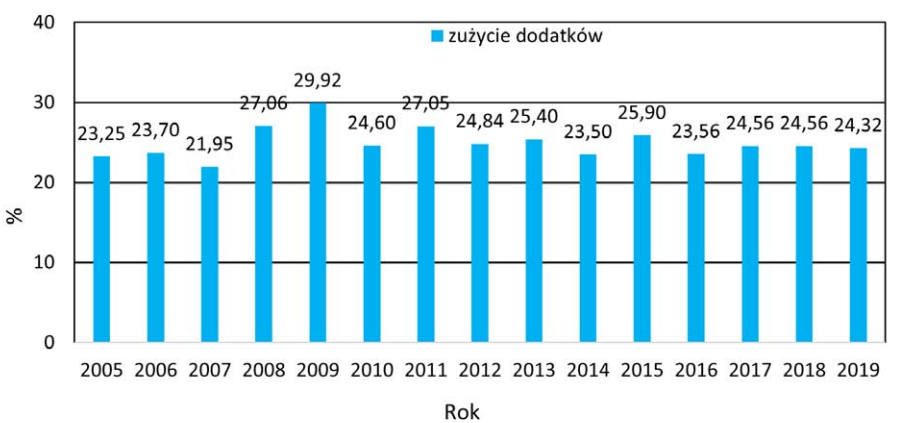
- stosowanie paliw alternatywnych, zawierających w swoim składzie węgiel w formie biomasy (tzw. węgiel biogenny), którego nie wlicza się do emisji CO_2 [14-17],
- stosowanie surowców odpadowych zawierających związki wapnia inne niż węglanowe do produkcji klinkieru portlandzkiego [2,3].

Wszystkie wymienione rozwiązania łączą efekty ekologiczne związane z ograniczeniem emisji CO_2 oraz NO_x do atmosfery, a także efekty gospodarczo-społeczne wynikające z odzysku surowców odpadowych z innych gałęzi gospodarki.

Szczególnie obiecującym rozwiązaniem, podjętym w niniejszej pracy, jest stosowanie odpadowych związków wapnia w postaci innej niż węglanowej do produkcji klinkieru portlandzkiego. W niniejszym artykule przedstawiono rozwiązanie, polegające na wykorzystaniu do namiarów surowcowych (zestawów surowcowych), z których produkuje się klinkier portlandzki, odpadowego pyłu by-pass po usunięciu z tego materiału w procesie ekstrakcji praktycznie całego chloru i potasu.

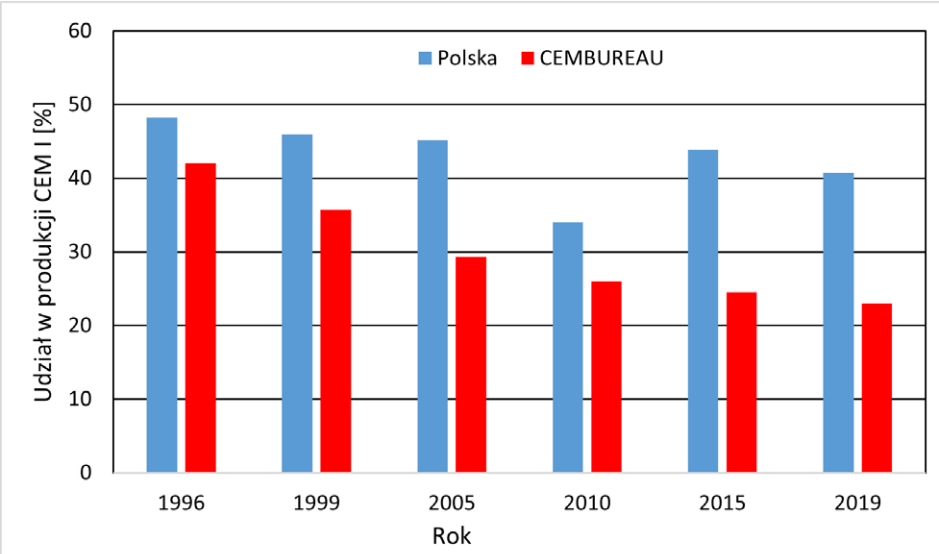
2. Udział składników nieklinkierowych w produkcji cementu w Polsce

W Polsce jako składniki nieklinkierowe w składzie cementu, stosowane są głównie granulowany żużel wielkopiecowy S, popiół lotny krzemionkowy V oraz w coraz większym stopniu wapień LL. Udział tych składników w produkcji cementów powszechnego użytku w Polsce w latach 2005 ÷ 2019 przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Zużycie składników nieklinkierowych w produkcji cementów w Polsce w latach 2005-2019 [6].

Nie analizując ograniczonej obecnie dostępności surowców, głównie granulowanego żużla wielkopiecowego i popiołu lotnego krzemionkowego, stopień zastąpienia klinkieru portlandzkiego jest nadal w Polsce niski. Produkcja cementu portlandzkiego CEM I w 2019 roku w Polsce była na poziomie ponad 40% całości asortymentu i była prawie dwukrotnie większa, w porównaniu z krajami CEMBUREAU (rys. 5). Należy zakładać na najbliższe lata większy udział i rozwój produkcji cementów wieloskładnikowych CEM II÷CEM V w Polsce, czyli w konsekwencji zmniejszenie produkcji cementu portlandzkiego CEM I.



Rys. 5. Produkcja cementu portlandzkiego w Polsce i CEMBUREAU w latach 1996-2019 [6]

3. Paliwa alternatywne w przemyśle cementowym

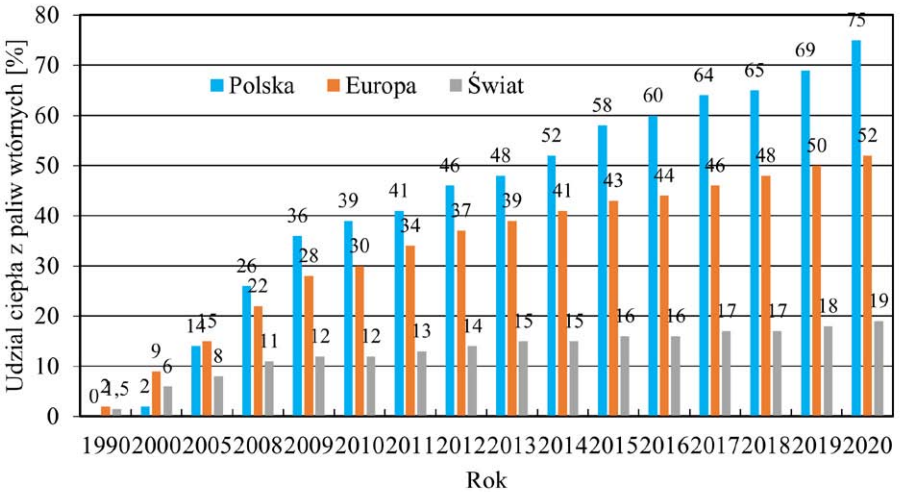
Ważne znaczenie w redukcji emisji CO_2 ma stosowanie paliw alternatywnych (wtórnych) w przemyśle cementowym, głównie do produkcji klinkieru portlandzkiego. Paliwo alternatywne to odpowiednio wysortowane i przetworzone odpady zawierające energię (części palne) [6, 14-17]. Paliwa alternatywne uzyskuje się z przetworzonych odpadów przemysłowych i komunalnych. Składnikami tych paliw mogą być odpady gumowe, drzewne, papier, tkaniny, tworzywa sztuczne, zużyte oleje, rozpuszczalniki, farby, wysuszone osady ściekowe, mączki mięsno-kostne. Paliwem alternatywnym może być także pojedynczy odpad z długiej listy odpadów, np. zużyte opony samochodowe [6, 14-17].

W niektórych krajach Unii Europejskiej, w tym w Polsce, frakcje odpadów ulegające biodegradacji uznano zarówno jako nośniki energii odnawialnej, jak i materiał neutralny wobec CO_2, tzn. z tytułu spalania frakcji biodegradowalnej (tzw. węgiel biogenny lub biomasa) powstający CO_2 nie jest wliczany do bilansu emisji CO_2 [17].

W ciągu ostatnich 21 lat wykorzystanie ciepła ze spalania stałych paliw wtórnych w przemyśle cementowym w Polsce wzrosło z poziomu 2% w 2000 roku do 75% w 2020 roku ekwiwalentu zużycia ciepła w Polsce, przy zawartości węgla biogennego 30-50% w stosowanych paliwach wtórnych (rys. 6) [18].

W przypadku stosowania 75% ekwiwalentu ciepła ze spalania stałych paliw wtórnych w 2020 roku i średniej zawartości składnika biogennego na poziomie 40% redukcja emisji CO_2 z tytułu spalania mieszaniny pyłu węglowego i paliwa wtórnego wynosi ok. 105 kg CO_2/Mg klinkieru.

Należy podkreślić, duży udział ciepła ze spalania paliw alternatywnych w Polsce w przemyśle cementowym, w porównaniu do krajów CEMBUREAU.



Rys. 6. Średnie ciepło ze spalania paliw wtórnych, generowane w przemyśle cementowym w Polsce, w Europie i na świecie (2020 rok – szacunek na świecie) [6]

Duże zróżnicowanie jakości paliw wtórnych oraz wzrastający stopień zastępowania paliwa technologicznego wpływa na proces klinkieryzacji i jakość klinkieru. Literatura przedmiotu oraz doświadczenia przemysłowe wymieniają szereg czynników pozytywnych, jak i negatywnych wynikających ze stosowania paliw wtórnych w przemyśle cementowym [14,15].

4. Niewęglanowe surowce odpadowe stosowane do produkcji klinkieru portlandzkiego

Skutecznym rozwiązaniem obniżenia emisji CO_2 jest wykorzystanie, w zestawie surowcowym do produkcji klinkieru portlandzkiego surowców zawierających związki wapnia inne niż węglanowe. W porównaniu do zestawu z udziałem węglanu wapnia analiza rozwiązań zestawów surowcowych zawierających związki wapnia w postaci niewęglanowej zakłada, że wprowadzenie 1% masy CaO do zestawu surowcowego powoduje zmniejszenie emisji o ok. 8 kg CO_2 na Mg klinkieru portlandzkiego [19]. Do produkcji klinkieru portlandzkiego dla warunków krajowych, stosowane są następujące surowce odpadowe zawierające znaczny udział związków wapnia innych niż węglanowych:

- popiół lotny wapiennego – pozostałość po procesie spalania węgla brunatnego w kotle pyłowym,
- granulowany żużel wielkopiecowy – odpad z procesu produkcji surówki w wielkim piecu,
- wapno pokarbidowe – odpad ze składowiska w Oświęcimiu, z procesu produkcji karbidu.

Badania laboratoryjne wykazały, że zastąpienie surowca wysokiego (wapienia) w zestawie surowcowym popiołem lotnym wapiennym El. Bełchatów, granulowanym

żużlem wielkopiecowym lub wapnem pokarbidowym w ilości 12% może obniżyć emisję CO_2 odpowiednio o 24, 40 lub 57 kg/Mg klinkieru (tab. 1) [2,3].

Tablica 1. Obliczenia redukcji emisji CO_2 [2,3]

Ilość dodatku surowca w zestawie surowcowym	Rodzaj surowca w zestawie surowcowym/		
	Popiół lotny wapienny El. Bełchatów	Wapno pokarbidowe	Granulowany żużel wielkopiecowy
	Redukcja emisji CO_2, kg CO_2/Mg klinkieru portlandzkiego		
2	4,1	9,5	6,6
4	8,1	18,9	13,3
6	12,2	28,4	19,9
8	16,3	37,8	26,6
10	20,3	47,3	33,2
12	24,4	56,8	39,9

Próby przemysłowe przeprowadzone w nowoczesnym piecu o wydajności 5000 ton klinkieru na dobę, z wymiennikami cyklonowymi i prekalcynatorem [3] potwierdziły wyniki uzyskane w skali laboratoryjnej, podane w tablicy 1, dotyczące obniżenia emisji CO_2 w funkcji ilości dodatku surowca zawierającego związki wapnia w postaci niewęglanowej. Stosowanie 2÷5% dodatku popiołu lotnego wapiennego Bełchatów w składzie zestawu surowcowego pozwala na redukcję emisji CO_2 o 4,0÷10,3 kg CO_2 na Mg klinkieru. Zastosowanie dodatku 2÷5% wapna pokarbidowego w składzie zestawu surowcowego obniżenia emisji CO_2 o 9,5÷23,9 kg CO_2 na Mg klinkieru (tab. 2).

Tablica 2. Redukcja emisji CO_2 dla klinkierów przemysłowych [2,3]

Ilość dodatku surowca w zestawie surowcowym	Zestaw surowcowy z popiołem lotnym wapiennym El. Bełchatów		Zestaw surowcowy z wapnem pokarbidowym	
	Obliczona	Oznaczona*	Obliczona	Oznaczona*
	Redukcja emisji CO_2, kg CO_2/Mg klinkieru portlandzkiego			
2	4,1	4,0	9,5	9,5
3	6,1	6,2	14,2	14,4
4	8,1	8,3	18,9	19,1
5	10,2	10,3	23,6	23,9

Uwaga:* Na podstawie zawartości węgla całkowitego oznaczonego metodą elementarnej analizy w podczerwieni

4.1. Nowy niewęglanowy surowiec odpadowy do produkcji klinkieru portlandzkiego

Kolejnym, nie stosowanym do tej pory surowcem niewęglanowym do produkcji klinkieru portlandzkiego może być osad po ekstrakcji potasu i chloru z pyłu by-pass. Pyły by-pass, są odpadami powstającym w procesie produkcji klinkieru portlandzkiego. Ze względu na duże ilości chloru w pyłach by-pass nie są one ponownie wykorzystywane w procesie

produkcji cementu, z uwagi na limit chloru w cementach. Natomiast są częściowo wykorzystywane w innych zastosowaniach np. do produkcji hydraulicznych spoiw drogowych.

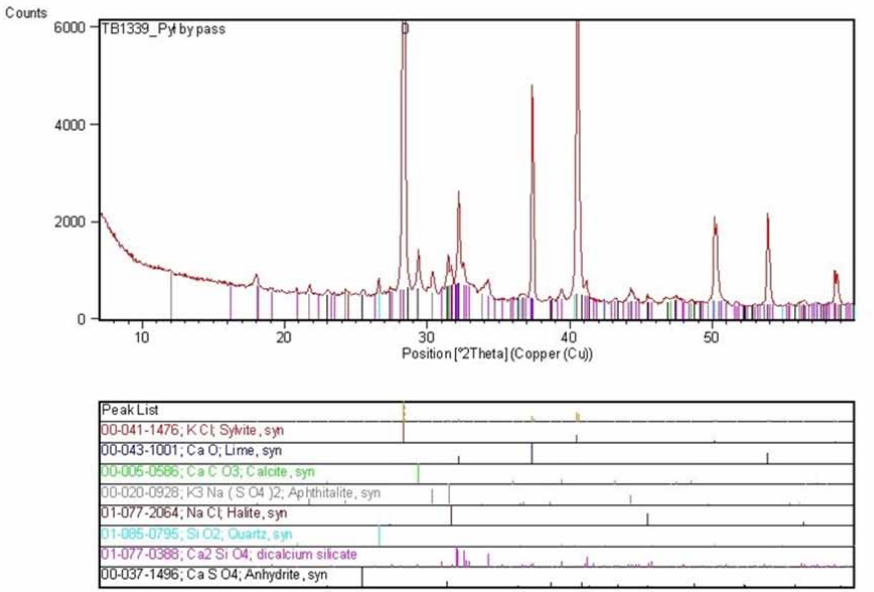
Producenci nawozów mineralnych posiadają technologię odzyskiwania potasu z pyłów by-pass, która jednocześnie usuwa chlor z odpadu. Pozostałość po procesie ekstrakcji potasu i chloru może być ponownie wykorzystana jako składnik zestawu surowcowego do produkcji klinkieru portlandzkiego.

Przykładowe składy chemiczne pyłu by-pass od 3 różnych producentów klinkieru portlandzkiego przedstawiono w tablicy 3.

Tablica 3. Składy chemiczne pyłu by-pass z różnych cementowni

Składnik	Opis pyłu by-pass		
	by-pass 1	by-pass 2	by-pass 3
	Zawartość składnika, % masy		
Straty prażenia	19,28	6,55	9,72
SiO_2	13,88	17,17	10,60
Al_2O_3	3,78	4,34	2,78
Fe_2O_3	1,76	2,21	1,66
CaO	50,58	55,55	39,93
MgO	1,85	1,99	0,44
SO_3	3,49	4,17	8,44
K_2O	4,51	5,59	23,75
Na_2O	0,24	0,54	1,70
P_2O_5	0,20	0,14	0,14
TiO_2	0,21	0,26	0,19
Mn_2O_3	0,03	0,23	0,05
ZnO	0,05	0,46	0,02
PbO	0,05	0,08	0,17
Cl^-	4,49	4,45	16,61

Do dalszych badań zastosowano pył by-pass 3, który z uwagi na największą ilość potasu w składzie, jest najcenniejszym materiałem do wykorzystania w przemyśle nawozowym. Dyfraktogram pyłu by-pass 3 przedstawiono na rysunku 7. Jak obserwujemy, oprócz sylwinu główną fazą mineralną pyłu jest wolne wapno, czyli forma niewęglanowa wapnia.



Rys. 7. Dyfraktogram pyłu by-pass 3. Głównymi fazami mineralnymi identyfikowanymi w próbce są: sylwin, wolne wapno, kalcyt, aftitalit, halit, kwarc i belit. Pozostałe fazy występują w znikomych ilościach (małe intensywności refleksów)

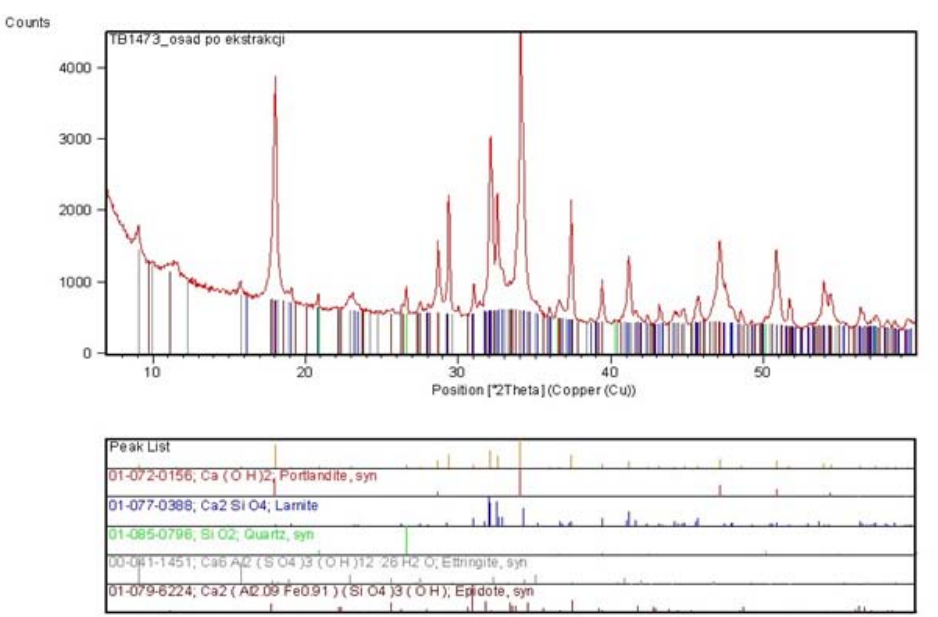
W procesie ekstrakcji potasu z pyłu by-pass ekstrahowany jest także chlor, który jest niepożądanym składnikiem z punktu widzenia wykorzystania w przemyśle cementowym. Ponadto wzrasta nam zawartość wszystkich składników, z wyjątkiem tych wyekstrahowanych (tab. 4).

Szczególnie cenna jest w pozostałości po ekstrakcji duża zawartość tzw. wapna niewęglanowego, wynosząca ok. 60% masy CaO (tab. 4). Stosowane do produkcji klinkieru portlandzkiego naturalne surowce wapienne generują 65% całkowitej emisji CO_2 procesu. Zastosowanie pozostałości po ekstrakcji może przyczynić się więc do znacznej redukcji emisji CO_2 w procesie syntezy klinkieru portlandzkiego

Duża z kolei zawartość strat prażenia w pozostałości po ekstrakcji jest związana z występowanie znacznych ilości portlandytu, który powstał w procesie ekstrakcji w wyniku uwodnienia tlenku wapnia (rys. 8). Ponadto, w porównaniu do rysunku 7, na dyfraktogramie rysunku 8 nie obserwujemy kalcytu. Pozostałość po ekstrakcji potasu i chloru nie będzie generować dodatkowej emisji CO_2 podczas syntezy klinkieru portlandzkiego.

Tablica 4. Skład chemiczny pyłu by-pass 3 po i przed ekstrakcja potasu, sodu i chloru

Składnik	Opis próbki	
	Pył by-pass przed ekstrakcją	Pozostałość po ekstrakcji
	Zawartość składnika, % masy	
Straty prażenia	9,72	13,15
SiO_2	10,60	15,78
Al_2O_3	2,78	4,24
Fe_2O_3	1,66	2,65
CaO	39,93	58,52
MgO	0,44	0,69
SO_3	8,44	3,18
K_2O	**23,75**	**0,59**
Na_2O	1,70	0,08
P_2O_5	0,14	0,26
TiO_2	0,19	0,28
Mn_2O_3	0,05	0,09
ZnO	0,02	0,38
PbO	0,17	0,05
Cl^-	**16,61**	**0,12**



Rys. 8. Dyfraktogram pyłu by-pass 3 po ekstrakcji potasu, sodu i chloru. Głównymi fazami mineralnymi identyfikowanymi w próbce są: portlandyt, belit (larnit) i kwarc. Pozostałe fazy występują w znikomych ilościach (małe intensywności refleksów)

4.2. Synteza i wyniki badań klinkieru portlandzkiego

Do syntezy klinkieru portlandzkiego z udziałem i bez udziału pozostałości po ekstrakcji chloru i potasu z pyłu by-pass zastosowano surowce, których składy chemiczne przedstawiono w tablicy 5. Z surowców tych zaprojektowano/obliczono składy 2 zestawów surowcowych, tzw. zestaw 1 (zestaw odniesienia) bez pozostałości i zestaw 2 z pozostałością po ekstrakcji chloru i potasu. Zestawy surowcowe zaprojektowano na klinkiery o zbliżonym składzie chemicznym i fazowym. Składy zestawów surowcowych zamieszczono w tablicy 6.

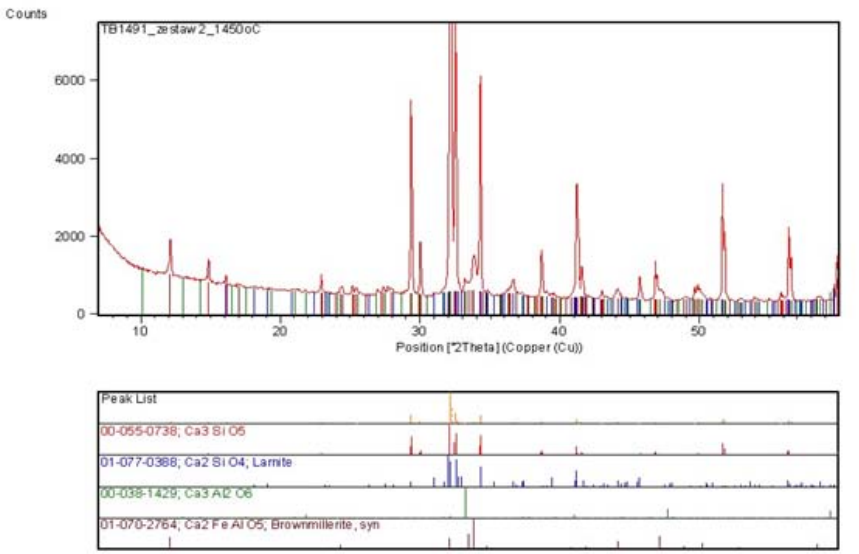
Zestawy surowcowe prażono przez 30 minut w piecu laboratoryjnym w temperaturze 1450°C. Badania jakościowe składu fazowego metodą dyfraktometrii rentgenowskiej XRD wykazały bardzo zbliżone składy fazowe obu uzyskanych klinkierów. Przykładowy dyfraktogram klinkieru z zestawu 2 przedstawiono na rysunku 9. Wyniki badania składu chemicznego uzyskanych klinkierów oraz obliczony skład fazowy metodą Bogue'a przedstawiono w tablicy 7.

Tablica 5. Skład chemiczny surowców

Składnik	Surowiec				
	Kamień wapienny	Piasek	Surowic żelazonośny	Popiół wapienny	Pozostałość po ekstrakcji
	Zawartość składnika, % masy				
LOI	38,71	1,91	9,44	2,32	13,15
SiO_2	9,79	91,93	10,57	35,74	15,78
Al_2O_3	1,66	3,77	2,52	21,87	4,24
Fe_2O_3	0,67	0,93	60,12	7,57	2,65
CaO	48,19	0,18	9,24	23,89	58,52
MgO	0,49	0,21	1,62	1,37	0,69
SO_3	0,05	0,00	0,70	3,39	1,10
Na_2O	0,03	0,06	0,40	0,20	0,08
K_2O	0,21	0,70	0,42	0,12	0,59

Tablica 6. Skład zestawów surowców

Surowiec	Zestaw 1	Zestaw 2
	Udział surowca, % masy	
Kamień wapienny	87,68	8,84
Piasek	6,19	3,34
Surowiec żelazonośny	1,87	0,74
Popiół wapienny	7,26	0,00
Pozostałość po ekstrakcji	0,00	87,07



Rys. 9. Dyfraktogram klinkieru z zestawu 2 z pozostałością po ekstrakcji chloru i potasu. Głównymi fazami mineralnymi identyfikowanymi w próbce są: alit, belit, glinian trójwapniowy i braunmileryt.

Tablica 7. Skład chemiczny i fazowy klinkierów

Składnik	Zestaw 1	Zestaw 2
	Zawartość składnika, % masy	
Straty prażenia	-	-
SiO_2	21,78	20,91
Al_2O_3	4,88	4,68
Fe_2O_3	3,48	3,34
CaO	67,31	65,54
MgO	0,86	0,78
SO_3	0,22	0,42
K_2O	0,35	0,62
Na_2O	0,07	0,08
CaO wolne	1,24	0,67
Skład fazowy, metoda obliczeniowa Bogue'a		
C_3S	65	68
C_2S	12	8
C_3A	7	7
C_4AF	11	10

Uzyskane wyniki badań potwierdzają możliwość stosowania pozostałości po ekstrakcji chloru i potasu do produkcji klinkieru portlandzkiego. Kierując się założeniem, że wprowadzenie 1% masy CaO do zestawu surowcowego powoduje zmniejszenie emisji o ok. 8 kg CO_2 na Mg klinkieru portlandzkiego można obliczyć, że wprowadzenie 7,26% popiołu lotnego wapiennego, zawierającego 23,89% CaO redukcje o 13,9 kg CO_2 na Mg klinkieru portlandzkiego (tab. 6 -Zestaw 1). Natomiast wprowadzenie 87,07% osadu po ekstrakcji zawierającego 58,52% CaO zmniejsza emisję o 407,6 kg CO_2 na Mg klinkieru portlandzkiego (tab. 6 -Zestaw 2).

Obydwa zestawy charakteryzowały się zbliżonym składem chemicznym i mineralnym. Większa zawartość alitu w klinkierze z zestawu 2 może rokować lepsze właściwości hydrauliczne tego klinkieru, w porównaniu z klinkierem uzyskanym z zestawu 1 (tab. 7).

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie cementów portlandzkich CEM I wykonanych z klinkierów z udziałem 6% gipsu jako regulatora wiązania potwierdziły, że w porównaniu do klinkieru odniesienia uzyskanego z zestawu 1, klinkier uzyskany z zestawu 2 charakteryzował się lepszymi właściwościami hydraulicznymi (tab. 8).

Tablica 8. Wytrzymałości cementów portlandzkich

Rodzaj cementu	Powierzchnia właściwa cm^2/g	Wytrzymałość na zginanie po dniach, MPa				Wytrzymałość na ściskanie po dniach, MPa			
		2	7	28	90	2	7	28	90
CEM I – zestaw 1	3600	5,8	7,2	8,3	9,1	26,2	44,7	51,4	55,8
CEM I – zestaw 2	3600	5,9	7,2	8,4	9,2	28,6	46,4	57,9	61,3

Cement wykonany z zestawu 2 uzyskuje lepsze wytrzymałości na ściskacie w całym badanym okresie do 91 dni, w porównaniu do cementu z zestawu 1.

5. Wnioski

Przedstawione wyniki badań pozwalają na sprecyzowanie następujących wniosków:

- Pozostałość po ekstrakcji chloru i potasu może być stosowana jako składnik zestawu surowcowego do produkcji klinkieru portlandzkiego.
- Stosowanie osadu po ekstrakcji jako składnika zestawu surowcowego (zawierającego 58,52% CaO) powoduje zmniejszenie emisję o 407,6 kg CO_2 na Mg klinkieru portlandzkiego.
- Cement portlandzki CEM I powstały na bazie klinkieru portlandzkiego otrzymanego z wyprażonego zestawu surowcowego z udziałem pozostałość po ekstrakcji chloru i potasu, charakteryzował się lepszymi właściwościami hydraulicznymi w porównaniu do cementu portlandzkiego powstałego na bazie klinkieru portlandzkiego otrzymanego z wyprażonego zestawu surowcowego z udziałem wapienia.

Literatura

[1] A. Garbacik, T. Baran T. *Produkcja cementów z dużą ilością dodatków mineralnych szansą ograniczenia emisji CO_2 w przemyśle cementowym.* IV Międzynarodowa Konferencja Naukowa Energia i środowisko w technologiach materiałów budowlanych, ceramicznych, szklarskich i ogniotrwałych, Karpacz 2008, s. 209.

[2] Baran T., Ostrowski M., Radelczuk H., Francuz P.. *Możliwości zmniejszenia emisji CO_2 w procesie produkcji klinkieru portlandzkiego*. Cement Wapno Beton, 2016, nr 6, s. 389

[3] T. Baran. *The use of waste and industrial by-products and possibilities of reducing CO_2 emission in the cement industry – industrial trials*. Cement Wapno Beton 2021, nr 3, s. 169.

[4] Dyrektywa 2006 - Dyrektywa 2006/12/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 5 kwietnia 2006 r. w sprawie odpadów.

[5] Commission Decision 2004 - Commission Decision of 29/01/2004; establishing guidelines for the monitoring of greenhouse gas emissions pursuant to Directive 2003/87/EC of the European Parliament and of the Council (Text with EEA relevance).

[6] Informatory 1999-2022 - Informatory Stowarzyszenia Producentów Cementu za lata 1999-2022.

[7] Z. Giergiczny. *Fly ash and slag*. Cement and Concrete Research, vol. 124F, October 2019, 105826, Special Issue, Keynote Papers of International Conference on Cement Chemistry, Prague.

[8] T. Baran, P. Francuz. *Właściwości cementów żużlowych z dodatkiem granulowanego żużla wielkopiecowego o różnej zawartości szkła.* Cement Wapno Beton, 2015, nr 6, s. 375.

[9] T. Baran, W. Drożdż, P. Pichniarczyk. *Zastosowanie popiołów lotnych wapiennych do produkcji cementu i betonu*. Cement Wapno Beton, 2012, nr 1, s. 50.

[10] T. Baran, P. Pichniarczyk, M. Gawlicki.. *Właściwości popiołów lotnych z równoczesnego spalania węgla kamiennego i paliwa wtórnego*. Cement Wapno Beton, 2015, nr 5, s. 284.

[11] M. Batog, A. Golda, Z. Giergiczny. *Popiół lotny składnikiem betonu masywnego na fundamenty nowych bloków energetycznych*. XXIII Międzynarodowa Konferencja Popioły z Energetyki, Zakopane 2016, s. 127.

[12] Z. Giergiczny, J. Małolepszy, J. Szwabowski, J. Śliwiński. *Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji.* Wydawnictwo Górażdże Cement HeidelbergerCementGroup, Opole 2002.

[13] M. Wieczorek, P Pichniarczyk. *Properties of cement with the low Portland clinker and the different content of silica fly ash as well as granulated blast furnace slag*. Cement Wapno Beton, 2022, nr 4, s. 285.

[14] K. Czajka, E. Mokrzycki, A. Uliasz-Bocheńczyk. *Paliwa alternatywne jako niekonwencjonalne źródła energii*. XIII Konferencja z cyklu: Zagadnienia surowców energetycznych w gospodarce krajowej, pt. Funkcjonowanie kompleksu paliwowo-energetycznego w świetle Prawa Energetycznego oraz nowych przepisów ochrony środowiska, Zakopane 1999.

[15] Paliwa alternatywne w systemie gospodarki odpadami, IX Seminarium, Warszawa, Wydawnictwo SPC, Współspalania paliw alternatywnych w przemyśle cementowy.

[16] M. Wzorek, T. Baran, M. Ostrowski. *Wpływ absorpcji popiołów ze spalania paliw wtórnych na proces klinkieryzacji i aktywność hydrauliczną cementowego klinkieru portlandzkiego*. Cement Wapno Beton, 2013, nr 4, s. 207.

[17] R. Wasielewski, A. Sobolewski. *Stałe paliwa wtórne - jako element systemu odzysku energii z odpadów*. Nowa Energia - dodatek tematyczny nr 1(2)/2009. Termiczne Przekształcanie Odpadów Komunalnych, s. 24.

[18] Karty badań OSIMB 2010-2017 rok, z wynikami badań zawartości węgla biogennego w paliwach wtórnych. Badania w zakresie akredytacji PCA na zlecenie podmiotu zewnętrznego.

[19] T. Baran. *Cementy niskoemisyjne w składzie kompozytów cementowych.* Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2022.

Dominik Krawczyk
Sławomir Chłądzyński

Nieoczywiste spojrzenie na kompatybilność cementu i dodatków modyfikujących w świetle badań suchych zapraw wykonanych z cementów niskoklinkierowych

A NON-OBVIOUS LOOK AT THE COMPATIBILITY OF CEMENT AND MODIFYING ADDITIVES IN THE LIGHT OF TESTS OF DRY MORTARS MADE OF LOW-CLINKER CEMENTS

Streszczenie

W artykule przedstawiono wyniki wpływu wybranych dodatków modyfikujących (etery celulozy) na właściwości suchych zapraw z cementów niskoklinkierowych CEM II. Przedmiotem badań były cementowe zaprawy klejące do płytek i do ociepleń wykonane z cementów zawierających dodatki popiołu krzemionkowego V, granulowanego żużla wielkopiecowego S i wapienia LL. Zbadano podstawowe parametry normowe zapraw klejących oraz kinetykę hydratacji zapraw klejących metodą UPV (ultrasonic pulse velocity), z uwzględnieniem oddziaływania na proces hydratacji różnych eterów celulozy, stosowanych jako jeden z podstawowych dodatków w tego rodzaju produktach.

Abstract

The article presents the results of the influence of selected modifying admixtures (cellulose ethers) on the properties of dry mortars made of CEM II low-clinker cements. The subject of the tests were adhesives for tiles and for insulation systems made of cements containing additions of silicareous fly ash V, granulated blastfurnace slag S and limestone LL. The basic Standard parameters as well as the hydration kinetics of the adhesive mortars using the UPV (ultrasonic pulse velocity) method, taking into account the effect of cellulose ether - one of the basic admixtures used in this type of products, have been tested.

mgr Dominik Krawczyk – HSH Chemie Sp. z o.o.
dr inż. Sławomir Chłądzyński – Cemex Polska Sp. z o.o.

1. Wstęp

Producenci suchych mieszanek chemii budowlanej coraz częściej sięgają po nowoczesne, niskoklinkierowe cementy, stosując je jako ekologiczne spoiwo w recepturach suchych mieszanek. Dotychczasowa wiedza dotycząca przydatności do produkcji suchych zapraw wyłącznie „czystych" cementów CEM I uległa radykalnej zmianie. Dostrzeżono przydatność i specyficzne właściwości zarówno mieszanek po zarobieniu wodą, jak i tworzyw stwardniałych.

Tymczasem, zachodzące obecnie zmiany wymuszają na producentach szersze zainteresowanie takimi cementami, z przeprowadzeniem prac badawczych i przeprojektowaniem receptur włącznie. Zmiana tradycyjnego podejścia na nowoczesne, otwarte podejście powinna zatem być wymuszona nie tylko ogromnymi kosztami ekologicznymi związanymi z wysoką emisyjnością cementów z dużą zawartością klinkieru, ale także niedocenianymi wciąż właściwościami cementów ze składnikami nieklinkierowymi.

Rolę cementu w suchych mieszankach opartych na spoiwie cementowym i cementowo-wapiennym opisano w kilku publikacjach [1-9]. Asortyment wyrobów chemii budowlanej na bazie cementu jest bardzo szeroki. Do produktów na bazie tych spoiw zalicza się: zaprawy murarskie, tynki cementowo-wapienne, zaprawy specjalne (naprawcze, montażowe itp.), tynki dekoracyjne, spoiny, betony i podkłady podłogowe, masy samopoziomujące, kleje do okładzin, kleje do systemów ociepleń, gładzie a także specjalistyczne produkty renowacyjne. Cement jest ponadto składnikiem dwukomponentowych zapraw wodoszczelnych stosowanych do hydroizolacji balkonów, tarasów, basenów oraz różnego rodzaju zbiorników. We wszystkich wymienionych grupach produktowych spoiwo cementowe odgrywa istotne znaczenie w kształtowaniu właściwości tych wyrobów.

Należy podkreślić, że w wielu z tych grup wyrobów cementy z dodatkami będą idealnym rozwiązaniem w miejsce dotychczas stosowanych cementów CEM I.

Z całą pewnością dotyczy to szczególnie zapraw murarskich, podkładów, betonów i tynków oraz gładzi, gdzie dodatki typu popiół czy żużel poprawiają właściwości robocze takich zapraw i wpływają bardzo korzystnie na ich długoterminową trwałość, z uwagi na znaczny przyrost wytrzymałości po dłuższym okresie wiązania i twardnienia.

Składniki cementu takie jak kamień wapienny czy żużel wielkopiecowy, oprócz poprawy urabialności, zapewniają ponadto nieco jaśniejszy odcień zapraw i betonów z nich wykonanych.

Cementy z kamieniem wapiennym doskonale sprawdzają się w zaprawach murarskich i tynkarskich cementowo-wapiennych. Cementy wapienne wykazują ponadto podwyższone wytrzymałości w początkowym okresie wiązania i twardnienia [10-11].

Z drugiej strony podkreślane są wyzwania, szczególnie w przypadku klejów do ociepleń i klejów do płytek, z zamianą cementu CEM I na rozwiązania niskoemisyjne CEM II do CEM VI. Dotyczą one z jednej strony właściwości roboczych, a z drugiej wysokich częstokroć wymagań normowych. Z tego względu prowadzone są prace nad kompatybilnością domieszek i dodatków stosowanych w recepturach takich produktów, z uwzględnieniem przede wszystkim proszków redyspergowalnych i zagęstników w postaci różnego rodzaju eterów celulozy.

2. Wymagania dla cementowych klejów do płytek i do ociepleń

Kleje do płytek stanowią przedmiot klasyfikacji i wymagań normy PN-EN 12004 [12]. Dla wszystkich klejów cementowych podano właściwości podstawowe, pozwalające na przyporządkowanie kleju do jednej z podstawowych grup:
- o podstawowych właściwościach – oznaczone cyfrą 1,
- o podwyższonych parametrach – oznaczone cyfrą 2,

oraz właściwości fakultatywne, które mogą, ale nie muszą być deklarowane przez producentów, uwzględniające kleje:
- szybkowiążące (F),
- o obniżonym spływie (T),
- o wydłużonym czasie otwartym (E),
- odkształcalne (S1) i wysokoodkształcalne (S2).

Wymagania normy PN-EN 12004 dla klejów cementowych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela. 1. Wymagania PN-EN 12004:2008 dla cementowych zapraw klejących.

Lp.	Właściwość	Wymagania dla klejów cementowych		
		wewnętrznych C1	zewnętrznych	
			C1	C2
Właściwości podstawowe				
1.	Przyczepność pierwotna	≥ 0,5 N/mm²	≥ 0,5 N/mm²	≥ 1 N/mm²
2.	Przyczepność po zanurzeniu w wodzie	≥ 0,5 N/mm²	≥ 0,5 N/mm²	≥ 1 N/mm²
3.	Przyczepność po starzeniu termicznym	-	≥ 0,5 N/mm²	≥ 1 N/mm²
4.	Przyczepność po cyklach zamr./rozmr.	-	≥ 0,5 N/mm²	≥ 1 N/mm²
5.	Czas otwarty: przyczepność	≥ 0,5 N/mm² po czasie nie krótszym niż 20 min.		
Właściwości fakultatywne				
6.	**Kleje szybkowiążące (F)**			
a.	Przyczepność wczesna po 6h	≥ 0,5 N/mm²		
b.	Czas otwarty: przyczepność po ≥ 10 min.	≥ 0,5 N/mm² (w przypadku klejów szybkowiążących nie obowiązuje wymaganie podstawowe czasu otwartego po 20 min.)		
7.	**Kleje o obniżonym spływie (T)**			
a)	Spływ	≤ 0,5 mm		
8.	**Kleje o wydłużonym czasie otwartym (E)**			
a)	Czas otwarty: przyczepność	≥ 0,5 N/mm² po czasie nie krótszym niż 30 min.		
9.	**Kleje odkształcalne (S1) i wysokoodkształcalne (S2)**			
a)	Odkształcenie poprzeczne	2,5 mm ≥ **S1** > 5 mm **S2** ≥ 5 mm		

Wymagania normy, szczególnie dotyczące klejów znakowanych jako C2, należy uznać za wysokie. W recepturach klejów wymagane jest stosowanie cementu wysokich klas wytrzymałościowych (najlepiej 52,5 lub ew. 42,5) i odpowiednio dużej ilości właściwie dobranych dodatków modyfikujących (głównie: proszku redyspergowalnego – odpowiadającego głównie za przyczepność czy eterów celulozy – odpowiadających za retencję wody, właściwości robocze czy kształtowanie czasu otwartego i w pewnym stopniu także za przyczepność tworzywa po stwardnieniu). Zastąpienie cementu CEM I w takich układach nie jest proste. Z reguły prosta zamiana 1:1 na rozwiązanie niskoemisyjne (np. cement CEM II/A) tej samej klasy wytrzymałości nie jest możliwa. Pojawiają się wyzwania dotyczące zapewnienia właściwej przyczepności po zanurzeniu w wodzie i/lub po starzeniu termicznym, a także dotyczące tzw. czasu otwartego pracy i odkształcalności, jeśli jest deklarowana. Wynika to z innych właściwości cementów zawierających nieklinkierowe składniki główne. Znacznie wyższa powierzchnia właściwa, potrzebna do uzyskania założonej klasy wytrzymałości cementu i inna częstokroć wodożądność cementu niskoemisyjnego wymagają zazwyczaj modyfikacji receptur, z zastosowaniem rozwiązań surowcowych dedykowanych do tego rodzaju cementów.

Kleje do ociepleń stanowią element systemu ociepleń, oferowanego przez danego producenta chemii budowlanej. Produkowane są kleje przeznaczone wyłącznie do przyklejania elementu termoizolacyjnego (najczęściej styropian EPS, wełna mineralna MW i polistyren ekstrudowany XPS), jak i kleje uniwersalne przeznaczone zarówno do przyklejania termoizolacji, jak i zatapiania siatki. Normalizacja w zakresie systemów ociepleń jest dość skomplikowana. Producent może deklarować swoje wyroby na zgodność z normami europejskimi (niezaharmonizowanymi z Dyrektywą CPR) lub też Krajową Oceną Techniczną czy Europejską Oceną Techniczną. Oceny techniczne są powszechnie przyjętymi w kraju rozwiązaniami, a wymagania dotyczące poszczególnych składników, w tym klejów do ociepleń oparte są na europejskich wytycznych EAD [13]. W trakcie opracowania jest natomiast projekt kolejnego wydania EAD. Prace nad nim zmierzają w kierunku projektu normy dotyczącej systemów ociepleń ścian zewnętrznych budynków prEN 17237 [14]. Po opublikowaniu tej normy i jej zharmonizowaniu z Dyrektywą CPR, europejskie EOTy (i pewnie też i krajowe KOTy) będą prawdopodobnie dalej wydawane, ale już wyłącznie na zestawy wyrobów, których właściwości i specyfika będą wykraczać poza docelową normę europejską EN 17237.

Wymagania podstawowe EAD dla klejów cementowych do ociepleń przedstawiono w tabeli 2.

Tabela. 2. Wymagania EAD dla cementowych zapraw klejących.

Zasadnicze charakterystyki	Właściwości użytkowe
Przyczepność do betonu	
a) w warunkach laboratoryjnych	≥ 0,25 MPa
b) po 2 dniach zanurzenia w wodzie i 2 h suszenia	≥ 0,08 MPa
c) po 2 dniach zanurzenia w wodzie i 7 dniach suszenia	≥ 0,25 MPa
Przyczepność do styropianu (dotyczy klejów do styropianu)	
a) w warunkach laboratoryjnych	≥ 0,08 MPa
b) po 2 dniach zanurzenia w wodzie i 2 h suszenia	≥ 0,03 MPa
c) po 2 dniach zanurzenia w wodzie i 7 dniach suszenia	≥ 0,08 MPa
Przyczepność do wełny (dotyczy klejów do wełny)	
a) w warunkach laboratoryjnych - płyty lamelowe - płyty zwykłe	≥ 0,08 MPa **zniszczenie kohezyjne w wełnie**

Wymagania EAD dotyczące klejów do ociepleń są znacząco niższe niż w przypadku klejów do płytek, aczkolwiek pewnym wyzwaniem jest zapewnienie właściwej przyczepności do termoizolacji.

Z drugiej strony produkty te wymagają właściwego dopracowania z uwzględnieniem specyficznych właściwości roboczych. Chodzi przede wszystkim o łatwą aplikację, właściwą retencję wody i prostą obróbkę, szczególnie w przypadku kleju do siatki, podczas zatapiania siatki w kleju.

3. Badania

W ramach programu badawczego sprawdzono:
- wpływ cementów niskoklinkierowych na wybrane parametry normowe kleju do płytek.
- wpływ wybranych eterów celulozy na właściwości klejów do płytek,
- wpływ wybranych eterów celulozy na właściwości klejów do ociepleń.

3.1. Cementy niskoklinkierowe w klejach do płytek.

Wykonano badania normowe wybranych parametrów normowych kleju do płytek o oznaczeniu normowym C2TE, przygotowanego z zastosowaniem zamiennie różnego rodzaju cementów. Klejami referencyjnym były kleje wykonane z cementów portlandzkich dwóch klas wytrzymałości: CEM I 52,5R i CEM I 42,5R.

Natomiast klejami, których właściwości sprawdzono dodatkowo były zaprawy wykonane przy użyciu niskoemisyjnych cementów niskoklinkierowych:
- portlandzkiego popiołowego: CEM II/A-V 52,5R-NA,
- portlandzkiego wapiennego: CEM II/A-LL 42,5R-NA,
- portlandzkiego popiołowo-żużlowego CEM II/B-M (S-V) 42,5R.

Taki wybór cementów miał na celu zarówno sprawdzenie wpływu zarówno nieklinkierowych składników głównych (popiół, żużel, wapień) na uzyskiwane właściwości klejów do płytek, jak i porównanie parametrów uzyskiwanych przy dwóch najczęściej stosowanych w recepturach tych wyrobów klasach wytrzymałości cementów. Należy zaznaczyć, że porównywano zaprawy klejowe, skomponowane z różnych cementów, ale przy zachowaniu tej samej ilości cementu w zaprawie. Wodożądność klejów ustalono z zachowaniem stałej konsystencji zapraw.

W tabeli 1 pokazano wyniki oznaczeń wybranych parametrów normowych kleju do płytek, wykonanych zgodnie z metodologią badawczą powołaną w normie przedmiotowej PN-EN 12004-1 (fot. 1-2), kluczowych przy ocenie zgodności z normą.

Wszystkie kleje, niezależnie od zastosowanego cementu wykazywały bardzo dobre właściwości robocze oraz łatwą aplikację i obróbkę.

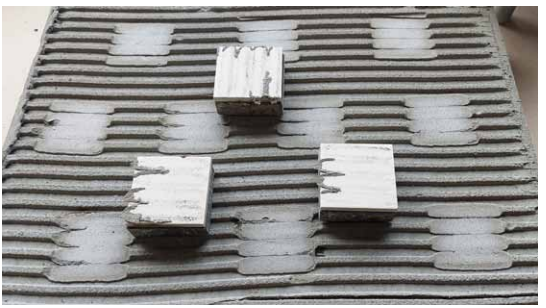
Tabela 1. Wyniki badań kleju do płytek klasy C2TE wykonanego z różnych cementów.

Właściwość	**Klej do płytek wykonany z cementu:**					**Wymagania PN-EN 12004-1 dla kleju C2TE**
	CEM I 52,5R	CEM I 42,5R	CEM II/A-V 52,5R-NA	CEM II/A-LL 42,5R-NA	CEM II/B-M (S-V) 42,5R	
Przyczepność po zanurzeniu w wodzie, N/mm^2	1,4	1,7	1,0	1,0	0,9	≥ **1,0**
Przyczepność po starzeniu termicznym, N/mm^2	1,6	1,5	1,5	1,1	0,9	≥ **1,0**
Czas otwarty – przyczepność po 30 minutach, N/mm^2	0,3	0,5	0,5	0,7	0,6	≥ **0,5**

Wyniki badań przyczepności, wykonane na płytkach o niskiej nasiąkliwości (przyczepność po wodzie i po starzeniu termicznym) wskazują, że w przypadku klejów z cementów CEM II uzyskuje się porównywalne lub nieco niższe wyniki niż w odniesieniu dla klejów z cementów CEM I, bez „dodatków".

Z drugiej strony kleje z tych cementów CEM II wykazują lepsze wyniki w przypadku oznaczeń „wydłużonego" czasu otwartego po 30 minutach z zastosowanie płytek o wysokiej nasiąkliwości (oznakowanie kleju: „E"). Pojawiły się ponadto wyzwania z dotrzymaniem wymagań normy w przypadku cementów CEM I. Ponadto klej po zerwaniu nie trzyma się chłonnych płytek (fot. 2).

Fot. 1. Badania przyczepności kleju do płytek.



Fot. 2. Płytki po badaniu czasu otwartego – klej z CEM I 52,5R – brak kleju na płytce.

Otrzymane wyniki wskazują na konieczność dopracowania receptury z uwzględnieniem z jednej strony wyższych przyczepności (cementy CEM II), a z drugiej wyższych przyczepności po czasie otwartym (głównie cementy CEM I). Wymaga to modyfikacji kompozycji dodatków zwiększających przyczepność i czas otwarty kleju.

3.2. Etery celulozy w klejach do płytek.

W przypadku suchych mieszanek chemii budowlanej wykorzystywane są różnego rodzaju etery celulozy, wynikające ze stosowania różnych związków podczas procesów eteryfikacji celulozy [15]:

- metyloceluloza (MC),
- metylohydroksyetyloceluloza (MHEC),
- metylohydroksypropyloceluloza (MHPC),
- hydroksyetyloceluloza (HEC),
- hydroksypropyloceluloza (HPC),
- karboksymetyloceluloza (CMC),
- inne pochodne celulozy (....C)

Związkom tym przypisuje się dwa zasadnicze rodzaje działań w świeżej mieszance:

- zwiększenie lepkości (tarcia wewnętrznego) mieszanki,
- zapewnienie retencji wody poprzez utworzenie ciągłej błony, stanowiącej barierę dla wody.

W zależności od natury chemicznej i lepkości danego związku produkty te mogą w różny sposób wpływać zarówno na właściwości świeżej mieszanki po zarobieniu wodą, jak i wyrobu stwardniałego. W badaniach kleju do płytek z zastosowaniem czterech różnych związków uzyskano wyniki przyczepności spełniające wymogi normy i bardzo dobrą retencję wody. Pomimo takich wyników, niektóre z nich nie mogą być zastosowane w kleju do płytek z uwagi na brak zapewnienia odpowiednio niskiego spływu kleju do płytek wykonanego z cementu CEM II/A-V 52,5R-NA (tabela 2, fot. 3).

Tabela 2. Wyniki badań kleju do płytek klasy C2TE wykonanego z udziałem różnych zagęstników.

Zagęstnik	Klej do płytek z cementu CEM II/A-V 52,5R-NA		
	Przyczepność, N/mm²	Spływ, mm	Retencja wody, % masy zatrzymanej wody w mieszance
Eter celulozy 1	1,2	1,0	99,9%
Eter celulozy 2	1,2	> 10	99,9%
Eter celulozy 3	1,1	0,5	99,9%
Eter celulozy 4	1,0	0,5	99,9%
Wymagania	≥ 1,0	≤ 0,5	≥ 80%

Fot. 3. Badanie spływu kleju do płytek metodą własną.

3.2. Etery celulozy w klejach do ociepleń.

W przypadku klejów do ociepleń ważnym parametrem sprawdzanym w warunkach laboratoryjnych i praktycznych jest przyczepność do izolacji termicznej, szczególnie do styropianu.

Wykonano testy kleju do siatki przygotowanego z dwóch cementów:

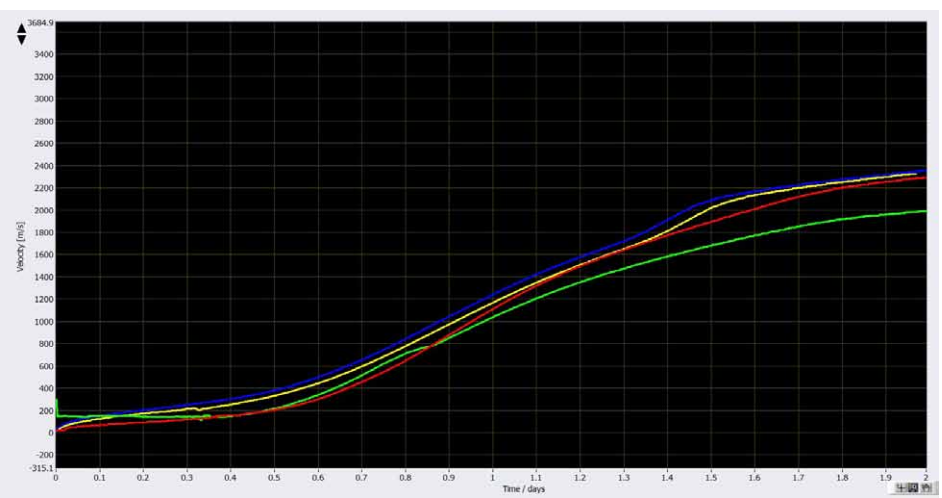
- CEM I 42,5R,
- CEM II/A-LL 42,5R-NA,

W recepturach którego przetestowano dwa różne zagęstniki, dedykowane do stosowania w recepturach „wysokolepkich" klejów do płytek i do ociepleń. Zagęstniki te

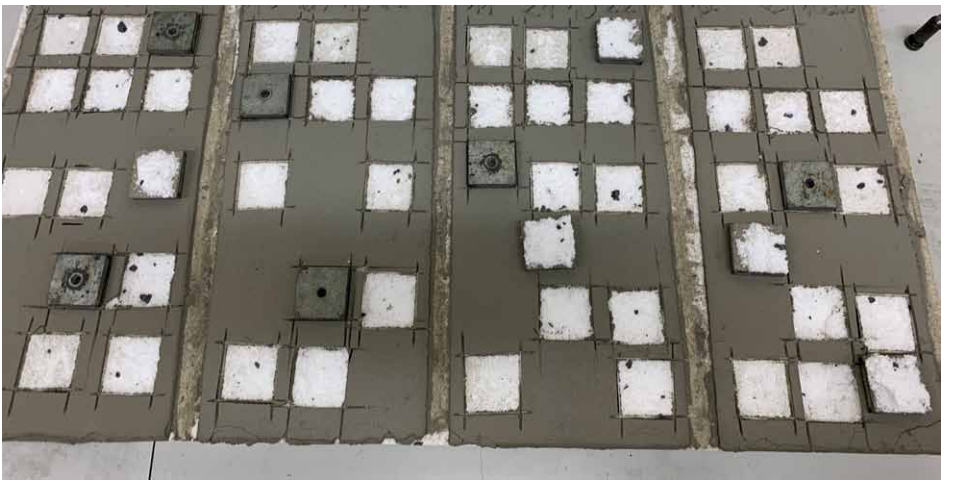
pozwalały na uzyskanie doskonałej retencji wody wszystkich mieszanek (> 99% masy), zadowalających właściwości roboczych mieszanek oraz podobnego procesu wiązania i twardnienia, co sprawdzono metodą UPV (fot. 4). Pomimo zadowalających wyników testów świeżych mieszanek, uzyskano odmienne wyniki w zależności od użytego cementu (tabela 3). Pomimo, że w recepturach wykorzystano cementy o porównywalnej wytrzymałości normowej, przyczepność do styropianu (fot. 5) zaprawy klejowej z cementu CEM I tylko nieznacznie spełniała wymagania normy, zaś w przypadku cementu CEM II/A-LL uzyskano znacząco wyższe wyniki. Uzyskane wyniki wskazują, że dobór zagęstnika ma bardzo istotne znaczenie nie tylko w przypadku właściwości mieszanki po zarobieniu wodą, ale też w kształtowaniu kluczowych parametrów mechanicznych zaprawy po związaniu i stwardnieniu.

Tabela 3. Wyniki badań kleju do ociepleń wykonanego z udziałem różnych zagęstników.

Zagęstnik	**Klej do ociepleń z cementu**	
	CEM I 42,5R	**CEM II/A-LL 42,5R-NA**
Przyczepność do styropianu, N/mm²		
Eter celulozy 5	0,09	0,17
Eter celulozy 6	0,10	0,17
Wymagania	≥ 0,08	



Fot. 4. Przebieg wiązania i twardnienia kleju do ociepleń wykonanego z różnych cementów i zagęstników.



Fot. 5. Próbki badawcze po testach przyczepności kleju do ociepleń do styropianu.

4. Wnioski

1. Cementy niskoklinkierowe mogą być stosowane w recepturach suchych zapraw chemii budowlanej. W przypadku klejów do płytek i klejów do ociepleń polecane są cementy CEM II w klasach wytrzymałości 52,5 lub 42,5. Zastosowanie takich cementów wymaga zazwyczaj modyfikacji receptur z uwzględnieniem specyficznych właściwości tych cementów oraz dopracowanych eterów celulozy.
2. W recepturach cementowych klejów do płytek i klejów do ociepleń wykonanych z cementów niskoemisyjnych należy stosować sprawdzone w warunkach laboratoryjnych i w praktyce etery celulozy, opracowane częstokroć jako rozwiązania dedykowane do danego rodzaju cementu.

Literatura

[1] Chłądzyński S., Bąk Ł., „Rola cementu w kształtowaniu właściwości suchych mieszanek chemii budowlanej". Izolacje, nr 11/12, s. 32-35, (2011).
[2] Chłądzyński S., Wójcik A., Bąk Ł. „Wybrane aspekty roli cementu w kształtowaniu właściwości wyrobów chemii budowlanej". Konferencja „Dni Betonu" 2014, s. 401-410. Stowarzyszenie Producentów Cementu, (2014).
[3] Chłądzyński S., Walusiak K. – „Wpływ wytrzymałości cementu na właściwości klejów do płytek". Izolacje, nr 5, s. 58-62, (2017).
[4] Chłądzyński S. Walusiak K., „Wpływ wytrzymałości cementu na właściwości klejów do ociepleń". Izolacje, nr 4, s. 38-42, (2018).
[5] Górak P., Chłądzyński S., Walusiak K., „Cementy niskoemisyjne w suchych mieszankach chemii budowlanej – zielony kierunek rozwoju". Izolacje, nr 5, s. 104-109, (2022).
[6] Górak P., Chłądzyński S., Walusiak K., „Cementy niskoemisyjne w suchych mieszankach chemii budowlanej. Część II: Zaprawy klejowe do ociepleń". Izolacje, nr 7/8, s. 74-79, (2022).
[7] Górak P., Chłądzyński S., Walusiak K., „Cementy niskoemisyjne w suchych mieszankach chemii budowlanej. Część III: Kleje do płytek". Izolacje, nr 9, s. 104-111, (2022).
[8] Górak P., Chłądzyński S., Gaudy J., „Cementy niskoemisyjne w suchych mieszankach chemii budowlanej. Część IV: Zaprawy murarskie i tynkarskie". Izolacje, nr 10, s. 36-41, (2022).

[9] Górak P., Chłądzyński S., Gaudy J., „Cementy niskoemisyjne w suchych mieszankach chemii budowlanej. Część V: Podkłady podłogowe i betony". Izolacje, nr 1, s. 107-113, (2023).
[10] Kurdowski W., Chemia cementu. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa, 1991.
[11] Chłądzyński S., Garbacik A., "Cementy wieloskładnikowe w budownictwie". Stowarzyszenie Producentów Cementu. Kraków, 2008.
[12] PN-EN 12004-1:2017-03 „Kleje do płytek ceramicznych. Część 1: Wymagania, ocena i weryfikacja stałości właściwości użytkowych, klasyfikacja i znakowanie".
[13] EAD 0040083-00-0404 „External Thermal Insulation Composite Systems (ETICS) with renderings". EOTA, 2019.
[14] prEN 17237 „External Thermal Insulation Composite kits. Specification". EOTA, 2018.
[15] Chłądzyński S., „Składniki zapraw klejowych do płytek. Część II – Metyloceluloza". Izolacje, nr 4, s. 76-79, (2008).

Prawa autorskie © 2023 / Dominik Krawczyk oraz CEMEX Innovation Holding Ltd., Szwajcaria. Wszystkie prawa zastrzeżone.

Piotr Molenda
Kamil Ślusarczyk
Artur Paszkowski
Paweł Gałan

Wpływ stosunku w/c i ilości spoiwa na postęp procesu karbonatyzacji betonu

THE INFLUENCE OF W/C RATIO AND AMOUNT OF BINDER ON THE PROGRESS OF THE CONCRETE CARBONATION PROCESS

Streszczenie

Potrzeba szerszego wykorzystania cementów z obniżonym śladem węglowym determinuje ich rozwój w kierunku nowych zastosowań. Do oceny użyteczności cementów do zastosowań w betonie eksponowanym w różnych klasach ekspozycji, można wykorzystać normową koncepcję równoważnych właściwości użytkowych. Wykonując odpowiednie badania oraz analizując i porównując otrzymane wyników, z wynikami rozwiązań referencyjnych, stosowanych od lat w praktyce budowlanej, możemy w dosyć prosty i szybki sposób szacować trwałość projektowanych rozwiązań.

Przedmiotem referatu jest ocena wpływu rodzaju spoiwa oraz stosunku wodno-cementowego na przebieg procesu karbonatyzacji betonu oraz innych wybranych właściwości użytkowych betonu. W doświadczeniu wykorzystano cementy z dodatkiem popiołu lotnego krzemionkowego oraz cementy z dodatkiem granulowanego mielonego żużla wielkopiecowego zgodne z PN-EN 197-1. Projektowane betony komponowane były również z dodatkiem typu II zgodnie z zapisami normy PN-EN 206 w postaci krzemionkowego popiołu lotnego. Uzupełniająco zweryfikowano znaczenie dojrzewania betonu po czasie równoważnym. Do badań karbonatyzacji zastosowano metodę przyspieszoną zgodnie z normą PN-EN 12390-12:2020-06.

Mieszanki referencyjne, dla zamierzonego zastosowania, spełniają wymagania normowe (PN-B-06265:2022-08 tabela F.1) odnośnie do zalecanych wartości granicznych dotyczących składu oraz właściwości betonu. Cementy użyte w mieszankach referencyjnych są zgodne z zalecanymi (PN-B-06265:2022-08 tabela F.2) obszarami zastosowań.

mgr inż. Piotr Molenda – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Kamil Ślusarczyk – Cement Ożarów S.A.
mgr inż. Artur Paszkowski – Cement Ożarów S.A.
inż. Paweł Gałan – Prodbet Sp. z o.o.

Abstract

The need for broader utilization of low-carbon footprint cements drives their development towards new applications. To assess the suitability of these cements for use in exposed concrete in various exposure classes, the normative concept of equivalent service performance properties can be employed. By conducting appropriate research, analyzing and comparing the obtained results with those of reference solutions that have been widely used in construction practice for years, we can estimate the durability of the designed solutions in a relatively simple and fast manner.

The subject of the presentation is the evaluation of the influence of binder type and water-to-cement ratio on the carbonation process of concrete and other selected service properties of concrete. The experiment utilized cements with the addition of silica fume and cements with the addition of granulated ground blast furnace slag in accordance with PN-EN 197-1. The designed concretes were also composed with the addition of Type II silica fume according to the provisions of the standard PN-EN 206. Additionally, the significance of concrete curing after the equivalent time was verified. The accelerated carbonation test method was employed for the carbonation studies according to the standard PN-EN 12390-12:2020-06.

The reference mixtures, intended for the intended application, meet the normative requirements (PN-B-06265:2022-08 Table F.1) regarding the recommended limit values for the composition and properties of concrete. The cements used in the reference mixtures comply with the recommended (PN-B-06265:2022-08 Table F.2) areas of application.

1. Wstęp

Korozja, na którą narażone są konstrukcje betonowe, skutkuje utratą lub pogorszeniem trwałości elementów żelbetowych. Działania niszczące są spowodowane odziaływaniami odtaczającego środowiska, a czynniki je wywołujące dzielimy na zewnętrzne i wewnętrzne. Czynniki wewnętrzne wywołujące korozję beton to m.in. alkalia obecne w cemencie lub domieszkach. Natomiast korozja wywołana czynnikami zewnętrznymi to proces niszczenia powodowany przez oddziaływaniem środowiska zewnętrznego m.in.: zmienne obciążenie zewnętrzne, oddziaływanie mrozu czy również przez alkalia pochodzących ze środków odladzających.

Jedną z najczęstszych przyczyn niszczenia konstrukcji żelbetowych, wywołaną czynnikami zewnętrznymi, jest karbonatyzacja. Proces ten związany z tworzeniem się węglanu wapnia na skutek reakcji produktów hydratacji cementu z dwutlenkiem węgla pochodzącym z atmosfery, powoduje utratą właściwości ochronnych otuliny betonowej wobec zbrojenia.

Jednym ze sposobów ochrony betonu przed korozją i tym samym zwiększenie odporności i trwałości konstrukcji, jest dobór odpowiedniego składu betonu. Bardzo ogólne wymagania i wytyczne w tym zakresie w postaci m.in.: minimalnej klasy betonu, odpowiedniej wartości stosunku wodno-cementowego i zawartości cementu zestawiono w normach [12] i [13].

Obserwowany w ostatnim czasie dynamiczny rozwój cementów z wysoką zawartością nieklinkierowych składników głównych oraz potrzeba rozszerzenia ich zakresu zastosowań, skłania do zgłębienia tematu z zakresu wpływu różnych czynników, w tym również rodzajów cementów, na proces karbonatyzacji betonu.

Dodatkowo można napotkać stwierdzenie, że, z powodu wzrostu stężenia CO_2 związanego z globalnym ociepleniem jest możliwe zwiększenie prawdopodobieństwa korozji elementów żelbetowych [4]. Autorzy przedstawiają złożone modele nasycenia dwutlenkiem węgla oraz czynniki wpływające na procesy karbonatyzacji, z uwagi na istotny ich wpływ przyczyniający się do korozji stali zbrojeniowej [8]. Elementy żelbetowe mające bezpośredni kontakt z powietrzem atmosferycznym narażone są na ciągłe oddziaływanie dwutlenku węgla. Stężenie CO_2 różni się w zależności od obszaru występowania konstrukcji. W terenach wiejskich objętościowa zawartość CO_2 wynosi około 0,03%, natomiast w dużych miastach wzrasta do przeciętnej wartości 0,3% a w wyjątkowych sytuacjach nawet do 1% [7]. W literaturze również, karbonatyzacja prezentowana jest jako zjawisko pozytywne z uwagi na fakt, że sam proces wiąże się z wychwytywaniem CO_2 przez elementy betonowe [10]. W publikacjach można natrafić na prace związane z możliwością wykorzystania sekwestracji dwutlenku węgla do obniżenia śladu węglowego betonu i/lub konstrukcji budowlanej. Autorzy chcą poznać wartości pochłoniętego CO_2 dla różnych wyrobów i elementów betonowych, w celu m.in. precyzyjniejszych ocen ich cech środowiskowych w pełnym cyklu życia [15], [1].

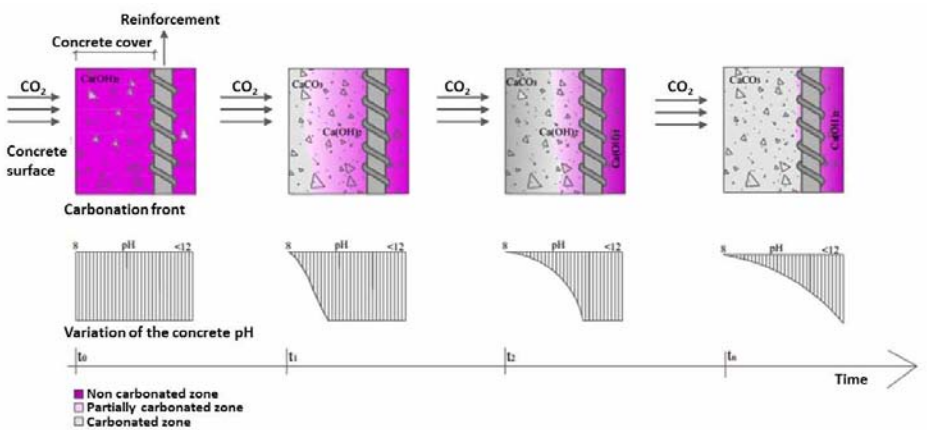
2. Mechanizm karbonatyzacji

W odpowiednich warunkach wilgotnościowych obecny dwutlenek węgla w powietrzu reaguje z zhydratyzowanymi składnikami zaczynu cementowego, głównie z wodorotlenkiem wapnia $Ca(OH)_2$ zgodnie z reakcją [6]:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

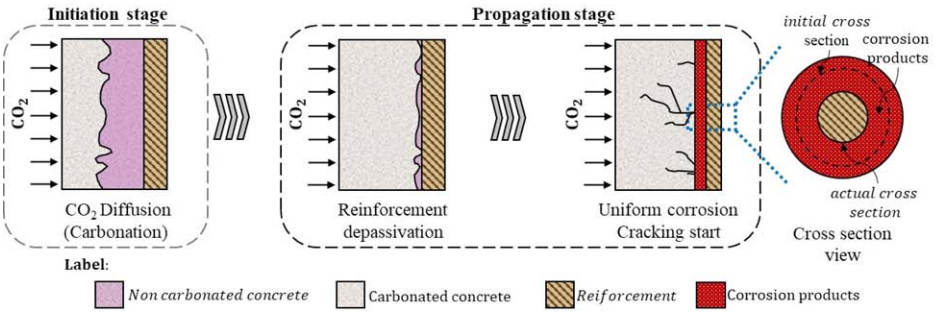
W wyniku wyczerpania portlandytu, możliwa jest karbonatyzacja uwodnionego krzemianu wapniowego (C-S-H). W tym przypadku nie tylko wzrasta ilość $CaCO_3$, ale tworzy się również żel krzemionkowy bez jakichkolwiek właściwości wytrzymałościowych - odkładający się w porach większych niż 100 nm, co sprzyja postępowi karbonatyzacji. Dodatkowo z dwutlenkiem węgla mogą reagować uwodnione gliniany i siarczanogliniany, jednak szybkość karbonatyzacji jest mniejsza niż dla krzemianów [7], [10].

Reakcja dwutlenku węgla z składnikami zaczynu cementowego nie powoduje niszczenia betonu tylko wpływa na zmniejszenie jego zasadowości [5]. Schemat obniżania pH betonu przestawia rysunek 1. Zjawisko to jest szczególnie niebezpieczne dla konstrukcji żelbetowych, gdzie wartość pH cieczy w porach stwardniałego betonu zazwyczaj wynosi w granicach 12,6-13,5 i w wyniku procesu karbonatyzacji spada do 9 – a nawet skrajnie do niższych wartości [14]. W przypadku osiągnięcia przez front karbonatyzacji powierzchni stali zbrojeniowej, warstewka pasywacyjna ulega zniszczeniu – właściwości pasywacyjne tracone są przy wartości pH=11,8 [9].



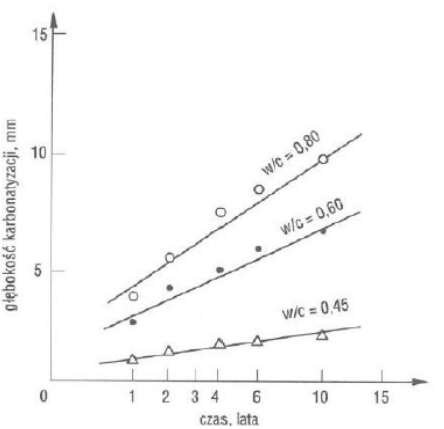
Rysunek 1. Postęp frontu karbonatyzacji a obniżenie pH betonu [14]

Degradacja konstrukcji żelbetowych spowodowana korozją zbrojenia jest trudna do zmierzenia ze względu na złożoność zjawisk fizykochemicznych i wielu innych parametrów. Z punktu widzenia mechaniki materiałów i konstrukcji - głównym skutkiem korozji zbrojenia jest utrata jej pasywacji, a w konsekwencji przemiana stali w produkty korozji. Objętość produktów korozji jest większa niż stali, co skutkuje powstaniem, na granicy z betonem, naprężeń. Wraz ze wzrostem naprężeń, przekraczających wytrzymałość betonu na rozciąganie - w matrycy betonowej pojawiają się mikropęknięcia, które zwiększają swoją wielkość i grubość w miarę postępu procesu, rozprzestrzeniając się po całym elemencie konstrukcyjnym, aż do odpryskiwania otuliny betonowej, wpływając na trwałość i skracając żywotność betonu. Proces degradacji przedstawiono na rysunku 2 [2].

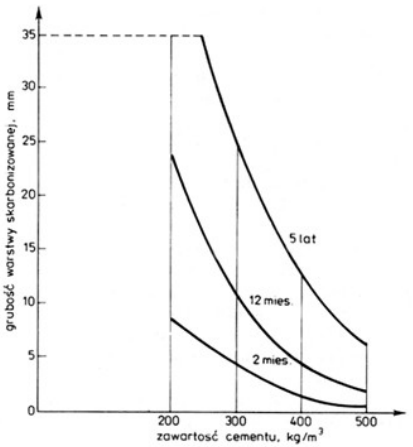


Rysunek 2. Rozwój korozji w betonie [2]

Na przebieg procesu karbonatyzacji wpływają czynniki, które można podzielić na wewnętrze, jak i zewnętrzne. Najważniejszym czynnikiem wewnętrznym determinującym szybkość postępowania karbonatyzacji jest dyfuzyjność stwardniałego zaczynu cementowego, która ściśle wynika z układów porów [7]. Przepuszczalność betonu oddziałuje bezpośrednio na szybkość korozji węglanowej i wiążącą się z nią dyfuzyjnością. Na porowatość matrycy cementowej wpływa stosunek wodno-cementowy (Rysunek 3) oraz udział i rodzaj cementu w betonie (Rysunek 4) [6], [3].

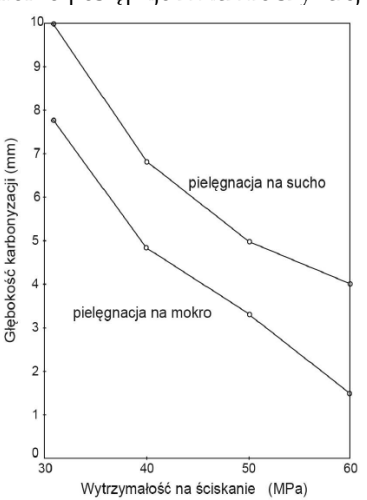


Rysunek 3. Zależność głębokości karbonatyzacji od stosunki wodno-cementowego [6]



Rysunek 4. Głębokość karbonatyzacji w zależności od ilości cementu [6]

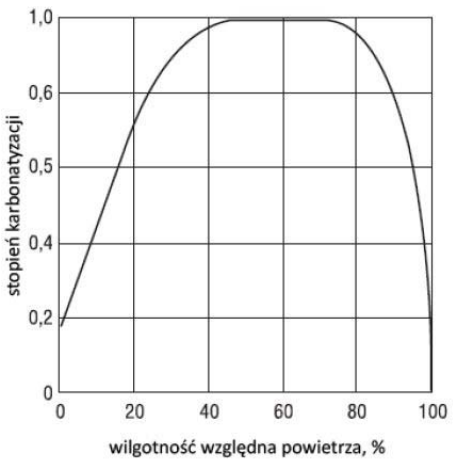
Rodzaj cementu również wpływa na przebieg karbonatyzacji, w zależności od obecności w nim składnika nieklinkierowego. Efektem wykorzystania dodatków jest powstanie bardziej zwartej mikrostruktury stwardniałego zaczynu cementowego przyczyniającego się do ograniczenia dyfuzji dwutlenku węgla. W literaturze można spotkać stwierdzenie, że szybkość karbonatyzacji jest odwrotnie proporcjonalna do wytrzymałości na ściskanie betonu. Do otrzymania odpowiednich parametrów wytrzymałościowych należy pamiętać o początkowej pielęgnacji betonu (Rysunek 5). Tym bardziej, że przy wykorzystaniu cementów z dodatkami jak granulowany żużel wielkopiecowy, przebieg karbonatyzacji przy braku pielęgnacji na mokro postępuje znacznie szybciej [7].



Rysunek 5. Zależność pomiędzy głębokością karbonatyzacji a sposobem pielęgnacji betonu [7]

Wśród zewnętrznych czynników wpływających na szybkość procesu karbonatyzacji szereg naukowców zdecydowanie wymienia wilgotność powietrza [9]. Najszybciej

karbonatyzacja przebiega w zakresie 50-70% wilgotności względnej powietrza (Rysunek 6), gdzie szybkość migracji gazowego CO_2 jest najefektywniejsza. W przypadku, kiedy beton jest w środowisku o niewystarczającej wilgotności (suchym), w kapilarach nie ma wystarczającej ilości wody do rozpuszczenia dwutlenku węgla. Natomiast w sytuacji, kiedy beton jest nasycony wodą karbonatyzacja również występuje w bardzo minimalnym stopniu z uwagi, że kapilary są nasycone wodą i dyfuzja CO_2 zachodzi bardzo powoli [6]. Do innych czynników mających wpływ na proces karbonatyzacji można zaliczyć m.in.: stężenie CO_2, temperaturę otoczenia, stopień agresywności środowiska [2], orientację budynku, czas ekspozycji [5], rodzaj stali, czy grubość otuliny betonowej [2].



Rysunek 6. Wpływ wilgotności względnej powietrza na stopień karbonatyzacji [6]

3. Sposoby zapobiegania karbonatyzacji

Jak wskazano wyżej na przebieg procesu karbonatyzacji betonu wpływ ma m.in. jego przepuszczalność. Wzrost szczelności betonu powoduje zmniejszenie dyfuzyjności i tym samym ogranicza wniknięcia do matrycy czynników powodujących korozję takich jak CO_2. Szczelność betonu z kolei zależy od takich czynników jak wskaźnik wodno-cementowy czy rodzaj i ilość zastosowanego cementu oraz innych składników betonu.

W normie PN-EN 206 odziaływanie środowiska wywołujące proces karbonatyzacji betonu jest wyrażone poprzez klasy ekspozycji XC1-XC4, różniące się rodzajem ekspozycji betonu.

Zapewnienie trwałości poprzez ochronę materiałową, w podejściu normowym, zapewnione jest dzięki wyspecyfikowaniu wymagań w stosunku do wskaźnika w/c oraz minimalnej ilości cementu oraz klasy wytrzymałości betonu.

Tabela 1. Wymagania odnośnie składu i właściwości betonu w klasach ekspozycji XC w normie PN-EN 206 [13]

Klasa ekspozycji	Korozja spowodowana karbonatyzacją			
	XC1	XC2	XC3	XC4
Maksymalne w/c	0,70	0,65	0,60	0,55
Minimalna klasa wytrzymałości	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30
Minimalna zawartość cementu	260	280	280	300
Minimalna zawartość CEM I lub CEM II/A przy stosowaniu CEM dodatku mineralnego	250	260	260	280

Dodatkowo element żelbetowy lub sprężony chroniony jest dzięki zapewnieniu odpowiedniej grubości otuliny zbrojenia wynikających z norm projektowych.

Tabela 2. Minimalna grubość otuliny według Eurokodu EC2 [19]

Klasa ekspozycji	XC1		XC2 - XC3		XC4	
Klasa i rodzaj konstrukcji	żelbetowa	sprężona	żelbetowa	sprężona	żelbetowa	sprężona
S1	10	15	10	20	15	25
S2	10	15	15	25	20	30
S3	10	20	20	30	25	35
S4	15	25	25	35	30	40
S5	20	30	30	40	35	45
S6	25	35	35	45	40	50

Oprócz sztywnych ram podanych w tabeli 1, ograniczających nieco możliwości technologa betonu w projektowaniu i w kształtowaniu trwałości betonu, przedmiotowe normy PN-EN 206 oraz norma uzupełniająca PN-B 06265 przewidują zapewnienie trwałości betonu poprzez wykorzystanie koncepcji równoważnych właściwości użytkowych, dopuszczających zmianę wymagań w stosunku do w/c oraz minimalnych ilości cementu, przy zastosowaniu odpowiednich środków i spełnieniu dodatkowych wymagań. Co do zasady metody, polegają na sprawdzeniu czy właściwości betonu, w szczególności związane z trwałością są równoważne właściwościami betonu referencyjnego, zaprojektowanego w oparciu o wymagania dotyczące danej klasy ekspozycji. Dla badań betonów zatem, w zależności od przewidywanych dla nich oddziaływań środowiskowych, należy dobrać odpowiednie metody badawcze odpowiadające i odzwierciadlające warunki ekspozycji betonu i wynikające z nich zagrożenia.

Do oceny odporności betonu na korozję węglanową można posłużyć się dwoma metodami pozwalającymi określić głębokość karbonatyzacji. Do tych procedur zaliczamy normy PN-EN 12390-12:2020-06 „Badania betonu. Część 12: Oznaczenie odporności betonu

na karbonatyzację. Przyspieszona metoda karbonatyzacji" oraz PN-EN 12390-10:2019-02 „Badania betonu. Część 10: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację w warunkach stężeń dwutlenku węgla na poziomie atmosferycznym".

Przywołane normy [16], [17] różnią się w podejściu przeprowadzenia samego badania pod względem okresu przechowywania próbek w komorze badawczej czy też innym stopniu stężenia CO_2. Normy umożliwiają użycie różnych rodzajów próbek: pryzmy, walce czy też kostki. Z punktu widzenia udogodnienia wykonywania badania wydaje się, że najlepszym rodzajem próbek są kostki o wymiarze 100mm – badaniu podlega jedna z połówek po uprzednim rozłupaniu kostki. W zależności od wyboru rodzaju próbki należy przygotować ich odpowiednią ilość. Przy wykonywaniu próbek najlepiej zrezygnować z nanoszenia środka antyadhezyjnego na formy z uwagi, że może to wpłynąć na wynik karbonatyzacji. Należy również pamiętać, aby długość boków próbek spełniał warunek, trzykrotności użytego maksymalnego kruszywa w betonie. W uwagi na wykorzystanie w trakcie badań metody przyspieszonej zostanie ona szerzej rozwinięta.

Procedura badawcza [16] obliguje, aby przy wykorzystaniu próbek sześciennych ich ilość wynosiła 8. Norma wymaga, aby próbki dojrzewały 28 dni zgodnie z PN-EN 12390-2:2019-07 [18]. Po tym okresie próbki umieszcza się w warunkach powietrznych (laboratoryjnym), w celu suszenia/kondycjonowania materiału w temperaturze (18-25°C) oraz wilgotności względnej (50-65%), przez okres 14 dni. Tak gotowe próbki umieszcza się w komorze klimatycznej, gdzie w całym okresie badania utrzymywana jest temperatura (20±2°C), wilgotność względna (57±3%) i stężenie CO_2 3,0 ±0,5%. Zasadniczo w komorze umieszcza się 6 próbek – po dwie na każdy okres badania. Test wykonywany jest po 7, 28 i 70 dniach ekspozycji na stężenie dwutlenku węgla. Dodatkowo należy wykonać próbki do określenia wytrzymałości na ściskanie.

Po wspomnianym okresie przechowywania w komorze próbki zostają rozłupane. Jedna z połówek przeznaczona jest do pomiaru głębokości karbonatyzacji za pomocą np. roztworu fenoloftaleiny, służącego do oznaczenia strefy zobojętnionej (pH 8-11) na zasadzie zmiany koloru betonu. W praktyce również możemy napotkać na inne roztwory pozwalające wyznaczyć front karbonatyzacji. Do nich można zaliczyć wskaźnik tymoloftaleiny czy wskaźnik tęczowy [11].

Na analizowanej próbce dokonuje się punktowego pomiaru głębokości karbonatyzacji w 3 do 5 punktów ($dk_{,pkt}$), za pomocą linijki, suwmiarki i lupy. Aby wyznaczyć punkty, należy podzielić próbkę na cztery równe odległości, na tej podstawie wyznacza się średnią głębokość karbonatyzacji powierzchni pojedynczej próbki (połówki) (dk_{face}), w celu obliczenia ($dk_{,spec}$) średniej głębokości próbki. Mając powyższe dane można obliczyć (dk), czyli średnią głębokość karbonatyzacji dwóch próbek [16].

Wyniki przedstawia się za pomocą wykresu, w celu określenia stopnia karbonatyzacji, gdzie na osi y, wykreśla się średnią głębokość karbonatyzacji w każdym czasie ekspozycji, a na osi x, czas wyrażony jako pierwiastek kwadratowy ekspozycji w dniach. Linia regresji jest narzucona na wykres przez punkty obliczone wg wzoru:

$$dk = a + K_{AC}\sqrt{t}$$

gdzie

dk - średnia głębokość karbonatyzacji w czasie t w mm;
a - przecięcie w mm;
K_{AC} - szybkość karbonatyzacji w warunkach testowych określony jako mm/√dni;
t - czas ekspozycji w dniach.

Kryterium spełniające badanie wyraża współczynnik determinacji R^2 odczytany z wykresu, który powinien być większy równy od 0,95, w przeciwny przypadku należy przeanalizować wyniki, a badanie powtórzyć [16].

Koncepcja równoważnych właściwości użytkowych pozwala wykorzystać potencjał i możliwości materiałów, którymi dysponuje technolog podczas komponowania składu betonu i przede wszystkie skupia się bezpośrednio na właściwościach jakie powinien spełnić beton, a nie na ograniczaniu jego składu. Dodatkowo w przyszłości należy spodziewać się również bardziej otwartego podejścia normowego do zapewnienia odpowiednich właściwości i trwałości konstrukcji i betonu. Projekt normy PN-EN 206-100 [20], powstający równolegle z nowelizowaną normą PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2, dotyczącą projektowania konstrukcji z betonu, wprowadza klasy trwałości koncepcji ERC. Ogólnym celem ERC, jest wprowadzenie metod oceny nowych rozwiązań i wyrobów, gdzie brak jest dostatecznego doświadczenia lub danych z długoterminowej stosowalności w przemyśle budowlanym.

Jedną z proponowanych klas ekspozycji wg nowej koncepcji [20], jest XRC, dotycząca korozji betonu spowodowanej procesem karbonatyzacji. Nowe podejście zakłada projektowanie betonu również dla konstrukcji użytkowanej przez 100 lat. Różnica w zabezpieczeniu zbrojenia, przed możliwym zobojętnieniem matrycy cementowej, w trakcie, tak długiej eksploatacji konstrukcji leży w grubości otuliny $c_{min,dur}$, gdzie dla każdej klasy ekspozycji XC wg [13], w zależności od agresywności środowiska, jest inna. Tutaj pojawia się duża zmiana w podejściu do projektowania konstrukcji z betonu, ponieważ projekt [20], wyróżnia 8 klas XRC, uwzględniając czas użytkowania oraz 4 stopnie karbonatyzacji XC. W sumie, 64 wartości otulenia zbrojenia, wahające się w przedziale od 10 do 60 mm.

Ponadto zmiany w [20] dotyczą również podejścia do metod oceny właściwości użytkowych betonu w zależności od przewidywanych klas ekspozycji. Oprócz dotychczasowego podejścia oceny użyteczności betonu w danej klasie ekspozycji, proponowane są metody i kryteria oceny właściwości betonów ze względu na rodzaj korozji, na które będą narażone. I tak dla przykładu w betonach narażonych na karbonatyzację, dopuszczenie betonu będzie możliwe przy spełnieniu określonych kryteriów bezpośrednio w badaniu karbonatyzacji. Kryterium będzie zależne od projektowanej klasy karbonatyzacji XRC, a ta będzie zależeć od klasy i rodzaju konstrukcji oraz panujących warunków środowiskowych i czasu użytkowania konstrukcji.

W celu określenia właściwości użytkowych betonu można m.in. zastosować badanie wg EN 12390-12.

Należy zwrócić uwagę, że w projekcie normy [20] nie występuje współczynnik W/C tylko W/B - współczynnik efektywnej zawartości wody do masy spoiwa w świeżym betonie (W/ (C + A)). Jest to znacząca zmiana z uwagi na umieszczone tabele z wartościami granicznymi, dla poszczególnych typów cementów zależnych od klas XRC. Czym wyższy poziom zagrożenia karbonatyzacją lub większy udział dodatku w cemencie, tym niższy jest współczynnik W/B.

4. Część doświadczalna

4.1 Główne założenia i cel badań

W ramach programu badawczego zweryfikowano wpływ czynników takich jak: rodzaj cementu, stosunek wodno-cementowy oraz proporcja cementu z dodatkiem mineralnym na szybkość karbonatyzacji. Dodatkowo sprawdzono wpływ czasu równoważnego wy-

konywania badań karbonatyzacji, w zależności od wykorzystanego cementu, na postęp reakcji zgodnie z Tablicą 3 normy [12].

4.2 Materiały i metody badań

Do badań wykorzystano cementy Cement Ożarów S.A. z różnymi nieklinkierowymi składnikami głównymi, jak również ich zawartością: CEM I 42,5 R, CEM II/A-V 42,5 R-NA, CEM II/B-V 42,5 R, CEM II/B-S 42,5 R-NA, CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA. Uzupełniająco do zaprojektowania i wykonania betonów zastosowano popiół lotny krzemionkowy, piasek 0/2, żwir otoczakowy 2/16, plastyfikator, oraz superplastyfikator na bazie polikarboksylanów.

Receptury projektowano kierując się warunkami i wymaganiami normowanymi, uwzględniając również aspekty ekonomiczne i rynkowe.

Tabela 3. Składy receptur

Składnik	Jednostka	Skład receptur				
Cement	kg/m^3	280	280	300	300	360
Popiół lotny krzemionkowy	kg/m^3	80	80	60	60	0
Wskaźnik w/s	------	0,47	0,43	0,47	0,43	0,43
Piasek 0/2	%	40				
Żwir 2/16	%	60				
Plastyfikator	kg/m^3	1,35 – 1,80				
Superplastyfikator	kg/m^3	1,58 – 2,88				

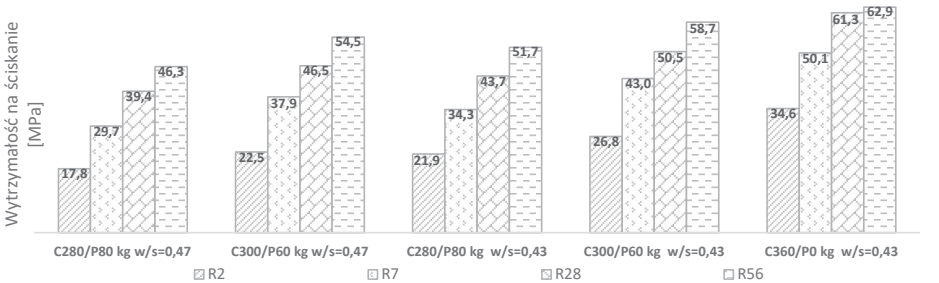
Dla wszystkich rozwiązań wykonano badania wytrzymałości na ściskanie oraz wykonano badanie głębokości karbonatyzacji zgodnie z PN-EN 12390-12:2020-06 Badania betonu. Część 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację. Przyspieszona metoda karbonatyzacji [16].

4.3 Wyniki badań

W pierwszej kolejności zaprezentowano wyniki wytrzymałości na ściskanie oraz średniej głębokości karbonatyzacji dla poszczególnych cementów zgodnie ze składem receptur z Tabela 1.

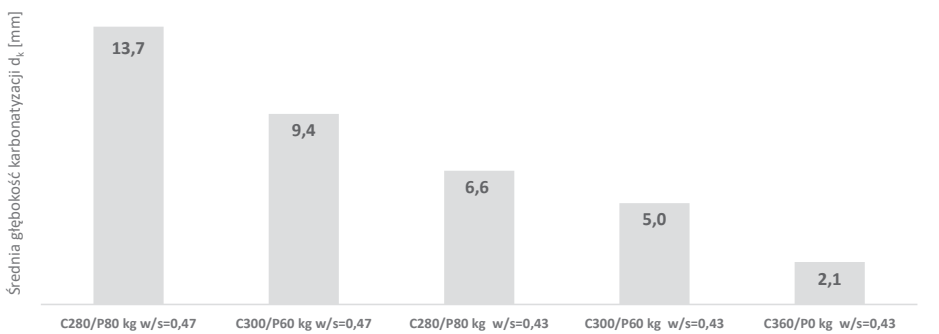
Wyniki dla CEM I 42,5 R

Poniżej przedstawiono wyniki wytrzymałości na ściskanie dla cementu CEM I 42,5 R dla poszczególnych rozwiązań recepturowych.



Rysunek 7. Wytrzymałość na ściskanie dla CEM I 42,5 R

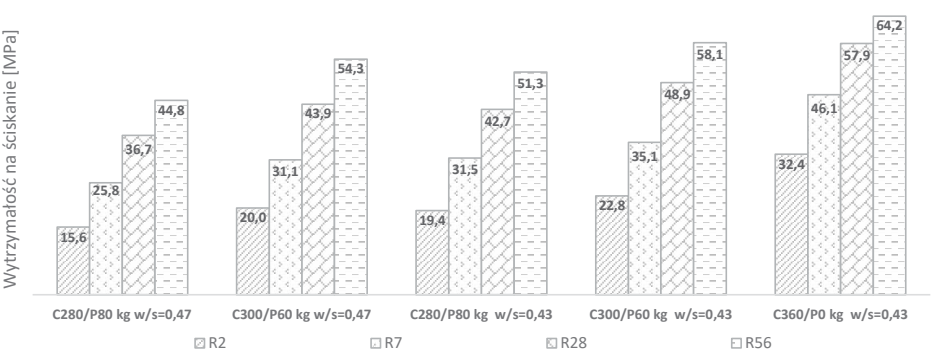
Z uzyskanych wyników karbonatyzacji można stwierdzić, że na ograniczenie głębokości karbonatyzacji większy wpływ ma obniżenie stosunku wodno-cementowego niż zwiększenie ilości cementu względem dodatku np. popiołu lotnego krzemionkowego.



Rysunek 8. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM I 42,5 R

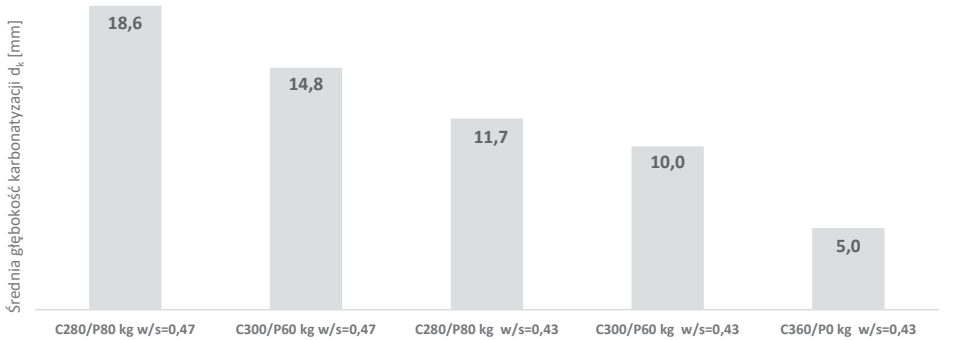
Wyniki dla CEM II/A-V 42,5 R-NA

Dla cementu CEM II/A-V 42,5 R-NA uzyskano wytrzymałość na ściskanie jak na rysunku 9.



Rysunek 9. Wytrzymałość na ściskanie dla CEM II/A-V 42,5 R-NA

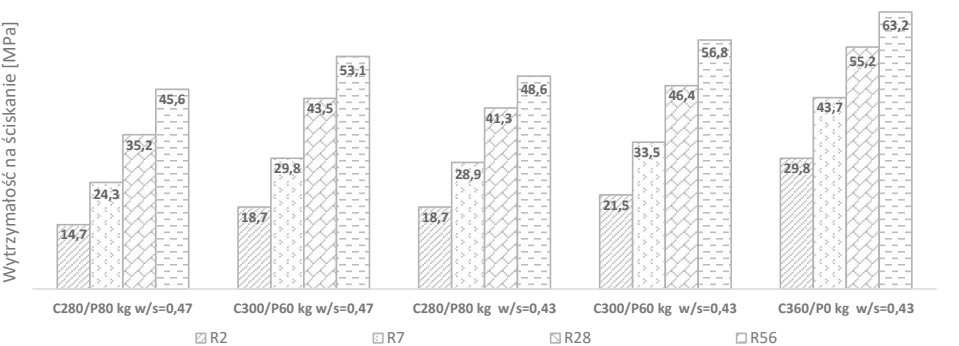
W przypadku CEM II/A-V 42,5 R-NA również na ograniczenie głębokości karbonatyzacji większy wpływ ma obniżenie stosunku wodno-cementowego niż zwiększenie ilości cementu względem dodatku np. popiołu lotnego krzemionkowego.



Rysunek 10. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM II/A-V 42,5 R-NA

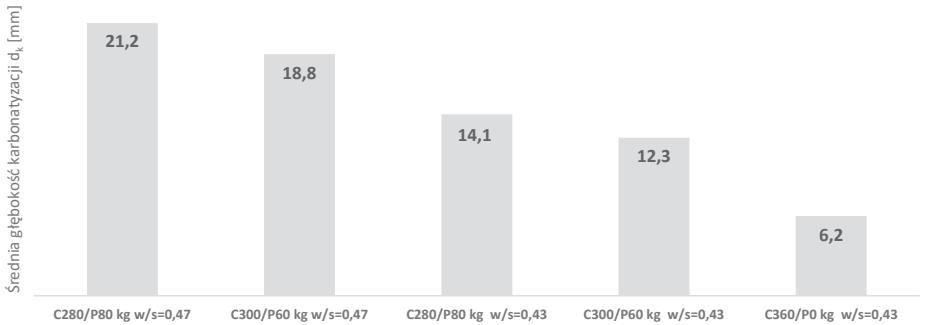
Wyniki dla CEM II/B-V 42,5 R

Wytrzymałość na ściskanie dla cementu CEM II/B-V 42,5 R obrazuje rysunek 11.



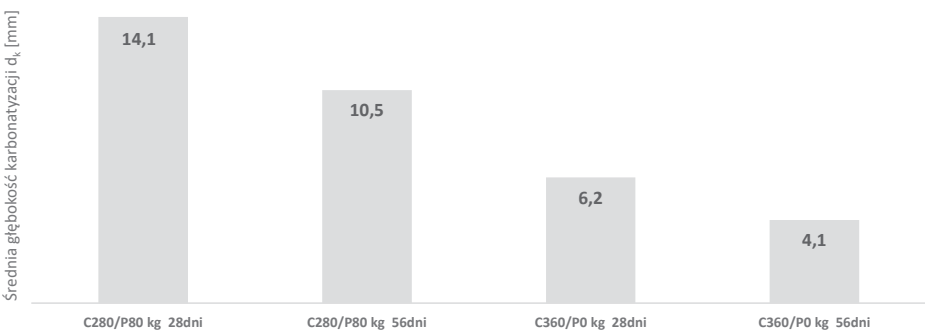
Rysunek 11. Wytrzymałość na ściskanie dla CEM II/B-V 42,5 R

W sytuacji wykorzystania cementu CEM II/B-V 42,5 R również na ograniczenie głębokości karbonatyzacji większy wpływ ma obniżenie stosunku wodno-cementowego niż zwiększenie ilości cementu względem dodatku np. popiołu lotnego krzemionkowego.



Rysunek 12. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM II/B-V 42,5 R – okres dojrzewania próbek 28 dni

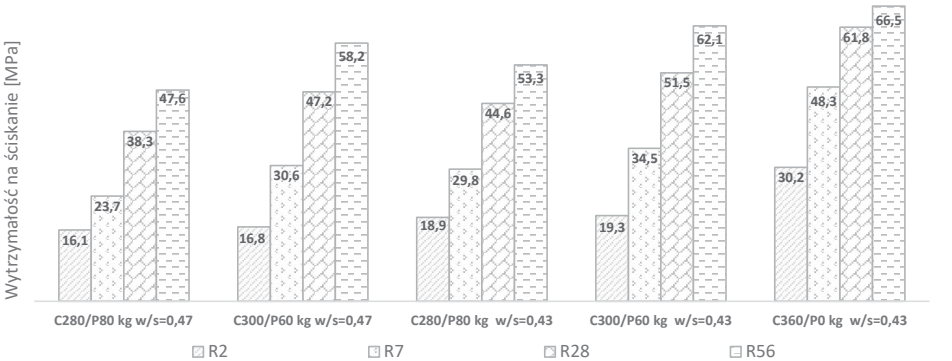
W przypadku rozpoczęcia badania po uwzględnieniu czasu równoważnego tzn. 56 dni dla cementu CEM II/B-V 42,5 R w porównaniu do rozpoczęcia badania po 28 dniach zauważono poprawę odporności na karbonatyzację. Na rysunku 13 przedstawiono wyniki dla dwóch rozwiązań recepturowych. Uwzględniając wyniki po czasie równoważnym otrzymano lepsze parametry w porównaniu do cementu CEM II/A-V 42,5 R-NA.



Rysunek 13. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM II/B-V 42,5 R – porównanie badań po 28 dniach i czasie równoważnym dla wybranych rozwiązań

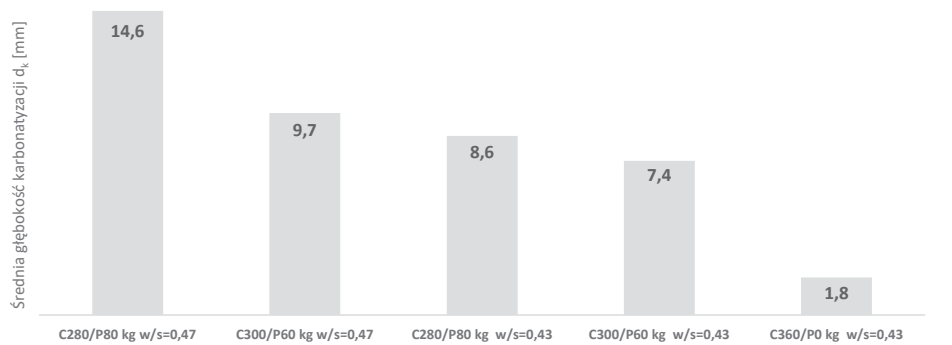
Wyniki dla CEM II/B-S 42,5 R-NA

Rysunek 14 przedstawia uzyskane wytrzymałości na ściskanie dla rozwiązań na cemencie CEM II/B-S 42,5 R-NA.



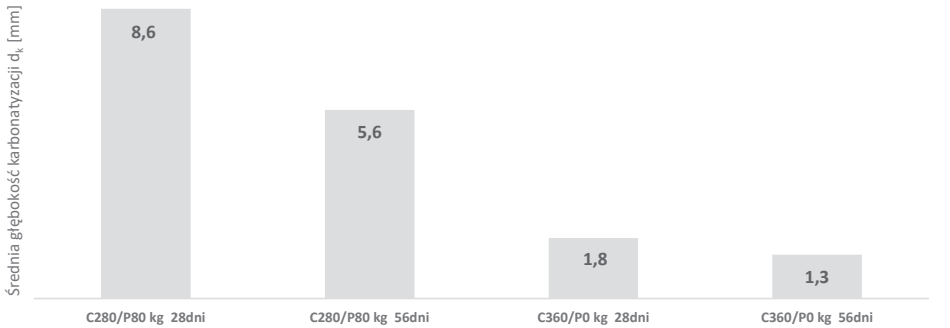
Rysunek 14. Wytrzymałość na ściskanie dla CEM II/B-S 42,5 R-NA

Również przy zastosowaniu CEM II/B-S 42,5 R-NA uzyskano taką samą zależność w ograniczeniu głębokości karbonatyzacji. Dodatkowo warto zaznaczyć, że dla powyższego cementu uzyskano większą odporność na karbonatyzację niż w przypadku cementu CEM II/A-V 42,5 R-NA, który pozwala na zmniejszenie cementu w obrębie rozpatrywanych klas ekspozycji XC zgodnie z [13]. W tym przypadku wyniki są korzystniejsze nawet po rozpoczęciu badani po tym samym okresie – 28 dni.



Rysunek 15. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM II/B-S 42,5 R-NA – okres dojrzewania próbek 28 dni.

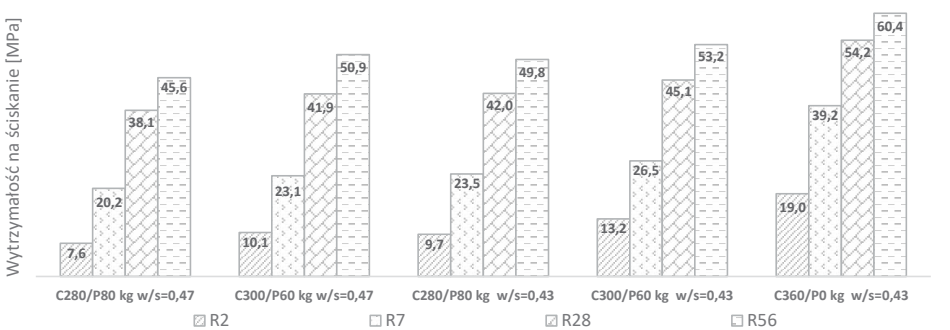
W przypadku cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA również wykazano pozytywny wpływ rozpoczęcia badania po czasie równoważnym zgodnie z [12].



Rysunek 16. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM II/B-S 42,5 R-NA – porównanie badań po 28 dniach i czasie równoważnym dla wybranych rozwiązań

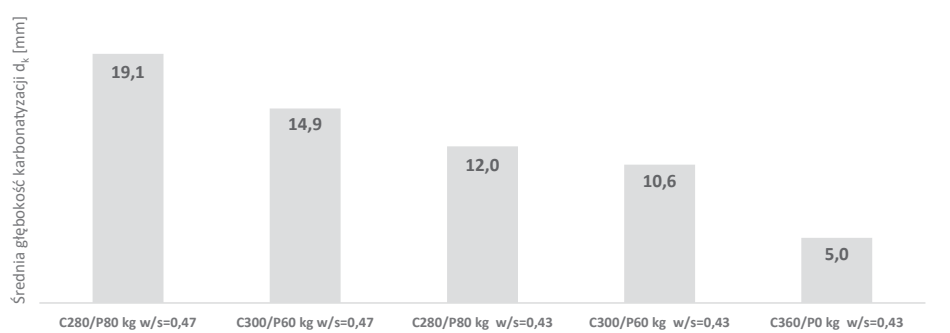
Wyniki dla CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA

Wytrzymałość na ściskanie dla rozwiązań na cemencie CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA zaprezentowano na rysunku 17.



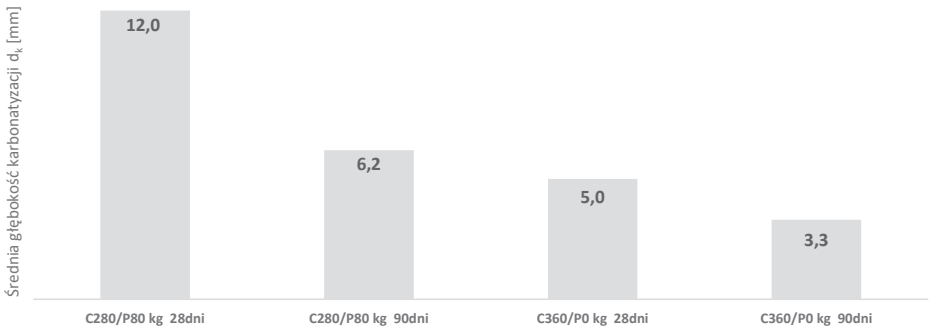
Rysunek 17. Wytrzymałość na ściskanie dla CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA

Cement CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA wykazał taką samą zależność, jak w przypadku poprzednich rozwiązań cementowych.



Rysunek 18. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA – okres dojrzewania próbek 28 dni

Dla cementu CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA po uwzględnieniu czasu równoważnego 90 dni otrzymano znaczącą poprawę odporności na karbonatyzację, co przedstawia rysunek 19. Uwzględniając wyniki po czasie równoważnym otrzymano lepsze parametry w porównaniu do cementu CEM II/A-V 42,5 R-NA.



Rysunek 19. Średnia głębokość karbonatyzacji dla CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA – porównanie badań po 28 dniach i czasie równoważnym dla wybranych rozwiązań

5. Wnioski

Wszystkie analizowane czynniki: stosunek wodno-cementowy, rodzaj oraz ilość cementu, proporcja cementu i dodatku mineralnego, czasu równoważny, mają wpływ na przebieg procesu karbonatyzacji betonu. Wpływ poszczególnych czynników pozwala na większe zrozumienie zagadnienia oraz umożliwia bardziej precyzyjne kształtowanie odporności betonów na korozję węglanową, w zależności od warunków środowiskowych w jakich przyjdzie im pracować, rodzaju konstrukcji oraz okresu w jakim przewidziane jest użytkowanie konstrukcji. Szeroki zakres wyników, może mieć również zastosowanie w symulacji spełnienia kryteriów XRC, wykazanych w projekcie normy EN 206 – część 100: klasy ekspozycji [19,20].

1. Na proces i uzyskiwany poziom frontu karbonatyzacji ma znaczenie rodzaj cementu oraz zawartość w nim dodatków głównych nieklinkierowych. W przypadku cementów popiołowych wartości średniej głębokości karbonatyzacji były najwyższe w porównaniu do CEM I 42,5 R. Wraz ze zwiększoną zawartością tego dodatku zjawisko jest bardziej widoczne jak w przypadku CEM II/B-V 42,5 R. Natomiast patrząc na dodatek jakim jest granulowany żużel wielkopiecowy przy mniejszych ilościach, jak w CEM II/B-S 42,5 R-NA wyniki karbonatyzacji są porównywalne z CEM I 42,5 R. Powołując się na Tablica F.1 [12], gdzie przy wykorzystaniu cementu CEM I lub CEM II/A przy zastosowaniu dodatku mineralnego możemy obniżyć zawartość cementu, to zgodnie z zapisami o właściwościach równoważnych w [13] nie ma przeszkód do wykorzystania CEM II/B-S 42,5 R-NA w takiej samej ilości, jak wspomniane rodzaje cementów. Wyniki betonów na CEM II/B-S 42,5 R-NA okazały się, w niektórych przykładach, lepsze od wyników dla receptur referencyjnych (patrz beton na CEM II/A-V 42,5 R-NA) już po czasie dojrzewania – 28 dni. Natomiast wraz ze wzrostem granulowanego żużla wielkopiecowego również głębokości karbonatyzacji wzrasta. Przy dużej zawartości składnika nieklinkierowego, jak w CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA wyniki są porównywalne z CEM II/A-V 42,5 R-NA.

2. Czas równoważny dla wykonywanych badań, w zależności od zastosowanego cementu, ma duży wpływa na poziom uzyskiwanych wyników. Dla betonów na cemencie CEM II/B-S 42,5 R-NA zmiana okresu dojrzewania z 28 na 56 dni spowodowała spadek głębokości karbonatyzacji o 27 % (Próba C360/P0) oraz 35 % (C280/P80). Dla betonów na bazie CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA zmiana okresu dojrzewania z 28 na 56 dni spowodowała spadek głębokości karbonatyzacji o 34 % (Próba C360/P0) oraz 48 % (C280/P80).
3. Kolejnym ważnym czynnikiem jest ilość spoiwa oraz ilość dodatku mineralnego. Jak można zauważyć wraz ze zmniejszeniem ilości cementu na rzecz dodatku proces karbonatyzacji zachodzi szybciej. W tym przypadku wyniki powiązane są z wytrzymałością na ściskanie, która z kolei wpływa na porowatość i dyfuzyjność. Wytrzymałość na ściskanie należałoby powiązywać z karbonatyzacją jedynie w obrębie zastosowania jednego rodzaju cementu.
4. Stosunek wodno-cementowy również ma ogromne znaczenie w procesie karbonatyzacji. Wraz z jego zmniejszeniem reakcja zachodzi wolniej – co wiąże się z większą szczelnością i zmniejszoną dyfuzyjnością.
5. Rozpatrując proporcje cementu do spoiwa oraz stosunek wodno-cementowy to z przeprowadzonych badań wynika, że większe znaczenie ma obniżenie wskaźnika w/c niż zwiększanie ilości cementu na rzecz popiołu przy zachowanej ilości wody.

Literatura

[1] A. Morandeau, M. Thiery, P. Dangla, „Impact of accelerated carbonation on OPC cement paste blended with fly ash", Cement and Concrete Research, 2015
[2] E. F. Felix, R. Carrazedo, E. Possan, E. S. Ramos, „Development and analysis of a numerical model of the reinforced concrete expansion due to uniform corrosion", Revista ALCONPAT, 2020
[3] Christos Tassos, Kosmas K. Sideris, Alexandros Chatzopoulos, Emmanouel Tzanis, Marios S. Katsiotis, „Influence of the Type of Cement on the Durability of Concrete Structures Exposed to Various Carbonation Environments in Greece: A Contribution to the Sustainability of Structures", Construction materials, 2023.
[4] Mostafa Hassan, Lamya Amleh, Hesham Othman, „Wpływ różnej zawartości cementu i wskaźnika wodno-cementowego na głębokość karbonatyzacji i prawdopodobieństwo karbonatyzacji w betonie", Cement Wapno Beton, 2022
[5] N Venkat Rao, T Meena, „A review on carbonation study in concreto", Materials Science and Engineering, 2017
[6] W. Kurdowski, Chemia cementu i betonu, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2010
[7] A.M. Neville, Właściwości betonu, 4. wyd., Polski Cement, Kraków, 2012
[8] L. Czarnecki, P. Woyciechowski, „Modelling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space?", Technical Sciences, 2015
[9] J. Mądrawski, K. Ziemblińska, R. Juszczak, D. Zawal, J. Olejnik, „Tradycyjne i alternatywne metody oceny intensywności procesu sekwestracji ditlenku węgla przez kruszywo betonowe z recyklingu", Rocznik Ochrona Środowiska, 2013
[10] E. Possan, W. A. Thomazc, G. A. Aleandric, E. F. Felixa, A. C.P. dos Santosa, „CO2 uptake potential due to concrete carbonation: A case study", Case Studies in Construction Materials, 2017
[11] L. Czarnecki, P. Woyciechowski, „Metody oceny przebiegu karbonatyzacji betonu", Materiały Budowlane, 2008
[12] PN-B-06265:2022-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[13] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[14] E. F. Felix, T. J. Rodrigues Balabuch, M. Corrêa Posterlli, E. Possan, R. Carrazedo, „Service life analysis of reinforced concrete structure under uniform corrosion through ANN model coupled to the FEM", Revista ALCONPAT, 2018

[15] J. Kessler, J. Melander, E. Tronde, G. Ĺderman, E. Österlund, „Carbonation of concreto. Evaluation of CO2 uptake of Benders Sverige AB concrete products and landfills", INDEPENDENT PROJECT IN CHEMICAL ENGINEERING MAT-VET 21010, 2021
[16] PN-EN 12390-12:2020-06 Badania betonu. Część 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację. Przyspieszona metoda karbonatyzacji.
[17] PN-EN 12390-10:2019-02 Badania betonu. Część 10: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację w warunkach stężeń dwutlenku węgla na poziomie atmosferycznym.
[18] PN-EN 12390-2:2019-07 Badania betonu - Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych
[19] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
[20] Projekt normy EN 206 – część 100: klasy ekspozycji.

Gabriela Rutkowska

Popiół lotny z osadów ściekowych jako dodatek do betonu w ujęciu aktualnych norm

FLY ASH FROM SEWAGE SLUDGE AS AN ADDITIVE TO CONCRETE IN TERMS OF CURRENT STANDARDS

Streszczenie

Wprowadzone ograniczenia emisji dwutlenku węgla przez Unię Europejską, zachęcają do prowadzenia prac eksperymentalnych nad materiałami nowej generacji, zawierającymi mniejsze ilości klinkieru. Obecnie szerokie zastosowanie w technologii cementu i betonu w Europie i w Polsce mają popioły lotne krzemionkowe pochodzące ze spalania węgla kamiennego. O ich szerokim zastosowaniu decyduje głównie skład chemiczny i fazowy, a w szczególności aktywność pucolanowa, ich duża miałkość, zbliżona do cementu. Celem przeprowadzonych badań była ocena składu chemicznego i właściwości popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych pod kątem wykorzystania w technologii betonu w odniesieniu do PN-EN 450-1, ASTM-C618-03 oraz ASTM C379-65T. Uzyskane wyniki badań potwierdzają, że badany materiał charakteryzuje się odmiennym składem fizykochemicznym i nie spełnia wymagań związanych z wykorzystaniem popiołu do produkcji betonu. Dodatkowo badania wykazały możliwość wytwarzania betonu zwykłego, modyfikowanego popiołem lotnym z termicznego przekształcania osadów ściekowych. Średnią wytrzymałość na ściskanie dla betonu zawierającego 15% popiołu z Krakowa ustalono na 47,1 MPa i 48,2 MPa po 28 i 56 dniach dojrzewania, dla popiołu z Warszawy na 41,1MPa i 44,9 MPa a dla popiołu z Łodzi na 40,1MPa i 43,3MPa. Ustalone stężenia metali ciężkich są poniżej wartości maksymalnych, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do ziemi lub do wód, granicznych wartości wymywania wymaganych przy dopuszczaniu odpadów obojętnych do składowania oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego. Na tej podstawie stwierdzono, że migracja metali ciężkich z betonów z dodatkiem popiołów do środowiska wodnego jest nieznaczna i nie powinna stanowić istotnego problemu.

dr inż. Gabriela Rutkowska – Instytut Inżynierii Lądowej, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Abstract

The introduced limits of carbon dioxide emissions by the European Union encourage experimental work on new generation materials containing smaller amounts of clinker. Currently, silica fly ash from hard coal combustion is widely used in cement and concrete technology in Europe and Poland. Their wide application is determined mainly by the chemical and phase composition, and in particular the activity of pozzolanic, their high fineness, similar to cement. The aim of the research was to assess the chemical composition and properties of fly ash from the thermal treatment of sewage sludge for use in concrete technology in relation to PN-EN 450-1, ASTM-C618-03 and ASTM C379-65T. The obtained test results confirm that the tested material is characterized by a different physicochemical composition and does not meet the requirements related to the use of ash for the production of concrete. In addition, the research showed the possibility of producing ordinary concrete, modified with fly ash from the thermal treatment of sewage sludge. The average compressive strength for concrete containing 15% ash from Krakow was set at 47,1MPa and 48,2MPa after 28 and 56 days of ripening, for ash from Warsaw at 41,1MPa and 44,9MPa and for ash from Łódź at 40,1MPa and 43,3MPa. The concentrations of heavy metals determined are below the maximum values to be met for discharge of waste water into the ground or into water, the leaching limits required for the release of inert waste for landfilling and for substances particularly harmful to the aquatic environment. On this basis, it was concluded that the migration of heavy metals from concrete with the addition of ashes to the aquatic environment is negligible and should not pose a significant problem.

1. Wprowadzenie

Działalność człowieka, w mniejszym bądź większym stopniu, wpływa na otaczające nas środowisko przyrodnicze. Zrozumienie konsekwencji i realizacji działań z zakresu szeroko rozumianej ochrony środowiska przyczynia się do racjonalnego korzystania z zasobów środowiska oraz prawidłowego jego zagospodarowania. Wzrastająca świadomość społeczeństwa o konieczności ochrony środowiska naturalnego rozszerza się na coraz to nowsze dziedziny życia. W świetle zachodzących zmian w regulacjach środowiskowych, energetyka zawodowa staje przed wyzwaniem sprostania wzrastającym wymogom emisyjnym. Od 1 stycznia 2016 roku z dniem wejścia w życie Dyrektywy w sprawie emisji przemysłowej, ograniczeniu uległy emisje tlenków azotu i siarki oraz pyłu. Dla sektora budownictwa jednym z najważniejszych zagadnień jest dążenie do tego, aby beton stał się ekologicznym materiałem, jeszcze bardziej przyjaznym dla środowiska naturalnego. Poszukiwanie takich rozwiązań jest nieodzowne w przypadku projektowania składu mieszanki betonowej, której dwa składniki cement i kruszywo – przyczyniają się na etapie ich pozyskiwania i produkcji do oddziaływań antropopresyjnych. W Polsce i na świecie już dziś znajdują się tereny, na których pozyskanie materiałów dobrej jakości do produkcji cementu stanowi problem. Dodatkowo światowa gospodarka każdego roku do produkcji betonu potrzebuje coraz więcej cementu, dla którego do dnia dzisiejszego nie znaleziono porównywalnego zamiennika. Dużym problemem jest fakt, że podczas produkcji 1 tony cementu wytwarzane jest od 0,5 do 1 tony gazów cieplarnianych, co stanowi według różnych danych 6-8% całkowitej emisji antropogenicznej. [1-3] Obecnie szerokie zastosowanie w technologii cementu a przede wszystkim w technologii betonu w Europie i w Polsce mają popioły lotne krzemionkowe pochodzące ze spalania węgla kamiennego. O ich szerokim zastosowaniu decyduje głównie skład chemiczny i fazowy, a w szczególności aktywność pucolanowa, ich duża miałkość, zbliżona do cementu. Wykorzystanie do produkcji betonu popiołów lotnych krzemionkowych jest możliwe jedynie, gdy spełnione są wymagania określone w normie PN-EN 450-1:2012. [4-9]

W związku z rozwojem betonów nowej generacji, na przestrzeni ostatnich kilkudziesięciu lat, wzrosła produkcja mieszanek betonowych z dodatkami. Norma PN-EN 206+A2:2021-08 „Beton – wymagania, właściwości, produkcja i zgodność" definiuje dodatek do betonu jako *„drobno uziarniony materiał nieorganiczny, o właściwościach pucolanowych lub utajonych właściwościach hydraulicznych, który może być dodawany do betonu w celu poprawiania pewnych właściwości lub osiągnięcia specjalnych właściwości"*. Dodawany w ilości większej niż 5% masy cementu. Norma wyróżnia dwa rodzaje dodatków:

- Dodatki typu I – to dodatki prawie obojętne, do których zalicza się pigmenty i wypełniacze mineralne, przede wszystkim mączki kamienne – kwarcowe, wapienne,
- Dodatki typu II – to dodatki o właściwościach pucolanowych lub utajonych właściwościach hydraulicznych, do których zalicza się przede wszystkim popioły lotne (krzemionkowe i wapienne), pył krzemionkowy i żużel wielkopiecowy.

Wymagania dotyczące chemicznych i fizycznych właściwości popiołu stosowanego do betonu określono w PN-EN 450-1:2012 „Popiół lotny do betonu. Część 1. Definicje, wymagania i kryteria zgodności"; zaś techniczne reguły dotyczące kontroli produkcji podaje PN-EN 450-2:2006 „Popiół lotny do betonu. Cześć 2. Ocena zgodności" [9,11]. W tabeli 1 przedstawiono wymagania dotyczące właściwości fizycznych i chemicznych popiołu lotnego.

Tabela 1. Wymagania dotyczące właściwości fizycznych i chemicznych popiołu lotnego wg PN-EN 450-1

Oznaczony składnik	**Wartości graniczne dla pojedynczego wyniku wg. PN-EN 450-1+A1:2012**
właściwości chemiczne	
Strata prażenia	Kat. A % kat. B 7% kat. C 9%
SiO_2	-
Fe_2O_3	-
Al_2O_3	-
Łącznie 2-4	Łącznie min. 70%
CaO	-
MgO	max. 4.0%
TiO_2	-
SO_3	max. 3.0%
Na_2O	max. 5%
K_2O	-
P_2O_5 rozpuszczalny	100mg/kg
Całkowita zawartość P_2O_5	max. 5.0 [mg/kg]
Cl^-	≤ 0.10 %
CaO reaktywny	max. 10.0%
SiO_2 reaktywny	≥ 25.0%
właściwości fizyczne	
miałkość	kat. N< 40%, kat. S<12%
wskaźnik aktywności po 28 i 90 dniach	≥ 75% ≥ 85%
wodożądność dla kat. S	< 95%
gęstość objętościowa [kg/m^3]	maksymalna różnica ±200kg/m^3 w stosunku do wartości zadeklarowanej przez producenta oznaczonej zgodnie z PN-EN 196-6

Jak dotąd brak Normy Europejskiej, dotyczącej popiołu wapiennego jako dodatku do betonu. Wymagania zawarte w normie PN-EN 450-1:2012, wykluczają wykorzystanie popiołów wapiennych jako składnika betonu. W USA norma ASTM C618-03 „ Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan use in concrete" [12] tabela 2, klasyfikuje popiół wapienny jako popiół klasy C.

Tabela. 2. Wymagania dotyczące popiołu lotnego wapiennego wg ASTM – C618 -03

Skład chemiczny – dopuszczalne zawartości [%]	
CaO całkowity	≥ 10.0
Suma $SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$	≥ 50.0
SO_3	≤ 5.0
Wilgoć	≤ 3.0
Strata prażenia	≤ 6.0

Dynamiczny rozwój sieci kanalizacyjnych oraz oczyszczalni ścieków komunalnych powoduje generowanie coraz większej ilości osadów ściekowych. Ważnym aspektem ochrony środowiska naturalnego jest właściwe gospodarowanie odpadami, których z roku na rok przybywa. Wraz z rosnącymi kosztami składowania odpadów poszukiwane są specjalistyczne, mało inwazyjne dla środowiska formy utylizacji, które przyczyniłyby się do redukcji kosztów składowania, a co za tym idzie obniżenia cen wytwarzanych produktów. Jedna z form utylizacji odpadów, jest ich ponowne zastosowanie. W przypadku odpadów poprodukcyjnych, jest to możliwe w procesach produkcji materiałów budowlanych. Biorąc jednak pod uwagę występowanie substancji toksycznych i metali ciężkich, ograniczające możliwość ich wykorzystania w rolnictwie, najwłaściwszym sposobem utylizacji osadów ściekowych są metody termiczne [13]. W wyniku termicznego przekształcania osadów ściekowych powstają popioły lotne. Właściwości popiołów lotnych zależą w dużej mierze od składu dostarczanych do oczyszczalni ścieków, technologii oczyszczania oraz samego procesu spalania, podobnie jak w przypadku popiołów lotnych powstałych ze spalania węgla. Tu decydujący wpływ na właściwości popiołów ma rodzaj substancji mineralnych obecnych w węglu i w towarzyszącej mu skale płonnej, typ kotła i technologiczne warunki spalania, sposób przygotowania paliwa, metody wychwytywania, odprowadzania i magazynowania popiołów [14-16]. Dodatkowo surowe osady ściekowe zawierają mikroorganizmy, w tym patogenne gatunki bakterii, takie jak: Escherichia coli, Salmonella typhimurium [17]. Potencjalne korzyści z wykorzystania popiołów lotnych w materiałach budowlanych to niszczenie patogenów w trakcie procesu wypalania, immobilizacja metali ciężkich w wypalonej matrycy, utlenianie substancji organicznych oraz zwiększenie odporności na niskie temperatury.

Zgodnie z obowiązującymi w Polsce przepisami (Dz.U. 2016 poz.108), które w zakresie swej regulacji wdrażają dyrektywę Parlamentu Europejskiego i Rady [EU/2010/75], powstające popioły ze spalania osadów ściekowych po spełnieniu określonych wymogów mogą być wykorzystane do sporządzania mieszanek betonowych na potrzeby budownictwa, z wyłączeniem budynków przeznaczonych do stałego przebywania ludzi lub zwierząt oraz do produkcji lub magazynowania żywności. Należy zauważyć jednak, że ich stosowanie wiąże się z ograniczeniami wynikającymi z obowiązujących w Polsce przepisów (Dz.U. 2016, poz.108), które w zakresie swej regulacji wdrażają dyrektywę Parlamentu Europejskiego i Rady [EU/2010/75], z odmiennym (od popiołów lotnych ze spalania węgla kamiennego i brunatnego) składem fizyko-chemicznym, a co najważniejsze z faktem, że popioły takie zawierają w swym składzie również zanieczyszczenia – metale ciężkie o różnym stopniu mobilności [18-19].

Ważną regułą jest, że *nie istnieje typowy skład i typowa jakość ścieków komunalnych, a tym samym nie istniej typowy skład powstających podczas termicznego przekształcania osadów ściekowych - popiołów lotnych*. Jak dotąd, nie opracowano wytycznych i norm przedmio-

towych odnośnie wykorzystania popiołów lotnych ze spalania komunalnych osadów ściekowych jako surowca mineralnego do produkcji materiałów budowlanych (betonu) na bazie cementu. Ze względu na małą liczbę badań eksperymentalnych i prac wdrożeniowych z użyciem takiego popiołu, uzyskanie dodatkowych informacji o możliwościach ich zastosowania jest niezbędne.

Głównym celem przeprowadzonych prac badawczych była analiza składu fizyko-chemicznego popiołu lotnego z termicznego przekształcania osadów ściekowych zgodnie z wymaganiami EN 450-1, ASTM-C618-03 oraz ASTM C379-65T [9,12, 20] a tym samym określenie ich zmienności. Dodatkowo analiza miała na celu określenie wpływu właściwości popiołu lotnego na wytrzymałość na ściskanie betonu wytworzonego z jego udziałem, gdzie wykorzystywane są inne produkty uboczne pochodzące ze spalania węgla kamiennego. Uzyskane wyniki badań odniesiono do próby zerowej nie zawierającej w swoim składzie popiołów lotnych. W ramach badań pilotażowych określono również wpływ tego dodatku na środowisko naturalne – określono wartości wymywania wybranych metali ciężkich z popiołów oraz z betonów zwykłych zawierających popioły lotne z termicznego przekształcania osadów ściekowych, określono również poziom izotopów promieniotwórczych. Jest to zasadnicze nie tylko w czasie eksploatacji danego obiektu budowlanego, ale i w okresie poeksploatacyjnym, kiedy materiały z rozebranego obiektu przewidziane są do ponownego wykorzystania lub składowania.

2. Materiał badawczy i metodyka

W celu poznania i oceny właściwości fizyko-chemicznych przeprowadzono badania popiołu lotnego z termicznego przekształcania osadów ściekowych. Do badań pobrano oddzielne partie materiału w okresie ciągłej eksploatacji osadów z trzech oczyszczalni ścieków: Warszawy, Krakowa i Łodzi, w trzech okresach. Partie zostały zebrana w trzech różnych okresach - na przełomie kwietnia/maja 2018 roku, 2019 roku oraz 2022 roku. Taka częstotliwość pobierania próbek dała możliwość oceny zmienności właściwości danego materiału. Popiół lotny przechowywany był w zamkniętych plastikowych pojemnikach. Badania popiołów lotnych przeprowadzono w Laboratorium Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej. Badanie stężenia aktywności izotopów gamma promieniotwórczych w próbkach betonu i popiołu lotnego wykonano w Laboratorium Pomiarów Dozymetrycznych Narodowego Centrum Badań Jądrowych (LPD NCBJ). Badanie wymywania metali ciężkich w Centrum Analitycznym Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie. W tabeli 3 przedstawiono metody badawcze.

Tabela 3. Schemat metodologii zastosowanej w niniejszym badaniu

Badanie	Metoda przeprowadzenia badania
Aktywność pucolanową	Oznaczenie przeprowadzono według PN-EN 450-1:2012 i ASTM C379-65T [9, 20]
Skład chemiczny materiału	Skład określono metodą energodyspersyjnej fluorescencji rentgenowskiej (XRF) na spektrometrze Epsilon 3 (Panalytical). Badanie przeprowadzono w zakresie pomiarowym pierwiastków Na-Am na aparacie wyposażonym w lampę RTG Rh 9W, 50 kV, 1 mA, 4096 kanałowy analizator widma, 6 filtrów pomiarowych (Cu-500, Cu-300, Ti, Al-50, Al-200, Ag) oraz wysokorozdzielczy półprzewodnikowy detektor SDD (okienko Be, o grubości 50µm) chłodzony ogniwem Peltier'a.
Rozkład uziarnienia	Analizę przeprowadzono w oparciu o zjawisko dyfrakcji laserowej za pomocą analizatora Mastersizer 3000 (Malvern Instruments). Pomiar prowadzono w cieczy dyspergującej (woda demineralizowana) w obecności sondy ultradźwiękowej w celu rozbicia większych agregatów badanych próbek. Analizowano ziarna o wielkości średnic ekwiwalentnych z zakresu od 0.1µm do 1000µm.
Morfologia i skład chemiczny w mikroobszarze	Oznaczenie przeprowadzono za pomocą mikroskopu skaningowego SEM Quanta 250 FEG firmy FEI, wyposażonego w system analizy składu chemicznego oparty na dyspersji energii promieniowania rentgenowskiego - EDS (ang. Energy Dispersive X - Ray Spectroscopy) firmy EDAX.
Skład mineralny	Skład określono przy użyciu rentgenowskiej analizy fazowej (XRD). Pomiary wykonano metodą proszkową stosując dyfraktometr rentgenowski Panalytical X'pertPRO MPD z goniometrem PW 3020. Jako źródło emisji promieniowania rentgenowskiego zastosowano lampę miedziową Cu (CuKa = 1,54178 Ĺ). Do obróbki danych dyfrakcyjnych użyto oprogramowania X'Pert Highscore. Identyfikację faz mineralnych oparto na bazie danych PDF-2 release 2010 sformalizowanej przez JCPDS-ICDD.

W celu określenia wpływu popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych na wytrzymałość na ściskanie przygotowano próbki betonu zwykłego klasy C25/30 o konsystencji K3 zgodnie z PN-EN 206+A1:2016-12 (obecnie 206+A2:2021-08). We wszystkich próbkach zachowano stały skład granulometryczny kruszywa drobnego dobranego metodą analizy sitowej oraz kruszywa grubego dobranego metodą kolejnych przybliżeń – iteracji. Skład mieszanki zaprojektowano wykorzystując metodę trzech równań wg Bukowskiego [10, 21]. Do przygotowania próbek betonowych wykorzystano kruszywo naturalne o uziarnieniu 0.125 – 16 mm, cement portlandzki CEM I 32.5 oraz dodatki. Jako dodatki mineralne do mieszanki betonowej zastosowano popiół lotny pochodzący z fluidalnego spalania komunalnych osadów ściekowych w oczyszczalni ścieków w Warszawie, Krakowa i Łodzi. Przygotowano następujące próbki betonowe:

1. beton referencyjny bez żadnych dodatków – BZ,
2. beton z dodatkiem popiołu lotnego z termicznego przekształcania komunalnych osadów ściekowych – PW (Warszawa), PK (Kraków), PL (Łódź).

W poszczególnych próbkach z dodatkiem cement zastępowano popiołem lotnym z osadów ściekowych w ilości 5, 10 i 15%. Recepturę mieszanki betonowej przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Proporcje mieszanki betonowej według wagi

Wyszczególnienie	Składniki mieszanki betonowej, [kg/m^3]			
	Woda	Kruszywo	Cement	Popiół lotny
Beton BZ	186.23	1838.10	372.46	-
Beton z ilością 5% popiołu	186.23	1838.10	353.84	18.62
Beton z ilością 10% popiołu	186.23	1838.10	335.22	37.24
Beton z ilością 15% popiołu	186.23	1838.10	316.59	55.87

Badania wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono zgodnie z wytycznymi zawartymi w PN-EN 12390-3:2011 [22] w maszynie hydraulicznej H011 Matest (Italy). Próbki poddano badaniom po upływie 28 i 56 dniowego okresu dojrzewania betonu.

Dla wszystkich próbek betonu z dodatkiem popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych dla próbki betonu bez dodatków oraz dla samych popiołów przeprowadzono badania wymywalności. Badania wykonano dla próbek o największym udziale procentowym popiołów lotnych (15%), ponieważ w próbkach tych założono najwyższą zawartość metali ciężkich w eluacie. Próbki betonowe po badaniu wytrzymałości na ściskanie rozdrobniono do frakcji poniżej 4 mm. Uzyskany granulat wysuszono do stałej masy, a następnie przeprowadzono badania wymywania według normy PN-EN 12457-2 [23] . W celu uzyskania proporcji ciecz/faza stała liquid/solid phase (L/S) = 100 ml·10^{-1}g of solid do granulatu dodano wodę destylowaną (pH=6.7 oraz EC=0.0286 mS/cm). Próbki umieszczano w butelkach o pojemności 250 ml, zakorkowano a następnie wytrząsano na wytrząsarce rotacyjnej Elpin+ water bath shaker type 357 (Poland) przez okres 24h z prędkością 200 rotacji na minutę (speed 200 c.p.m.). Próby wykonywano w trzech powtórzeniach w temperaturze 20şC. Uzyskaną ciecz przesączono przez sączek membranowy 0.45 µm i metodą atomowej spektrofotometrii emisyjnej z plazmą wzbudzoną indukcyjnie na spektrometrze ICP-AES Thermo Scientific iCAAP 6500 (USA), oznaczono zawartość metali ciężkich (Cd, Cr, Cu, Ni, Pb, Zn, As, Sb, Se, Ba, Hg i Mo). Dodatkowo przy użyciu pH-metru CyberScan pH-510 firmy Eutech Instruments z głowicą pH GPX-105s, elektrodą do pomiaru pH typ IJ44C sprawdzono odczyn, natomiast wykorzystując konduktometr CyberScan Con-510 firmy Eutech Instruments sprawdzono przewodnictwo. Barwę określono stosując Spektrofotometr DR 4000 firmy Hach, mętność – mętnościomierz Turbidimeter 2100N IS, zasolenie oraz zawartość suchej masy TDS – jonometr Sension 156 firmy Hach z zespoloną sondą do pomiaru TDS. Oznaczenia zawartości siarczanów, chlorków, twardość i zasadowości przeprowadzono metodą miareczkowania z wykorzystaniem odczynników chemicznych oraz biuret cyfrowych firmy Jencons digitrate o dokładności ± 0,01 ml. Oznaczenie COD wykonano w analizatorze Quick COD firmy LAR o temperaturze spalania 1200˚C.

Podstawą oceny aktywności naturalnych pierwiastków naturalnych w materiałach budowlanych jest wskaźnik stężenia promieniotwórczego izotopów promieniotwórczych potasu K – 40, radu Ra – 226 i toru Th – 232 (wskaźnik I). Wskaźnik I (bezwymiarowy) uwzględnia zawartość naturalnych izotopów promieniotwórczych, a jego wartość infor-

muje o narażeniu organizmu napromieniowanie gamma emitowane przez radionuklidy naturalne: 40K, 226Ra oraz 228Th. Wartość wskaźnika wyznaczana jest według wzoru:

$$I = \frac{C_{K-40}}{3000\,Bq/kg} + \frac{C_{Ra-226}}{300\,Bq/kg} + \frac{C_{Th-232}}{200\,Bq/kg}$$

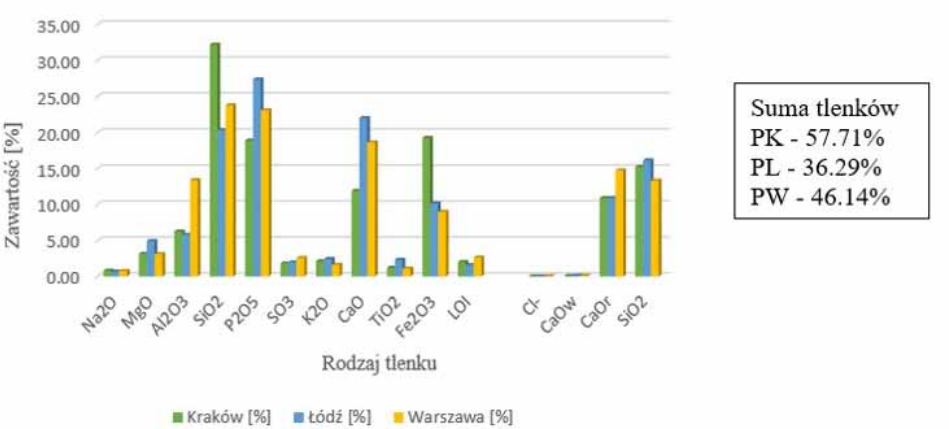
gdzie: C_{K-40}, C_{Ra-226}, C_{Th-232} – oznaczają odpowiednio stężenia promieniotwórcze izotopów potasu K-40, radu Ra-226, toru Th-232, wyrażone w bekerelach na kilogram [Bq/kg] [24].

Powstające popioły lotne to materiały budowlane zawierające pozostałości z sektorów przetwarzających naturalnie występujący materiał promieniotwórczy określany mianem – NORM – naturally occurring radioactive material. Badanie stężenia aktywności izotopów gamma promieniotwórczych w próbkach betonu wykonano za pomocą metody wysokoczułej spektrometrii promieniowania gamma za pomocą detektora germanowego HPGe. Metoda ta polega na rejestracji widma energii promieniowania gamma.

3. Wyniki i dyskusja

3.1. Popiół lotny z termicznego przekształcania osadów ściekowych

Na rysunku 1 przedstawiono wyniki badań składu chemicznego poszczególnych partii popiołów lotnych z osadów ściekowych. Wyniki dla wartości granicznych dla pojedynczych wyników odniesiono do wymagań normy PN-EN 450-1: 2012 [9].



Rys. 1. Skład chemiczny popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że zmienność zawartości wolnego CaO w popiele lotnym była mała (partia: PW- 0,09% masy, PK- 0.08% masy, PL- 0,12% masy). Wszystkie próbki spełniały wymagania PN-EN 450-1:2012 [9] – wartość graniczna dla pojedynczego wyniku wynosi – 1,6%. Zmienność zawartości całkowitej tlenku wapnia można uznać za dużą (partia: PW- 18,64% masy, PK- 11,90% masy, PL- 22,02% masy). Wymagania dotyczące reaktywnego tlenku wapnia (wartość graniczna dla pojedynczego

wyniku mniejsza od 11%masy), wpływające na tworzenie fazy C-S-H, zostały spełnione dla popiołu z Krakowa (10,89% masy) i Łodzi (10,92% masy). Popiół z Warszawy przekroczył dopuszczalną wartość o 3,74% masy. Większa zawartość reaktywnego tlenku wapnia wpływa na właściwości hydrauliczne popiołu. Żadna z badanych partii popiołu z osadów ściekowych (partia: PW- 13,32% masy, PK- 15,24% masy, PL- 16,14% masy) nie spełnia wymagania normy dotyczące ilości reaktywnego dwutlenku krzemu (dolna granica wynosi 25% masy). Wyniki oznaczają zmienność na poziomie 88%. Zawartość całkowitego SiO_2 wynosiła odpowiednio dla: PW- 23,76% masy, PK- 32,21% masy, PL- 20,34% masy, co daje nam zmienność w granicy 58%.

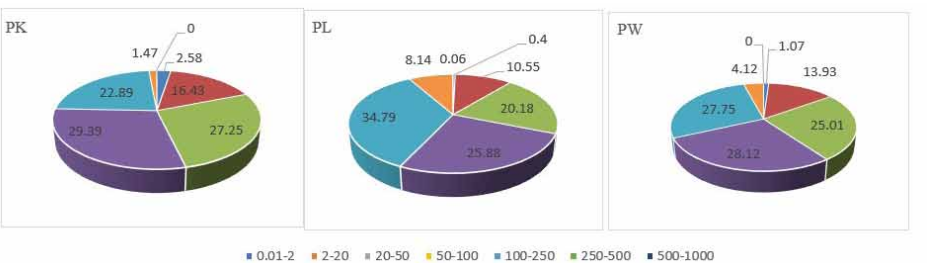
Biorąc pod uwagę fakt, że podstawowe tlenki, z których zbudowany jest klinkier cementu to: CaO, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 wymagania związane z sumą zawartości trzech tlenków (SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3), nie zostały spełnione dla żadnej z partii. Badane próbki popiołów z termicznego przekształcania osadów ściekowych charakteryzowały się rozrzutem wyników na poziomie 59% (PW- 46,14% masy, PK- 57,71% masy, PL- 36,37% masy). Biorąc pod uwagę ASTM-C618-03 popiół pochodzący z oczyszczalni ścieków w Krakowie spełnia wymagania sumy tlenków (SiO_2, Al_2O_3, $Fe_2O_3 \geq 50\%$). Dzięki małemu stosunkowi SO_3/ Al_2O_3 ((PW- 0,19%, PK- 0,29%, PL- 0,34% masy)) dodatek w postaci popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych nie wpłynie negatywnie w wyniku tworzenia się ettringitu na pęcznienie betonu [25].

Głównym czynnikiem wpływającym na zmiany objętości (pęcznienie) betonu jest zbyt duża zawartość wolnych tlenków wapnia i magnezu. Popiół lotny z Warszawy i Krakowa spełniał wymagania normowe dotyczące zawartości tlenku magnezu (dopuszczalna zawartość do 4,0% masy), popiół z Łodzi nieznacznie (0,93%) przekroczył dopuszczalną wartość. Mała zawartość tlenku magnezu, który uwalnia się w wolnej postaci wolniej niż CaO, prawdopodobnie nie będzie powodował zmiany objętości przy dojrzewaniu betonu wyprodukowanego na bazie badanego popiołu lotnego [26]. Całkowita zawartości alkaliów (wartość graniczna dla pojedynczego wyniku maksymalnie 5%) została spełniona dla wszystkich próbek popiołu. Badane popioły charakteryzowały się niskim rozrzutem wyników (PW- 0,77% masy, PK- 0,80% masy, PL- 0,68% masy). Wskaźnikiem analizowanym w każdej próbce była również zawartość chlorków Cl^- oraz bezwodnika siarkowego SO_3. W każdej partii popiołów z osadów udział chlorków jest podobny na poziomie 0,03 i 0,04% masy i jest on o rząd wielkości mniej od wartości granicznych dla pojedynczego wyniku. Rozpatrując zawartość SO_3, zaobserwowano następujące wyniki dla: PW- 2,57% masy, PK- 1,82% masy, PL- 1,98% masy, co wskazywało na zmienność na poziomie 41%. Wszystkie próbki spełniały wymagania podane w normie PN-EN 450-1 oraz w normie ASTM-C618-03 [9,12].

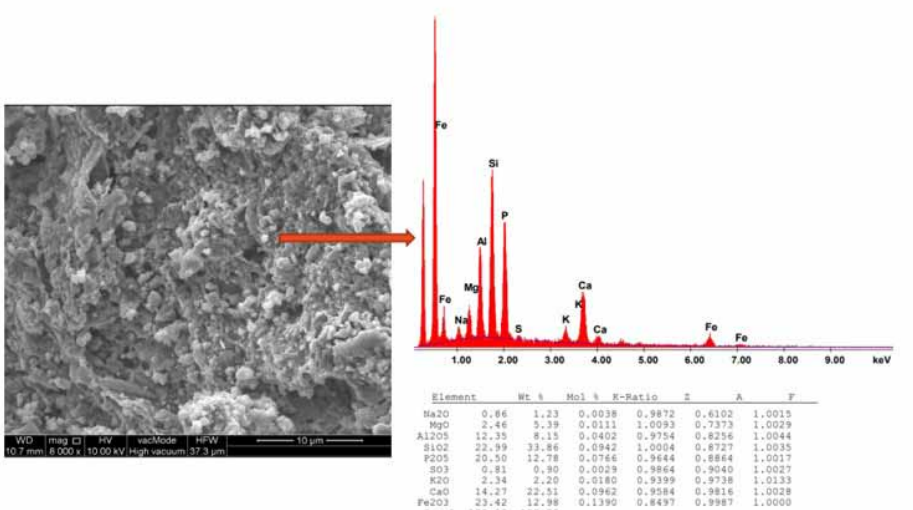
Strata przy prażeniu wyrażająca zawartość niespalonego węgla w próbce popiołu lotnego FA, była wyraźnie niższa w stosunku do popiołu krzemionkowego. Wynika to z technologii spalania w piecu fluidalnym oraz wyższej temperatury spalania przekraczającej 850şC. Popiół z osadów ściekowych uzyskał odpowiednio stratę prażenia: PW- 0,5% masy, PK- 0,7% masy, PL- 0,5%. Według normy wartości te odpowiadają kategorii A. Niska zmienność uzyskanych wyników wskazuje na stabilność technologii spalania komunalnych osadów ściekowych w piecach. Cechą charakterystyczną popiołów z termicznego przekształcania osadów ściekowych jest duża zawartość fosforanów, przekraczająca wartości graniczne dla pojedynczych wyników (mniej niż 5,5% masy) trzy i pięciokrotnie. Ilość fosforanów wyniosła: PW- 23,09% masy, PK- 18,91% masy, PL- 27,37% masy. Wynika to z usuwania fosforu ze ścieków i kumulowaniu go w osadzie ściekowym. Zbyt wysoka

zawartość fosforu ma negatywny wpływ na opóźnienie procesu hydratacji cementu oraz pogarsza jakość klinkieru, rozkładając alit (C_3S)[27-32].

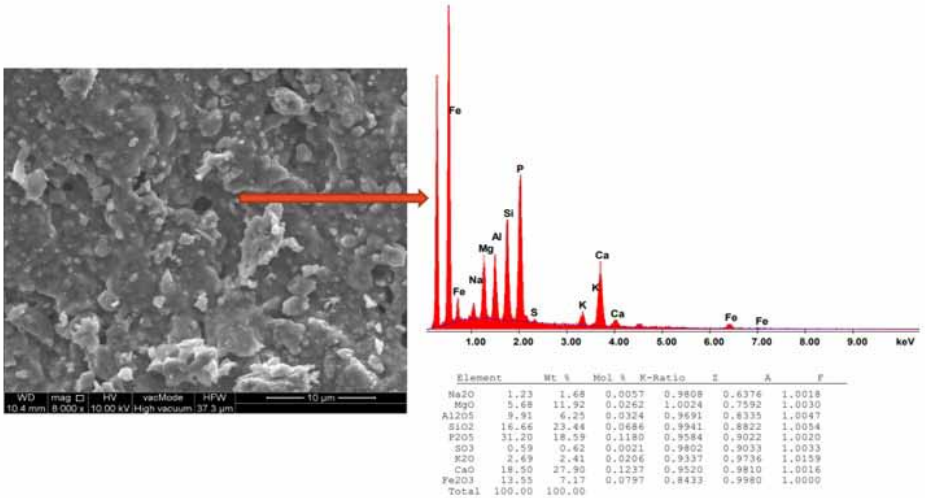
Rozkład uziarnienia badanych popiołów lotnych jest monomodalny, z maksimum dla wartości 65 µm (PK), 125µm (PL) oraz 85µm (PW). Ziarna o średnicy od 2 do 250 µm stanowią ponad 91% objętości we wszystkich partiach badanego popiołu. Dominujące frakcje ziarnowe w tym zakresie to 20-50 µm (20,18% PL, 27,25 PK oraz 25,01 PW%), 50-100 µm (25,88% PL, 29,39% PK oraz 28,12% PW) oraz 100- 250 µm (34,79% PL, 22,89% PK oraz 27,75% PW) – rysunek 2. Dla porównania zawartość drobniejszych cząstek (0,25 mm) w popiołach lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych badanych przez Kosior-Kazberuk [33] wynosiła w przybliżeniu 7%. Gęstość właściwa popiołu wyniosła odpowiednio: PW- 2,530 kg/dm^3, PK- 2,780 kg/dm^3, PL-2,620 kg/dm^3 .



Rys. 2. Rozkład objętościowy poszczególnych frakcji ziarnowych w popiele z: a) Krakowa, b) Łodzi, c)Warszawy

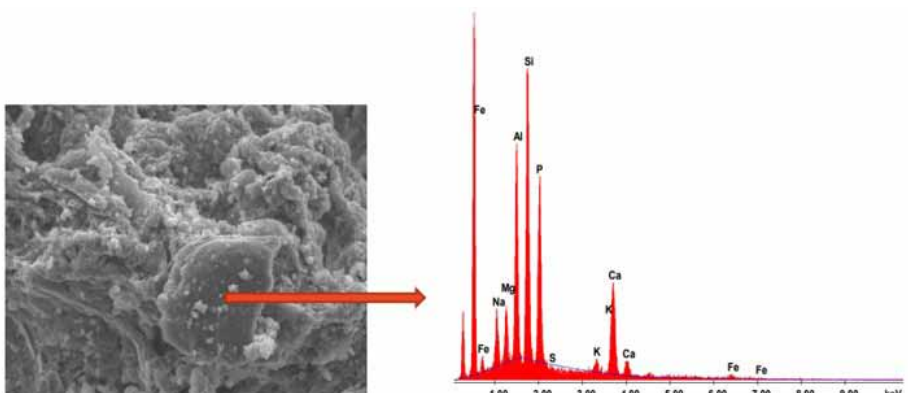


Rys. 3. Zdjęcia SEM badanego popiołu z Krakowa wraz z analizą EDS



Element	Wt %	Mol %	K-Ratio	Z	A	F
Na2O	1.23	1.68	0.0057	0.9808	0.6376	1.0018
MgO	5.68	11.92	0.0262	1.0024	0.7592	1.0030
Al2O5	9.91	6.25	0.0324	0.9691	0.8335	1.0047
SiO2	16.66	23.44	0.0686	0.9941	0.8822	1.0054
P2O5	31.20	18.59	0.1180	0.9584	0.9022	1.0020
SO3	0.59	0.62	0.0021	0.9802	0.9033	1.0033
K2O	2.69	2.41	0.0206	0.9337	0.9736	1.0159
CaO	18.50	27.90	0.1237	0.9520	0.9810	1.0016
Fe2O3	13.55	7.17	0.0797	0.8433	0.9980	1.0000
Total	100.00	100.00				

Rys. 4. Zdjęcia SEM badanego popiołu z Łodzi wraz z analizą EDS



Element	Wt %	Mol %	K-Ratio	Z	A	F
Na2O	2.56	3.33	0.0124	0.9726	0.6671	1.0021
MgO	3.00	6.00	0.0141	0.9937	0.7782	1.0040
Al2O5	19.17	11.51	0.0638	0.9610	0.8552	1.0053
SiO2	27.39	36.69	0.1120	0.9861	0.8834	1.0037
P2O5	21.63	12.26	0.0797	0.9508	0.8872	1.0016
SO3	0.00	0.00	0.0000	0.9724	0.9033	1.0029
K2O	1.49	1.27	0.0113	0.9259	0.9739	1.0152
CaO	17.68	25.37	0.1173	0.9440	0.9825	1.0008
Fe2O3	7.08	3.57	0.0413	0.8352	0.9984	1.0000
Total	100.00	100.00				

Rys. 5. Zdjęcia SEM badanego popiołu z Warszawy wraz z analizą EDS

Rysunki 3-5 obrazują mikrofotografie ze skaningowego mikroskopu elektronowego popiołu lotnego ze spalania osadów ściekowych. Można zauważyć, że w próbkach popiołów lotnych przeważały ziarna nieregularne o zmiennym rozmiarze z silnie rozwiniętą powierzchnią wykazującą wysoką porowatość materiału o luźnej i szorstkiej strukturze. Może to prowadzić do wyższej absorpcji wody związanej ze zwiększonym zapotrzebowaniem na wodę betonu zawierającego popiół lotny z termicznego przekształcania osadów ściekowych [34]. Formy sferyczne i prostopadłościenne występowały bardzo

rzadko. Analizy chemiczne w mikroobszarze (SEM-EDS) wykazały zróżnicowanie składu pierwiastkowego. Dominowały ziarna o składzie chemicznym: krzem, glin, fosfor i żelazo, obok których występowały ziarna zawierające wapń. Typowe składniki dla popiołów lotnych jednak w znaczący sposób różniące się morfologią – brak kulistych sfer. Pozostałe składniki: sód, magnez, potas występowały w podrzędnych ilościach. W składzie mineralnym popiołu dominują kwarc i anhydryt, które rozpoznane zostały po charakterystycznych odległościach między płaszczyznowych. Skład mineralny popiołu ze spalania osadów ściekowych uzupełniają fosforany występujące w formie apatytu i fluoroapatytu. Te fazy mineralne w głównej mierze są nośnikami P_2O_5 występującego w podwyższonych ilościach w stosunku do zawartości znanej z popiołów konwencjonalnych.

Określenie aktywności pucolanowej materiałów a w tym popiołów lotnych wykorzystywanych w technologii betonu i produkcji cementu jest zadaniem trudnym. Z zaprezentowanych badań wynika, że aktywność przejawia się w wpływie pucolan na wytrzymałość cementu, w ilości i szybkości wiązania wodorotlenku wapnia przez składniki aktywne, może zależeć również od rodzaju tworzywa wiążącego, do którego zostanie dodana [35-37]. Aktywność pucolanowa popiołów lotnych według normy ASTM C379-65T [20] określana jest na podstawie zawartości w nich SiO_2 i Al_2O_3. Składniki te w wyniku ogrzewania w temperaturze 80˚C w roztworze 0,5-molowym NaOH przez 1,5 h zostaną wyługowane z badanej próbki. Za aktywne uznaje się części tlenku glinu i krzemionki, wchodzące w reakcję z wodorotlenkiem wapnia i ulegające rozpuszczeniu w NaOH. Te części tlenku glinu i krzemionki, które ulegną rozpuszczeniu w NaOH, uznaje się za reaktywne względem $Ca(OH)_2$. Sumaryczna zawartość SiO_2 i Al_2O_3. powyżej 20% wskazuje na charakter pucolanowy badanej próbki [15, 38-39]. W tabeli 5 przedstawiono wartości uzyskanych wyników. Na podstawie przeprowadzonych badań aktywności pucolanowej ustalono, że sumaryczna zawartość reaktywnego tlenku krzemu i glinu w popiele lotnym z oczyszczalni ścieków z Krakowa wyniosła 21,49 i była największa, z Łodzi wyniosła 20, 94%, natomiast z Warszawy wyniosła 20,41% i była tym samym najmniejsza. Biorąc pod uwagę wymagania zawarte w ASTM C379-65T zostały przez badany popiół z osadów spełnione [20].

Tabela. 5. Aktywność pucolanowa popiołów lotnych (ASTM C379-65T)

Tlenek reaktywny	**Zawartość w PK [%]**	**Zawartość w PL [%]**	**Zawartość w PW [%]**
SiO_2	15.24	16.14	13.32
Al_2O_3	6.25	4.80	7.09
SiO_2 + Al_2O_3	**21.49**	**20.94**	**20.41**

Określenie pucolanowości popiołów lotnych według PN-EN 450-1:2012 [9] polega na wyznaczeniu wskaźnika aktywności pucolanowej. Wskaźnik ten wyrażony w procentach jako stosunek wytrzymałości na ściskanie beleczek z zaprawy normowej wykonanej z użyciem 25% masy popiołu lotnego i 75% masy cementu portlandzkiego (CEM I 42,5R) do wytrzymałości na ściskanie beleczek zaprawy normowej wykonanej w 100% z cementu portlandzkiego (CEM I 42,5R). Wskaźnik aktywności po 28 dniach powinien osiągnąć wartość ≥ 75%, a po 90 dniach wartość ≥ 85%. Wskaźnik aktywności został wyznaczony po upływie 28, 90 i 180 dniach. W tabeli 6 zestawiono średnie wartości wskaźnika aktywności w badanych okresach czasowych.

Tabela 6. Aktywność pucoalnowa popiołów lotnych (PN-EN 450-1:2012)

Okres dojrzewania [dni]	Wskaźnik aktywności		
	PK [%]	PL [%]	PW [%]
28	71.7	61.2	68.5
90	84.1	70.7	79.3
180	93.8	86.3	91.9

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono, że aktywność pucolanowa popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych nie spełnia wymagania normy PN-EN 450-1:2012 po 28 i 90 dniach dojrzewania. Wskaźnik aktywności po 28 dniach dojrzewania dla popiołu PK wyniósł 71,7%, dla PW 68,5%, a dla PL jedynie 61,2%, natomiast po 90 dniach 84,1% dla popiołu z PK, dla PW 79,3% a dla PL 70,7%. Wskaźnik aktywności przekroczyła wymagane wartości (85%) po 180 dniach dojrzewania. Przypuszcza się, że zawarty w popiołach lotnych fosfor opóźnia proces hydratacji spoiwa [9, 38]. Potwierdzają się również wyniki badań przedstawione w innych pracach [33], że aktywność pucolanowa popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych osiąga wartość normową (85%) po dłuższym okresie dojrzewania. Należy jednak pamiętać, że wspomniana norma odnosi się do popiołu krzemionkowego.

Popioły pochodzące ze spalania osadów wykazały niższą aktywność pucolanową niż popiół lotny pochodzący ze spalania węgla w tym samym okresie. Jednakże osiągnęły wymagane wartości wskaźników (85%), co pozwala zakwalifikować je do aktywnych dodatków mineralnych. Obecność popiołu z komunalnych osadów ściekowych wpływa na spowolnienie procesu wiązania i twardnienia kompozytów cementowych, natomiast obecność dodatku mineralnego pozwala zachować wyjściową płynną konsystencję świeżej zaprawy przez znacznie dłuższy czas w porównaniu do zapraw cementowych [40]. Wykorzystanie popiołu jako zamiennika części cementu w betonie wymaga wydłużonego okresu dojrzewania, który jest wskazany przy określonych zastosowaniach lub wprowadzenia domieszek przyspieszających wiązanie. Zdolność do zachowania właściwości wyjściowych świeżej mieszanki przez dłuższy czas może być wykorzystana przy organizacji robót (zwiększenie odległości, na jaką można transportować mieszankę do miejsca wbudowania).

Uzyskane wyniki badań wymywalności porównano z wartościami stanowiącymi kryterium dopuszczania do składowania odpadów danego typu na składowiskach. Wartości dopuszczalne przyjęto według rozporządzenia Ministra Gospodarki z 2015 roku w sprawie dopuszczania odpadów do składowania na składowiskach (Dz.U. 2015, poz. 1277) [41]. Popioły lotne z termicznego przekształcania osadów ściekowych zgodnie z obowiązującym rozporządzeniem Ministra Rozwoju z 2016 roku (Dz.U. 2016, poz. 108) [18], mogą być wykorzystane do sporządzania mieszanek betonowych, gdy stężenie metali ciężkich w wyciągach wodnych z badania wymywalności tych metali z próbek betonowych nie przekracza 10 mg/l łącznie w przeliczeniu na masę pierwiastków. We wszystkich badanych próbkach sumaryczne stężenia metali ciężkich w przeliczeniu na masę pierwiastków nie przekraczały wartości dopuszczalnej. Na podstawie przeprowadzonych badań zaobserwowano, że poziom wymywalności metali ciężkich z próbek betonowych zawierających popioły była większa niż z samego popiołu. Stężenia w eluatach metali ciężkich dla popiołów lotnych były niższe od wartości granicznych dla odpadów obojętnych. Przeprowadzone przez Monzo i in. badania wymywalności pierwiastków

śladowych z dojrzałych zapraw i betonów z dodatkiem popiołów lotnych pokazały, że wymiana cementu portlandzkiego na popiół z termicznego przekształcania osadów ściekowych w ilości 30% nie zagraża bezpieczeństwu środowiska naturalnego [42]. Chen i in. (2013) wykazali, że spośród potencjalnych zanieczyszczeń tylko molibden i selen były wymywane w stężeniach przekraczających wartości progowe. Badania wymywania prowadzone na betonowych monolitycznych wykazały, że stężenia zanieczyszczeń, w tym molibden i selen, nie przekraczają wartości progowych podanych przez Agencję Ochrony Środowiska. Biorąc pod uwagę normy środowiskowe oraz specyfikację techniczną, stwierdzono, że wykorzystanie popiołu z osadu ściekowego w materiałach budowlanych wydaje się możliwe [43]. Wszystkie eluaty analizowanych próbek cechowały się dużymi wartościami pH, co może być związane z obecnością tlenków w składzie badanego materiału. Największą wartość pH zanotowano dla próbek betonu referencyjnego 12,29, a najmniejszą wartość, równą 9,75, dla próbki popiołu ze spalania komunalnych osadów ściekowych. Dodatkowo dla tego materiału zaobserwowano również najmniejsze wartości dla pozostałych parametrów fizykochemicznych, takich jak: przewodnictwo (2,3275 mS/cm), stężenie chlorków (7,8 mg Cl/l), barwa (24,30 mg Pt), mętność (15,97 NTU), zasadowość fenoloftaleinowa (1,08), zasolenie (1,10 (sal) (o /oo)) oraz zawartość suchej masy TDS (1,0935 g/l). Barbosa i in. (2009) wykazali, że COD w eluacie z popiołów pochodzących ze spalania konwencjonalnych paliw przyjmowały większe wartości. Zaobserwowane różnice mogą być związane z zastosowaną technologią spalania, a przede wszystkim z temperaturą oraz samym składem osadów ściekowych. Zastąpienie w 15% popiołem lotnym cementu portlandzkiego w betonie nie wpłynęła znacząco na zmianę pH eluatu, ale spowodowało osłabienie intensywności barwy i zmniejszenie mętności oraz zwiększenie zasadowości fenoloftaleinowej, twardości i COD. Ponadto zaobserwowano większe wartości zasolenia, przewodności elektrycznej i suchej masy TDS we wszystkich eluatach przy wyższym stężeniu chlorków w próbkach 15%. Największe wartości przewodności elektrycznej (7,8575 mS/cm), zasadowości fenoloftaleinowej (39,24), twardości (70,42 °T) oraz zasolenia (4,25 (sal) (o/oo)) wykazano dla próbek betonu referencyjnego bez dodatków.

W tabeli 7 przedstawiono stężenia naturalnych izotopów promieniotwórczych potasu ^{40}K , radu ^{226}Ra i toru ^{232}Th badanych próbek betonu i popiołów lotnych z osadów ściekowych.

Tab. 7. Stężenia naturalnych izotopów ^{40}K , ^{226}Ra i ^{232}Th w próbkach

Oznaczenie	**^{40}K [Bq/kg]**	**^{226}Ra [Bq/kg]**	**^{232}Th [Bq/kg]**
Beton BZ	197,0 ± 31,0	18,0 ± 2,8	13,8 ± 2,2
Popiół z Krakowa (K)	474, 0 ± 50,0	54,9 ± 5,0	52,7 ± 4,6
Popiół z Łodzi (L)	526,0 ± 56,0	110,0 ± 10,0	75,9 ± 6,7
Popiół z Warszawy (W)	388,0 ± 41,0	84,7 ± 7,7	64,9 ± 5,7

Jak wynika z danych przedstawionych w tabeli 5 stężenia izotopów potasu, radu i toru w próbkach mieszczą się odpowiednio w granicach: 197 – 526 Bq/kg, 18 – 110 Bq/kg oraz 13,8 – 75,9 Bq/kg, przy czym średnie wartości koncentracji potasu, radu i toru w skorupie ziemskiej przedstawione w raporcie UNSCEAR są odpowiednio równe 400 Bq/kg, 35 Bq/kg i 30 Bq/kg [44]. Najniższe koncentracje naturalnych izotopów promieniotwórczych uzyskano dla betonu zwykłego oraz popiołów lotnych pochodzących z oczyszczalni ścieków w Warszawie. Największe stężenia naturalnych izotopów promieniotwórczych potasu, radu i toru uzyskano dla próbki popiołu lotnego z oczyszczalni ścieków w Łodzi.

W tabeli 8 przedstawiono obliczony na podstawie wyznaczonych stężeń potasu, toru i radu wskaźnik aktywności I.

Tab. 8. Wskaźnik aktywności I badanych próbek (opr. własne).

Rodzaj próbki	Wskaźnik aktywności I
BZ	0,19 ± 0,05
PK	0,60 ± 0,04
PL	0,92 ± 0,02
PW	0,73 ± 0,06

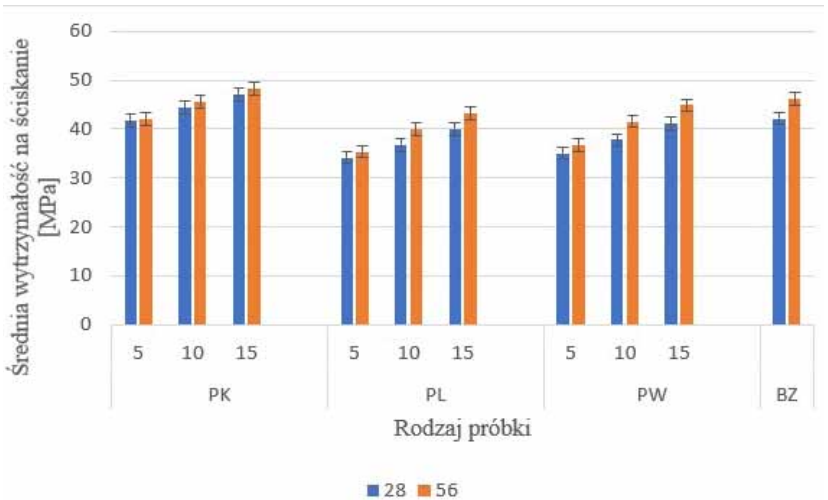
Wskaźnik I informuje o narażeniu całego ciała na promieniowanie gamma pochodzące od radionuklidów naturalnych tj. potasu, radu i toru. Jak można zauważyć wartość wskaźnika I mieści się w zakresie 0,19 – 0,92 [Bq/kg]. Najwyższą wartość uzyskano dla próbek popiołu lotnego z Łodzi, a najniższą dla próbek betonu zwykłego. Dla żadnej z badanych próbek nie zaobserwowano przekroczenia wartości granicznej równej 1,0 [Bq/kg].

Analizując zawartości ^{226}Ra (zgodnie z wcześniejszym Rozporządzeniem), który jest izotopem macierzystym radonu stwierdzono, że jego wartości mieszczą się w zakresie 18,0 – 110,0 [Bq/kg]. Najniższe wartości uzyskano dla próbek betonu zwykłego, natomiast najwyższe dla próbek popiołu z Łodzi. Dla żadnej z badanych próbek nie stwierdzono przekroczenia wartości granicznej wskaźnika równej 240 [Bq/kg]. W związku z tym można przyjąć, że wykorzystane do badań popioły lotne z termicznego przekształcania osadów ściekowych są bezpieczne pod kątem radiologicznym i mogą być stosowane w budynkach przeznaczonych na pobyt ludzi i zwierząt.

3.2. Badanie mieszanki betonowej i betonu

Na podstawie wyników badań przeprowadzonych na mieszance betonowej stwierdzono, że popiół lotny z termicznego przekształcania osadów ściekowych pozyskany z trzech różnych oczyszczalni ścieków wpływa na jej poszczególne parametry – gęstość, konsystencję oraz zawartość powietrza [45-47]. Gęstość mieszanki betonowej uzyskała wartości od 2316 do 2387 kg/m^3 dla popiołu z Krakowa, dla Łodzi od 2242 do 2371 kg/m^3, a dla popiołu z Warszawy od 2261 do 2399 kg/m^3. Zawartość powietrza w mieszankach betonowych zależała od ilości wprowadzonego dodatku zamiast cementu i rosła ona wraz z większą zawartością popiołu lotnego. Najmniejszą zawartość powietrza uzyskano dla próbek BZ równą 1,7%, natomiast największą zawartość powietrza zanotowano w mieszankach betonowych w których zastąpiono cement w ilości 15% równą 2,5% dla popiołu z Krakowa, Łodzi 2.1% oraz 3,1% dla popiołu z Warszawy.. Uzyskane wyniki badań konsystencji są bardzo niespójne. Ewidentnie widać, iż stosowany dodatek charakteryzuje się wysoką wodożądnością i negatywnie wpływa na konsystencję mieszanki betonowej - mieszanka jest nieurabialna po krótkim czasie. „Pozytywnym" efektem stosowania dodatku o wysokiej wodożądności jest obniżenie efektywnej zawartości wody w mieszance betonowej (PN-EN 206 — Efektywna ilość wody jest to różnica między całkowitą ilością wody w mieszance betonowej a ilością wody zaabsorbowanej przez kruszywo), co przekłada się na niższy stosunek w/c i wyższe poziomy wytrzymałości na ściskanie (zwłaszcza wytrzymałości wczesnej). W praktyce, producent betonu, w celu zapewnienia odpowiedniej konsystencji (urabialności) mieszanki betonowej w odpowiednio długim czasie może dodać większe

ilości wody - co w efekcie końcowym skutkuje niższą wytrzymałością na ściskanie, wysokim skurczem betonu i niską trwałością lub dodać superplastyfikatory.



Rys. 5. Wytrzymałości na ściskanie po 28, 56 dniach dojrzewania

Na rysunku 5 przedstawiono wyniki pomiarów średniej wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych przy różnej zawartości popiołu lotnego z termicznego przekształcania osadów ściekowych. Biorą pod uwagę skład fizyko-chemiczny oraz właściwości pucolanowe zastosowanych popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych pochodzących z różnych oczyszczalni ścieków zauważono, że większe stężenie SiO_2, Al_2O_3 i Fe_2O_3 oraz mniejsze P_2O_5, CaO wpływa pozytywnie na wzrost wytrzymałości na ściskanie wytworzonych betonów. Największą wytrzymałość na ściskanie równą 47,1MPa po 28 dniach dojrzewania uzyskały próbki betonu (PK15%), w których zastąpiono cement na popiół lotny z Krakowa w ilości 15%, natomiast najmniejszą wytrzymałość na ściskanie równą 34,2MPa próbki (PL%), w których wymieniono cement na popiół pochodzący z oczyszczalni ścieków w Łodzi. W porównaniu do próbek betonu referencyjnego wzrost wytrzymałości wyniósł 11,6%, natomiast spadek 19%. Największą wytrzymałość na ściskanie po 56 dniach dojrzewania równą 48,2MPa uzyskały również próbki betonu PK15% z popiołem z Krakowa, natomiast najmniejszą wytrzymałość równą 35,4MPa próbki PL5% wykonane na bazie popiołu z Łodzi. Zgodnie z informacjami przedstawionymi w pracach optymalna ilość popiołu lotnego z termicznego przekształcania osadów ściekowych w kompozytach cementowych wynosi od 5% do 15%. Obecność popiołów w ilości 20% wagowych masy cementu wpływa na opóźnienie procesu wiązania zaczynu oraz wolniejsze narastanie wytrzymałości na ściskanie betonów w porównaniu do kompozytów wykonanych przy zastosowaniu wyłącznie cementu portlandzkiego. Jednakże, wydłużając czas dojrzewania można uzyskać wytrzymałość wymaganą dla betonów konstrukcyjnych [48-52]. Wykorzystanie w technologii betonu zgodnie z polityką zrównoważonego rozwoju nowego innowacyjnego dodatku – modyfikatora nie zawsze wiąże się z polepszeniem jego właściwości. Zgodnie z wymaganiami PN-EN 450-1 przy wykorzystaniu popiołów lotnych do betonu dopuszczalne są spadki wytrzymałości na ściskanie o 15–25% w stosunku do próbek porównawczych [9].

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że popiół lotny z termicznego przekształcania osadów ściekowych jest bezpiecznym i wartościowym modyfikatorem betonów oraz sformułowano wnioski:

1. Zmienność składu chemicznego i właściwości fizycznych popiołów lotnych z termicznej obróbki osadów ściekowych ocenia się jako nieznaczną. W przyszłości dalsze ograniczanie zmienności składu popiołu lotnego będzie możliwe w wyniku zastosowania metod jego obróbki oraz jeśli popiół nie będzie już traktowany jako odpad i zacznie być traktowany jako pełnowartościowy produkt uboczny spalania.
2. Popioły z termicznego przekształcania osadów ściekowych wykazały odmienny skład chemiczny w porównaniu do popiołów krzemionkowych. Największy udział procentowy w próbkach popiołu z osadów ściekowych stanowiły tlenki krzemionki, wapnia, fosforu i glinu, a w próbce popiołu krzemionkowego – tlenki krzemionki i glinu. Suma zawartości dwutlenku krzemu (SiO_2), tlenku glinu (Al_2O_3) i tlenku żelaza (Fe_2O_3) w popiołach lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych była prawie dwukrotnie większa w porównaniu do popiołów konwencjonalnych i nie spełniała wymagań zawartych w normie PN-EN 450-1+A1:2012. Brak jest jednak przepisów dotyczących chemicznych i fizycznych właściwości popiołów uzyskanych ze spalania osadów ściekowych limitujących możliwość ich wykorzystania w technologii betonu.
3. Aktywność pucolanowa popiołów lotnych z termicznego przekształcania osadów ściekowych nie spełnia wymagania normy PN-EN 450-1:2012 po 28 i 90 dniach dojrzewania. Wskaźnik aktywności po 28 dniach dojrzewania dla popiołu PK wyniósł 71,7%, dla PW 68,5%, a dla PL jedynie 61,2%, natomiast po 90 dniach 84,1% dla popiołu z PK, dla PW 79,3% a dla PL 70,7%. Tym samym innowacyjne popioły pochodzące ze spalania osadów wykazały mniejszą aktywność pucolanową niż popiół lotny pochodzący ze spalania węgla w tym samym okresie. Jednakże osiągnęły one wymagane wartości wskaźników (85%), co pozwala zakwalifikować je do aktywnych dodatków mineralnych.
4. Wymywalność z próbki betonowej z dodatkiem popiołu lotnego z termicznego przekształcenia osadów ściekowych była wyższa niż z samego popiołu, ale nie przekraczała wartości granicznych przyjętych dla odpadów obojętnych. Wymywalność metali ciężkich z próbek z zawartością popiołów lotnych jest porównywalna lub mniejsza w porównaniu do betonu bez dodatku popiołów lotnych. Migracja metali ciężkich do środowiska wodnego jest nieznaczna i nie powinna stanowić istotnego problemu. Celowe jest jednak prowadzenie dalszych badań dla zmiennych klas i rodzajów betonu oraz zróżnicowanych warunków wymywania.
5. Wykorzystane do badań popioły lotne z termicznego przekształcania osadów ściekowych są bezpieczne pod kątem radiologicznym i mogą być stosowane w budynkach przeznaczonych na pobyt ludzi i zwierząt.
6. Znaczna zawartość związków fosforu istotnie wpływa na właściwości wiążące mieszanek betonowych sporządzonych z udziałem popiołów lotnych z komunalnych osadów ściekowych. Udział badanych dodatków w mieszance powoduje opóźnienie początku wiązania oraz utrudnia jej urabialność.
7. Beton zawierający w swoim składzie popiół lotny z osadów ściekowych jako zamiennik cementu w ilości do 15% charakteryzował się porównywalną wytrzymałością na ściskanie do betonu porównawczego bez dodatku – 42,1MPa i 46,1MPa. Średnią

wytrzymałość na ściskanie dla betonu zawierającego popiół z Krakowa ustalono na poziomie 47,1 MPa i 48,2 MPa po 28 i 56 dniach dojrzewania, dla popiołu z Warszawy na 41,1MPa i 44,9 MPa a dla popiołu z Łodzi na 40,1MPa i 43,3MPa.

Literatura

[1] International Statistics Yearbook. Available online: https://stat.gov.pl/en/topics/statisticalyearbooks/statistical-yearbooks/concise-statistical-yearbook-of-poland-2020,1,21.html (accessed on 12 February 2021).
[2] IEA—Shaping a Secure and Sustainable Energy Future for All. Available online: www.iea.org (accessed on 12 February 2021).
[3] J. Deja, B. Antosiak, Degree of progress of the fly ash reaction in alkali-activated fly-ash binders. Cem. Lime Concr. 2012, 17, 67–76.
[4] Z. Giergiczny, Fly Ash in the Composition of Cement and Concrete; Silesian University of Technology: Gliwice, Poland, 2013.
[5] S. M. Gupta, Support vector machines based modelling of concrete strength. Engineering and Technology. Word Academy of Science 2007.
[6] J. I. Kim, D. K. Kim, Application of neural networks for estimation of concrete strength. KSCE Journal of civil Engineering. 2002. 6. 4.
[7] S. Lai, M. Serra, Concrete strength prediction by means of neural network. Construction and Building Materials. 1997.11. 2.
[8] A. Pietrzak, Proekologiczne technologie w budownictwie na przykładzie „zielonego betonu". Budownictwo z zoptymalizowanym potencjale energetycznym. 1(13)2014. 86-93.
[9] PN-EN 450-1:2012 Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności.
[10] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton – wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[11] PN-EN 450-2:2006 Popiół lotny do betonu. Cześć 2. Ocena zgodności.
[12] ASTM C618-03 Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan use in concrete.
[13] Strategy for dealing with municipal sewage sludge for 2019-2022. Ministry of the Environment 2018.
[14] D. Lutze, W. vom Berg, Handbook on fly ash in concrete. Bau+Technik, Essen. 2010.
[15] S. Bastion, Betony konstrukcyjne z popiołem lotnym, Arkady, Warszawa 1980.
[16] L.K.A. Sear, Properties and use of coal fly ash. Thomas Telford, London 2001.
[17] J. Bień, E. Neczaj, M. Worwąg, A. Grosser, D. Nowak, M. Milczarek, M. Janik, Kierunki zagospodarowania osadów w Polsce po roku 2013. Inżynieria i Ochrona Środowiska. 14 (4) 2011, 378.
[18] Rozporządzenie Ministra Rozwoju z dnia 21 stycznia 2016 r. w sprawie wymagań dotyczących prowadzenia procesu termicznego przekształcania odpadów oraz sposobów postępowania z odpadami powstałymi w wyniku tego procesu. (Dz.U. 2016 poz. 108).
[19] UE/75/2010 Directive of the European Parliament and the Council of 24 November 2010 on industrial emissions (integrated pollution prevention and control).
[20] ASTM C379-65T Specification for fly ash for use as a pozzolanic material with lime.
[21] Z. Jamroży 2015 Beton i jego technologie. 2015, Wydawnictwo Naukowe PWN
[22] PN-EN 12390-3:2011 Badanie betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań wytrzymałościowych.
[23] PN-EN 12457-2:2006 Charakteryzowanie odpadów - Wymywanie - Badanie zgodności w odniesieniu do wymywania ziarnistych materiałów odpadowych i osadów - Część 2: Jednostopniowe badanie porcjowe przy stosunku cieczy do fazy stałej 10 l/kg w przypadku materiałów o wielkości cząstek poniżej 4 mm (bez redukcji lub z redukcją wielkości).
[24] Rozporządzenie Rady Ministrów z dania 17 grudnia 2020 r. w sprawie materiałów budowlanych, w przypadku których oznacza się stężenie promieniotwórcze izotopów promieniotwórczych potasu K-40, radu Ra-226 i toru Th-232, wymagań dotyczących dokonywania tych oznaczeń oraz wartości wskaźnika stężenia promieniotwórczego, o której przekroczeniu informuje się właściwe organy.
[25] K. Rajczyk, Popioły lotne z kotłów fluidalnych i możliwości ich uszlachetniania. Wydawnictwo Instytut Śląski, Opole 2012.
[26] J. Pachowski, Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym. Komunikacja i Łączność, Warszawa 1976.
[27] Ł. Szarek, M. Wojtowska, Properties of fly ash from thermal treatment of municipal sewage sludge in terms of EN 450-1. Archives of Environmental Protection 2018, 44 (1), 63-69.

[28] M.S. Eglinton, Concrete and its chemical behavior. Thomas Telford, London 1987.
[29] P. Garcésa, M. Pérez Carrióna, E. Garcia-Alcocelb, J. Payác, J. Monzóc, M.V. Borracheroc, Mechanical and physical properties of cement blended with sewage sludge ash. Waste Management, 2008, 28 (12), 2495-2502. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2008.02.019.
[30] J. Małolepszy, E. Tkaczewska, Wpływ popiołów lotnych ze współspalania węgla kamiennego i biomasy na proces hydratacji i właściwości cementu. Materiały IV Konferencji Naukowo-Technicznej „Dni Betonu – Tradycja i Nowoczesność", Wisła, 2006, 591-601.
[31] M.N. De Noirfontaine, S. Tusseau-Nenez, M. Signes-Frehel, G. Gasecki, C. Girod-Labianca, Efect of phosphorus on tricalcium silicate T1: from synthesis to structural characterization. Journal of the American Ceramic Society, 2009, 92 (10), 2337-2344. https://doi. 10.1111/j.1551- 2916.2009.03092.x.
[32] B. Tarko, K. Gorazda, Z. Wzorek, A.K. Nowak, Z. Kowalski, J. Kulczycka, A. Henclik, Recovery of phosphorus from industrial sewage sludge ashes. Przemysł Chemiczny 2014, 93 (6): 1041-1044.
[33] M. Kosior-Kazberuk, Nowe dodatki mineralne do betonu. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2011, 29, 47-55.
[34] C.J. Lynn, R.K. Dhir, G.S. Ghataora, R.P. West, Sewage sludge ash characteristics and potential for use in concrete. Construction and Building Materials, 2015, 98, 767-779.
[35] W. Kurdowski, S. Peukert, Przyczynek do oceny właściwości pucolanowych popiołu lotnego. Cement – Wapno – Beton, 1970, 7-8, 211-214.
[36] E. Osiecka 1983, Pucolanowość. Przegląd metod badania aktywności pucolanowej materiałów. Cement-Wapno-Beton, 7-8, 211-214.
[37] W. Roszczynialski 2003 Methods for testing pozzolanic activity, Binding Materials Laboratory, AGH University of Science and Technology Publishing House, Krakow, 98-112.
[38] J. Małolepszy, E. Tkaczewska 2006, Wpływ popiołów lotnych ze współspalania węgla kamiennego i biomasy na proces hydratacji i właściwości cementu. Materiały IV Konferencji Naukowo-Technicznej „Dni Betonu – Tradycja i Nowoczesność", Wisła: 591-601.
[39] E. Tkaczewska, Właściwości cementów zawierających różne frakcje ziarnowe krzemionkowych popiołów lotnych. Drogi i Mosty, 2008, 4, 47-80.
[40] F. Baeza-Broton, P. Garces, J. Paya, J. M. Saval, Portland cement systems with addition of sewage sludge ash. Application in concretes for the manufacture of blocks, Journal of Cleaner Production 2014, 82: 112-124.
[41] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 16 lipca 2015 r. w sprawie dopuszczania odpadów do składowania na składowiskach (Dz.U. 2015, poz. 1277).
[42] J. Monzó, J. Paya, M.V. Borrachero, I. Girbes, Reuse of sewage sludge ashes (SSA) in cement mixtures: The effect of SSA on the workability of cement mortars. Waste Management, 2003, 23, 373–381. https://doi.org/10.1016/S0956-053X(03)00034-5.
[43] M. Chen, D. Blanc, M. Gautier, J. Mehu, R. Gourdon, Environmental and technical assessments of the potential utilization of sewage sludge ashes (SSAs) as secondary raw materials in construction. Waste Management, 2013, 33 (5), 1268-1275.
[44] UNSCEAR - Sources and effects of ionizing radiation. Report to the General Assembly of the United Nations with Scientific Annexes, United Nations sales publication E.00.IX.3, 2000, New York.
[45] PN-EN 12350-2:2011 Badanie mieszanki betonowej. Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka.
[46] PN-EN 12350-6:2011 Badanie mieszanki betonowej. Część 6: Gęstość.
[47] PN-EN 12350-7:2011 Badanie mieszanki betonowej. Część 7: Badanie zawartości powietrza. Metoda ciśnieniowa.
[48] G. Rutkowska, J. Fronczyk, S. Filipczuk, Influence of fly ash properties from thermal conversion of sewage sludge on the parameters of ordinary concrete. Acta Scientiarum Polonarum Architectura, 2020, 19,(3), 43-54. https://doi.org/10.22630/aspa.2020.19.3.26.
[49] G. Rutkowska, P. Wichowski, M. Franus, M. Mendryk, J. Fronczyk, Modification of Ordinary Concrete Using Fly Ash from combustion of Municipal Sewage Sludge. Materials, 2020, 13, 486-503. . https://doi.10.3390/ma13020487.
[50] G. Rutkowska, P. Wichowski, J. Fronczyk, M. Franus, M. Chalecki, Use of fly ashes from municipal sewage sludge combustion in production of ash concretes. Construction and Building Materials, 2018, 188, 874-883. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.167.
[51] C.M.A. Fontes, M.C. Barbosa, R.D. Toledo Filho, J.P. Goncalves, Potentiality of sewage sludge ash as mineral additive in cement mortar and high performance concrete. Proceedings of conference: Use of Recycled Materials in Buildings and Structures (RILEM Publications), Barcelona, 2004, 797–806.
[52] C.L. Yen, D.H. Tseng, T.T. Lin, Characterization of eco-cement paste produced from waste sludges. Chemosphere, 2011, 84, 220–226, DOI:10.1016/j.chemosphere.2011.04.050.

Myroslav Sanytsky
Tetiana Kropyvnytska
Iryna Heviuk
Mykola Makovijchuk
Ludmyla Kripka

Właściwości betonów o niskim śladzie węglowym zawierających wieloskładnikowe dodatki mineralne

PERFORMANCE OF CONCRETES WITH A LOW CARBON FOOTPRINT CONTAINING MULTI-COMPONENT MINERAL ADDITIVES

Streszczenie

Zgodnie z przedstawioną przez CEMBUREAU strategią niskoemisyjnego rozwoju, konieczna jest redukcja emisji tlenku węgla na każdym etapie łańcucha technologicznego – od produkcji klinkieru, cementu i betonu po budownictwo. Znaczącą redukcję „śladu węglowego" w produkcji budowlanej uzyskuje się dzięki zastosowaniu betonów zawierających wieloskładnikowe dodatki mineralne o niskim śladzie węglowym. Projektowanie wieloskladnikowych dodatkow mineralnych uzyskuje się przez oddzielne mielenie i synergiczne łączenie nieklinkierowych składnikow różnego pochodzenia (żużel wielkopiecowy, popioły lotne, naturalny zeolit, wapień, pył krzemionkowy itp.) z optymalizacją ich składu granulometrycznego z uwzględnieniem bimodalnego rozkład wielkości cząstek według objętości i pola powierzchni. Obliczono przyrostowy współczynnik powierzchniowego rozkładu wielkości cząstek, aby ocenić udział poszczególnych frakcji w całkowitej powierzchni dodatków mineralnych. Racjonalizacja rozkładu powierzchniowego cząstek dodatku mineralnego zapewniła wzrost wytrzymałości wczesnej mieszanych cementów. Optymalizację kombinacji dodatków mineralnych przeprowadzono metodą simpleksowo-sieciową Scheffe'a według kryteriów właściwości technologicznych i wskaźnika wytrzymałościowej aktywności.

W pracy określono rodzaj i poziom dodatków mineralnych zastępujących cement portlandzki w celu uzyskania efektywności klinkieru projektowanej mieszanki betonowej oraz docelowego poziomu redukcji CO_2. Zwiększenie wczesnej wytrzymałości betonów o niskim śladzie węglowym uzyskuje się poprzez modyfikację superplastyfikatorami polikarboksylanowymi. Na bazie cementów mieszanych (współczynnik klinkieru 0,65...0,50) można znacznie obniżyć jednostkowe zużycie klinkieru na jednostkę wytrzymałości do 4,5...3,0 kg/(m^3 MPa); odpowiednio intensywność CO_2 3,9...2,6 kgCO_2/(m^3 MPa). Stwierdzono, że

dr. hab. inz., prof. Myroslav Sanytsky – Lviv Polytechnic National University, Ukraine
dr. hab. inz., prof. Tetiana Kropyvnytska – Lviv Polytechnic National University, Ukraine
dr. inz. Iryna Heviuk – JPC "Ivano-Frankivskcement", Ukraine
mgr inż Mykola Makovijchuk – JPC "Ivano-Frankivskcement", Ukraine
mgr inż Ludmyla Kripka – Association Ukrcement, Ukraine

synergiczne połączenie dodatków mineralnych w mieszance betonowej z modyfikatorami zapewnia uzyskanie betonu szybkosprawnego (f_{cm2}/f_{cm28}=0,51). Dzięki racjonalnemu doborowi cementu portlandzkiego i dodatków mineralnych w produkcji betonów o niskim śladzie węglowym uzyskuje się korzyści techniczne, ekologiczne i ekonomiczne. Tym samym synergiczne połączenie dodatków mineralnych o różnej genezie i granulometrii, modyfikowanych superplastyfikatorami nowej generacji przesądza o celowości wykorzystania betonów o niskim śladzie węglowym do rozwiązywania problemów związanych z koniecznością realizacji niskoemisyjnej strategii rozwoju w budownictwie. Zoptymalizowane technologicznie mieszanki na bazie wieloskładnikowych dodatków mineralnych stają się racjonalnym rozwiązaniem problemu poprawy efektywności energetycznej oraz redukcji poziomu emisji gazów cieplarnianych do atmosfery (głównie CO_2) towarzyszącej produkcji betonów.

Abstract

According to the low-carbon development strategy presented by CEMBUREAU, it is necessary to reduce carbon dioxide emissions at every stage of the technological chain - from the production of clinker, cement and concrete to construction. A significant reduction of the "carbon footprint" in construction production is achieved by using clinker-efficient concretes based on blends obtained by mixing Portland cement with multi-component mineral additives with a low carbon footprint. The design of multi-component supplementary cementitious materials is achieved by separate grinding and by the synergistic combination of mineral additives of different origin (blast furnace slag, fly ashes, natural zeolite, limestone, silica fume, etc.) with the optimization of their granulometric composition taking into account the bimodal particle size distribution (PSD) by volume and surface area. The incremental coefficient of the surface distribution of particles size was calculated to assess the share of individual fractions in the total surface area of mineral additives. The rationalization of the surface distribution of the mineral additive particles ensured increasing of early strength of the low carbon blended cements. Optimization of the combination of mineral additives was carried out using the Scheffe simplex-network method according to the criteria of technological properties and the strenght activity index.

In the paper, the type and level of mineral additives replacing Portland cement were analyzed in order to obtain the clinker efficiency of the designed concrete mix and the target level of CO_2 reduction. Increasing the early strength of low-carbon concretes is achieved by modification with polycarboxylate superplasticizers. On the basis of blended cements (clinker factort 0.65...0.50), it is possible to significantly reduce the specific consumption of clinker per strength unit, to 4.5...3.0 kg/(m^3 MPa); respectively CO_2 intensity 3.9...2.6 kg CO_2/(m^3 MPa). It was found that the synergistic combination of mineral additives in the concrete mix with modifiers ensures obtaining rapid-hardening concrete (f_{cm2}/f_{cm28} = 0.51). Thanks to the rational selection of Portland cement and mineral additives in the production of low-carbon concrete, technical, ecological and economic benefits are obtained. Thus, the synergistic combination of mineral additives of various origins and granulometry as well as new generation superplasticizers determines the advisability of using low-carbon concretes to solve problems related to the need to implement the strategy of low-emission construction development. Technologically optimized blends based on combined mineral additives become a rational solution to the problem of improving the energy efficiency and reducing the level of greenhouse gas emissions to the atmosphere (mainly CO_2) associated with the production of concrete.

1. Introduction

An important problem according to the priority areas of the European Green Deal is ensuring carbon neutrality, introducing innovations, modernization and greening of industry. According to the low-carbon development strategy presented by CEMBUREAU, it is necessary to reduce carbon footprint at every stage of the production and technological chain - from the production of clinker, cement and concrete to construction. Already by 2030, it is planned to reduce CO_2 emissions during the production of cement by 30%, and at the stage of concrete production - by 40% [1, 2].

Solving the problem of energy efficiency and reducing CO_2 emissions in building production is largely determined by the search for technological and ecological ways to replace a part of Portland cement clinker with mineral additives. Due to the rational selection of mineral additives in the production of low-carbon cements, technical, ecological and economic benefits are achieved [3-5]. Another way is to add mineral additives directly to the concrete mixture instead of a part of Portland cement, which helps to reduce the cost of concrete, increase its strength in subsequent periods of hardening, and increase durability. In this case, replacing each kilogram of clinker in concrete with mineral additives allows reducing CO_2 emissions by 0.6–1.0 kg [6].

The main non-clinker constituents, which has been used in cement production for many years, are granulated blast furnace slag (GBFS) and fly ash (FA) [7, 8]. However, the availability of GBFS and FA is limited in some parts of Europe. Therefore, it is recommended to add other types of pozzolans to the composition of so-called "green" cements. At the same time, with an increased amount of pozzolans, they significantly affect the strength of concrete. So, silica fume significantly increases the strength and durability of concrete, but it has a high water demand, so it requires the use of an increased amount of water-reducing admixtures [9]. Important trend in cement production technology is the growth manufacture of Portland limestone cement CEM II/A-LL. At the same time, the addition of limestone in cement has variable effects on the properties of the blends, particularly depending on the exposure conditions. The carbon footprint for Portland cement clinker is about 850 kg CO_2/t, while for GBFS and FA it is only 2 kg CO_2/t, and for limestone - 63 kg CO_2/t [10].

Significant resources in the European region of natural pozzolans - zeolite tuffs - make it possible to solve the problem of regional application of mineral additives. Highly siliceous zeolite tuffs (the main mineral is clinoptilolite $(Na,K)_6[Al_6Si_{30}O_{72}]\cdot 24H_2O$) have unique characteristics, such as a high specific surface area and the ability to exchange cations. Currently, it is very promising to use of super fine zeolite (SFZ) [11, 12], which is a natural zeolite ground to higher fineness than cement. Being a superpozzolana, it provides an increase in the packing density of cementitious paste and significantly improve the cohesiveness at the same flowability.

The pozzolanic activity of mineral additives, which is evaluated by their reactivity, mainly depends on three parameters - the nature of the activity (hydraulic, pozzolanic), the chemical composition of CSMs and their dispersion, while mineral additives particles smaller than 10 μm are reactive [13]. The effectiveness of the increased dispersion of artificial and natural pozzolans is confirmed by the development of ultrafinely dispersed mineral additives that belong to superpozzolans and provide accelerated binding of calcium hydroxide - a product of the hydrolysis of the alite phase of Portland cement clinker [14]. Such interaction of superpozzolana with products of hydration of Portland cement clinker leads to a decrease in porosity, which helps to increase the strength, corrosion

resistance of concrete and determines its durability. However, a high content of finely dispersed mineral additives causes an increase in the water consumption of concrete, which leads to a loss of early strength [15].

To overcome such a significant drawback of low-carbon cements as a decrease in their early strength, according to the concept of P.-K. Aitcin [16] both chemical and physical approaches are used. The chemical approach consists in the use of finely ground cements with an increased content of highly active minerals C_3S and C_3A in clinker. However, this approach has already practically exhausted itself, since the energy costs for their production increase significantly, in addition, the rheological properties of the mixtures deteriorate, and in the later stages of hardening, the strength does not increase significantly. Therefore, the physical approach opens significant prospects for improving the technical properties of building composites. It consists in not changing the chemical and mineralogical composition of Portland cement clinker, but reducing the water-binder ratio (W/B) of multicomponent cementitious systems and increasing the packing density of binder grains in the cement paste with the help of highly effective superplasticizers, especially of the polycarboxylate type [17].

The creation of modified concretes using multi-component mineral additives involves the optimization of their compositions due to the intensification of pozzolanic reactions in the concrete cementitious matrix. The effectiveness of such an idea lies in the maximum disclosure of the synergistic role of highly dispersed pozzolans in the composition of low-carbon cementitious systems, which will ensure a directed effect on the processes of regulating the properties of modified concretes. The assessment of the indicator of the impact of multi-component mineral additives on the environment allows to determine their suitability for the production of low-carbon concrete. In advanced EU countries, CO_2 emissions are reduced to 83.4 kg of CO_2 per 1 ton of concrete. One of the main directions of reducing the ECO_2 indicator is the replacement of a part of Portland cement CEM I type in concrete with multicomponent mineral additives, which is a relevant approach to achieve sustainability in construction industry [18].

Taking into account the need to implement the main goals of the low-carbon development strategy, research aimed at determining the impact of multi-component mineral additives on the physical and mechanical properties of low-carbon cements with a reduced clinker factor up to 0.50 and concretes based on them should be considered relevant.

2. Materials and methods

Commercially available Portland cement CEM I 42.5R produced by JSC Ivano-Frankivsk cement, Ukraine composed of C_3S: 62.42, C_2S: 13.62, C_3A: 7.06, C_4AF: 12.32, mass.%, was used as reference cement in the investigation. Ground granulated blast furnace slag (GGBFS) Kryvyi Rih, (glassy phase - 80 %), consisting of 92-96 mass.% CaO + SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3, fine (FZ) and superfine (SFZ) zeolites with 70.5 wt.% SiO_2 provided from Sokyrnytsky quarry were utilized as mineral additive. Clinoptilolite [$(Na_4K_4)(Al_8Si_{40}O_{96})\cdot 24H_2O$] content in natural zeolite tuff was 60%. Siliceous fly ash (FA) from Burshtyn TPP with SiO_2 and CaO content 55.18 and 2.23 % respectively was used. Limestone powder with 95 mass.% $CaCO_3$ was used as microfiller. Limestone powder (LP) belongs to the LL type according to the EN 197-1 in terms of total content of organic carbon. Silica fume (SF) Elkem Microsilica Grade 940-U with 94.7 mass.% SiO_2, SSA=18 000 cm^2/g was used. Chemical composition of main components of the cement is presented in Table 1.

Table 1. The chemical composition of CEM I and mineral additives

Material	Oxide content, mass. %							
	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	K_2O	Na_2O	SO_3
CEM I 42.5 R	66.83	20.93	5.13	4.28	0.80	1.14	0.05	0.84
GGBFS	48.10	39.26	6.55	0.82	3.45	0.31	0.33	1.18
Zeolite tuff	1.63	76.92	12.95	3.95	0.18	3.68	0.53	0.16
Fly ash	2.23	55.18	24.21	12.17	2.01	2.57	0.61	1.02
Limestone powder	49.86	6.71	2.14	0.31	0.38	0.32	0	0.14

Study of fractional composition and grinding fineness of cement and mineral additives were carried out by sieve analysis and by determination of the specific surface area by Blaine.The Blaine specific surface area of CEM I, GGBFS, SFZ, FA and LP are 3500; 4000, 9700, 3300 and 8500 cm^2/g respectively. The Mastersizer 3000 uses the technique of laser diffraction to measure the particles size distribution by volume (Table 2). The particle size distribution of Portland cement CEM I is characterized by the content of fractions by volume Dv (10), Dv (50) and Dv (90), respectively, at 2.76, 18.1 and 56.5 μm, average diameters by volume D[4;3] = 24.8 μm and by specific surface area D[3;2] = 5.21 μm. The main mineral components of GGBFS, FA, natural zeolite, limestone are characterized by a volume average diameter D[4;3] within 28.6…53.7 μm and an average diameter on the specific surface D[3;2] – 5.22…8.29 μm. The amount of fine fraction up to 5.0 μm for slag and zeolite are 21.91 – 23.47 vol.%, and for fly ash and limestone – 13.11 – 16.67 vol.%. It should be noted that the super fine zeolite and limestone powder are characterized by a bimodal particles size distribution by volume.

Table 2. Granulometric composition of CEM I and mineral additives

Material	D <1 μm, %	D <5 μm, %	D <10 μm, %	D <20 μm, %	D <60 μm, %	D[3;2] μm	D[4;3] μm	$D_v(10)$ μm	$D_v(50)$ μm	$D_v(90)$ μm
CEM I	4.26	21.86	37.46	60.41	97.52	5.21	24.8	2.76	18.1	56.5
GGBFS	3.51	21.91	38.69	55.02	87.18	6.41	36.2	2.53	17.5	76.6
SFZ	6.65	23.47	38.75	58.76	87.92	5.22	28.6	1.93	15.6	66.6
FA	2,21	13.11	28.87	46.88	71.30	7.16	53.7	4.15	23.6	90.8
LP	1.97	16.67	33.69	50.03	77.60	8.29	46.4	3.92	23.3	125.0

The reactivity of cementitious materials is determined by the "excess surface energy", which depends more on the PSD over the surface area than on the volume. In order to quantify the PSD by surface of cementitious materials, it was calculated the coefficient of incremental surface area (K_{isa}) for each particle size according to a special methodology [18]. This coefficient is defined as the product of A/V for a particle size (the ratio of the surface area of the particle to its volume, μm^{-1}) to the content of a fraction by volume based on laser granulometry data. The value of coefficient K_{isa} characterize the surface activity of a given particle size in the grain composition of cement.

The PSD by volume of reference Portland cement CEM I and mineral additives are shown in Fig. 1a. It should be noted that the PSD curves by volume for mineral additives SFZ and LP, are constituted of two maximums. The fine particles fractions are in the range

up to 10 μm and their content for SFZ and LP are 38.75 and 33.69 vol. %, respectively. In the case of CEM I and GBFS there is one maximum in the volume distribution on the PSD curves, with D_{max} at 8 μm and 30 μm, consecutively. As presented in Fig. 1b, for CEM I and GBFS there are binary variable PSD curves by surface area, whereas for SFZ and LP the impact of a fine fraction on a surface area is much higher than fraction over 10 μm. Fractions of CEM I and the mineral components, GBFS, SFZ and LP in the range up to 10 μm have the decisive contribution (70-80%) in the specific surface area of the cementitious system and determine their high reactivity in the early period of the paste microstructure formation. The increased surface areas of fine fractions and the packing density of the larger grains, make it possible to increase the early strength of multi-component Portland cements. In this case, the effect of the coarse fraction on the specific surface area of this additives is minor. Thus, fractions of mineral components CEM I, GGBFS, SFZ, LP in the range up to 10 μm make a decisive contribution (70-80%) in the specific surface area of the cementitious system and determine its high reactivity in the early period of structure formation. The increased surface activity fine fractions and powder packing density at various structural levels of cementitious system provides the opportunity to create microstructurally designed multimodal Portland composite cements with high early strength.

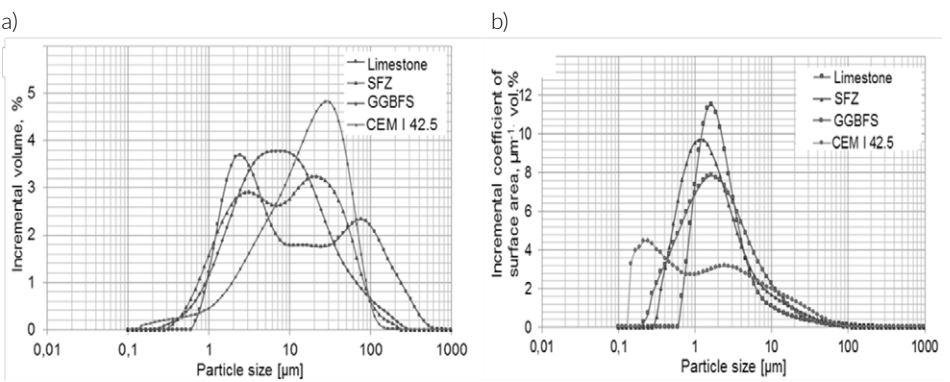


Fig. 1. Particle size distribution by volume (a) and surface area (b) of CEM I and mineral additives

The chemical composition of mineral additives was determined using an ARL 9800 XP X-ray spectrometer (Thermo Electron SA, Switzerland). Scanning electron microscope Philips XL30 ESEM-FEG was used for studying morphology of the cement paste. Determination of the strength of blends was carried out in accordance with EN 196–1:2015, bleeding in accordance with EN 196–3:2015, EN 196–6:2015. Pozzolanic activity was determined according to EN 450-1:2009, ASTM C593-06.

Sodium sulfate (Na_2SO_4) was used as an alkaline-sulfate activator of hardening concretes. Superplasticizer type polycarboxylate ethers (PCE) was used in this study.

Fine sand and aggregates of two fractions (2–5 mm and 5–20 mm) were used to design of mixture compositions. Grain composition of fine and coarse aggregates of the concrete mixture was determined by the method of dry sieving through a set of sieves according to EN 933-1:2012-03. After sieving, fractions on individual sieves were weighed and grading curve was developed. The grading curve obtained in the study (designed curve) was compared with standard curves. The method of orthogonal central compositional planning was used to study the effect of consumption of composite Portland cement

and amount of PCE on concrete strength and clinker efficiency. To establish relationship between ecological and technical properties of concrete, clinker efficiency in concrete was determined by the ratio of cement consumption to compressive strength in a certain age [kg/(m$^{3.}$ MPa)].

3. Results and discussion

3.1. Properties of low-carbon blended cements

For the development of low carbon blended cements, a complex assessment of mineral components dispersion and water demand has been carried out. Ultrafine mineral additives are characterized by a highly developed specific surface area that causes an increase of water demand. Particularly the high water demand is for mineral additives of sedimentary origin (zeolite). For GGBFS and FA the water demand is 22 and 27 % respectively; SFZ is characterized by the highest water demand – 55 %. For limestone powder water demand is 24 %. Combinations of various genesis and fineness mineral additives can provide water demand acceptable level (WD ≤ 30%). At the same time superfine zeolite, due to the features of the crystalline structure of clinoptilolite and high surface area to volume ratio, can noticeably decrease liquidity and cause difficulties in achieving a desired blend of workability (Fig. 2a, b).

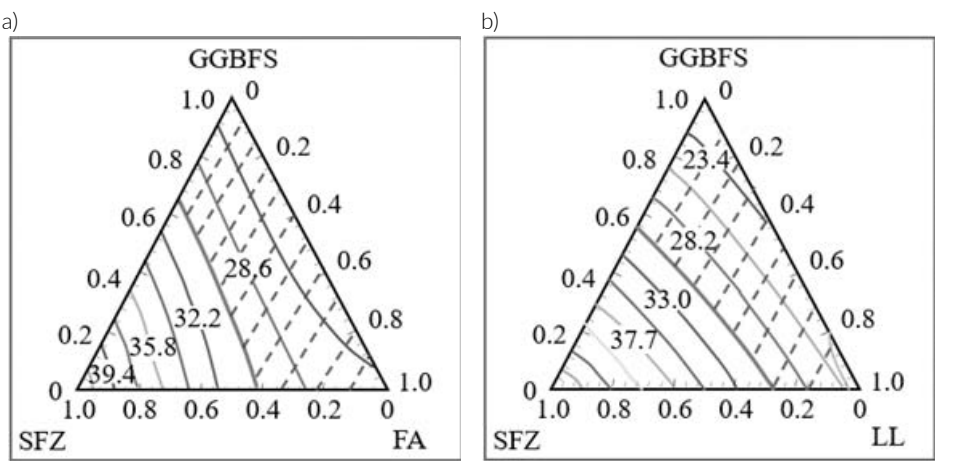


Fig. 2. The impact of additives on the water demand of blends in the systems GGBFS-SFZ-FA (a) and GGBFS-SFZ-LL (b)

The GGBFS and FA are characterized by high bleeding – after 120 min bleeding coefficients (K_{vol}) are 27.1 and 39.7 % respectively (Fig. 3). At the same time, FZ and SFZ are characterized by the lowest bleeding coefficient (K_{vol} = 2.0-3.3 %). For limestone powder bleeding coefficient is 24.1% after 120 min. The suspension with the addition of SFZ is the most stable – after 2 h, the level of bleeding does not change. The combined use of mineral addirives such as GGBFS, SFZ, FA and LP with different genesis and properties provides to stabilization of the blends from bleeding.

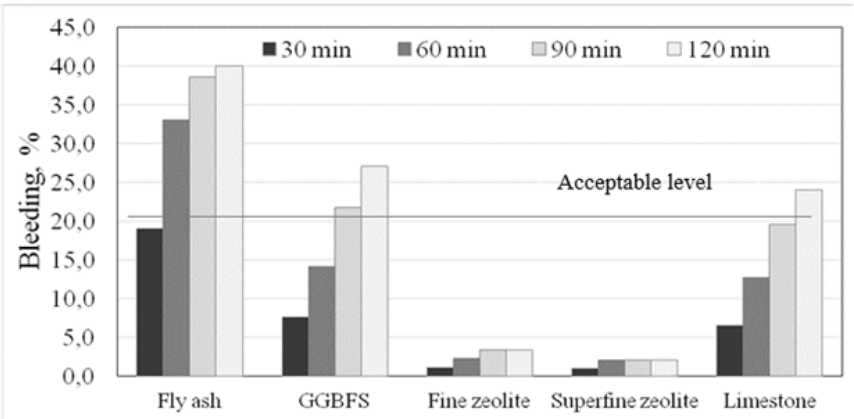


Fig. 3. The bleeding of mineral additives

The reactivity mineral additives was determined by the method of absorption lime by the additive from a lime solution. SFZ is characterized by highest pozzolanic activity (after 30 and 38 days – 192 and 230 mg CaO/g accordingly). At the same time for fly ash pozzolanic activity is lowest and is equal to 30 and 42 mg CaO/g respectively after 30 and 38 days. GGBFS after 30 days has the reactivity such as SFZ after 10 days, that is 3 times lower.

The impact of high volume of GGBFS, SFZ and LP additives on the physical and mechanical properties of blended cements was investigated. Results of a consistency of fresh mortars determined by flow table according to EN 1015-3 testify that is an addition of SFZ significantly reduces the workability of blended cement but limestone powder provide to an increase in their workability. Compressive strength test results have shown that application of mineral additives high volume leads to a significant decrease in strength of blended cements especially at an early age.

Highly dispersed mineral additives such as super fine zeolite and silica fume are characterized by increased water demand – 42.5 and 55.0%, while having low bleeding (3.0 and 1.0%, respectively). Fly ash has a lower dispersion compared to other pozzolanic materials. Fly ash is characterized by particles of the correct spherical shape, which provide a plasticizing effect due to the "roller bearing effect". Therefore, its water demand is reduced (27.0%), but it is characterized by significant bleeding (34%). According to EN 450-1:2009, the strenght activity index (SAI) after 28 days should be more than 75%, and after 90 days - more than 85%. As can be seen from Fig. 4, super fine zeolite (SFZ) and silica fume (SF) reach the corresponding indicator of $P_{SAI} \geq 75\%$ already after 2 days of hardening. The SAI of fly ash meets the requirements of EN 450-1:2009, but is significantly lower compared to super fine zeolite and silica fume.

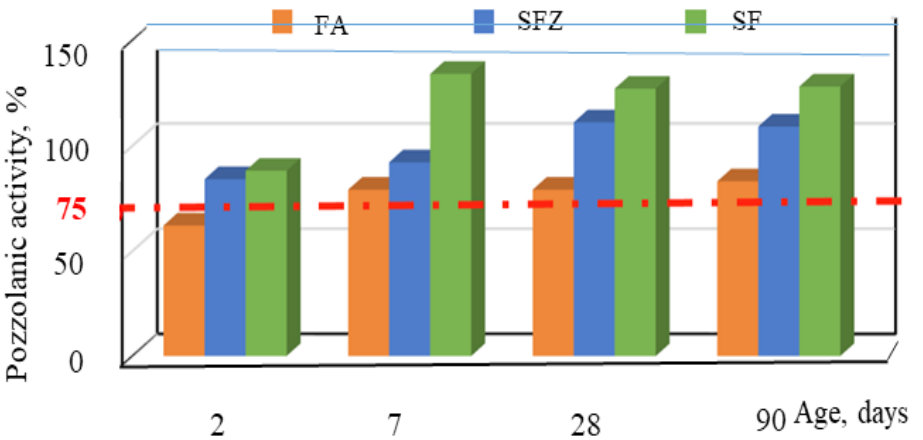


Fig. 4. Pozzolanic activity of mineral additives according to EN 450-1:2009

Thus, an in-depth interpretation of the role of multicomponent mineral additives, as well as taking into account their synergistic interaction, contributes to the most effective implementation of the potential binding properties of low-carbon cements. The advantages of such cementitious systems are a high level of energy saving and low CO_2 emissions during the production of cements, combined with a higher durability of concretes based on them. However, the degree of replacement by mineral additives is limited due to the delayed set of early strength of low-carbon cements and concretes due to the low reactivity of such components compared to clinker phases.

3.2. Properties of low-carbon concretes

The potential for reducing CO_2 emissions in concrete is achieved by optimizing the use of binders with the use of modern technologies that combine a high content of fillers and a significant reduction in water consumption. According to the concept [19], which takes into account the technical characteristics of building materials, the efficiency indicators of the binder or clinker in concrete (clinker intensity) in [kg/(m^3·MPa)] and CO_2 emission intensity (CO_2 intensity) should be calculated in [kgCO_2/(m^3·MPa)] when producing 1 m^3 of concrete of the given strength. It is noteworthy that with the increase in concrete strength, these indicators decrease, since clinker is used more efficiently. At the same time, the strength class of the designed concrete, as well as construction standards and norms, are decisive.

The potential contribution of emissions to global warming GWP according to Environmental Product Declarations (EPD) for non-reinforced and reinforced concrete in terms of CO_2 is 250 and 312 kg CO_2eq/m^3 of concrete, respectively. For traditional concretes with a compressive strength of 30 MPa, the minimum value of clinker intensity is about 8 kg/m^3·MPa, but the average value is, as a rule, 12 kg/m^3·MPa. The minimum CO_2 intensity is about 2 kg CO_2/(m^3·MPa) for concretes above 40–50 MPa and increases exponentially for lower strengths. In the complex, the parameters of clinker and CO_2 intensities characterize the clinker efficiency of concrete, which can be increased by replacing part of the clinker

with active mineral additives with a low carbon footprint (granulated blast furnace slag, zeolite tuff, fly ash, etc.) [20].

For the production of low-carbon concretes, the optimization of the granulometric composition of the components is decisive for the density of grain packing. Polyfractional aggregates (sand fractions 0.125–2.0 mm, crushed stone fractions 2–4; 4-8; 8-16 mm) were used to design the curve of the required granulometric composition of the commercial concrete mixture, the grain composition of which was determined by the method of dry sieving through a set of sieves according to EN 933-1:2012-03. At the same time, the designed granulometric curve of aggregates is in the region of satisfactory compositions, which guarantees the appropriate ease of placement and consistency of the concrete mixture with the smallest possible amount of water and cement. The correct selection of various components of the mixture of aggregates and microfillers, as well as the introduction of superplasticizers based on polycarboxylate ether (PCE) allows to obtain a dense packing of the components of the construction composite, as well as to reduce the distance between cement particles in the initial period of the hydration process. At the same time, the fine--dispersed fractions of mineral additives improve the pore structure, which leads to an increase in the waterproofing and durability of concrete, and the ECO_2 emission index can be reduced by 70% for the same concrete strength class.

The impact of recipe and technological factors on the properties of concrete was evaluated using the method of experimental and statistical modeling [21]. The consumption of CEM II/B-M(S-P-L) 32.5R (X_1=320; 370; 420 kg/m^3) and the amount of superplasticizer PCE (X_2=0; 0.8; 1.6 mass.%) were selected as variable factors. In order to accelerate the acquisition of early strength, an alkaline hardening activator (2.0 mass.% Na_2SO_4) was also introduced into the composition of concrete. The analysis of the obtained concrete strength models established that with the consumption of composite Portland cement in the range of 320...420 kg/m^3 in a concrete mixture without additives (OK=16–18 cm), the W/C index varied from 0.62 to 0.48; at the same time, such concrete was characterized by reduced strength at an early age (after 1 day f_{cm1} = 3.1 ... 5.8 MPa). With the introduction of 1.0–1.6 mass.% PCE due to the significant water-reducing effect (27-34%), the strength of modified concrete increased 3.5-4.6 times after 1 day. The highest values of strength at the age of 2 and 28 days (f_{cm2}=47.0 MPa; f_{cm28}=80.0 MPa) are achieved for modified concrete with cement consumption 420 kg/m^3 and superplasticizer 1.6 mass.% PCE (Fig. 5a). For modified concrete, the specific consumption of clinker per unit of strength after 28 days decreases to 4.5...3.0 kg/(m^3·MPa) (Fig. 5b), and the CO_2 intensity is 3.9...2.6 kgCO_2/(m^3 · MPa).

To obtain modified rapid-hardening carbon concretes, it is necessary to ensure the formation of a dense contact zone between the coarse aggregate and the cementing matrix. Using the method of raster electron microscopy, it was established that the cementing matrix of concrete without additives is characterized by a porous microstructure with weak adhesion between hydrated phases. Ultradisperse mineral additives improve the effectiveness of cementitious materials due to high pozzolanic activity and the ability to fill capillary pores. The results obtained using the SEM and EDX methods show that the addition of microsilica improves the microstructure of concrete due to the formation of additional clusters of dense gel C-S-H(I), which contribute to the crosslinking of particles in the cementitious matrix (Fig. 6a, b).

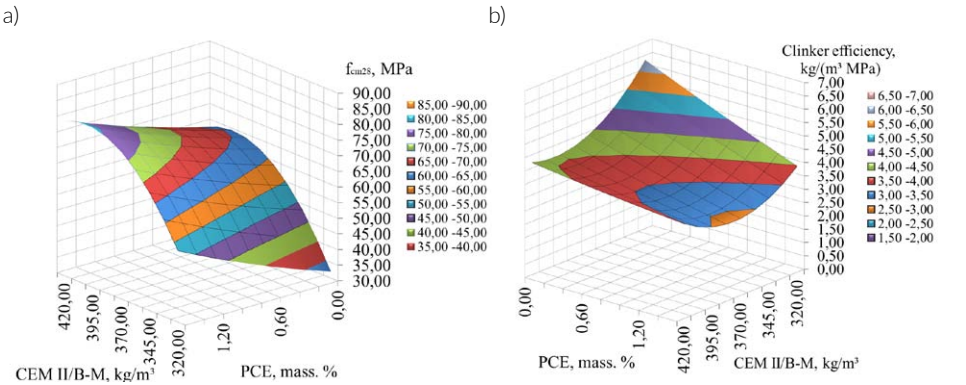


Fig. 5. Isoparametric diagrams of compressive strength (a) and clinker intensity (b) of concrete after 28 days

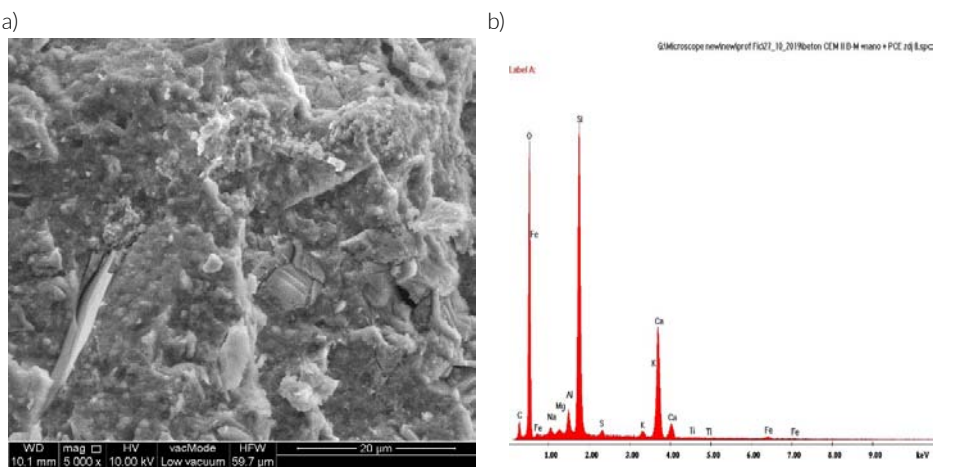


Fig. 6. Electron micrograph (a) and microprobe X-ray spectral analysis (b) of the surface of the cementing matrix of modified low-carbon concrete after 28 days

The accelerating effect of microsilica in combination with PCE and alkaline activator (Na_2SO_4) makes it possible to compensate for the slowing down of the hardening kinetics of composite Portland cement CEM II/B-M compared to CEM I in the composition of low-carbon concrete. At the same time, the modification of the cementitious matrix helps to increase the contacts between the particles of the low-basic phases C-S-H(I) with the formation of a compositionally cross-linked microstructure, which provides a significant acceleration of hardening and high strength of low-carbon concretes.

Carbon dioxide emissions of concrete are significantly reduced when using mineral additives based on a mixture of FA, SFZ and SF. For blended pozzolanic binders (clinker factor - 0.50), CO_2 emissions are reduced to 456 kg/t, which is 45% less compared to Portland cement CEM I 42.5 R.

Technological optimization due to the combination of mineral additives of different genesis and surface energy ensures the production of low carbon Portland cement of the

CEM II/C-M type. The combination of 28% GBFS + 12% LP additives in CEM II/C-M (S-LL) reduces water consumption to 27% and increases flow by 210 mm, which makes it possible to use such binders for ready-mix concrete. The compressive and bending strength after 28 days of hardening of such binders reaches CEM I values. For Portland composite cement CEM II/C-M (S-LL) 42.5N-LH (clinker factor – 52%), CO_2 emission is 450 kg per Mg of cement. The clinker capacity indicator is 11.61 kg of clinker/t of cement/MPa, the strength is 28 days, the environmental ranking of cement is 12.6 kg of CO_2/t of cement / MPa in 28 days. The blends based on CEM I and multicomponent mineral additives (GBFS, limestone powder, super fine zeolite) makes it possible to obtain homogeneous concrete mixtures with low segregation parameters. The practical implementation of large-scale production of low-carbon cements and concretes significantly contributes to solving the urgent problem of further development of resource- and energy-saving technologies in construction [22].

The procedure for the development of low-carbon concretes with efficient use of reactive materials involves the selection of cement of a high strength class and eco-friendly mineral additives. The multi-component additives containing slag, fly ash, zeolite and limestone, which were optimized by changing of the particle size distribution, allow the components to compensate for possible mutual disadvantages due to a synergistic effect. By changing the type, the amount and particle size distribution of additives the possibility of obtaining the micro-structurally designed cementitious materials. The correct selection of multicomponent mineral additives and microfillers on the one hand, as well as the introduction of superplasticizers based on polycarboxylate ether on the other hand makes it possible to obtain dense packing of the mixture and reduce the distance between cement particles at the initial stage of the hydration process, which contributes to increasing strength and durability. Finely dispersed fractions of mineral additives improve the porous structure, as a result of which the water resistance and durability of concrete increases.

4. Conclusions

The principles of obtaining low-carbon concretes with multi-component mineral additives have been developed. It was shown that optimization of particle size distribution of concrete mix components at different structural levels is of paramount importance for achieving high grain packing density. The influence of the consumption of blended cements and polycarboxylate superplasticizer on the strength of concrete, was investigated by the method of experimental-statistical modeling. To evaluate the relationship between technical and environmental performance of concrete, was determined the effectiveness of clinker in concrete. It is shown that with the increasing of strength of modified concrete it is possible to significantly reduce the specific consumption of clinker per unit strength up to 4.5…3.0 kg/($m^3 \cdot$ MPa); accordingly, the CO_2-intensity is 3.9...2.6 kgCO_2/($m^3 \cdot$ MPa). Significant intensification of the processes of early structure formation of low carbon concretes are ensured by the complex using of polycarboxylate superplasticizers, sulfate-alkaline activation and the use of multicomponent mineral additives. Modified concretes with a low carbon footprint enables a rapid pace of construction and addresses the challenges associated with the need for a low-carbon development strategy.

References

[1] B. Sroda. Beton niskoemisyjny material budowlany. Stowarzyszenie Producentów Cementu Kraków. 50 s. 2021.

[2] M.T. De Grazia, L.F.M. Sanchez, A. Yahia. Towards the design of eco-efficient concrete mixtures: An overview. Journal of Cleaner Production. Vol. 389, 135752. 2023.

[3] G. Bolte, M. Zajac, J. Skocek, M. Ben Haha. Development of composite cements characterized by low environmental footprint. J. Clean. Prod. 226, pp. 503-514. 2019.

[4] J. Górak, A. Gaudy, A. Wójcik, Grądzki A. Zmniejszenie śladu węglowego w konstrukcjach mostowych za pomocą rozwiązań materiałowych dla betonów opartych na cementach nisko-klinkierowych. Monografie technologii betonu. XI Konferencja Dni betonu, pp. 211-222. 2021.

[5] T. Ostrowski, P. Baran, P. Pichniarczyk. Betony z dużą zawartością dodatków mineralnych, wyróżniające się małą emisją CO_2 w procesie produkcji ich składników. Monografie technologii betonu. XI Konferencja Dni betonu, pp. 625-635. 2021.

[6] A. Król, Z. Giergiczny, J. Kutaterasińska-Warwas. Properties of concrete made with low-emision cements CEM II/C-M and CEM VI. Materials, 13, 2257. 2020.

[7] Z. Giergiczny. Fly ash and slag. Cem. Concr. Res. 124, 105826. 2019.

[8] E. Tkaczewska, J. Malolepszy. Effect of fineness of siliceous fly ashes on the hydration of blended cement. Cement-Wapno-Beton. 6. 2007.

[9] T. Proske, S. Hainer, M. Rezvani, C.-A.Graubner. Eco-friendly concretes with reduced water and cement contents - Mix design principles and laboratory tests. Cement and Concrete Research, 51, pp. 38-46. 2013.

[10] J. Kuterasińska, A. Krol. New types of low-carbon cements with reduced Portland clinker content as a result of ecological actions of cement industry towards sustainable development. Economic and Environmental Studies, 3 (39), pp. 403-419. 2016.

[11] J. J. Chen, L. G. Li, P. L. Ng, A. K. H. Kwan. Effects of superfine zeolite on strength, flowability and cohesiveness of cementitious paste. Cement and Concrete Research, 83, pp. 101-110. 2017.

[12] M. Sanytsky, T. Kropyvnytska, I. Heviuk, M. Makovijchuk. Wpływ superzeolitu na właściwości zoptymalizowanych technologicznie cementów portlandzkich wieloskładnikowych. Monografie technologii betonu. XI Konferencja Dni betonu, pp. 669-682. 2021.

[13] I. Mehdipour, K. H. Khayat. Effect of particle-size distribution and specific surface area of different binder systems on packing density and flow characteristics of cement paste. Cem. Concr. Comp., 78, pp. 120-131. 2017.

[14] J. Zhang, Q. Wang, Zh. Wang. Optimizing design of high strength cement matrix with supplementary cementitious materials. Construction and Building Materials. Vol. 120, 1. pp. 123–136. 2016.

[15] R. Snellings Assessing, Understanding and Unlocking Supplementary Cementitious Materials. RILEM Technical Letters. Vol. 1. pp. 50–55. 2016.

[16] P.-C. Aitcin, W. Wilson. Cement dzisiaj – beton jutra. Cement Wapno Beton, 19 (6), pp. 349-358. 2014.

[17] P. Lukowski Modifikacja materialowa betonu. Krakow, Polski cement. 355 s. 2016.

[18] M. Sanytsky, A. Usherov-Marshak, T. Kropyvnytska, I. Heviuk. Właściwości cementów portlandzkich wieloskładnikowych zawierających granulowany żużel wielkopiecowy, zeolit i wapień. Cement Wapno Beton, 25(5), pp. 416-427. 2020.

[19] B. L. Damineli, F.M. Kemeid, P.S. Aguiar, V.M. John, Measuring the eco-efficiency of cement use, Cem. Concr. Compos. 32, pp. 555–562. 2010.

[20] K. L. Scrivener, V. M. John, E. M. Gartner et al. Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO_2 cement-based materials industry. UN Environment Economy Division. 49 p. 2017.

[21] T. Kropyvnytska, M. Sanytsky, T. Rucinska, O. Rykhlitska. Development of nanomodified rapid hardening clinker-efficient concretes based on composite Portland cements. East. Europ. J. Enterp. Techn. 6/6(102), pp. 38–48. 2019.

[22] T. Kropyvnytska, M. Sanytsky, I. Heviuk and L. Kripka. Study of the properties of low-carbon Portland-composite cements CEM II/C-M. Lecture Notes in Civil Engineeringthis link is disabled, 290 LNCE, pp. 230–237. 2023

Anna Skawińska
Zdzisława Owsiak
Tomasz Baran

Kształtowanie właściwości autoklawizowanego betonu komórkowego z dodatkiem haloizytu według technologii SW w warunkach przemysłowych

SHAPING PROPERTIES OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE WITH THE ADDITION OF HALLOYSITE ACCORDING TO SW TECHNOLOGY UNDER INDUSTRIAL CONDITIONS

Streszczenie

W artykule przedstawiono wyniki badań wpływu haloizytu na właściwości użytkowe autoklawizowanego betonu komórkowego, produkowanego w technologii SW (silikat wolnotężejący). Minerał ilasty stosowano jako zamiennik cementu, w ilości do 7,5%. Badania wykonano w skali przemysłowej.

Zastosowanie haloizytu jako zamiennika cementu w ilości 5,5% oraz 7,5% redukuje czas przebywania bloku w komorze dojrzewania. Nie stwierdzono zależności pomiędzy temperaturą początkową i wysokością bloku, a ilością zastosowanego haloizytu. Brak wpływu haloizytu na te parametry świadczy o prawidłowym przebiegu hydratacji i reakcji proszku glinowego z wodorotlenkiem wapnia.

Największą wytrzymałość uzyskał autoklawizowany beton komórkowy z dodatkiem 5,5% i 7,5% haloizytu. Wartość ta była o 11% wyższa w porównaniu do próbki referencyjnej. Dalszy dodatek haloizytu nie wpłynął na poprawę tego parametru. Analiza składu fazowego wykazała, że głównymi fazami po obróbce hydrotermalnej był tobermoryt/faza C-S-H oraz nieprzereagowany kwarc. Nie stwierdzono występowania haloizytu. Oznacza to, że minerał przereagował całkowicie podczas obróbki hydrotermalnej.

Porowatość autoklawizowanego betonu komórkowego mierzona przy użyciu porozymetru rtęciowego wyniosła 78,2 %.

Ustalono, że optymalna ilość haloizytu w składzie surowcowym powinna wynosić 5,5%.

dr inż. Anna Skawińska – Sieć Badawcza Łukasiewicz, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie, Zastępca Lidera Grupy Badawczej Surowce i Spoiwa Budowlane

prof. dr hab. inż. Zdzisława Owsiak, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach

dr inż. Tomasz Baran - Sieć Badawcza Łukasiewicz, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych w Krakowie, Lider Grupy Badawczej Cement

Abstract

This paper presents the results from the study of the effect of halloysite powders on the performance of the slow-setting silicate-based autoclaved aerated concrete (SW production technology). The clay mineral was used as a cement substitute in the amount of up to 7.5%. The research was carried out on an industrial scale.

The use of halloysite as a cement substitute in the amount of 5.5% and 7.5% reduces the block residence time in the curing chamber. No relationship was found between the initial temperature and block height, and the amount of halloysite used. The lack of influence of halloysite on these parameters proves the correct course of hydration and reaction of the aluminum powder with calcium hydroxide.

The highest strength was achieved by autoclaved cellular concrete with the addition of 5.5% and 7,5% halloysite. This value was 11% higher compared to the reference sample. Further addition of halloysite did not improve this parameter. Phase composition analysis showed that the main phases after the hydrothermal treatment were tobermorite/C-S-H phase and unreacted quartz. Halloysite was not found. This means that the mineral reacted completely during the hydrothermal treatment.

The porosity of the autoclaved aerated concrete measured with a mercury porosimeter was 78.2%.

It was established that the optimal amount of halloysite in the raw material composition should be 5.5%.

1. Wstęp

Beton komórkowy jest materiałem, produkowanym od 100 lat. Początek przemysłowej produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) rozpoczął się w 1923 roku, dzięki szwedzkiemu architektowi Axelowi Erikssonowi, który opracował technologię produkcji betonu komórkowego przy wykorzystaniu gorącej pary wodnej w autoklawach [1-6].

Autoklawizowany beton komórkowy jest wysokiej klasy materiałem budowlanym, wykonywanym z piasku lub/oraz popiołów lotnych z dodatkiem spoiwa oraz środka spulchniającego masę, głównie proszku glinowego [1-7].

Podczas wytwarzania tego materiału innowacyjne rozwiązania technologiczne, związane z modyfikacją składu surowcowego powinny być wprowadzane na podstawie szczegółowej analizy oraz kontroli procesów fizyko-chemicznych i fizyko-mechanicznych zachodzących w poszczególnych etapach produkcji. Należy przede wszystkim zapewnić odpowiednie warunki podczas wyrastania i dojrzewania mieszanki betonowej. Dodatki wprowadzone do masy surowcowej nie powinny zakłócać podstawowych procesów zachodzących podczas przemysłowej produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego [1-18].

W produkcji ABK dąży się do stosowania zarówno surowców naturalnych jak i odpadowych. W literaturze można znaleźć wiele przykładów zastąpienia tradycyjnych surowców dodatkami mineralnymi oraz ubocznymi produktami spalania paliw. Zastosowanie surowców wtórnych w produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego wpisuje się w strategię zrównoważonego rozwoju, w których jednym z założeń jest ochrona środowiska naturalnego. Definicja zrównoważonego rozwoju, którą przyjęto w Rio de Janerio w 1992 na „Szczycie Ziemi" jest następująca: „Rozwój zaspokajający potrzeby dzisiejszej generacji bez konieczności ograniczania możliwości zaspokajania potrzeb przyszłych pokoleń" [1, 5-7, 13-18].

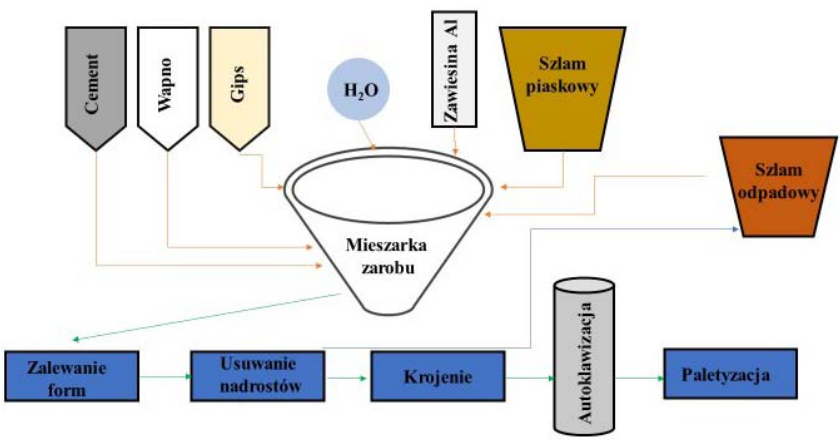
W produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego poszukuje się dodatków oraz częściowych substytutów cementu zawierających znaczne ilości jonów glinianowych. Obecność tych jonów wpływa na stabilizację tobermorytu w warunkach hydrotermalnych. Jednym z takich dodatków może być haloizyt- Al4Si4O10(OH)8, którego skład chemiczny jest zbliżony do kaolinitu. Minerał ten należy do grupy kaolinitu-serpentynu o pakietach typu 1:1 [19-33]. Badania nad zastosowaniem haloizytu w materiałach budowlanych prowadzono jedynie dla zapraw cementowych, w których warunki dojrzewania oraz skład mieszanki w porównaniu do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego jest zupełnie inny. Cement w tych badaniach został zastąpiony przez haloizyt w ilości 1%, 2% oraz 3%. Wytrzymałość na ściskanie dla zapraw z użyciem 3% haloizytu wzrosła o 24%. Farzadnia i inni [28] tłumaczą, że prawdopodobną przyczyną tak dużego wzrostu wytrzymałości zapraw cementowych jest duża powierzchnia właściwa haloizytu, dzięki czemu dochodzi do zagęszczenia mikrostruktury, a rozmiary cząsteczek haloizytu rzędu nanometrów mogą wypełniać pustki powstałe z odparowania wody. Haloizyt nie wchodzi bezpośrednio w reakcję z wodą. W środowisku silnie zasadowym ulega on rozpuszczeniu, któremu towarzyszy przejście jonów krzemu i glinu do fazy ciekłej. Jony te reagując z jonami wapniowymi tworzą uwodnione krzemiany wapnia C-S-H i/lub uwodnione glinokrzemiany wapnia C-S-A-H.

Celem pracy była ocena wpływu dodatku haloizytu na właściwości użytkowe autoklawizowanego betonu komórkowego wytwarzanego w technologii SW (silikat wolnotężejący). W referacie opisano technologię SW oraz zaprezentowano wyniki badań składu chemicznego (XRF) haloizytu. Przedstawiono wyniki badań fizyko-mechanicznych

autoklawizowanego betonu komórkowego. Program badań obejmował również określenie wpływu różnych ilości haloizytu na skład fazowy (XRD) oraz mikrostrukturę (SEM) autoklawizowanego betonu komórkowego .

1.1. Charakterystyka technologii SW

Technologia SW jest technologią, w której spoiwo nie podlega dalszemu przemiałowi w wytwórni. Schemat procesu produkcyjnego przedstawiono na rys.1. Wyróżnia się w tej technologii trzy warianty technologiczne, które różnią się rodzajem zastosowanego kruszywa [2,3]. W pierwszym wariancie stosuje się szlam z piasku mielonego z wodą, w drugim przypadku popioły lotne niemielone (lub domielone w wytwórni), a w trzecim mieszaninę piasku i popiołów lotnych [3,9].



Rys. 1. Schemat procesu produkcyjnego wg technologii SW.

Jako spoiwo stosuje się wapno palone oraz cement, w wariancie drugim i trzecim dodaje się surowiec siarczanowy.

Szlam piaskowy otrzymuje się przez przemiał piasku z wodą w młynie rurowo-kulowym, który następnie przekazywany jest do szlamatorów. Mielenie ma na celu zwiększenie reaktywności krzemionki poprzez zaburzenie jej sieci krystalicznej. Dodatkowo wpływa korzystnie na szybkość reakcji chemicznych. Im większe rozdrobnienie materiału tym szybkość reakcji jest większa [10]. Następnie do szlamu wprowadzany jest szlam odpadowy z naddatków masy, który inicjuje proces zarodkowania. Dozowanie składników oraz czas mieszania odbywa się w określonej kolejności [9]. W mieszarce stacjonarnej umieszcza się szlam piaskowy, szlam odpadowy oraz wodę ze środkiem powierzchniowo- czynnym. Po czasie dwóch minut wprowadza się spoiwo składającego się z wapna, cementu i gipsu. Następnie po 3 minutach dodaję się proszek glinowy w roztworze wodnym środka powierzchniowo-czynnego. Czas mieszania trwa 1,5 minuty [9].

Zarób umieszczany jest w formach wyczyszczonych i nasmarowanych środkiem antyadhezyjnym. Formy z zarobem przekazywane są do komory dojrzewania, a następnie po uzyskaniu przez masę odpowiedniej twardości (wytrzymałości plastycznej) do węzła krojenia. Po usunięciu naddatków masy, blok przekazywany jest do autoklawu [2,3,9].

2. Materiały i metody badań

Do otrzymania autoklawizowanego betonu komórkowego użyto cementu CEM II/A-V, wapna palonego, piasku kwarcowego, proszku glinowego, gipsu oraz haloizytu, jako dodatku do cementu. Zastosowane surowce spełniały wymagania normowe dla surowców stosowanych w produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego.

Haloizyt użyty do badań pochodził z kopalni odkrywkowej „Dunino". W tablicy 1 zamieszczono jego skład tlenkowy.

Tab. 1. Skład tlenkowy haloizytu

Tlenki	**Zawartość [%]**
SiO_2	49,60
Al_2O_3	41,54
Fe_2O_3	5,66
TiO_2	1,98
P_2O_5	0,79
CaO	0,25
Na_2O	0,08
K_2O	0,06
MgO	0,06
MnO	0,05

Z przedstawionej analizy chemicznej wynika, że haloizyt jest typowym glinokrzemianem. Zawiera on w swoim składzie SiO_2 i Al_2O_3, które stanowią ponad 90% wszystkich tlenków.

Badania wytrzymałości na ściskanie wykonano zgodnie z normą PN-EN 771-1, gęstości objętościowej wg PN-EN 772-13, współczynnika przewodzenia ciepła wg PN ISO 8301. Skład fazowy betonu komórkowego analizowano metodą analizy rentgenofazowej stosując aparat EMPYREAN firmy PANalytical. Rozkład wielkości porów wykonano przy użyciu porozymetru rtęciowego AutoPore IV. Obserwacje mikrostruktury przeprowadzono na mikroskopie skaningowym Quanta 250 FEG w wysokiej próżni z przystawką EDX.

3. Wytwarzanie autoklawizowanego betonu komórkowego z haloizytem

Próby technologiczne ABK prowadzono w skali przemysłowej. Wykonano autoklawizowany beton komórkowy dla odmiany 500 o następującym składzie: CEM II/ A-V, wapno palone, gips, piasek kwarcowy oraz proszek glinowy. Haloizyt dodawano do mieszanek surowcowych w ilości 2,0; 3,5; 5,5 oraz 7,5% do masy cementu. Stosunek zawartości kruszywa K do spoiwa Sp wynosił 2,54. Stosunek wody do spoiwa wynosił 0,47 (W/S=0,47), jedynie dla prób zawierających w składzie 7,5% haloizytu wskaźnik W/S równy był 0,49. Oznaczenie mieszanek surowcowych ze zmienną zawartością haloizytu zestawiono w tabeli 2.

Tab. 2. Oznaczenie próbek autoklawizowanego betonu komórkowego

Oznaczenie próbek	Zawartość haloizytu [%]
H0	0
H2	2,0
H4	3,5
H5	5,5
H7	7,5

Składy przygotowano w następujący sposób: w mieszarce stacjonarnej umieszczono szlam piaskowy, wodę oraz środek powierzchniowo-czynny i mieszano przez 2 minuty. Następnie dodano spoiwo wraz z haloizytem, homogenizacja trwała 3 minuty. Jako ostatni ze składników do mieszarki został dodany proszek aluminiowy w roztworze wodnym środka powierzchniowo-czynnego, czas mieszanie wynosił 1,5 minuty. Podczas procesów wyrastania i wiązania masy z zastosowaniem haloizytu monitorowano parametry techniczne świeżej masy betonu komórkowego, które zestawiono w tabeli 3.

Tab. 3. Parametry techniczne świeżej masy betonu komórkowego

Oznaczenie próbek / **Charakterystyka właściwości**	**HA 0**	**HA 2**	**HA 4**	**HA 5**	**HA 7**
Temperatura początkowa [°C]	50	50	51	51	51
Rozlewność [cm]	24,0	23,5	23,5	20,0	20,0
Czas dojrzewania [min]	180	178	175	167	165
Twardość [lbs]	360	380	380	390	390
Wysokość bloku [cm]	64	63	64	62	62

Z danych zamieszczonych w tabeli 3 wynika, że haloizyt wpływa na rozlewność oraz czas dojrzewanie masy betonu komórkowego. Zastosowanie haloizytu jako zamiennika cementu w ilości 5,5% oraz 7,5% redukuje czas przebywania bloku w komorze dojrzewania. Dla próbki referencyjnej czas ten wynosił 180 min, a dla betonu komórkowego z zastosowaniem 5,5% oraz 7,5% haloizytu odpowiednio 167 minut i 165 minut. Nie stwierdzono zależności pomiędzy temperaturą początkową i wysokością bloku, a ilością zastosowanego haloizytu. Brak wpływu haloizytu na te parametry świadczy o prawidłowym przebiegu hydratacji i reakcji proszku glinowego z wodorotlenkiem wapnia.

4. Wyniki badań

Po osiągnięciu przez masę odpowiedniej twardości, forma została przekazana do węzła krojenia. Następnie bloczki zostały poddane obróbce hydrotermalnej. Proces autoklawizacji prowadzono w temperaturze 186°C przy ciśnieniu 1,2 MPa przez 8h. Po zakończeniu autoklawizacji wykonano badania wytrzymałości na ściskanie, gęstości objętościowej oraz współczynnika przewodzenia ciepła. Średnie wyniki zamieszczono w tabeli 4.

Tab. 4. Właściwości betonu komórkowego

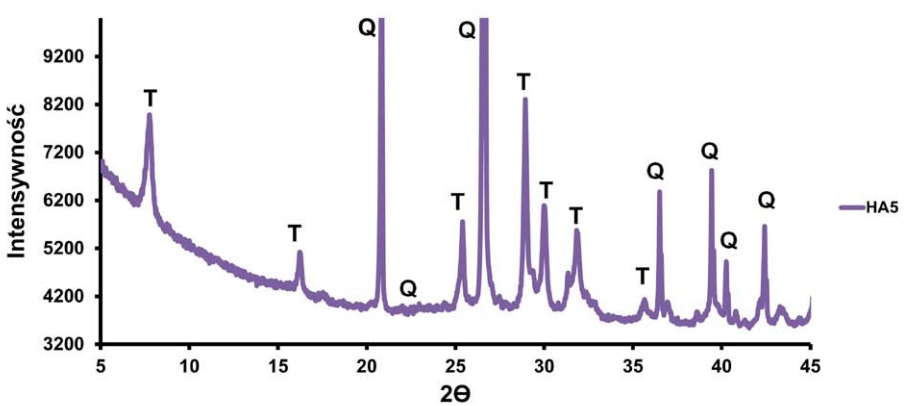
Oznaczenie próbek	Udział haloizytu (%)	Gęstość objętościowa (kg/m^3)	Wytrzymałość na ściskanie (MPa)	Współczynnika przewodzenia ciepła W/(m·K)
H0	0,0	480	2,8	0,136
H2	2,0	475	2,8	0,134
H4	3,5	470	2,9	0,135
H5	5,5	495	3,1	0,136
H7	7,5	495	3,1	0,139

Wyniki badań zestawione w tabeli 4 wskazują, że gęstość objętościowa autoklawizowanego betonu komórkowego z zastosowaniem haloizytu mieści się w założonej recepturą gęstości.

Największą wytrzymałość uzyskał autoklawizowany beton komórkowy z dodatkiem 5,5% i 7,5% haloizytu. Wartość ta jest o 11% większa niż dla próbki referencyjnej. Dla betonu komórkowego, w którym cement zastąpiono 2,0% haloizytu wytrzymałość na ściskanie była taka sama jak próbki odniesienia (2,8 MPa), a dla 3,5% dodatku haloizytu wytrzymałość na ściskanie wyniosła 2,9 MPa. Współczynnik przewodzenie ciepła dla odmiany 500 mieści się w granicach 0,136÷0,139 W/(m·K).

Największą wytrzymałość uzyskał autoklawizowany beton komórkowy z dodatkiem 5,5% haloizytu. Wartość ta jest o 11% większa niż dla próbki referencyjnej.

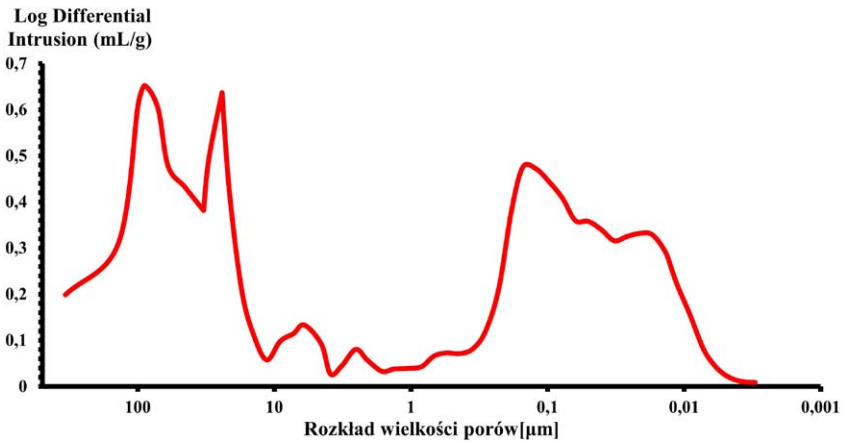
Na rysunku 2 przedstawiono skład fazowy autoklawizowanego betonu komórkowego.



Rys. 2. Skład fazowy autoklawizowanego betonu komórkowego z 5,5% haloizytu (T- tobermoryt/faza C-S-H, Q -kwarc)

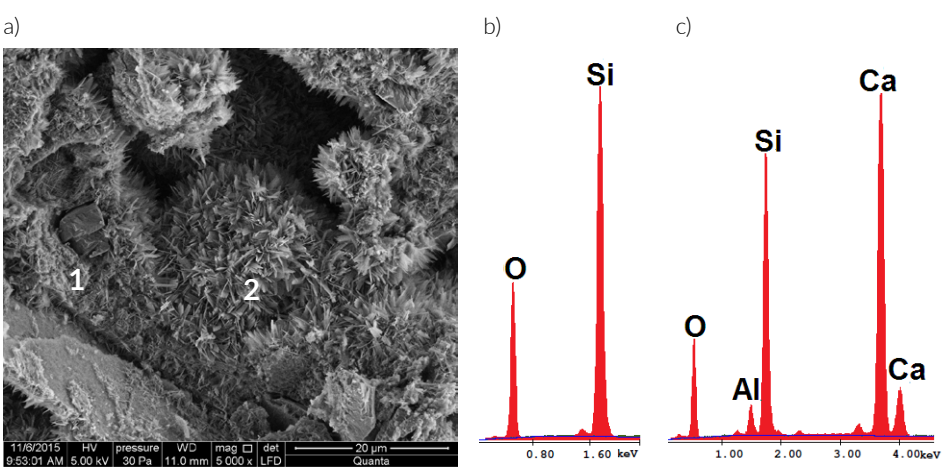
Z przedstawionej analizy składu fazowego wynika, że głównymi fazami po obróbce hydrotermalnej jest tobermoryt/faza C-S-H oraz nieprzereagowany kwarc. Nie stwierdzono występowania haloizytu. W zakresie kątów 2Θ 28-31˚ obserwuje się podniesienie tła, co świadczy o istnieniu amorficznej fazy C-S-H. Z badań Straube'go [34,35] wynika,

że w autoklawizowanym betonie komórkowym udział tobermorytu wynosi 62%, a amorficznej fazy C-S-H 16% (wg metody Rietvielda).

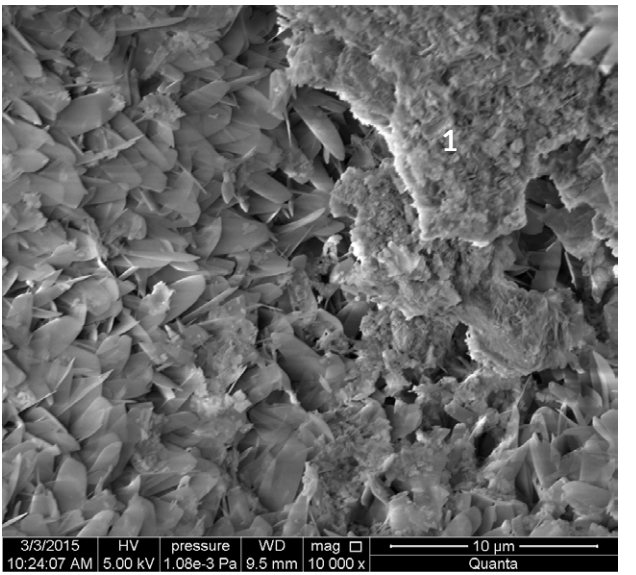


Rys. 3. Rozkład wielkości porów w ABK (HA 0)

Rozkład wielkości porów dla próbki referencyjnej (HA 0) przedstawiono na rys.3. Porowatość mierzona przy użyciu porozymetru rtęciowego wyniosła 78,2 %. W strukturze autoklawizowanego betonu komórkowego wyróżnia się przestrzenie, które początkowo wypełnione były wodą, a następnie w procesie dojrzewania i autoklawizacji wypełniły się produktami reakcji. Przestrzeń ta określana jest jako pory wodne bądź pory międzyklasterowe o średnicy od 5 do 30 µm. Na rys.4a przedstawiono wklęsłe przestrzenie w materiale szkieletowym, nazywane porami kwarcowymi (10-50 µm), w których kwarc wraz z postępem procesu autoklawizacji nie uległ całkowicie rozpuszczeniu (kwarc szczątkowy). Kwarc ten otoczony jest matrycą z tobermorytu.



Rys.4.a) Mikrostruktura betonu komórkowego b) kwarc szczątkowy (punkt 1) c) tobermoryt (punkt 2)



Rys. 5. Mikrostruktura tobermorytu na ściance wewnętrznej pora (SEM)

Na wytrzymałość na ściskanie autoklawizowanego betonu komórkowego największy wpływ mają faza C-S-H i tobermoryt. Według badań Dyczka [36] jeżeli udział tych obu faz w gotowym wyrobie wynosi ponad 40% wytrzymałość ABK wzrasta znacząco. Z obserwacji mikrostruktury autoklawizowanego betonu komórkowego wynika, że mikrostruktura próbek jest do siebie zbliżona, a główną fazą jest tobermoryt. Dodatkowo stwierdzono występowanie amorficznej fazy C-S-H (rys.5 pkt.1), co potwierdziły wyniki badań składu fazowego próbek.

5. Wnioski

W pracy wykonano autoklawizowany betonu komórkowy według technologii SW, w którym haloizyt dozowany był do 7,5%.

Wyniki badań wykazały, że haloizyt może być zastosowany jako częściowy zamiennik spoiwa w autoklawizowanym betonie komórkowym. Podczas produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego kontrolowano parametry świeżej masy. Na podstawie badań stwierdzono, że czas dojrzewania mieszanek z haloizytem ulega skróceniu. Dla próbki referencyjnej wynosił on 180 min, podczas gdy z dodatkiem 5,5% oraz 7,5% haloizytu był równy odpowiednio 167 minut i 165 minut. Należy również zaznaczyć, że nie stwierdzono zależności pomiędzy wysokością bloku z ABK, a temperaturą początkową.

Wytrzymałość na ściskanie, przy zachowaniu tej samy klasy gęstości, dla próbki bez i z dodatkiem 5,5% i 7,5% wzrosła o 11%.

Za zwiększenie wytrzymałości na ściskanie ABK mogą być odpowiedzialne trzy mechanizmy. Pierwszy związany z tym, że haloizyt ze względu na rozmiary cząsteczek rzędu nanometrów, może działać jako wypełniacz. Minerał ten prawdopodobnie częściowa wypełnia pustki powstałe z odparowania wody wolnej w autoklawizowanych kompozytach. Drugi mechanizm dotyczy dużej zawartości SiO_2 oraz obecnych na powierzchni

haloizytu grup hydroksylowych, które mogą reagować z jonami Ca^{2+} pochodzącymi z zaczynu cementowego. Prowadzi to do powstania zwiększonej zawartości fazy C–S–H, która w warunkach hydrotermalnych w miarę postępu syntezy przechodzi w tobermoryt 1,1nm. Ostatni mechanizm dotyczy obecność jonów glinianowych, w przypadku reaktywnej krzemionki zmniejsza się jej rozpuszczalność, z powodu adsorpcji jonów glinianowych na jej powierzchni, co opóźni tworzenie się fazy C-S-H(I). W końcowym etapie autoklawizacji powstaje zwiększona ilość tobermorytu. Przedstawione w pracy wyniki badań właściwości fizyko-mechanicznych wykazują, że najkorzystniejsza ilość haloizytu stosowana w produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego powinna wnosić 5,5%. Dalsze zwiększanie zawartości tego minerału w składzie ABK nie wpływa na zmianę wytrzymałości na ściskanie.

Współczynnik przewodzenia ciepła mieścił się w granicach 0,134÷0,139 W/m·K.

Literatura

[1] G. Zapotoczna-Sytek, S.Balakovic, *Autoklawizowany beton komórkowy*, PWN, Warszawa 2013
[2] Materiały informacyjne Europejskiego Stowarzyszenia Producentów Autoklawizowanego Betonu Komórkowego (EAACA) z lat 2004-2006.
[3] S. Aroni, G.J. de Groot, M.J. Robinson, G. Svanholm, F.H. Wittman, *Autoclaved aerated concrete, Properties Testing and Design*, E&FN Spon 1993
[4] P. Gębarowski, B. Górska, A. Michalik , G. Zapotoczna-Sytek, M. Gawlicki, *Autoclaved Aerated Concrete – safe for human and environmentally friendly*, 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete,s. 601-612, 2011.
[5] A. Paprocki, *Betony komórkowe*, Arkady, Warszawa, 1966.
[6] H. Jatymowicz, J. Siejko, G. Zapotoczna-Sytek: *Technologia autoklawizowanego betonu komórkowego*, Arkady, Warszawa, 1980.
[7] A. Łagosz, P. Szymański, P. Walczak, *Influence of fly ash properties on properties of autoclaved aerated concrete*, 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete, s.111-118, 2011
[8] W. Pichór, *Properties of autoclaved aerated concrete with cenospheres from coal ash*, 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete, s. 163-170, 2011
[9] A. Stumm, *Cement and sulphate free autoclaved aerated concrete*, 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete,s.373-379, 2011
[10] B. Straube, H. Walther, *AAC with low thermal conductivity*, 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete, s.371-379, 2011
[11] G.Zapotoczna-Sytek, K.Łaskawiec, P.Gębarowski, J.Małolepszy, J.Szymczak, *Popioły lotne nowej generacji do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego*, Monografia, Warszawa 2013
[12] N. Narayanan, K. Ramamurthy, *Microstructural investigations on aerated concrete*, Cement & Concrete Composites 22, 457-464, 2000
[13] Paweł Walczaka, Jan Małolepszy, Manuela Reben, Paweł Szymański, Karol Rzepa, *Utilization of waste glass in autoclaved aerated concrete*, Procedia Engineering, 122, 302 – 309, 2015
[14] W.Pichór, *Autoklawizowane kompozyty cementowe z mikrosferami glinokrzemianowymi*, Ceramika/Ceramisc 103/2, 1057-1064, 2008
[15] W.Król, W.Mozgawa, W.Pichór, K.Barczyk, *Materiały autoklawizowane z zeolitu naturalnego*, Cement Wapno Beton,1, 1-9, 2013
[16] J.Małolepszy, Ł. Gołek, *Wpływ mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego na właściwości mieszanki betonu komórkowego*, Konferencja Naukowo Techniczna Polski Cement, Dni Betonu-Tradycja i Nowoczesność, 965-978, Wisła 2004.
[17] K.Łaskawiec, P.Gębarowski, G. Zapotoczna-Sytek, J.Małolepszy, *Zastosowanie popiołów ze spalania węgla kamiennego w kotłach fluidalnych do produkcji betonów komórkowych*, Cement Wapno Beton, 14–22, 2012
[18] K. Łaskawiec, J. Małolepszy, G. Zapotoczna-Sytek, *Influence of fly ashes generated at burning hard and brown coals in fluidized boilers on AAC phase composition*, Materiały Ceramiczne, 63(1), 88-92, 2011
[19] Z. Jamroży, *Beton i jego technologie*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2005.
[20] A.M. Neville, *Właściwości betonu*, Polski Cement, Kraków, 2000
[21] W. Kurdowski, *Chemia cementu i betonu*, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2010, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2010

[22] P.Wyszomirski, K.Galos, *Surowce mineralne i chemiczne przemysłu ceramicznego*, AGH Uczelniane Wydawnictwo Naukowo-Dydaktyczne, Kraków 2007
[23] M. Handke, *Krystalochemia krzemianów,* Wydawnictwa AGH, Kraków 2008.
[24] L. Stoch, *Minerały ilaste*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1974
[25] A. Bolewska, *Mineralogia szczegółowa*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1996.
[26] E.T. Stępkowska, *Własności fizyko-chemiczne minerałów iłowych*, Praca zbiorowa nt. „Problemy fizykochemii i dynamiki gruntów. PAN. Wrocław 1973
[27] P. Sakiewicz, R. Nowosielski, W. Pilarczyk, K. Gołombek, M. Lutyński, *Selected properties of the halloysite as a component of Geosynthetic Clay Liners (GCL)*, Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering, 48 (2), s. 177-191, 2011
[28] N. Farzadnia, A.A. Abang Ali, R. Demirboga, M. Parvez Anwar, *Effect of halloysite nanoclay on mechanical properties, thermal behavior and microstructure of cement mortars*, Cement and Concrete Research, 48, 97-104, 2013.
[29] S. Guggenheim, J. M. Adams , D. C. Bain, F. Bergaya, M. F. Brigatti , V. A. Drits , M. L. L. Formoso, E. Galan, T. Kogure, H. Stanjek, *Summary of recommendations of nomenclature committees relevant to clay mineralogy*, Clays and Clay Minerals, 54, 761-772, 2006
[30] T.Sudo, H.Takahashi, *Shapes of halloysite particles in Japanese clays*, Clays and Clay Minerals, 4, 67-79, 1955.
[31] B. Singh, *Why does halloysie roll? A new model*, Clays and Clay minerals,44,191-196, 1996
[32] J.Sołtys, J.Schomburg, P.Sakiewicz, *Halloysite from Dunino deposit as a material for the production of mineral sorbents*, Sorbenty Mineralne, Wydawnictwo AGH, 457-469, 2013
[33] B. Szczepanik, P. Słomkiewicz, M. Garnuszek, K. Czech, D. Banas, A.Kubala-Kukus, I.Stabrawa, *The effect of chemical modification on the physico-chemical characteristics of halloysite: FTIR, XRF, and XRD studies*, Journal of Molecular Structure, 1084,16–22, 2015
[34] B. Straube, T. Schoch, *The durability of autoclaved aerated concrete*, Mauerwerk 18, Heft I, s. 239-245, 2014
[35] B. Straube, A. Stumm, *Calcium-silicate-hydrate phases- properties and their influence on the durability of AAC*, Poczdam, 1-5, 2014
[36] J. Dyczek, Zeszyty Naukowe AGH, Ceramika, Z. 42, Kraków 1979

Kamil Ślusarczyk
Witold Jawański
Łukasz Duda
Mateusz Pitura

Zastosowanie cementów o obniżonym śladzie węglowym w prefabrykacji wielkogabarytowej

THE USE OF CEMENTS WITH REDUCED CARBON FOOTPRINT IN HEAVY PRECAST

Streszczenie

Rosnące wymagania techniczne oraz środowiskowe w stosunku do betonu, powodują dynamiczny rozwój nowych technologii i sposobów wykonywania wielkogabarytowych betonowych elementów prefabrykowanych. Jednym z kierunków rozwoju jest zastosowanie cementów o obniżonym śladzie węglowym. Użycie niskoemisyjnych cementów rodzi technologiczne wyzwania w zakresie uzyskiwania satysfakcjonujących wytrzymałości wczesnych betonu, potrzebnych do szybkiego rozformowania i dalszej obróbki elementów. Spełnienie wymagań jest możliwe dzięki zastosowaniu wysokiej jakości cementów oraz domieszek chemicznych, a także odpowiedniej ich kompozycji i kompatybilności.

W artykule przedstawiono wyniki badań betonów stosowanych w prefabrykacji ciężkiej wykonanych na bazie cementu portlandzkiego CEM I, cementów z różną zawartością granulowanego mielonego żużla wielkopiecowego oraz przy użyciu różnych rozwiązań domieszkowych. Dla przebadanych betonów oszacowano ich ślady węglowe. Niektóre z tych rozwiązań udało się wdrożyć z powodzeniem w produkcji żelbetowych elementów prefabrykowanych.

Abstract

The growing technical and environmental requirements for concrete enforce dynamic development of new technologies and methods of production of prefabricated large-size concrete elements. One of the directions of development is use of cements with reduced carbon footprint. The use of sustainable cements raises technological challenges to obtain satisfactory early strengths of concrete needed for quick demoulding and further process-

mgr inż. Kamil Ślusarczyk – Cement Ożarów S.A.
dr inż. Witold Jawański – Sika Poland Sp. z o.o.
mgr inż. Łukasz Duda – Sika Poland Sp. z o.o.
inż. Mateusz Pitura – Activa Prefab Sp. z o.o.

ing of elements. In order to fulfil such requirements high-quality blended cements and special chemical admixtures must be used, their compatibility must be tested and concrete mix designs must be properly adjusted.

The paper presents results of multiple tests of concretes used in heavy precast containing ordinary portland cement CEM I, blended cements with different content of granulated ground blast furnace slag and different concrete admixtures. Finally, carbon footprints of tested concretes were estimated. Several solutions have been already successfully implemented in production of precast steel-concrete elements.

1. Wprowadzenie

Pomimo, że beton posiada jeden z najniższych śladów węglowych wśród materiałów budowlanych [1,2] to z uwagi na jego skalę stosowania, stanowi o wysokiej globalnej emisji CO_2. Jego najbardziej emisyjny składnik - cement, odpowiada za 5 % światowej emisji CO_2 [5].

Osiągnięcie, przez sektor cementowy, neutralności klimatycznej pod względem emisji dwutlenku węgla w 2050 roku, jest związane z szerokimi działaniami obejmującymi wiele obszarów w całym łańcuchu wartości cementu [3, 4, 5]. Obszary te odnoszą się do etapów życia cementu i betonu, zdefiniowanych w normie [6], i dotyczą: wydobycia surowców, ich transportu, produkcji betonu, transportu betonu, jego wbudowania i użytkowaniu, rozbiórki oraz ponownego wykorzystania.

Faza wyrobu			Faza wznoszenia		Faza użytkowania							Faza końca cyklu życia				Poza cyklem życia
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
Wydobycie i wytworzenie surowców	Transport surowcó	Produkcja wyrobu	Transport	Instalacja, wbudowanie	Użytkowanie	Konserwacja	Naprawa	Wymiana	Renowacja	Zużycienergii	Żużycie wody	Rozbiórka	Transport	Utylizacja lub przetworzenie odpadów	Składowanie	Ponowne użycie potencjał recyklingu

Rys. 1. Fazy cyklu życia uwzględniane w ocenie środowiskowej wyrobów budowlanych [4].

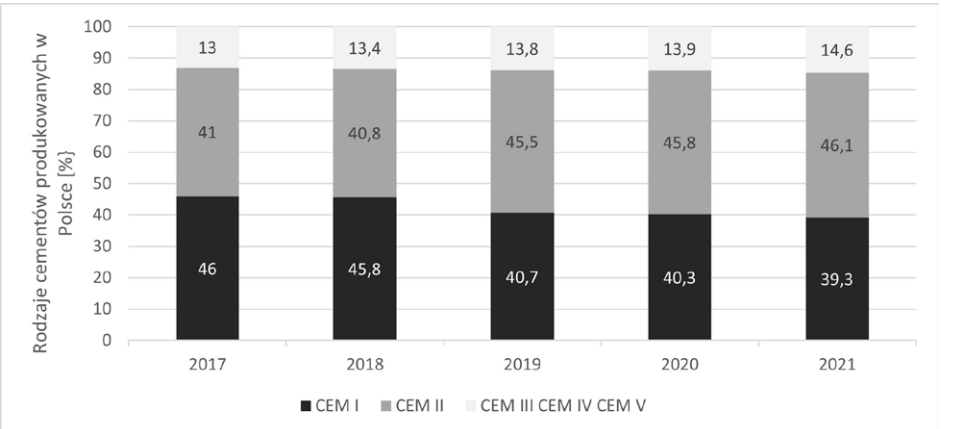
W poszczególnych etapach zidentyfikowano najważniejsze procesy w który zachodzi emisja CO_2 [2, 3], wskazano mechanizmy i sposoby oraz wyznaczono cele redukcji tych emisji.

W cyklu życia cementu i betonu najważniejsze kierunki zmniejszające obciążenie środowiskowe dotycząc m.in.:

- dekarbonatyzacji surowców używanych do produkcji klinkieru,
- zastępowanie paliw kopalnianych paliwami alternatywnymi,
- używania energii pochodzącej z OZE,
- rozwoju cementów niskoemisyjnych,
- rozwoju nowoczesnych technologii (jak np. instalacji wychwytywania CO_2, czy rozwój innowacyjnych spoiw i materiałów),
- optymalizacji receptur betonowych,
- optymalizacji projektów budowlanych pod kątem szerszego zastosowania cementów niskoemisyjnych,
- poprawy efektywności w projektowaniu i wykonywaniu konstrukcji budowlanej.

Jednym z ważniejszych i bardzo efektywnych działań w zakresie redukcji CO_2, które już dziś możemy implementować w przemyśle, jest stosowanie cementów o obniżonej emisji CO_2. Największy wpływ na ślad węglowy cementu ma zawartość klinkieru portlandzkiego – składnika, przy którego produkcji emitowany jest CO_2, w sposób bezpośredni, jako produkt reakcji rozkładu węglanu wapnia $CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$, i pośrednio, jako produkt pochodzący ze spalania paliw w celu uzyskania ciepła niezbędnego w procesie.

Od kilku lat obserwujemy w Polsce coraz powszechniejsze stosowanie cementów z obniżoną zawartością klinkieru (Rys. 2). Cementy te, ze względu na swoje właściwości i charakterystykę od lat są szeroko stosowane w branży betonu towarowego, ale również dały się poznać jako idealne rozwiązania w wielu aplikacjach betonowych: np. cementy hutnicze jako spoiwo do betonów wykorzystywanych w elementach masywnych czy w technologii „białej wanny", cementy CEM II/B-S specyfikowane przez wykonawców jako podstawowy pożądany cement do posadzek przemysłowych, czy cementy CEM II/B-V, używane do produkcji wszelkiego rodzaju mieszanek wykorzystywanych w budownictwie drogowym i geotechnicznym.



Rys. 2 Produkcja cementów w Polsce wg rodzajów w latach 2017-2021. [7]

Niektóre z właściwości cementu, które decydują o doskonałych właściwościach użytkowych specjalistycznych betonów, są pewnym ograniczeniem w innych aplikacjach. Mowa tu w szczególności o niskim cieple hydratacji cementów z dodatkami mineralnymi oraz o ich umiarkowanym lub wręcz niskim tempie przyrostu wytrzymałości we wczesnych okresach dojrzewania betonu. Cechy cementu, takie jak: wysoka dynamika narastania wytrzymałości wczesnych są kluczowe z punku widzenia zastosowania cementu w segmentach takich jak: szeroko rozumiana prefabrykacja, beton komórkowy, czy betony towarowe stosowane w warunkach obniżonych temperatur otoczenia. Chcąc stosować bardziej ekologiczne rozwiązania w szerokim zakresie, również w przytoczonych segmentach, należy położyć duży nacisk na rozwój rozwiązań technologicznych, które umożliwią stosowanie cementów z niską zawartością klinkieru w tego typu segmentach. Aspekt ten jest szczególnie ważny, z uwagi na spotykane coraz częściej, np. w segmencie prefabrykacji „ciężkiej", wyspecyfikowane wymagania środowiskowe w stosunku do betonu, traktowane jako ważne kryterium mające wpływa na wybór, przez inwestorów i wykonawców, technologii i materiałów.

2. Beton stosowany prefabrykacji

2.1. Wymagania technologiczne i środowiskowe

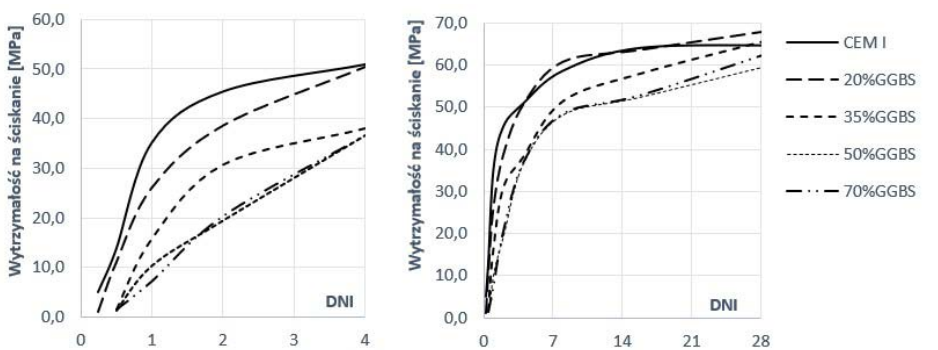
Prefabrykaty wielkowymiarowe to elementy przekraczające w swojej masie 3-5 ton, do których przemieszczania używa się takich środków transportu, jak suwnice i żurawie [8].

Efektywność procesu produkcji elementów prefabrykowanych jest zależna od szybkości zachodzących procesów, takich jak, rozformowanie, przeniesienie, składowanie czy transport gotowych elementów. W wielu przypadkach elementy formowane są popołudniami i z reguły po upływie 14-20h zostają rozformowane, podniesione i przeniesiony na miejsce składowania.

Opisany reżim procesu produkcji, wymusza wysokie wymagania w stosunku do betonu stosowanego w tego typu elementach, a jednym z ważniejszych wymagań jest wysoka wytrzymałość wczesna betonu, pozwalająca na zajście wyżej wymienionych procesów. Wytrzymałość jest różna w zależności od zakładu, stosowanej technologii i rodzaju wykonywanego elementu i zależy od wielu czynników, m.in.:

- czasu dojrzewania elementu,
- temperatury mieszanki oraz temperatury otoczenia,
- warunków termiczno-wilgotnościowych dojrzewania betonu,
- rodzaju i ilości zastosowanego cementu,
- wskaźnika w/c,
- rodzajów i ilości użytych domieszek chemicznych,
- rodzaju i ilości kruszywa gruboziarnistego,

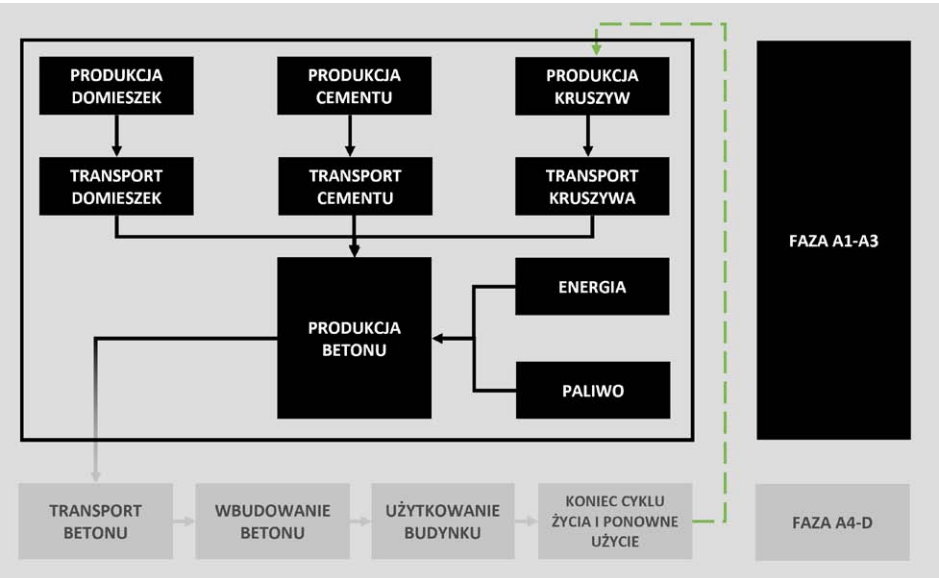
Szybkość narastania wytrzymałości cementu zależy m.in. od zawartości klinkieru i rośnie wraz z jego wzrostem, dlatego też najczęściej stosowanymi cementami w prefabrykacji są cementy portlandzkie CEM I 42,5/52,5 R.



Rys. 3 Rozwój wytrzymałości zapraw cementowych z różna zawartością granulowanego mielonego żużla wielkopiecowego [10]

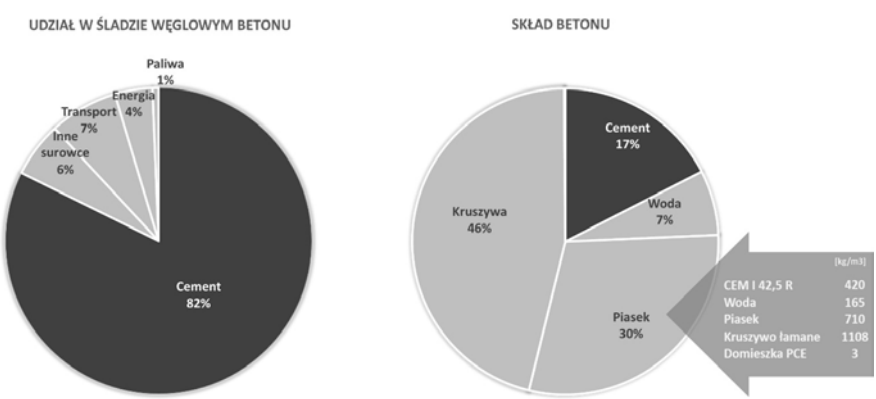
Ślad węglowy betonu definiowany w [12] jako „suma emitowanych i pochłanianych przez produkt gazów cieplarnianych, wyrażana ekwiwalentem CO_2 i bazująca na ocenie cyklu życia", dotyczy wszystkich procesów, w których dochodzi do emisji lub pochłaniania gazów cieplarnianych w całym okresie „życia" betonu. Ślad węglowy określany jest za pomocą wskaźnika GWP (ang. Global Warming Potential - potencjał tworzenia efektu cieplarnianego).

Ślad węglowy betonu w całym cyklu życia pochodzi w 75% z procesów w etapach A1-A3 (tzw. „faza wyrobu") [11], a najważniejsze źródła emisji, w tych fazach, przedstawiono na rysunku 4:



Rys. 4 Główne źródła emisji betonu w fazach A1-A3.

Jeżeli spojrzymy na strukturę śladu węglowego betonu w etapach A1-A3 dla typowej receptury stosowanej w prefabrykacji (Rys. 5) obserwujemy, że o jego śladzie w węglowym w 82 % decyduje cement, z czego dla cementu CEM I 42,5 R około 70% CO_2eq pochodzi z klinkieru (emisja netto nie uwzględniająca spalania od paliw alternatywnych).



Rys. 5 Struktura śladu węglowego typowej receptury stosowanej w prefabrykacji (etapy A1-A3) na bazie CEM I 42,5 R, oraz udział poszczególnych składników w recepturze.

Wysoka zawartość klinkieru stoi więc w sprzeczności z działaniami mającymi na celu obniżanie śladu węglowego beton stosowanego w prefabrykacji.

Z uwagi na powyższe, zasadnicze wyzwanie technologiczne i środowiskowe, w segmencie prefabrykacji ciężkiej, dotyczy zatem znalezienia rozwiązania w tych dwóch sprzecznych ze sobą trendach i opracowania technologii pozwalającej osiągnąć zadowalające, zapewniające szybkość procesów, bezpieczne i ekologiczne rozwiązanie.

2.2. Sposoby poprawy wytrzymałości wczesnych betonu.

Istnieje wiele sposobów poprawy wytrzymałości wczesnej betonu. Oprócz wymienionych już rozwiązań w postaci zastosowania cementów portlandzkich CEM I - rozwiązań najbardziej oczywistych oraz stosunkowo łatwych technicznie do zastosowania, do najbardziej efektywnych, należy wszelkiego rodzaju obróbka wilgotnościowo - termiczna elementów, podczas ich dojrzewania oraz podgrzanie surowców do produkcji betonu podczas produkcji betonu.

Działania bardziej „recepturowo-materiałowe", nie wymagające tak dużych nakładów energetycznych jak w przypadku obróbki termicznej, to np. obniżenie wskaźnika w/c mieszanki betonowej, zastosowanie domieszek przyspieszających wiązanie/twardnienie cementu czy działania materiałowo-technologiczne na poziomie produkcji cementu. Nowoczesne metody przemiału wykorzystujące np. młyny pionowe, czy rozwiązania w dziedzinie inżynierii materiałowej, poprawiają stopień hydratacji cementu poprzez aktywację chemiczno-mechaniczną klinkieru oraz żużla, stopień hydratacji cementu, również w początkowym okresie twardnienia.

Wytrzymałość wczesną możemy podnieść również, stosując domieszki chemiczne do betonu. Obecnie stosuje się niemal wyłącznie domieszki zgodne ze zharmonizowanymi normami europejskimi EN 934-2 [12] oraz EN 934-5 [13]. Podstawowe rodzaje wykorzystywanych w tym celu domieszek to:

- Domieszki znacznie redukujące ilość wody/upłynniające zgodne z EN 934-2; Tab. 3.1/3.2, zwane potocznie superplastyfikatorami: ich działanie sprowadza się do zwiększenia wytrzymałości przez obniżenie stosunku w/c w betonie. Najbardziej efektywne są superplastyfikatory polikarboksylanowe (PCE) najnowszej generacji, pozwalające na obniżenie w/c nawet o 40% przy zachowaniu stałej konsystencji.
- Domieszki przyspieszające wiązanie zgodne z EN 934-2; Tab. 6: ich działanie powoduje przyspieszenie początku i końca wiązania cementu. Najczęściej stosowane są domieszki na bazie azotanu wapnia, efektywne zwłaszcza w warunkach obniżonych temperatur. Przy odpowiednim dodatku innych soli sodowych lub wapniowych przyspieszeniu ulega również narastanie wytrzymałości wczesnych w okresie do ok. 48 godzin.
- Domieszki przyspieszające twardnienie zgodne z EN 934-2; Tab. 7: ich wpływ na czasy wiązania może być różny, istotny jest natomiast wpływ na narastanie wytrzymałości wczesnych. W tej grupie występują zarówno kombinacje różnych soli sodowych, wapniowych lub aminowych, jak i najnowsza generacja zawiesin nanocząsteczek portlandytu lub innych aktywnych minerałów o działaniu zarodkującym – stąd potoczne określenie „zarodniki krystalizacji". Środki te są najbardziej efektywne w przedziale czasowym do 24 godzin, a niektóre z nich dają znakomite efekty już po okresie od 6 do 12 godzin.
- Domieszki przyspieszające wiązanie zgodne z EN 934-5; Tab. 2: są to domieszki do betonów natryskowych przyspieszające głównie, i to znacznie, wiązanie cementu. Dzielą się one na 2 grupy. Grupa pierwsza, to domieszki na bazie szkła wodnego sodowego

lub potasowego zawierające alkalia – nie są one stosowane w betonach z uwagi na negatywny wpływ na wytrzymałości końcowe. Grupa druga, to domieszki o zawartości alkaliów do 1% masy (określane w normie jako domieszki nie zawierające alkaliów), których podstawowym składnikiem są wodorotlenek glinu oraz sole glinowe. Nie obniżają one znacząco wytrzymałości końcowych, natomiast ich zastosowanie w betonie zwykłym jest możliwe tylko przy niskich dozowaniach i w specyficznych warunkach, gdyż czas przydatności mieszanek betonowych do wbudowania i zagęszczenia skraca się do co najwyżej kilku minut.

W betonach stosowanych w prefabrykacji wielkogabarytowej stosowane są przede wszystkim superplastyfikatory typu PCE zgodne z EN 934-2; Tab. 3.1/3.2. W przypadku cementów rodzaju CEM I klasy 52,5 R oraz obróbki termicznej ich działanie jest często wystarczające i przyspieszacze stosowane są rzadko. Sytuacja zmienia się w przypadku stosowania cementów o niższej zawartości klinkieru, rodzaju CEM II i CEM III oraz w przypadku, kiedy bardzo intensywna obróbka termiczna nie jest wskazana lub jest wręcz niedozwolona. Wtedy nieodzowne stają się przyspieszacze wiązania i/lub twardnienia, a więc wyroby spełniające wymagania EN 934-2; Tab.6 lub Tab. 7.

Należy podkreślić, że wymagania normowe opracowane zostały dla wstępnych badań typu mieszanek betonów wzorcowych I wg EN 480-1, o ilości cementu 350 kg/m^3 i konsystencji klasy S2 osiąganej przy w/c na poziomie ok. 0,50 (a więc typu betonu towarowego) wykonywanych z użyciem cementu rodzaju CEM I klasy 42,5 lub 52,5. Już tylko uwagi na poziom w/c nie są one reprezentatywne dla zastosowań w prefabrykacji ciężkiej. W przypadku zastosowania cementu z większą zawartością nieklinkierowych składników głównych takich jak żużel wielkopiecowy czy krzemionkowy popiół lotny, rezultaty mogą znacznie odbiegać od uzyskiwanych na cemencie portlandzkim. Niezbędne są zatem wstępne, indywidualne badania przydatności do zastosowania, próby produkcyjne w konkretnych warunkach oraz pełne badania stwardniałego betonu, już z uwzględnieniem czasu równoważnego dla danego rodzaju cementu wg PB-B-06265.

3. Badania laboratoryjne betonów

3.1. Cel i główne założenia

Przemysłowa potrzeba u jednego z producentów wielogabarytowych elementów betonowych była katalizatorem podjęcia przez autorów próby opracowania rozwiązania w postaci zaprojektowania i wykonania betonu do prefabrykacji ciężkiej o obniżonym obciążeniu środowiskowym.

Specyfikacja betonu obejmowała następujące wymagania:
Rodzaj elementów: Słupy, belki, ściany.
Klasa wytrzymałości: C35/45
Konsystencja: rozpływ stożka SF1
Klasy ekspozycji: XC4 XF1 XD1 XA1
Wytrzymałość wczesna (do rozformowania/"zerwania" elementu): 20 MPa
Reżim technologiczny zakładał podniesienie i przeniesienie elementów po około 16h od formowania

Oprócz spełnienia technicznych wymagań starano się ograniczyć maksymalnie negatywne odziaływanie na środowisko produkowanych elementów, redukując ślad węglowy betonu, z którego zostały wykonane.

Aby osiągnąć stawiane cele zdecydowano się na zastosowanie cementów o obniżonej emisyjności, produkcji Cement Ożarów, zawierających granulowany mielony żużel wielkopiecowy. Dodatkowo obniżono zawartość spoiwa w 1m^3 betonu, zmniejszając jednocześnie ilość wody w celu zachowania w/c na podobnym poziomie. Z uwagi na potrzeby technologiczne produkcji, wymagające betonu o dużej ciekłości i płynności, ograniczenie ilości spoiwa i ilości wody, nie należało do łatwych i oczywistych zadań. Niska zawartość wody, jak na tego typu beton (SCC), stwarzała ryzyko wzrostu lepkości mieszanki betonowej i utraty jej technologicznej funkcjonalności w produkcji. Odpowiedzią na ryzyko musiał być dobór domieszki, która oprócz tego, że zapewni wysokie upłynnienie mieszanki przy jej niskim w/c, to również zadba o jej odpowiednią lepkość.

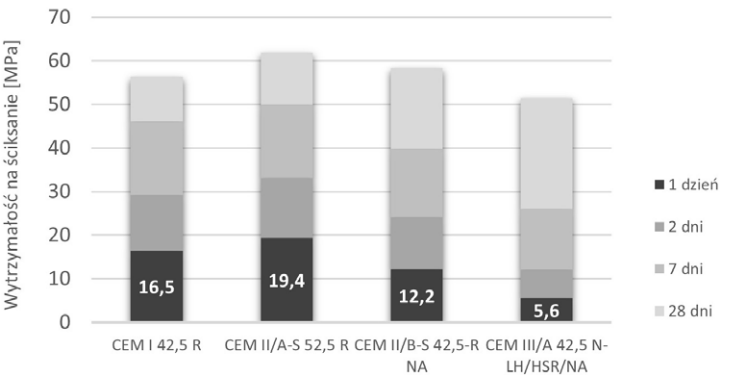
W poszukiwaniu optymalnego rozwiązania, opracowano program badań, który również uwzględniał stosowanie domieszek zwiększających wytrzymałość wczesną betonu. Wytypowano cementy z różnymi zawartościami żużla wielkopiecowego, a jako referencyjne, wykonano betony na bazie cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R. W serii badań wstępnych wytypowano domieszkę upłynniającą, która oprócz swojej podstawowej roli – upłynnienia mieszanki betonowej, spełniła również oczekiwania w stosunku do innych właściwości reologicznych, takich jak lepkość mieszanki betonowej. Spośród wielu domieszek firmy Sika, wpływających na wytrzymałość wczesną betonu, do badań zasadniczych, wytypowano dodatkowo dwie domieszki.

3.2. Materiały i zakres badań

Do projektu wytypowano 4 cementy produkcji Cement Ożarów: cement portlandzki CEM I 42,5 R oraz cementy z granulowanym żużlem wielkopiecowym: CEM II/A-S 52,5 R, CEM II/B-S 42,5 R-NA, CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA. Podstawową charakterystykę cementów przedstawiono w tabeli 1 na rysunkach 6-8.

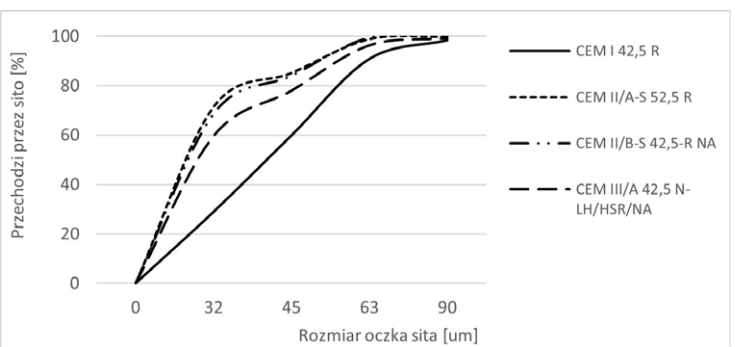
Tabela 1. Rodzaje cementów użytych w badaniach i ich podstawowa charakterystyka

Cement (rodzaj)	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]			Zawartość normowa granulowanego mielonego żużla wielkopiecowego
	1 dni	2 dni	28 dni	[% masy]
CEM I 42,5 R	16,5	29,3	56,3	0-5
CEM II/A-S 52,5 R	19,4	33,1	61,9	6-20
CEM II/B-S 42,5-R NA	12,2	24,1	58,4	21-35
CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA	5,6	12,1	51,5	36-65



Rys. 6 Wytrzymałości na ściskanie cementów wykorzystanych w badaniach

Na uwagę zasługuję fakt, że CEM II/A-S 52,5 R, pomimo mniejszej zawartości klinkieru, charakteryzuje się wyższymi wytrzymałościami w stosunku do cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R – nie tylko końcowymi w dłuższym okresie dojrzewania, ale już po 1 dniu. Powodem tego jest wysoka reaktywność klinkieru oraz wysoka aktywność hydrauliczna żużla wynikająca m.in. z zastosowanej technologii mielenia cementów.



Rys. 7. Uziarnienie cementów

Na podstawie zarówno wieloletnich jak i ostatnich doświadczeń oraz serii badań wstępnych do zasadniczej fazy badań wytypowano 3 domieszki: podstawowy superplastyfikator polikarboksylanowy Sika ViscoCrete-99 POL, przyspieszacz wiązania SikaRapid-2.1 oraz przyspieszacz twardnienia SikaRapid-500 HX.

Sika ViscoCrete-99 POL to domieszka dedykowana dla prefabrykacji ciężkiej, zawierająca kombinację kilku polimerów polikarboksylanowych, pozwalająca na uzyskanie zawartości powietrza w mieszankach betonowych na niskim, ale jeszcze „technologicznym" poziomie (zbyt intensywne obniżenie zawartości powietrza w mieszankach betonowych o niskim w/c, np. do poziomu poniżej 1,5% daje już efekt znacznego zwiększenia lepkości oraz wynikających z niego trudności z wbudowaniem i zagęszczeniem). Typowy zakres jej dozowania wynosi od 0,4% do 1,0% masy cementu. W badaniach dozowanie wahało się w granicach od 0,43% do 0,75% masy cementu tak, aby przy stałym w/c=0,38 uzyskać podobną konsystencję mieszanek. W warunkach laboratoryjnych, dla większej precyzji

badań, zdecydowano się na mieszanki o nieco mniejszym rozpływie (450 - 500 mm) niż docelowe SF1 (550 - 650 mm).

SikaRapid-2.1 to domieszka przyspieszająca wiązanie, zawierająca azotan wapnia oraz dodatkowo katalizujące jego działanie sole sodowe i aminowe, dzięki czemu daje również uboczny efekt intensywnego narastania wytrzymałości wczesnych. Typowy zakres jej dozowania wynosi od 1,0% do 2,0% masy cementu. W badaniach zastosowano maksymalne zalecane dozowanie 2,0% masy cementu.

SikaRapid-500 HX to domieszka przyspieszająca twardnienie, oparta na najnowszej technologii wykorzystania właściwości nanocząsteczek portlandytu uzyskiwanych w formie emulsji w specjalnym procesie produkcyjnym. Jest ona najbardziej efektywna w przedziale czasowym od 8 do 24 godzin. Typowy zakres jej dozowania wynosi od 1,0 do 4,0% masy cementu. W badaniach zastosowano maksymalne zalecane dozowanie 4,0% masy cementu.

Należy zwrócić uwagę na wysoki poziom dozowania przyspieszaczy (maksymalny zalecany przez producenta), podyktowany chęcią oceny możliwych do osiągnięcia efektów przy radykalnym ograniczeniu ilości klinkieru i maksymalnej możliwej ilości żużla w cemencie rodzaju CEM III/A.

W badaniach właściwości betonu, oprócz podstawowych właściwości mieszanek betonowych (konsystencja, zawartość powietrza, temperatura, gęstość objętościowa) skupiono się przede wszystkim na określeniu wytrzymałości na ściskanie we wczesnych godzinach dojrzewania betonów. Zaprojektowano 12 mieszanek betonowych, różniących się rodzajem cementu oraz zastosowanymi domieszkami chemicznych. Mieszanki wykonywane były w warunkach laboratoryjnych. Wykonano dwie serie badań – jedna z nich odzwierciedlająca warunki letnie, w których mieszanka betonowa miała temperaturę w okolicach 21-22°C, a próbki przechowywane były w warunkach normowych (próbki przeznaczone na badanie wytrzymałości wczesnych, przechowywane w około 21°C). Druga seria miała za zadanie odzwierciedlić betony stosowane w warunkach zimowych. Na potrzeby badań surowce zostały wychłodzone tak, aby otrzymać temperaturę mieszanki w okolicach 16°C, a same próbki, na wytrzymałość wczesną, przechowywane były w pomieszczeniu o temperaturze 15°C.

Dla wszystkich receptur oszacowano ślady węglowe w zakresie etapów A1-A3 wg normy PN-EN 15804+A2:2020-03 [6] przy następujących założeniach:
- transport kruszywa grubego: kolej - 220 km + transport drogowy - 20 km
- transport kruszywa drobnego: transport drogowy - 100 km
- transport cementu: transport drogowy - 250 km
- transport domieszek: transport drogowy - 75 km

Do wyliczeń wykorzystano wskaźniki emisyjności z [14-20]. Wartości GWP dla cementów uzyskano ze szczegółowych deklaracji EPD dotyczących używanych w projekcie cementów. Dla cementów użyto wartości GWP netto, która nie uwzględnia emisji pochodzących ze spalania paliw alternatywnych. Przyjęto, że samochody dowożące surowce wracają „na pusto". W wersjach „zimowych" receptur, szacunki śladu węglowego, dodatkowo objęły emisje związane z użyciem paliw potrzebnych do ogrzania hali produkcyjnej oraz surowców w procesie produkcji betonu.

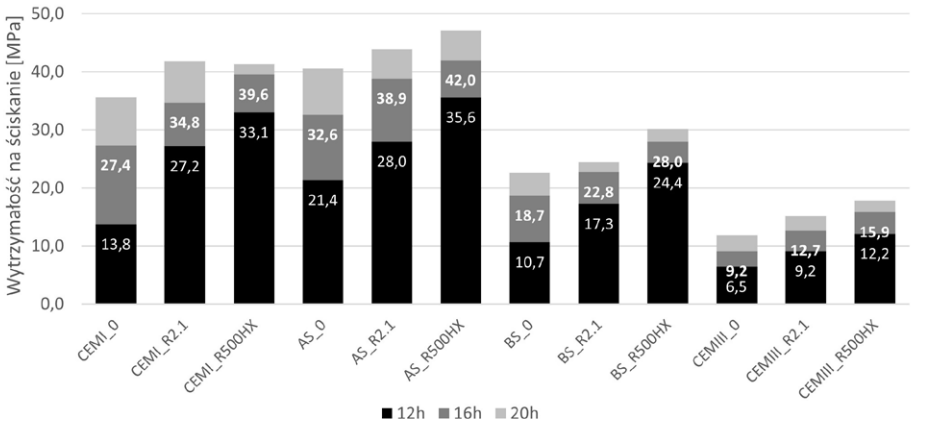
3.3. Wyniki badań

Tabela 2. Składy betonów użytych w projekcie oraz uzyskane wyniki badań wraz z szacunkami śladu węglowego poszczególnych receptur.

Tabela 2. Składy betonów użytych w projekcie oraz uzyskane wyniki badań wraz z szacunkami śladu węglowego poszczególnych receptur.

Rodzaj cementu	CEM I 42,5 R			CEM II/A-S 52,5 R			CEM II/B-S 42,5 R-NA			CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA		
Oznakowanie betonu	CEMI_0	CEMI_R2.1	CEMI_R500HX	AS_0	AS_R2.1	AS_R500HX	BS_0	BS_R2.1	BS_R500HX	CEMIII_0	CEMIII_R2.1	CEMIII_R500HX
Cement	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
w/c	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
Piasek 0/2	691	691	691	691	691	691	691	691	691	691	691	691
Grys 2/8	504	504	504	504	504	504	504	504	504	504	504	504
Grys 8/16	672	672	672	672	672	672	672	672	672	672	672	672
SIKA VC 99-POL	3,0	2,7	2,8	2,8	2,2	2,3	2,1	1,7	1,7	1,9	1,9	1,9
Rapid 2.1 (2% m.c.)	x	8	x	x	8	x	x	8	x	x	8	x
Rapid 500HX (4% m.c.)	x	x	16	x	x	16	x	x	16	x	x	16
Wytrzymałość na ściskanie [MPa] LATO												
"LATO" 12h	13,8	27,2	33,1	21,4	28,0	35,6	10,7	17,3	24,4	6,5	9,2	12,2
"LATO" 16h	27,4	34,8	39,6	32,6	38,9	42,0	18,7	22,8	28,0	9,2	12,7	15,9
"LATO" 20h	35,6	41,8	41,3	40,6	43,9	47,1	22,6	24,5	30,2	11,9	15,2	17,9
"LATO" 48h	46,3	54,8	47,9	51,3	55,1	53,5	35,5	35,4	38,5	21,0	24,7	27,3
"LATO" 7d	65,8	64,2	58,9	66,7	69,9	63,5	60,5	54,6	57,8	45,0	44,0	42,0
"LATO" 28d	68,3	72,1	64,5	78,7	86,2	74,2	71,4	65,7	70,6	58,4	69,1	65,6
"ZIMA" 12h	0,0	2,0	7,9	0,0	3,9	14,2	0,0	5,9	9,5	0,0	2,9	3,5
"ZIMA" 16h	4,0	12,3	22,1	4,4	15,2	24,6	4,0	9,9	16,0	2,5	4,8	6,3
"ZIMA" 20h	12,0	20,0	28,0	17,2	22,7	30,8	11,2	14,1	20,9	5,9	6,7	8,5
"ZIMA" 48h	40,1	40,5	42,0	45,6	47,7	34,3	32,1	33,5	37,3	17,7	17,2	21,5
Ślad węglowy dla etapów A1-A3 [kgeq/m3]												
LATO	317,9	332,2	347,5	302	316,1	331,1	239,4	253,7	268,8	192,3	207,3	222,4
ZIMA	353,6	367,9	383,2	337,7	351,8	366,8	275,1	289,4	304,5	228	243	258,1

Zaprojektowane mieszanki betonowe charakteryzowały się obniżoną, jak na typowe betony samozagęszczalne, zawartością spoiwa oraz wody (150 l/m^3). Mimo to udało się uzyskać satysfakcjonujące właściwości reologiczne mieszanki betonowej (wyniki nie uwzględnione w pracy).

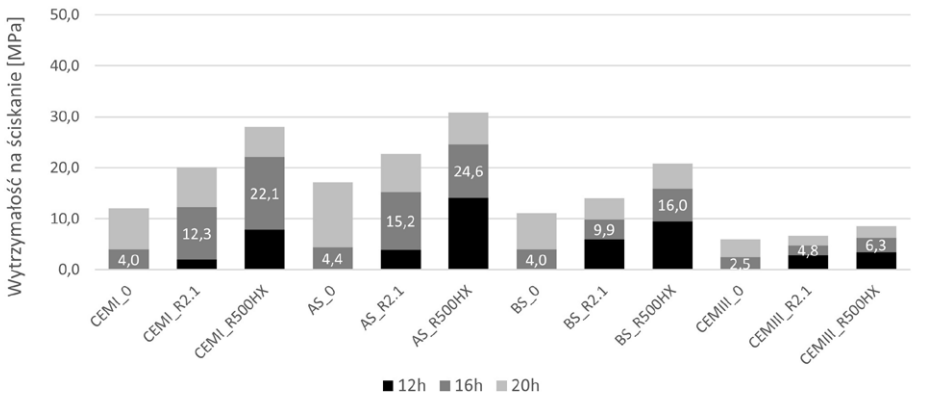


Rys. 8. Wczesne wyniki wytrzymałości badanych betonów – „warunki letnie"

Zastosowanie cementów CEM II/A-S 52, 5 R wpłynęło na wzrost wytrzymałości na ściskanie betonu badanej po 16 godzinach, w stosunku od betonu referencyjnego na CEM I 42,5 R, o 55%. Cement CEM II/B-S 42,5 R-NA wykazał, jak można się spodziewać, gorsze wyniki wytrzymałości, ale co ciekawe wyniki wytrzymałości po 12 h były tylko o 3,1 MPa gorsze od cementu referencyjnego. Ta różnica powiększyła się w badaniu po 16 h (18,7 MPa dla BS_0 vs 27,4 MPa CEMI_0). Zbliżone wyniki wytrzymałości po 12 h mogą być najprawdopodobniej efektem szybszej reakcji bardziej reaktywnych drobniejszych ziaren klinkieru w cemencie CEM II/B-S 42,5 R-NA. Wraz z upływem czasu i większym stopniem hydratacji CEM I związanym z większą zawartością klinkieru (samonapędzająca się reakcja termiczna) dynamika przyrostu wytrzymałości w CEM I 42,5 R jest większa. Rozwiązanie na bazie CEM II/B-S 42,5 R-NA zostało wdrożone do produkcji przemysłowej w okresie wiosenno - letnim. Wymagane wytrzymałości rzędu 20 MPa w praktyce uzyskiwano po upływie 14-16 h.

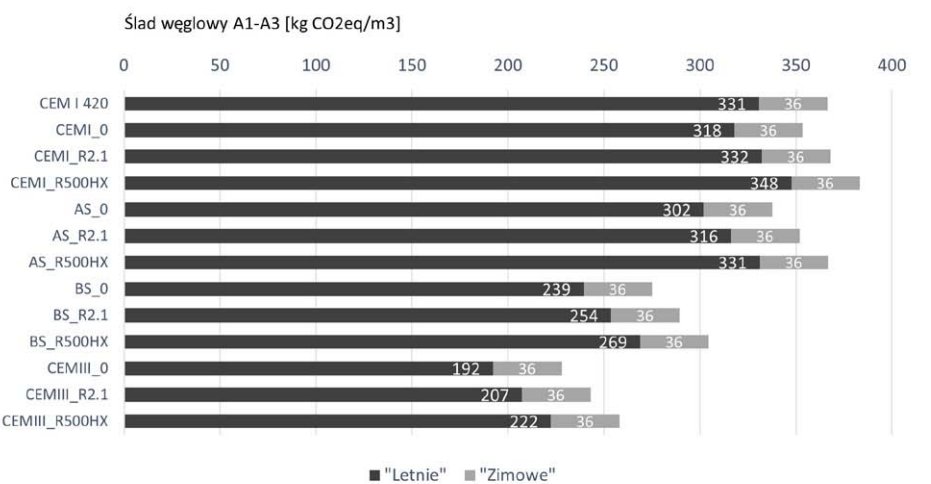
Przy zastosowaniu domieszek przyspieszających, obserwujemy wysokie wzrosty wytrzymałości wczesnych, szczególnie po 12h dojrzewania. Domieszka SikaRapid-2.1 w zastosowaniu w betonach referencyjnych (CEM I 42,5 R) spowodowała wzrost 12-sto godzinnej wytrzymałości o 97 %, a domieszka SikaRapid-500 HX, wzrost o 140%. Dynamika przyrostów wytrzymałości betonów z domieszkami przyspieszającymi słabnie wraz z czasem dojrzewania betonów, potwierdzając mechanizm działania tych substancji. Domieszki przyspieszające wykazują również nieco słabsze działanie, z betonami na bazie cementów z dodatkiem żużla. Domieszka SikaRapid-2.1 powoduje wzrost wytrzymałości po 16 h, od 31% (dla cementu CEM II/A-S 52, % R) do 61 % (dla cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA). Domieszka SikaRapid-500 HX po upływie 16 h twardnienia betonów, powoduje wzrost wytrzymałości od 60 do 128 % (dla cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA). Dynamika jeszcze bardziej słabnie po 16 h dojrzewania. Wytrzymałość betonów z udziałem SikaRa-

pid-2.1 wrasta od 20 do 38 %, a na SikaRapid-500 HX, obserwujemy wzrosty od 28 do 72 % (50 % dla cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA co wciąż jest bardzo wysokim wynikiem).



Rys. 9. Wczesne wyniki wytrzymałości badanych betonów – „warunki zimowe".

Betony odzwierciedlające warunki zimowe, wykazują, jak można się spodziewać zdecydowanie gorsze wyniki wytrzymałości wczesnej w stosunku do betonów „letnich". Pomimo niższych wytrzymałości, na uwagę zasługuje obserwacja, że domieszki przyspieszające spowodowały przesunięcie rozpoczęcia twardnienia betonów, które wykazały po 16 h znaczne przyrosty wytrzymałości, szczególnie na cementach z wysoką zawartością klinkieru. Domieszka SikaRapid-2.1 spowodowała wzrost wytrzymałości 16h, o 208-245 % dla betonów na bazie cementów, odpowiednio CEM I 42,5 R oraz CEM II/A-S 52,5 R, a domieszka SikaRapid-500 HX, wzrost o 450-460 % dla betonów na bazie cementów, odpowiednio CEM I 42,5 R oraz CEM II/A-S 52,5 R.



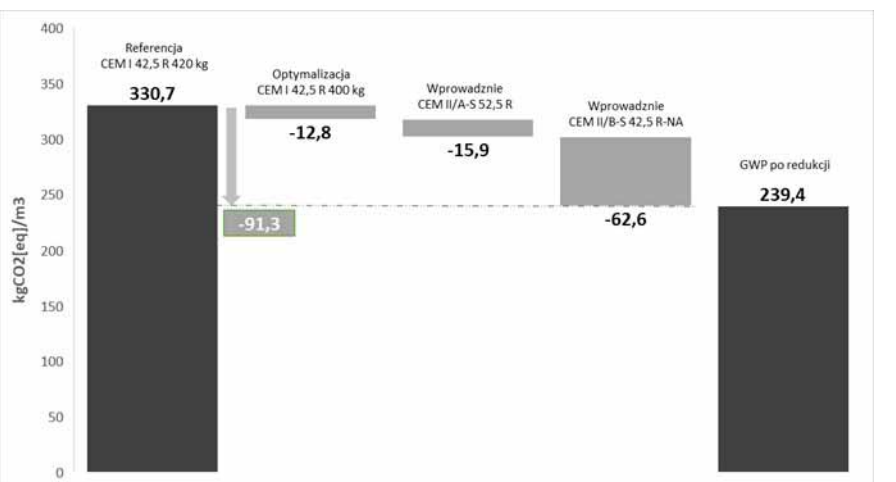
Rys. 10. Ślad węglowy betonów (szacowany w etapach A1-A3)

Ślad węglowy betonu spada wraz z zastosowaniem cementów z mniejszej zawartości klinkieru. Domieszki przyspieszające, w proponowanych dozowaniach, powodują wzrost śladu węglowego od 4-9 %, a podgrzanie surowców i hali to szacunkowo, około 11% większa wartość CO_2eq mierzona w fazie A1-A3. Zmiana cementu CEM I 42,5 R na cement CEM II/B-S 42,5 R-NA, przy tej samej recepturze, to redukcja CO_2eq o 79 kg/m^3 (25%).

4. Podsumowanie i wnioski

Produkcja wielkogabarytowych elementów prefabrykowanych, o zdecydowanie niższym obciążeniu środowiskowym, jest możliwa bez zmiany doczasowych przyzwyczajeń i reżimu wynikającego z potrzeby zachowania odpowiedniej szybkości procesów produkcyjnych na hali. Aby jednak sprostać wyzwaniu, potrzeba jest wdrożenie specjalnych rozwiązań technologicznych popartych wiedzą i doświadczeniem, oraz współczesnymi zasobami i możliwościami z dziedziny inżynierii materiałowej.

W przytoczonym przykładzie udało się opracować rozwiązanie na bazie cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA, polegające na zaprojektowaniu specjalnej receptury z odpowiednio dobranymi domieszkami chemicznymi, które pozwoliło spełnić wymagania projektowe, zmniejszając zdecydowanie ślad węglowy betonu użytego do produkcji elementów prefabrykowanych. Rozwiązanie to udało się wdrożyć na zakładzie prefabrykacji etapami. Poszczególne fazy oraz efekt środowiskowy wprowadzanych zmian, przedstawiono na rysunku 11.



Rys. 11. Kolejne etapy wprowadzania rozwiązań o mniejszym śladzie węglowym

W pierwszej kolejności zmniejszono ilość spoiwa (na 400 kg) zachowując w/c mieszanki betonowej na tym samym poziomie i zachowując przy tym odpowiednią płynność i lepkości mieszanki betonowej.

Kolejnym etapem o największym znaczeniu środowiskowym było wprowadzenie, najpierw cementu CEM II/A-S 52, 5 R, a w kolejnym etapie CEM II/B-S 42,5 R-NA. Działanie to pozwoliło na redukcję śladu węglowego o 28%, zachowując przy tym wszystkie

wymagane właściwości mieszanki betonowej i betonu. Przydatność cementów o obniżonej emisyjności w segmencie prefabrykacji ciężkiej, jest zależna od ich tempa przyrostu wytrzymałości. Szybkość przyrostu cech mechanicznych cementów można kształtować na etapie ich produkcji stosując nowoczesne rozwiązania procesowe i materiałowe.

Dodatkowo stosując domieszki przyspieszające wiązanie i twardnienie, możemy znacznie poprawić dynamikę przyrostu wytrzymałości wczesnej betonów, zwłaszcza we wczesnych godzinach jego twardnienia. W opisanym projekcie, przedstawiono wyniki badań betonów wykonanych na 4 cementach różniących się zawartością granulowanego o mielonego żużla wielkopiecowego oraz przy użyciu dwóch domieszek zwiększających wczesną wytrzymałość na ściskanie betonu: SikaRapid-2.1 oraz SikaRapid-500 HX. Obie domieszki wykazały spełniły swoją rolę, powodując znaczne przyrosty wytrzymałości betonu zarówno przy symulacji warunków letnich, jak i zimowych. Jeden z ciekawszych wyników uzyskanych przy zastosowaniu domieszki przyspieszającej otrzymany został na betonie wykonanym z cementu CEM II/B-S 42,5 R-NA w warunkach „zimowych" wraz z zastosowaniem domieszki SikaRapid-500 HX. Wyniki wytrzymałości wczesnej betonu BS_R500HX, badane po 16 h wykazały wzrost o 300 % w stosunku do betonu referencyjnego bez domieszki przyspieszającej. Wynik ten – 16 MPa był zbliżony do wymaganego progu 20 MPa i kwalifikuje rozwiązanie do dalszych i szerszych prób, również produkcyjnych.

Literatura

[1] Piestrzyński P., „Cel 2050: beton neutralny emisyjnie" Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, nr 5 (104) 2022
[2] Making Concrete Change Innowation In Low-carbon, Cement and Concrete, Chatham House Report 2018
[3] Rola cementu w niskoemisyjnej gospodarce do roku 2050, European Cement Association Cembureau, 2014, www.polskicement.pl.
[4] Spajamy Europejski Zielony Ład – Roadmap 2050. European Cement Association Cembureau, Stowarzyszenie Producentów Cementu SPC, 2020.
[5] Concrete Future – GCCA 2050 Cement and Concrete Industry Roadmap for Net Zero Concrete. 2021 Global Cement and Concrete Association, 2021.
[6] PN-EN 15804+A2:2020-03 Zrównoważenie obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobu - Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych.
[7] Informator SPC – Przemysł Cementowy w liczbach, lata 2017:2021 https://www.polskicement.pl/informatory/
[8] Adamczewski G., Woyciechowski P.: Wielkowymiarowe elementy prefabrykowane stosowane w budownictwie infrastrukturalnym. „Inżynier Budownictwa" 2014, nr 4, dodatek „Prefabrykaty", s. 56–60.
[9] A K Yasin et al 2017 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 267 012004
[10] Early Age Strength Development of GGBS Concrete Cured Under Different Temperatures, Gidion Turu'allo, University of Liverpool, 2013
[11] Mullholland, A.; Ackerman, C.; Astle, P.; Drewniok, M.; Dunster, A.; Hibbert, A.; Inman, R.; Kershaw, R.; Martin, B.; McCague, C.; et al. Low Carbon Concrete Routemap. Setting the Agenda for a Path to Net Zero; ICE: London, UK, 2022; pp. 1–41.
[12] PN-EN 934-2+A1:2012 - Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu - Część 2: Domieszki do betonu - Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie
[13] PN-EN 934-5:2009 - Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu - Część 5: Domieszki do betonu natryskowego - Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie
[14] Wartości opałowe (WO) i wskaźniki emisji CO2 (WE) w roku 2020 do raportowania w ramach Systemu Handlu Uprawnieniami do Emisji za rok 2023 r. Krajowy Ośrodek Bilansowania i Zarządzania Emisjami (KOBiZE), 2022.

[15] Greenhouse Gas Reporting: Conversion Factors 2022 (online). UK, Department for Business, Energy & Industrial Strategy, 22 June 2022, last updated 20 September 2022; www: https://www.gov.uk/government/publications/greenhouse-gas-reporting-conversion-factors-2022.
[16] Deklaracja środowiskowa III typu EPD, Concrete admixtures – Plasticizers and Superplasticizers, European Federation of Concrete Admixtures Associations a.i.s.b.l. (EFCA), 2021.
[17] Deklaracja środowiskowa III typu EPD, Concrete admixtures – hardening accelerators, European Federation of Concrete Admixtures Associations a.i.s.b.l. (EFCA), 2021.
[18] Deklaracja środowiskowa III typu EPD, Concrete admixtures – Set Accelerators, European Federation of Concrete Admixtures Associations a.i.s.b.l. (EFCA), 2021.
[19] Deklaracja środowiskowa III typu EPD – EPD CEMENTY CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V produkowane w Polsce, Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2020.
[20] Deklaracja środowiskowa III typu EPD, CEM I 42,5 R, CEM II/A-S 52,5 R, CEM II/B-S 42,5 R-NA, CEM III/A 42,5 N-LH/HSR/NA, Cement Ożarów, 2022.

Edyta Spychał
Przemysław Czapik
Martin Vyšvařil

Wpływ mączki chalcedonitowej i zeolitu na wybrane właściwości fizykochemiczne zaczynów i zapraw cementowych

THE INFLUENCE OF CHALCEDONITE POWDER AND ZEOLITE ON SELECTED PHYSICOCHEMICAL PROPERTIES OF CEMENT PASTES AND MORTARS

Streszczenie

Redukcja emisji dwutlenku węgla przez branżę cementową, popularyzacja cementów niskoklinkierowych a także wykorzystanie materiałów odpadowych w produkcji materiałów budowlanych przyczyniają się do zwiększonego stosowania dodatków mineralnych. Z uwagi na ich zróżnicowane właściwości, a także możliwość zastosowania kombinacji kilku dodatków jednocześnie ważne jest określenie ich wpływu na parametry zapraw i betonów. W artykule dokonano oceny działania wybranych dodatków mineralnych - mączki chalcedonitowej oraz zeolitu. W pierwszym etapie badań określono skład chemiczny, gęstość właściwą, powierzchnię właściwą, wykonano analizę składu ziarnowego poszczególnych surowców oraz przeprowadzono badanie aktywności pucolanowej każdego z zastosowanych dodatków chemiczną metodą Chapelle'a. Drugim - zasadniczym celem przeprowadzonych badań było porównanie działania mączki chalcedonitowej oraz zeolitu jako częściowego zamiennika cementu w zaprawach, a także ocena ich współdziałania w ustalonych proporcjach względem cementu. Do badań przygotowano zaprawę referencyjną (bez modyfikacji) oraz wytypowano 3 rodzaje zapraw, w których spoiwo cementowe zastępowano w 20% wagowo jednym z dodatków lub kombinacją obydwu składników w ilości po 10% każdy. Na podstawie parametrów technologicznych: czasu wiązania, konsystencji oraz wytrzymałości na ściskanie po 2, 28 i 90 dniach dojrzewania dokonano oceny działania mączki chalcedonitowej i zeolitu jako częściowego zamiennika cementu. Badania uzupełniono o termiczną analizę różnicową DTA/TG zaczynów po 3, 28 i 126 dniach hydratacji. Uzyskane wyniki potwierdzają możliwość zastosowania obydwu dodatków jako zamienników cementu w zaprawach, z tym, że ich działanie jest zróżnicowane. Analizując wyniki czasu wiązania, każdy z dodatków wpłynął na skrócenie początku i końca czasu wiązania, ale nieznacznemu wydłużeniu uległ czas wiązania modyfikowanych zaczynów. Zarówno mączka chalcedonitowa, jak i zeolit wpłynęły na

dr inż. Edyta Spychał – Politechnika Świętokrzyska, Polska
dr inż. Przemysław Czapik – Politechnika Świętokrzyska, Polska
dr Martin Vyšvařil – Politechnika Brneńska, Czechy

zmniejszenie płynności zapraw. Najmniejszy rozpływ uzyskano stosując 20% zeolitu. Biorąc pod uwagę wytrzymałość na ściskanie po 28 i 90 dniach dojrzewania, zbliżone wyniki w porównaniu do zaprawy wzorcowej, odnotowano w przypadku receptur zawierających 20% zeolitu oraz jednocześnie 10% mączki chalcedonitowej i 10% zeolitu. Artykuł stanowi fragment szerszego opracowania dotyczącego oceny możliwości zastosowania mączki chalcedonitowej i zeolitu w zaprawach cementowych.

Abstract

Reduction of carbon dioxide emissions by the cement industry, popularization of low-clinker cements as well as the use of waste materials in the production of building materials contribute to the increased use of mineral additives. Due to their diverse properties, as well as the possibility of using a combination of several additives at the same time, it is important to determine their effect on the parameters of mortars and concretes. The article evaluates the action of selected mineral additives - chalcedonite powder and zeolite. In the first stage of the research, the chemical composition, specific density, specific surface area were determined, the grain composition of individual raw materials was analyzed and the pozzolanic activity of each of the additives was tested using the Chapelle chemical method. The second - main objective of the conducted research was to compare the effect of chalcedonite powder and zeolite as a partial replacement of cement in mortars, as well as to evaluate their interaction in fixed proportions in relation to cement. A reference mortar (without modifications) was prepared for the tests and 3 types of mortars were selected, in which the cement binder was replaced in 20% by weight with one of the additives or a combination of both components in the amount of 10% each. On the basis of technological parameters: setting time, consistency and compressive strength after 2, 28 and 90 days of maturing, the performance of chalcedonite powder and zeolite as a partial cement replacement was assessed. The research was supplemented with thermal differential DTA/TG analysis of pastes after 3, 28 and 126 days of hydration. The obtained results confirm the possibility of using both additives as cement substitutes in mortars, but their effect is different. When analyzing the setting time results, each of the additives shortened the beginning and end of the setting time, but the setting time of the modified pastes was slightly extended. Both chalcedonite powder and zeolite reduced the fluidity of mortars. The smallest flow was obtained using 20% zeolite. Taking into account the compressive strength after 28 and 90 days of curing, similar results compared to the reference mortar were recorded for recipes containing 20% zeolite and 10% chalcedonite powder and 10% zeolite at the same time. The article is a part of a broader study on the assessment of the possibility of using chalcedonite powder and zeolite in cement mortars.

1. Wstęp

Z roku na rok odnotowuje się zwiększoną ilość zużycia cementu, z uwagi na stale rosnące zapotrzebowanie na wyroby budowlane, w tym na zaprawy i betony. Ma to jednak niekorzystny wpływ na środowisko i zachodzące zmiany klimatyczne, czego przyczyną są emitowane do atmosfery szkodliwe gazy cieplarniane. Można przyjąć, że sam proces wypalania węglanu wapnia generuje 0,55 t CO_2 na 1 t produkowanego cementu, do tego należy doliczyć 0,4 t CO_2 związanego ze spalaniem paliw kopalnych, co daje ślad węglowy cementu uwzględniający transport tego surowca na poziomie przekraczającym 1 t CO_2 na 1 t produkowanego spoiwa [1]. Należy pamiętać, że zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju priorytetem sektora cementowego jest redukcja emisji CO_2 i osiągnięcie neutralności emisyjnej do 2050 roku [2]. Jednym z rozwiązań w zakresie ograniczenia dwutlenku węgla emitowanego w trakcie produkcji cementu jest stosowanie cementów wieloskładnikowych, które powstają w wyniku połączenia klinkieru cementowego z dodatkami w postaci między innymi popiołów lotnych czy żużla wielkopiecowego [3-6]. Dostępność tych materiałów może ulec zmniejszeniu z uwagi na odchodzenie Polski od energetyki węglowej. Z tego też względu istotne jest zastosowanie innych, alternatywnych surowców do produkcji zapraw czy betonów, które umożliwiłyby zmniejszenie zużycia cementu. W literaturze można znaleźć przykłady wykorzystania metakaolinu [7], zeolitu [8-10], trasu, diatomitu [10], spongliolitu [11] jako substytutów cementu. W produkcji cementu i materiałów budowlanych poszukuje się nie tylko zamienników klinkieru cementowego, ale także materiałów odpadowych, w tym mączek kamiennych, które powstają w trakcie mechanicznej obróbki kamienia lub odpylania kruszyw mineralnych. Niejednokrotnie w literaturze można znaleźć publikacje, w których oceniano wpływ mączki bazaltowej, granitowej, melafirowej czy chalcedonitowej na właściwości zapraw, betonów [12-16].

W produkcji cementu, zapraw czy betonów najczęściej spotykanym rozwiązaniem jest stosowanie jednego dodatku mineralnego. Warto jednak zwrócić uwagę na możliwość wykorzystania kombinacji kilku dodatków równocześnie, mając na uwadze uprzednie wykonanie kompleksowych badań, w celu doboru optymalnych proporcji zastosowanych materiałów. W literaturze można znaleźć przykłady oceny współdziałania popiołu lotnego krzemionkowego z granulowanym żużlem wielkopiecowym [17], zeolitu i pyłu krzemionkowego [18], granulowanego żużla wielkopiecowego, zeolitu oraz mączki wapiennej [19], czy mączki granitowej i popiołu lotnego [20]. Celem tego typu rozwiązań jest niejednokrotnie zwiększenie płynności, poprawa właściwości mechanicznych zapraw.

W prezentowanym artykule jako zamiennik cementu w badaniach zastosowano mączkę chalcedonitową oraz zeolit. Celem przeprowadzonych badań było ustalenie wpływu każdego z dodatków na wybrane właściwości technologiczne zapraw oraz ocena ich współdziałania.

2. Materiały i metody badań

2.1. Materiały i metody badań surowców

W badaniach zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5R, kruszywo drobne w postaci normowego piasku kwarcowego, wodę wodociągową (zaprawy), wodę destylowaną (zaczyny). Materiałami zastępującymi cement były dwa dodatki mineralne dostępne w sprzedaży na polskim rynku, tj. mączka chalcedonitowa oraz zeolit. Skład chemiczny poszczególnych surowców przedstawiono w tabeli 1, a ich charakterystykę w tabeli 2.

Skład chemiczny określono za pomocą spektrometru fluorescencyjnego PANalytical Axios. Gęstość właściwą określono metodą piknometryczną z użyciem piknometru tradycyjnego wg PN-EN 1097-7 [21], powierzchnię właściwą – metodą Blaine'a wg PN-EN 196-6 [22], a aktywność pucolanową metodą Chapelle'a [23,24].

Tabela 1. Skład chemiczny surowców [%].

Składnik	Cement	Mączka chalcedonitowa	Zeolit
SiO_2	18,33	99,01	63,83
Fe_2O_3	4,25	0,04	1,61
Al_2O_3	4,71	0,84	11,83
CaO	64,13	0,05	3,17
MgO	1,65	0,03	0,62
SO_3	2,68	0,00	0,01
Na_2O	0,05	0,05	1,21
K_2O	0,59	0,04	2,93
TiO_2	0,26	0,02	0,21
MnO	0,19	0,01	0,35
P_2O_5	0,16	0,03	0,04

Tabela 2. Charakterystyka zastosowanych surowców.

Składnik	Badany parametr		
	Gęstość właściwa, g/cm^3	Powierzchnia właściwa, cm^2/g	Aktywność pucolanowa, mg $Ca(OH)_2/g$
Cement	3,01	3 686	-
Mączka chalcedonitowa	2,53	13 164	823,76[1]; 1381,54[2]
Zeolit	2,24	13 390	731,95[1]; 982,80[2]

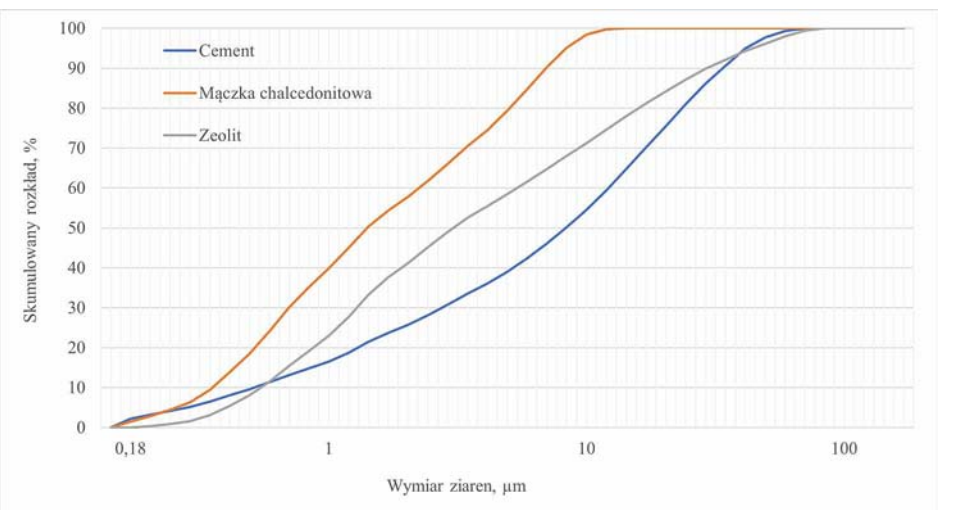
[1] – aktywność pucolanowa badana po 1 dniu; [2] – aktywność pucolanowa określona po 3 dniach.

Mączka chalcedonitowa jest produktem powstałym w wyniku mielenia i klasyfikacji za pomocą sortera optycznego osadowej skały chalcedonitowej. Jak wynika z analizy chemicznej składa się w 99% z czystej krzemionki. Z kolei zeolit powstaje w procesie suszenia i mielenia skały pochodzenia wulkanicznego. W składzie chemicznym przeważają glinokrzemiany (około 76%) – zeolit typu klinoptilolitu. Największą gęstością właściwą odznaczał się cement, najmniejszą – zeolit. Powierzchnia właściwa zastosowanych dodatków była na zbliżonym poziomie, ponad 3,5-krotnie większa od powierzchni właściwej cementu. Badanie aktywności pucolanowej wykonano po 1 i 3 dniach reakcji $Ca(OH)_2$ w autoklawie, w temperaturze 90°C. Należy zaznaczyć, że zgodnie z metodą Chapelle'a materiał uznaje się za aktywny pucolanowo, jeśli jego reaktywność po 1 dniu pomiaru wynosi co najmniej 650 mg $Ca(OH)_2$/ g [23]. Analizując uzyskane wyniki widać, że zarówno mączka chalcedonitowa, jak i zeolit odznaczają się aktywnością pucolanową. Zgodnie z zastosowaną metodą, można stwierdzić, że aktywność mączki chalcedonitowej była większa zarówno po 1 jak i po 3 dniach prowadzonych doświadczeń, na co mogło mieć wpływ jej drobniejsze uziarnienie (tabela 3).

Badanie rozkładu ziarnowego cementu, mączki chalcedonitowej oraz zeolitu przeprowadzono w strumieniu powietrza z wykorzystaniem dyfraktometru laserowego HELOS KR firmy SYMPATEC. Na rysunku 1 przedstawiono krzywe rozkładu ziarnowego tych materiałów, a w tabeli 3 zestawiono ich składy ziarnowe.

Tabela 3. Skład ziarnowy zastosowanych surowców.

Frakcja, µm	Zawartość frakcji, %		
	Cement	Mączka chalcedonitowa	Zeolit
0 - 5	39,01	79,28	58,42
5 – 10,2	15,47	19,10	12,80
10,2 – 14,6	10,24	1,60	6,78
14,6 – 43,0	30,25	0,00	16,32
43,0 - 73	4,92	0,00	5,04
73 - 87	0,11	0,00	0,61
87 - 103	0,00	0,00	0,03
103 - 123	0,00	0,00	0,00



Rys. 1. Krzywe rozkładu ziarnowego zastosowanych surowców.

Jak widać na podstawie wyników przedstawionych w tabeli 3 mączka chalcedonitowa w 79% składa się z ziaren o wielkości do 5 µm, natomiast w przypadku zeolitu ziarna te stanowiły 58% składu, co również w tym przypadku czyni je frakcją dominującą. Zauważalne jest też, że zeolit w ogóle nie posiada w swoim składzie ziaren mniejszych niż 0,22 µm. Porównując wyniki badań powierzchni właściwej i rozkładu uziarnienia widać, że zeolit mimo tego, że posiada grubsze uziarnienia niż mączka chalcedonitowa to jednak odznacza się większą powierzchnią. Dowodzi to posiadanie przez niego znacznej mikroporowatości [25,26].

2.1 Metody badań zaczynów i zapraw

Z poszczególnych składników sporządzono zaczyny i zaprawy, w których cement zastępowano wagowo mączką chalcedonitową w ilości 20%, zeolitem w ilości 20% lub obydwoma składnikami jednocześnie, tzn., po 10% każdym z nich. Procentową ilość dodatków ustalono, bazując na danych literaturowych – publikacjach, w których analizowano ich wpływ na właściwości cementu i zapraw [12,27]. Skład wszystkich zapraw przedstawiono w tabeli 4. W nawiasach podano skład zaczynów przeznaczonych do analizy DTA/TG. Stosunek wodno-spoiwowy w każdej próbce był stały i wynosił 0,5.

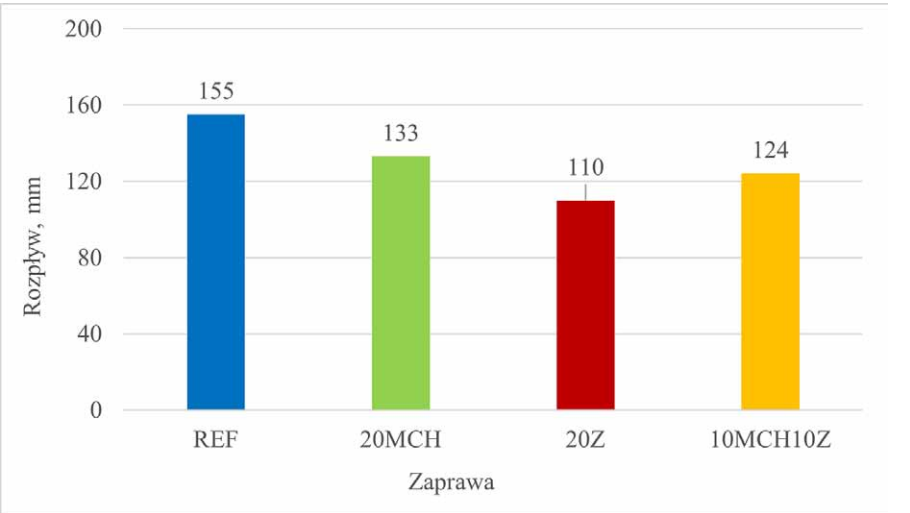
Tabela 4. Skład badanych zapraw i zaczynów.

Oznaczenie zaprawy	Ilość składników zaprawy [g]				
	Cement	Mączka chalcedonitowa	Zeolit	Kruszywo drobne	Woda
REF	450 (10)	0 (-)	0 (-)	1350	225 (5)
20MCH	360 (8)	90 (2)	0 (-)	1350	225 (5)
20Z	360 (8)	0 (-)	90 (2)	1350	225 (5)
10MCH10Z	360 (8)	45 (1)	45 (1)	1350	225 (5)

Przeprowadzono badanie konsystencji zapraw metodą stolika rozpływu zgodnie z normą PN-EN 1015-3 [28] oraz badanie wytrzymałości na ściskanie po 2, 28 i 90 dniach dojrzewania próbek zgodnie z normą PN-EN 196-1 [29]. Ponadto określono czas wiązania zaczynów zgodnie z normą PN-EN 196-3 [30]. Dodatkowo wyznaczono ilość wody związanej chemicznie oraz zawartość wodorotlenku wapnia w zaczynach po czasie 3, 28 i 126 dni hydratacji za pomocą analizy DTA/TG przeprowadzonej w aparacie TGA/DSC Q600 produkcji TA Instruments. Materiały do badań przechowywano w strunowych woreczkach wypełnionych wodą destylowaną. Po określonym czasie hydratacji pobierano próbki i rozcierano je w moździerzu agatowym do uzyskania odpowiedniego rozdrobnienia. W trakcie analizy termicznej zaczyny umieszczone w strumieniu azotu, ogrzewane były do temperatury 1000ºC z prędkością 10ºC/min.

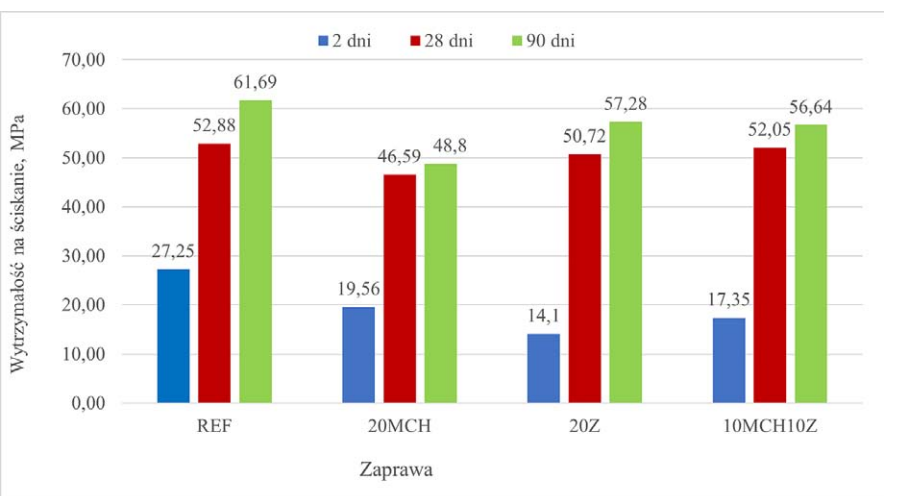
3. Wyniki badań i dyskusja

Na rysunku 2 przedstawiono wyniki badań konsystencji. Największy rozpływ odnotowano w przypadku próbki referencyjnej (155 mm), najmniejszy dla zaprawy z 20% ilością zeolitu (110 mm). Porównując działanie oby dwu dodatków można stwierdzić, że zarówno mączka chalcedonitowa, jak i zeolit wpłynęły na zmniejszenie rozpływu (odpowiednio o 14% i 29%). Mimo mniejszego uziarnienia mączki chalcedonitowej rozpływ zaprawy 20MCH był większy niż zaprawy 20Z. Może to mieć związek z mikroporowatą strukturą zeolitu [25,26]. Zastosowanie jednocześnie dwóch dodatków wpłynęło na zmniejszenie rozpływu w stosunku do zaprawy referencyjnej (o 20%), ale zamieniając częściowo zeolit na mączkę chalcedonitową płynność zaprawy uległa zwiększenie, w porównaniu do zaprawy zawierającej sam zeolit. Do uzyskania konsystencji zapraw modyfikowanych na poziomie zbliżonym do próbki referencyjnej, należałoby w składzie zapraw uwzględnić domieszkę uplastyczniającą/upłynniającą.



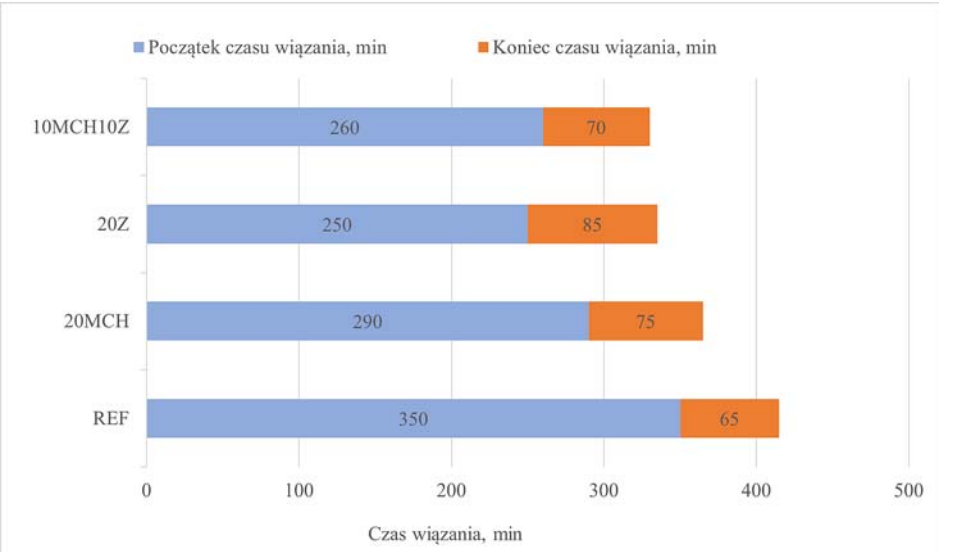
Rys. 2. Konsystencja badanych zapraw.

Na rysunku 3 przedstawiono wyniki badań wytrzymałości na ściskanie. Każda z modyfikowanych zapraw charakteryzowała się mniejszą wytrzymałością wczesną. Największym (prawie 50%) spadkiem wytrzymałości po 2 dniach odznaczała się zaprawa zawierająca 20% zeolitu, najmniejszym (około 29%) zaprawa zawierająca 20% mączki chalcedonitowej. Inaczej wyniki kształtują się po dłuższym czasie dojrzewania próbek. Po 28 dniach zaprawa z 20% zawartością zeolitu oraz zaprawa zawierająca mączkę chalcedonitową i zeolit uzyskały kolejno 96% i 98% wytrzymałości próbki referencyjnej, po 90 dniach odznaczały się 93% oraz 92% wytrzymałością w stosunku do zaprawy bez udziału dodatków. Największy przyrost wytrzymałości między 2 a 28 oraz między 28 a 90 dniem odnotowano dla zaprawy zawierającej 20% zeolitu.



Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie badanych zapraw.

Na rysunku 4 przedstawiono wyniki badań czasu wiązania zaczynów. Stwierdzono, że zarówno mączka chalcedonitowa jak i zeolit wpłynęły na skrócenie początku i końca czasu wiązania zaczynów. Z kolei porównując wyniki czasu wiązania można stwierdzić, że dodatki te spowodowały wydłużenie badanego parametru.



Rys. 4. Czas wiązania badanych zaczynów.

Na podstawie krzywych DTA/TG określono procentowo ilość wody związanej chemicznie oraz zawartość $Ca(OH)_2$ w stwardniałych zaczynach [31,32] (tabela 5, rysunki 5,6). Zauważalny jest ciągły przyrost zawartości zarówno wody związanej chemicznie, jak i portlandytu we wszystkich czterech badanych zaczynach do 28 dnia hydratacji. Po tym okresie zawartość portlandytu nie ulega większym zmianom, ale zawartość wody związanej chemicznie rośnie w czasie, co świadczy o postępie procesu hydratacji.

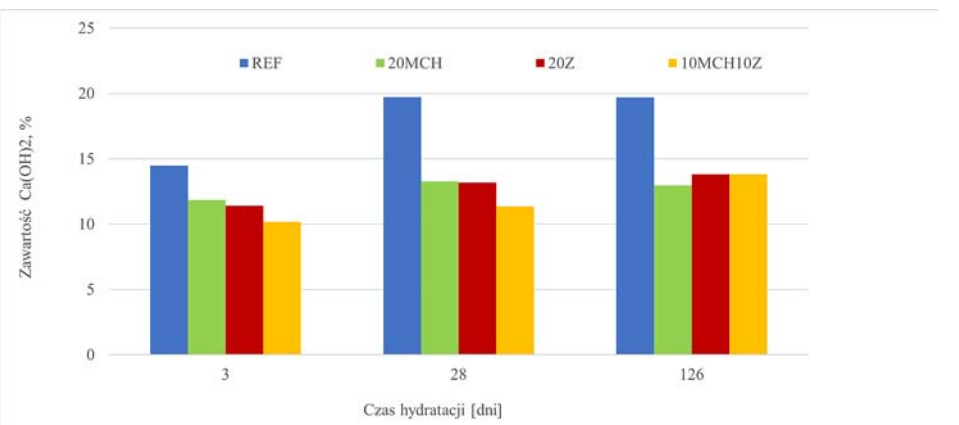
Różnice w zawartości portlandytu po 3 dniach w próbkach 20MCH i 20Z są zbliżone i mogą być spowodowane głównie przez mniejszą zawartość klinkieru portlandzkiego, z którego powstaje ten wodorotlenek. W tym okresie najmniej portlandytu wykryto w zaczynie 10MCH10Z, w którym, tak samo jak w 20MCH i 20Z zawartość klinkieru była zmniejszona o 20%. Po 28 dniach relacje pomiędzy poszczególnymi próbkami są podobne jak po 3 dniach z tym, że różnica w zawartości portlandytu, w porównaniu z próbką odniesienia jest znacznie większa, czego nie można już tłumaczyć jedynie mniejszą zawartością substratów potrzebnych do jego powstania. Może być to spowodowane przez karbonatyzację, ale również reakcją pucolanową. Nieznaczne zmiany w zawartości portlandytu w próbkach z dodatkami mineralnymi świadczą o tym, że zachodzenie reakcji pucolanowej było w tym czasie ograniczone, czego skutkiem było zaobserwowanie pogłębiania niekorzystnych różnic w wytrzymałości na ściskanie. Próbki z dodatkami mineralnymi cechowały się względem próbki odniesienia niewielkim przyrostem wytrzymałości pomiędzy 28 a 90 dniem.

Porównując procentową zawartość wody związanej chemicznie odnotowuje się jej wzrost w czasie dla każdego z analizowanych zaczynów. Największy jej procentowy

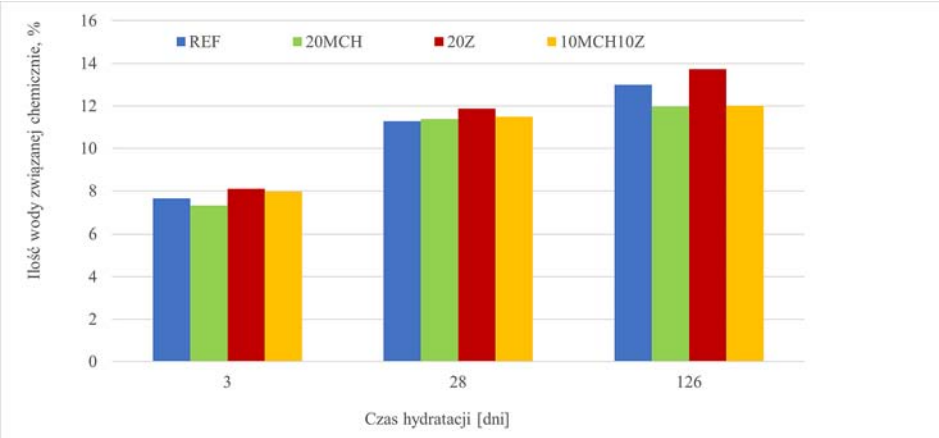
przyrost widać dla próbki referencyjnej. W przypadku próbek z udziałem dodatków ilość wody związanej chemicznie ulega zwiększeniu, co jest najbardziej zauważalne dla zaczynu zawierającego 20% zeolitu. Wyniki te dobrze korespondują ze zmianą wytrzymałości w czasie badanych zapraw.

Tabela 5. Wyniki badań termograwimetrycznych.

Czas hydratacji	Oznaczenie zaczynu	Woda związana chemicznie, %	Zawartość $Ca(OH)_2$, %
3 dni	REF	7,65	14,47
	20MCH	7,30	11,86
	20Z	8,10	11,41
	10MCH10Z	7,97	10,18
28 dni	REF	11,27	19,72
	20MCH	11,37	13,27
	20Z	11,88	13,18
	10MCH10Z	11,49	11,35
126 dni	REF	12,99	19,70
	20MCH	11,98	12,97
	20Z	13,73	13,83
	10MCH10Z	12,01	13,83



Rys. 5. Procentowa zawartość $Ca(OH)_2$ w badanych zaczynach.



Rys. 6. Procentowa ilość wody związanej chemicznie w badanych zaczynach.

4. Wnioski końcowe

Na podstawie przeprowadzonych badań można przedstawić następujące wnioski:

- możliwe jest zastosowanie kombinacji mączki chalcedonitowej i zeolitu w zaprawach cementowych w ilości po 10% każdego z dodatków, dzięki czemu otrzymuje się materiał o parametrach pośrednich pomiędzy zaprawą z 20% udziałem mączki chalcedonitowej, a zaprawą z 20% udziałem zeolitu,
- zarówno mączka chalcedonitowa, zeolit jak i kombinacja tych dwóch materiałów wpłynęły na zmniejszenie rozpływu, przyspieszenie początku i końca czasu wiązania, wydłużenie czasu wiązania w porównaniu do materiału referencyjnego,
- zaprawa zawierająca mieszankę mączki chalcedonitowej i zeolitu cechuje się wyższą wczesną wytrzymałością na ściskanie niż zaprawa z 20% dodatkiem zeolitu, a osiąga zbliżone do niej wytrzymałości po 28 i 90 dniach. Wytrzymałość tych dwóch zapraw po 28 i 90 dniach nie różni się znacząco od wytrzymałości zaprawy referencyjnej.
- porównując działanie zastosowanych dodatków mineralnych, mniejszy wpływ na rozpływ i czas wiązania wykazuje mączka chalcedonitowa,
- porównując zaprawy z udziałem jednego dodatku/dodatków najmniejszą wytrzymałością na ściskanie po 28 i 90 dniach charakteryzuje się zaprawa z 20% zawartością mączki chalcedonitowej pomimo tego, że w okresie pierwszych 2 dni ma ona najmniejszy wpływ na ten parametr zaprawy,
- biorąc pod uwagę wyniki wytrzymałości na ściskanie po czasie 28 i 90 dni istnieje możliwość częściowego zastąpienia zeolitu mączką chalcedonitową, co jest korzystne z punktu widzenia technologicznego, ekonomicznego, jak i ekologicznego.

Badania zamieszczone w artykule zostały częściowo sfinansowane z projektu pt. "Rozwój potencjału badawczego dyscyplin: Inżynieria Środowiska i Budownictwo w Politechnice Świętokrzyskiej" w ramach programu Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego pn. "Regionalna Inicjatywa Doskonałości" 2019-2022 (Projekt nr 025/RID/2018/19; finansowanie w kwocie PLN 12.000.000).

Literatura

[1] T. Z. Błaszczyński, M. R. Król: Właściwości spoiw glinokrzemianowych na bazie lotnych popiołów wapniowych. Przegląd Budowlany 2019, nr 7-8, str. 46-55

[2] B. Środa: Beton – niskoemisyjny materiał budowlany. Materiały konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2021, str. 6-13

[3] M. Ostrowski, T. Baran, P. Pichniarczyk, Betony z dużą zawartością dodatków mineralnych, wyróżniające się małą emisją CO_2 w procesie produkcji ich składników, Materiały konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2021, str. 625-635

[4] T. Baran, M. Ostrowski, P. Francuz: Zmniejszenie emisji CO2 związane z wykorzystaniem ubocznych produktów w przemyśle cementowym. Materiały konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2021, str. 569-582

[5] T. Baran: The use of waste and industrial by-products and possibilities of reducing CO_2 emission in the cement industry-industrial trials, Cement Wapno Beton 2021, 25(3), str. 169-184, doi: 10.32047/CWB.2021.26.3.1.

[6] S. Chłądzyński, A. Garbacik: Cementy wieloskładnikowe w budownictwie. Kraków 2008, Wydawnictwo Stowarzyszenia Producentów Cementu

[7] D. Małaszkiewicz: Metakaolinit jako pucolanowy dodatek do betonu – przegląd stanu wiedzy, Civil and Environmental Enginnering 2015, nr 6, str. 81-94

[8] S. Özen, M.C. Göncüo□lu, B. Liguori, B. de Gennaro, P. Cappelletti, G. D. Gatta, F. Iucola, C. Colella: A comprehensive evaluation of sedimentary zeolites from Turkey as pozzolanic addition of cement- and lime-based binders, Construction and Building Materials 2016, 105, str. 46-61, doi: /10.1016/j.conbuildmat.2015.12.055

[9] P. Czapik, M. Czechowicz: Effects of natural zeolite particle size on the cement paste properties, Structure and Environment 2017, nr 9 (3), str. 180-190

[10] Kapeluszna, W. Szudek, P. Wolka, A. Zieliński: Implementation of Alternative Mineral Adidtives in Low-Emission Sustainable Cement Composites, Materials 2021, 14(21), 6423, doi: 10.3390/ma14216423

[11] M. Vyšvařil, P. Bayer, T. Žižlavský: Use of spongilites as pozzolanic additives in cement mortars. Solid State Phenomena 2021, nr 325, str. 65-70, doi: 10.4028/www.scientific.net/SSP.325.65

[12] E. Spychał, A. Kotwa: Assessment of the possibility of using chalcedonite powder as a component of mortars, Structure and Environment 2022, nr 14 (4), str. 119-125, doi: 10.30540/sae-2022-014

[13] M. Dobiszewska, O. Bagcal, A. Beycioglu, D. Goulias, F. Koksal, Błż. Płomiński, Hu. Urunveren: Utilization of rock dust as cement replacement in cement composites: An alternative approach to sustainable mortar and concrete productions, Journal of Building Engineering 2023, 69, 106180, doi: 10.1016/j.jobe.2023.106180

[14] Z. Z. Woźniak, A. Chajec, Ł. Sadowski: Effect of the partial replacement of cement with waste granite powder on the properties of fresh and hardened mortars for masonry applications. Materials 15(24):9066, 2022, doi:10.3390/ma15249066

[15] M. Dobiszewska: Kompozyty cementowe z dodatkiem pyłu bazaltowego, Wydawnictwo Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego, Bydgoszcz, 2019.

[16] P. Szaj: Zastosowanie w technologii betonu mączek mineralnych powstających przy produkcji kruszyw łamanych. Materiały Konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2014

[17] M. Wieczorek, P. Pichniarczyk: Wpływ zmiennego stosunku popiołu lotnego krzemionkowego do granulowanego żużla wielkopiecowego na właściwości cementu. Materiały konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2021, str. 683-696

[18] P. Czapik, M. Cebulski: The properties of cement mortar with natural zeolite and silica fume additions. Structure and Environment 2018, nr 10 (2) 2018, str. 105-113 DOI: 10.30540/sae-2018-010

[19] M. Sanytsky, T. Kropyvnytska, I. Heviuk, M. Makovijchuk: Wpływ superzeolitu na właściwości zoptymalizowanych technologicznie cementów portlandzkich wieloskładnikowych, Materiały konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2021, str. 669-682

[20] S. Czarnecki, A. Chajec, S. Malazdrewicz, Ł. Sadowski: The prediction of abrasion resistance of mortars modified with granite powder and fly ash using artificial neural networks, Applied Sciences 2023, 13(6): 4011, doi: 10.3390/app13064011

[21] PN-EN 1097-7:2008 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 7: Oznaczenie gęstości wypełniacza. Metoda piknometryczna

[22] PN-EN 196-6:2019-01 Metody badania cementu. Część 6: Oznaczenie stopnia zmielenia

[23] M. Raverdy, F. Brivot, A. M. Paillére, R. Dron: Appréciation de I'Activité Pouzzolanique des Constituents Secondaires. In: Vol. 3 of Proceedings of the 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Paris: Éditions Septima; 1980, str. 36-41.

[24] A. Bobrowski, M. Gawlicki, A. Łagosz, W. Nocuń-Wczelik: Cement. Metody badań. Wybrane kierunki stosowania. Kraków 2010, Wydawnictwo AGH
[25] M. Handke: Krystalochemia krzemianów, Kraków 2008, Wydawnictwo AGH
[26] E. Grabowska: Wpływ zeolitu na hydratację cementu i jego właściwości, Praca doktorska, Kraków 2016
[27] A. Faheem, S. A. Rizwan, T. A. Bier: Properties of self-compacting mortars using blends of limestone powder, fly ash, and zeolite powder, Construction and Building Materials, 2021 286:122788, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.122788
[28] PN-EN 1015-3:2000 Metody badan zapraw do murów. Określenie konsystencji świeżej zaprawy (za pomocą stolika rozpływu)
[29] PN-EN 196-1:2016-07 Metody badania cementu. Część 1: Oznaczenie wytrzymałości
[30] PN-EN 196-3:2016-12 Metody badania cementu. Część 3: Oznaczenie czasów wiązania i stałości objętości
[31] W. Nocuń-Wczelik, P. Czapik: Badania wpływu domieszek redukujących zawartość wody i opóźniających wiązanie zaczynu cementowego. Materiały konferencyjne. Konferencja Dni Betonu, Wisła 2010, str. 263-271
[32] D. Dworzańczyk, Stanowisko do badań derywatograficznych zapraw i betonów stosowanych w budynkach inwentarskich, Aparatura badawcza i dydaktyczna, 3/2010, str. 85-91

Michał Wieczorek
Albert Złotkowski
Paweł Pichniarczyk
Stanisław Stryczek

Wpływ wybranych składników mineralnych na właściwości technologiczne zaczynów uszczelniających

THE INFLUENCE OF SELECTED MINERAL COMPONENTS ON TECHNOLOGICAL PROPERTIES OF SEALING GROUTS

Streszczenie

Zaczyny uszczelniające stosowane do modyfikacji podłoża gruntowego, powinny spełniać szereg wymagań, obejmujących m.in.: właściwości reologiczne, czas wiązania, odpowiednią wytrzymałość mechaniczną i trwałość, a także umożliwiać regulację parametrów technologicznych świeżych i stwardniałych zaczynów. W pracy określono właściwości technologiczne zaczynów uszczelniających sporządzanych na osnowie cementu powszechnego użytku oraz ich modyfikację w wyniku wprowadzenia odpowiednio dobranych składników mineralnych. W badaniach zastosowano granulowany żużel wielkopiecowy, popiół lotny krzemionkowy oraz popiół uzyskany w procesie fluidalnego spalania węgla. Ocena parametrów technologicznych świeżych zaczynów obejmowała dobór odpowiedniego modelu reologicznego i ocenę właściwości reologicznych zaczynu uszczelniającego, takich jak: lepkość plastyczna i granica płynięcia. W badaniach określono czynniki powodujące poprawę parametrów technologicznych zarówno świeżego jak i stwardniałego zaczynu. Zastosowanie dodatków mineralnych, również w układach z domieszkami upłynniającymi, pozwoliły na znaczną modyfikację parametrów reologicznych badanych receptur zaczynów uszczelniających. Uzyskane wyniki wskazują na ich korzystny wpływ na właściwości użytkowe zaczynów, umożliwiając ich stosowanie jako składników spoiwa, zastępujących cement portlandzki CEM I, przy jednoczesnym ograniczeniu lub nawet wyeliminowaniu aplikacji superplastyfikatorów.

Abstract

Sealing slurries used to modify the subsoil should meet a number of requirements, including rheological properties, setting time, appropriate mechanical strength and durability, as

dr inż. Michał Wieczorek – Sieć Badawcza Łukasiewicz – Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych
dr inż. Albert Złotkowski – Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie
dr hab. inż. Paweł Pichniarczyk – Sieć Badawcza Łukasiewicz – Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych
prof. dr hab. inż. Stanisław Stryczek – Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

well as enabling the regulation of technological parameters of fresh and hardened slurries. In this study, the technological properties of sealing slurries prepared on a common cement matrix were determined by modifying their formulations through the introduction of appropriately selected mineral components. Granulated blast furnace slag, silica fly ash and ash obtained from fluidised bed coal combustion were used in the study. The evaluation of the technological parameters of the fresh slurries included the selection of a suitable rheological model and the evaluation of the rheological properties of the sealing slurry, such as plastic viscosity and flow limit, among others. In the study, factors were identified to improve the technological parameters of both fresh and hardened grout. The use of mineral additives, also in systems with liquefying admixtures, allowed significant modification of the rheological parameters of the sealing slurry formulations studied. The results obtained indicate their favourable influence on the functional properties, making it possible to use them as binder components replacing Portland cement CEM I while reducing or even eliminating superplasticisers.

1. Wstęp

Ze względu na dużą efektywność obecnie coraz częściej stosowane są metody, pozwalające na bezpośrednie zatłaczanie zaczynów uszczelniających o odpowiednio dobranych parametrach technologicznych, z wykorzystaniem technologii iniekcji w podłoże gruntowo-skalne. [1,2,3]. Różnorodność technologii i ograniczenia stosowanych metod nie pozwalają na przyjmowanie jednolitej procedury projektowej iwykonawczej. Często istnieje konieczność zastosowanie indywidualnego rozwiązania w obrębie jednej metody lub różnych technologii wykonania uszczelnienia.t, z uwzględnieniem pracy całego układu, odkształcalność elementów wzmacniających oraz rodzaj i niejednorodność podłoża. Technologie wiertnicze z równoczesnym wykorzystaniem dobranych receptur zaczynów uszczelniających mają duże zastosowania w budownictwie ogólnym, inżynieryjnym, podziemnym, a także w inżynierii środowiska.

Zaczyny uszczelniające służące do modyfikacji podłoża gruntowego powinny spełniać szereg wymagań [1,4,5,6,7,8,9]. Wymienić tu można m.in. odpowiednie właściwości reologiczne, początek jak i końca wiązania, odpowiednią wytrzymałość mechaniczną stwardniałego zaczynu, wysoką odporność na korozję fizyczną, chemiczną i biologiczną, minimalną ekspansją, a jednocześnie zaczyn uszczelniający powinien charakteryzować się brakiem szkodliwego oddziaływania na środowisko naturalne. Spełnienie powyższych wymagań ma duże znaczenie dla uzyskania pozytywnego efektu modyfikacji podłoża gruntowego metodami iniekcji otworowej. Z drugiej zaś strony należy zauważyć, że specyficzne warunki, panujące w uszczelnianym ośrodku wymagają niejednokrotnie udzielenia priorytetu niektórym z uprzednio wymienionych wymagań kosztem zmniejszenia lub nawet w skrajnych przypadkach pominięcia innych. Tym niemniej należy stwierdzić, że zaczyny uszczelniające, aplikowane do modyfikacji podłoża gruntowego metodami geoinżynieryjnymi, a zwłaszcza wykorzystujące iniekcję otworową, muszą spełniać równocześnie minimum trzy kryteria. Pierwszym z nich jest warunek zgodności pod względem fizyko-chemicznym z otoczeniem. Drugi warunek wynika z kryterium przetłaczania zaczynu. Realizuje się go poprzez odpowiedni dobór modelu reologicznego i parametrów reologicznych zaczynu uszczelniającego. Prawidłowo wyznaczone parametry reologiczne umożliwiają obliczenie oporów przepływu zaczynu w systemie cyrkulacyjnym, od agregatów zatłaczających do miejsca jego lokowania. Trzecim wymogiem jest potrzeba zapewnienia odpowiedniej wytrzymałości mechanicznej oraz trwałości stwardniałych zaczynów uszczelniających.

Tym nie mniej, można stwierdzić, że na dzień dzisiejszy nie ma takiego uniwersalnego spoiwa, z którego można by było sporządzić zaczyn uszczelniający, spełniający wszystkie wymagania technologiczne podczas wzmacniania lub/i uszczelniania podłoża gruntowego w pracach geoinżynieryjnych, a zwłaszcza przy wykorzystaniu iniekcji otworowej. Spowodowane to jest między innymi różnymi celami i specyficznym zakresem wykonywanych prac.

Na podstawie wieloletnich doświadczeń [7,8,9,10], niejednokrotnie zauważa się, że stosowanie zaczynów uszczelniających sporządzanych wyłącznie na osnowie cementu portlandzkiego jest nie korzystne. Zaczyny tego typu stwarzają podczas iniekcji otworowej wiele problemów technologicznych do których można zaliczyć m. in.:

- nieodpowiednie właściwości reologiczne,
- duży skurcz,
- słabą przyczepność do podłoża gruntowego (zwłaszcza typu ilastego),
- niską odporność na korozję w wyniku oddziaływania silnie mineralizowanych wód złożowych,
- nieodpowiednie parametry wytrzymałościowe stwardniałego zaczynu uszczelniającego.

Jak twierdzą Autorzy [11,12,13,14] niekorzystne właściwości technologiczne zaczynów uszczelniających, sporządzanych na osnowie cementów powszechnego użytku można w sposób istotny poprawić poprzez modyfikację ich receptur w wyniku wprowadzenia odpowiednio dobranych dodatków mineralnych oraz domieszek organicznych. Stosowanie dodatków jest bardzo często warunkiem koniecznym uzyskania zaczynu uszczelniającego o wymaganych parametrach technologicznych. Klasyfikacja, sposób działania, zmiany właściwości świeżego i stwardniałego zaczynu pod wpływem różnego rodzaju dodatków są przedmiotem wielu opracowań [9,15,16].

W ostatnich latach prowadzone są badania nad stosowaniem popiołów fluidalnych, jako składników zaczynów uszczelniających, aplikowanych w pracach geoinżynieryjnych. Dotychczasowe wyniki [2,6,8,9,10,17] wskazują na korzystny wpływ popiołów fluidalnych na właściwości użytkowe zaczynów, umożliwiając ich stosowanie jako składnik spoiwa zamieniający cement, jak również jako dodatek zmniejszający gęstość zaczynów, ewentualnie modyfikujący reologię.

Celem stosowania domieszek redukujących wodę zarobową w zaczynie cementowym jest obniżenie ilorazu wodno-cementowego (BWOC) przy zachowaniu pożądanych parametrów reologicznych albo alternatywnie, poprawienie właściwości reologicznych przy założonym ilorazie wodno-cementowym.

2. Charakterystyka materiałów stosowanych do badań

Realizowana praca jest kontynuacją badań [18] wpływu popiołu lotnego krzemionkowego i granulowanego żużla wielkopiecowego na właściwości cementu o niskiej zawartości klinkieru portlandzkiego.

Do badań zastosowano przemysłowy cement portlandzki CEM I nie zawierający w swoim składzie składników drugorzędnych. Cement charakteryzował się składem fazowym, zawierającym odpowiednio: 51% C_3S, 18% C_2S, 10% C_3A i 9% C_4AF. Skład chemiczny podano w tabeli 1 natomiast jego charakterystykę właściwości fizycznych i mechanicznych przedstawiono w tabeli 2. Cement portlandzki charakteryzował się wysoką wytrzymałością wczesną oraz wytrzymałością normową odpowiadającą klasie 52,5.

Tabela 1. Skład chemiczny materiałów stosowanych do badań

Składnik	Zawartość [% wag.]			
	Cement	Popiół V	Popiół F	Żużel S
SiO_2	20,12	51,75	47,46	39,48
Fe_2O_3	2,88	6,60	7,53	0,57
Al_2O_3	5,49	27,80	23,39	7,82
CaO	63,91	3,10	12,22	41,56
MgO	1,42	2,20	3,10	9,06
SO_3	3,26	0,56	6,58	0,09
Na_2O	0,19	1,25	1,40	0,40
K_2O	0,86	3,26	2,36	0,43
CaO_{wolne}	1,50	0,00	-	-

Tabela 2. Właściwości fizyczne i wytrzymałościowe cementu portlandzkiego CEM I

Właściwość		Wynik
Powierzchnia właściwa (wg Blaine'a) [cm^2/g]		5100
Konsystencja [%]		32
Początek czasu wiązania	[min]	195
Koniec czasu wiązania		230
Stałość objętości [mm]		1,0
Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach	[MPa]	39,8
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach		64,1

Do badań wykorzystano podróbkę popiołu lotnego krzemionkowego, pobraną z III sekcji odpylania elektrofiltrów (licząc od kotła). Do dalszych badań popiół lotny został dodatkowo rozfrakcjonowany, w procesie odsiania (odrzucenia) grubych frakcji powyżej 40 µm, w celu uzyskania frakcji 0-40 µm. Skład chemiczny popiołu przedstawiono w tabeli 3.

Fazy krystaliczne popiołu lotnego stanowi głównie kwarc i mullit, a także hematyt oraz anhydryt (refleksy o małej intensywności). Zidentyfikowano także magnetyt - intensywność refleksów tej fazy wskazuje na śladowe jej ilości w badanych próbkach. W zakresie właściwości fizycznych uzyskano następujące wyniki: gęstość 2,431 g/cm^3 (Tabela 4) natomiast powierzchnia określona metodą Blaine'a 6 200 cm^2/g.

Tabela 3. Skład chemiczny popiołu stosowanego do badań

Składnik	Zawartość [%]
Zawartość fazy szklistej	94
$CaO+ MgO+ SiO_2 \geq 67$ [%]	90,1
$CaO+ MgO/SiO_2 > 1,0$	1,3 [-]
M_z	1,07 [-]
M_a	1,48 [-]

Tabela 4. Parametry fizyczne popiołu stosowanego do badań

Właściwość		Popiół V	Popiół F
Gęstość [g/cm^3]		2,43	2,68
Wskaźnik aktywności pucolanowej po 28 d.	[%]	81	89
Wskaźnik aktywności pucolanowej po 90 d.		96	93

Do badań zastosowano mielony granulowany żużel wielkopiecowy (młyn pionowy misowo-rolowy). Wartości współczynników zasadowości i aktywności kwalifikują do grupy materiałów zasadowych o średniej aktywności.

Granulowany żużel wielkopiecowy został rozfrakcjonowany w klasyfikatorze powietrznym na frakcje ziarnowe: 0–40 µm oraz powyżej 40 µm. Do badań wybrano, analogicznie jak w przypadku popiołu, frakcję 0–40 µm. Uzyskana frakcja charakteryzuje się dwumodalnym rozkładem ziaren z wartościami modalnymi odpowiadającymi wielkości ziaren ok. 0,6 oraz 11 µm.

3. Zakres i metody badań

Przeprowadzone badania laboratoryjne miały na celu wykazanie, że odpowiednio dobrane dodatki nieorganiczne oraz domieszki superplastyfikatorów do zaczynów sporządzanych na osnowie cementu portlandzkiego CEM I, pozytywnie wpływają na parametry technologiczne świeżego zaczynu cementowego przeznaczonego do wzmacniania i uszczelniania podłoża gruntowego podczas stosowania technologii iniekcji otworowej.

Badania laboratoryjne parametrów reologicznych zaczynów cementowych przeprowadzono w oparciu o normy PN-EN ISO 10426-1 [19] oraz PN-EN ISO 10426-2 [20].

Współczynnik wodno - spoiwowy (w/s) dla badanych zaczynów uszczelniających wynosił 0,5; 0,6 oraz 0,7. Wykorzystano do badań superplastyfikator otrzymany na bazie polikarboksylowych eterów. Koncentracja upłynniacza w zaczynie wynosiła: 0,2 i 0,4 % (wagowo w stosunku do masy suchego spoiwa). Temperatura zaczynów uszczelniających przeznaczonych do badania parametrów reologicznych wynosiła 20^0C (± 2˚C) [293 K].

Badania laboratoryjne związane z określeniem parametrów reologicznych świeżych zaczynów cementowych obejmowały zakres:

– pomiaru parametrów reologicznych (lepkość plastyczna, lepkość pozorna, granica płynięcia) – za pomocą lepkościomierza obrotowego o dwunastu prędkościach obrotowych (600, 300, 200, 100, 60, 30, 20, 10, 6, 3, 2, 1obr./min, co odpowiada szybkościom ścinania: 1022,04; 511,02; 340,7; 170,4; 102,2; 51,1; 34,08; 17,04; 10,22; 5,11; 3,41; 1,70 s^{-1});
– określenia modelu reologicznego – dobór optymalnego modelu reologicznego zaczynów uszczelniających polegał na określeniu krzywej reologicznej, umożliwiającej najlepsze opisanie wyników pomiarów w układzie współrzędnych: naprężenia styczne (τ) – szybkość ścinania (g).

Celem ułatwienia obliczeń, związanych z ustaleniem optymalnych modeli reologicznych dla badanych zaczynów, skorzystano z programu numerycznego „Rheo Solution". Program ten jest własnością Wydziału Wiertnictwa, Nafty i Gazu na Akademii Górniczo - Hutniczej im. Stanisława Staszica w Krakowie.

Sporządzono 10 receptur, których składy podano w tabeli 5 i tabeli 6.

Tabela 5. Składy receptur zaczynów cementowych

Oznaczenie próbki	Udział poszczególnych składników [% mas.]			
	Cement CEM I	Popiół lotny krzemionkowy (V)	Popiół fluidalny („F")	Granulowany żużel wielkopiecowy (S)
Spoiwo I	30	20	-	50
Spoiwo II	30	-	20	50

Tabela 6. Składy receptur zaczynów cementowych sporządzonych w oparciu o spoiwo „7F"

Nr receptury	Składnik	Zawartość	Ilość [g]
R1	Spoiwo I	100%	300,00
	Woda	w/s=0,5	150,00
R2	Spoiwo I	100%	300,00
	Woda	w/s=0,6	180,00
R3	Spoiwo I	100%	300,00
	Woda	w/s=0,7	210,00
R4	Spoiwo I	100%	300,00
	Woda	w/s=0,5	150,00
	superplastyfikator	0,2%	0,60
R5	Spoiwo I	100%	300,00
	Woda	w/s=0,5	150,00
	superplastyfikator	0,4%	1,20
R6	Spoiwo II	100%	300,00
	Woda	w/s=0,5	150,00
R7	Spoiwo II	100%	300,00
	Woda	w/s=0,6	180,00
R8	Spoiwo II	100%	300,00
	Woda	w/s=0,7	210,00
R9	Spoiwo II	100%	300,00
	Woda	w/s=0,5	150,00
	superplastyfikator	0,2%	0,60
R10	Spoiwo II	100%	300,00
	Woda	w/s=0,5	150,00
	superplastyfikator	0,4%	1,20

4. Wyniki badań laboratoryjnych

Sporządzone mieszaniny zaczynów poddano badaniu zależności naprężeń stycznych w funkcji szybkości ścinania (kąta wychylenia tarczy pomiarowej od prędkości obrotowej). Pomiaru dokonywano zmniejszając, a następnie zwiększając prędkość obrotową lepkościomierza. Do uzyskanych wyników przy pomocy programu Rheosolution dobrano krzywe modeli reologicznych opisane parametrami matematycznymi. Wynikowym działaniem programu Rheosolution jest wykreślenie krzywych modeli reologicznych oraz krzywych lepkości pozornych. Uzyskane dane przedstawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Parametry matematyczne modeli reologicznych dla poszczególnych receptur zmierzone w 20 °C (+/-2°C)

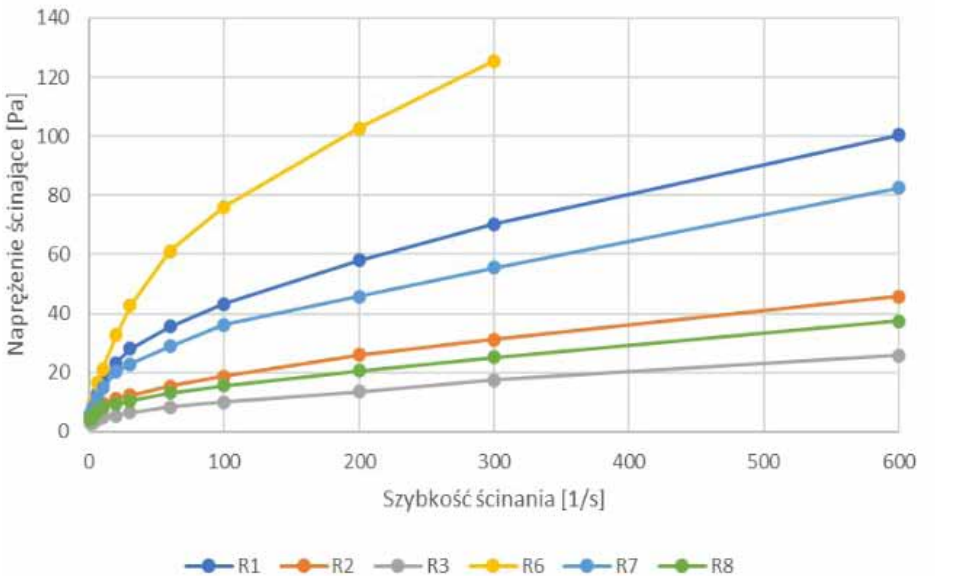
Model Cassona										
Właściwość	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
Współczynnik korelacji [-]	0,9795	0,9931	0,9977	0,9996	0,9998	0,9729	0,9854	0,9949	0,9995	0,9995
Lepkość Cassona [Pa · s]	0,0586	0,0209	0,0121	0,0541	0,0472	0,1692	0,0436	0,0163	0,1358	0,1205
Granica płynięcia [Pa]	8,5475	5,4013	2,7317	1,3061	0,0519	7,6115	8,0248	4,7278	2,486	0,7422
Model Herschel-Bulkleya										
Właściwość	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
Współczynnik korelacji [-]	0,9989	0,9981	0,999	0,9999	0,9999	0,9995	0,9975	0,9976	0,9997	0,9998
Granica płynięcia [Pa]	1,6661	4,4692	2,7069	2,3495	0,0807	-7,121	4,014	4,2431	4,7059	1,7611
Współczynnik konsystencji [Pa · s^n]	3,8827	0,838	0,2774	0,147	0,0762	8,9389	2,449	0,5901	0,3495	0,2116
Wykładnik potęgowy [-]	0,4644	0,5589	0,6366	0,8948	0,9388	0,4323	0,4965	0,5784	0,8988	0,9411

Analiza wyników badań wskazała na spadek lepkości opisywanej modelem Cassona w zaczynach, proporcjonalnie do zwiększania ilości wody zarobowej. Nieznaczny spadek zaobserwowano w zaczynach gdzie przy takiej samej ilości wody zastosowano superplastyfikator. Widoczny jest również wyraźny trend spadkowy wartości współczynnika konsystencji opisywanej modelem Hershela-Bulkleya. Analizując dane zestawione w tabeli 7 zaobserwowano, że najmocniejszy spadek współczynnika konsystencji miał miejsce w przypadku zastosowania popiołu lotnego krzemionkowego, gdzie uzyskano wyraźnie niższe wartości. W analogiczny sposób reagowały się obie receptury na zwiększenie ilości wody zarobowej, jak i superplastyfikatora.

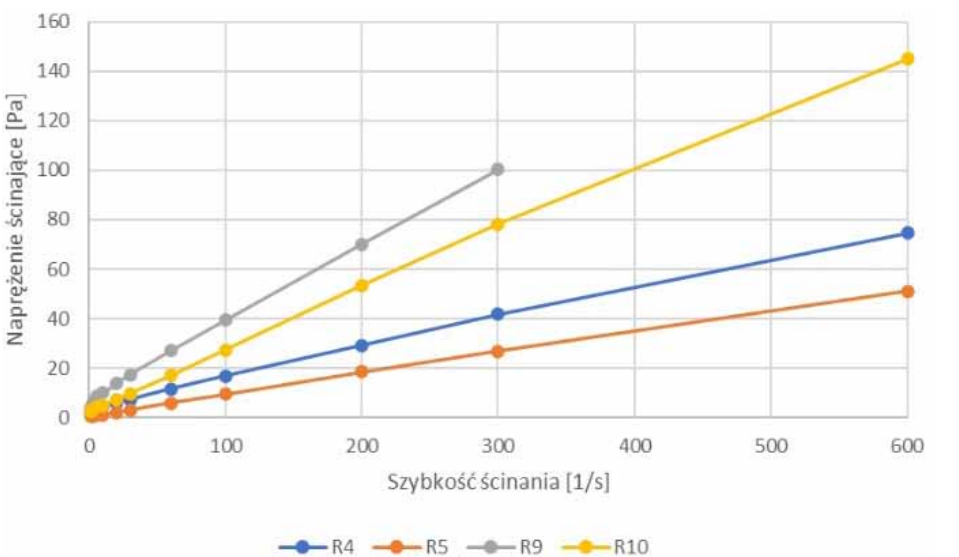
Ważnym parametrem reologicznym w recepturach zaczynów cementowych jest także granica płynięcia. Trend spadkowy granicy płynięcia opisywanej modelem Hershela–Bulkleya można zaobserwować analogicznie jak podczas interpretacji współczynnika konsystencji w zaczynie w przypadku zastosowania popiołu lotnego krzemionkowego. Niezależnie od zastosowanego popiołu, granica płynięcia zaczynów maleje w wyniku zwiększania stosunku w/s i/lub ilości dodanego superplastyfikatora

Ponadto, w celu lepszego zobrazowania wpływu zastosowanych dodatków mineralnych na parametry reologiczne świeżego zaczynu cementowego przedstawiono zmianę przebiegu wartości krzywych płynięcia dla zaczynów (rys 1 i 2). Dla wszystkich analizowanych receptur widoczny jest spadek wartości naprężeń ścinających, w przypadku

zwiększenia ilości wody zarobowej lub zastosowaniu superplastyfikatora. W przypadku zaczynów z dodatkiem superplastyfikatora nachylenie krzywych płynięcia dla poszczególnych spoiw jest zbliżone do siebie, co świadczy o porównywalnych wartościach lepkości Cassona (rys. 2).



Rys 1. Zmiana przebiegu krzywych płynięcia zaczynów cementowych w zależności od składu spoiwa i ilości wody zarobowej (zaczyny bez dodatku superplastyfikatora)



Rys 2. Zmiana przebiegu krzywych płynięcia zaczynów cementowych w zależności od składu spoiwa i ilości superplastyfikatora (zaczyny z dodatiem superplastyfikatora)

5. Wnioski

Analiza otrzymanych wyników z przeprowadzonych badan laboratoryjnych, przedstawionych w postaci tabelarycznej i graficznej pozwala na stwierdzenie, że wyniki kwadratów współczynników korelacji w poszczególnych modelach reologicznych wskazują na wysoką precyzje dopasowania analizowanych modeli do wyników badań laboratoryjnych. Dobór właściwego modelu oraz ustalenie parametrów reologicznych zaczynu uszczelniającego umożliwia prawidłowy wybór techniki i technologii prac inżynierskich, związanych z modyfikacją podłoża gruntowego, z wykorzystaniem iniekcji otworowej.

Spośród znanych i popularnie stosowanych modeli reologicznych, na szczególną uwagę zasługuje model cieczy plastycznolepkiej Herschela-Bulkleya. Model ten należy uznać za jeden z najdokładniej opisujących zachowanie rzeczywistych płynów, stosowanych w pracach uszczelniających podłoże gruntowe. Wiąże on bowiem ze sobą zarówno właściwości plastyczne jak lepkie, rzeczywistych cieczy stosowanych w różnych aplikacjach geoinżynieryjnych. Dla wszystkich badanych zaczynów okazało się, że najlepszy stopień dopasowania pod względem reologicznym dotyczy modelu Herschela-Bulkleya. Modele te odznaczały się stopniem dopasowania większym niż 0,99 (kwadrat współczynnika korelacji R^2).

Zastosowanie dodatków mineralnych oraz domieszek upłynniających pozwala na znaczną modyfikację parametrów reologicznych badanych receptur zaczynów uszczelniających. Zaczyny uszczelniające sporządzone na osnowie spoiwa I (zawierającego popiół lotny krzemionkowy) posiadają lepsze parametry reologiczne w odniesieniu do analogicznych receptur zaczynów sporządzonych na osnowie spoiwa II (zawierającego popiół fluidalny).

Wzrost ilorazu w/s powoduje zwiększenie płynności sporządzonych zaczynów uszczelniających. Pożądaną płynność zaczynu dla prac związanych z modyfikacją podłoża gruntowego uzyskano dla ilorazu w/s równego 0,7. Należy jednak zaznaczyć, że taka ilość zastosowanej wody zarobowej powoduje pogorszenie innych parametrów technologicznych zarówno świeżego jak i stwardniałego zaczynu (odstój, filtracja, czas wiązania, mechaniczna wytrzymałość, przepuszczalność). Niezależnie od stosunku w/s, dodatek popiołu fluidalnego wpłynął na obniżenie właściwości reologicznych świeżych zaczynów cementowych, w porównaniu ze spoiwem zawierającym popiół lotny krzemionkowy.

W celu zwiększenia płynności zaczynów w prowadzonych badaniach zastosowano upłynniacz, o koncentracji 0,2 % oraz 0,4 % BWOS (wagowo względem masy suchego spoiwa). Zastosowanie upłynniaczy w każdym przypadku dało efekt pozytywny polegający na polepszenia właściwości reologicznych badanych zaczynów. Zastosowanie upłynniacza w ilości 0,2% BWOS w sposób istotny polepszyło płynność zaczynu o współczynniku w/s=0,5. Najlepsze efekty uzyskano stosując 0,4 % upłynniacza, uzyskując redukcję lepkości pozornej o ok. 50% przy szybkości ścinania 1022 1/s dla spoiwa I i o ok. 35% przy szybkości ścinania 511 1/s dla spoiwa II. Lepkość pozorna dla wszystkich przebadanych recepturach maleje wraz ze wzrostem szybkości ścinania. Zwiększenie współczynnika w/s jak i również zastosowanie badanych upłynniaczy powoduje w każdym przypadku spadek lepkości pozornej.

Za celowe wydaje się dalsze prowadzenie badań laboratoryjnych z zakresu optymalizacji opracowanych receptur zaczynów uszczelniających stosowanych do modyfikacji (ulepszenia) podłoża gruntowego metodami geoinżynieryjnymi.

Literatura

[1] Gonet A., Stryczek S.: Podstawy Geoinżynierii. Wydawnictwa AGH. Kraków 2020
Budownictwo Inżynieryjne. Marzec - Kwiecień 2015
[2] Pisarczyk S.: Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2005 .
[3] Stryczek S. , Gonet A. : Geoinżynieria . Studia, Rozprawy, Monografie. Nr. 71. Polska Akademia Nauk. Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią, Kraków 2000.
[4] Gonet A., Knez D., Macuda J., Stryczek S.: Selected Issues of Wellbore Hydraulics and Cementing. Editor Knez D.. AGH University of Science and Technology Press. Kraków 2017.
[5] Kremieniewski M.: Poprawa stabilności sedymentacyjnej zaczynów cementowych. Prace Naukowe Instytutu Nafty i Gazu Państwowego Instytutu Badawczego. Kraków 2017.
[6] Kurdowski W., : Chemia cementu i betonu. Wydawnictwo Naukowe. PWN. Warszawa 2010.
[7] Małolepszy J., „Hydratacja i własności spoiwa żużlowo-alkalicznego" Zeszyty Naukowe AGH nr 53, Wydawnictwa AGH Kraków 1989
[8] Neville A.M., : Właściwości betonu (tłumaczenie z języka angielskiego). V edycja. Polski Cement. Kraków 2012.
[9] Stryczek S., Małolepszy J., Gonet A., Wiśniowski R., Kotwica Ł., : Wpływ dodatków mineralnych na kształtowanie się właściwości technologicznych zaczynów uszczelniających stosowanych w wiertnictwie i geoinżynierii. Monografia pod redakcją Stryczka S. Wydawnictwo S.C.M.R. Wioska z Chorzowa. Kraków 2011.(Projekt współfinansowany przez UE w ramach środków Europejskiego Funduszu społecznego – Kapitał Ludzki).
[10] Stryczek S., Gonet A., Rzyczniak M.: Technologia cieczy wiertniczych. Wydawnictwa AGH. Kraków 2018.
[11] Kon E., Jóźwiak H.: Klasyfikacje i wymagania dla domieszek do betonu, zaprawy i zaczynu. Cement –Wapno -Beton. Nr.1/2000.
[12] Kucharska L., Tradycyjne i współczesne domieszki do betonu zmniejszające ilość wody zarobowej. Cement- Wapno-Beton. Nr.2/2000.
[13] Łukowski P.: Domieszki upłynniające - osiągnięcia, perspektywy, wyzwania. Budownictwo, Technologia, Architektura. Wydanie 1(81) 2018
[14] Stryczek S., Wiśniowski R., Gonet A., Wpływ plastyfikatorów na właściwości reologiczne zaczynów uszczelniających do prac geoinżynieryjnych. „Wiertnictwo, Nafta, Gaz", Wydawnictwa AGH, Kraków 2007 r., Tom 24/1/2007.
[15] Kremeniewski M.: Zmiana parametrów reologicznych zaczynu lateksowego pod wpływem dodatku mikrosfery, Nafta-Gaz 2020, nr 1, s. 37-45.
[16] Formela M., Stryczek S.: Popioły fluidalne ze spalania węgla brunatnego jako dodatek do zaczynów uszczelniających wykorzystywanych podczas prac wypełniania pustek w górotworze. Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk, 2017, nr 97, s. 117-134.
[17] Łukowski P.: Nowe osiągnięcia w dziedzinie domieszek do betonu. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne. Marzec - Kwiecień 2015
[18] Wieczorek M., Pichniarczyk P. Wpływ zmiennego stosunku popiołu lotnego krzemionkowego do granulowanego żużla wielkopiecowego na właściwości cementu, Konferencja Dni Betonu 2021, Wisła 2021, 683-696 (2021)
[19] PN – EN ISO 10426-1:2010 Przemysł naftowy i gazowniczy. Cementy i materiały do cementowania otworów. Część 1. Specyfikacja
[20] PN – EN ISO 10426-2:2006 Przemysł naftowy i gazowniczy. Cementy i materiały do cementowania otworów. Część 2: Badania cementów wiertniczych

DROBNOWYMIAROWE ELEMENTY BETONOWE

SMALL-SIZED PRECAST CONCRETE PRODUCTS

Radosław Walendziak
Renata Kotynia

Stłuczka szklana jako składnik betonu do produkcji drobnowymiarowych elementów prefabrykowanych w infrastrukturze drogowej

GLASS CULLET AS COMPONENT OF SMALL-SIZED PRECAST CONCRETE PRODUCTS FOR ROAD INFRASTRUCTURE

Streszczenie

Celem badań było wskazanie potencjalnego obszaru zastosowania stłuczki szklanej w budownictwie, jako dodatku do betonu w zastępstwie kruszywa naturalnego. Zadaniem zespołu było opracowanie optymalnego z punktu widzenia parametrów mechanicznych i ekonomicznych, składu mieszanki betonowej z wykorzystaniem materiałów z recyclingu szkła. Zgodnie z założeniami projektu przyjęto, że właściwości mechaniczne zaprojektowanego betonu, powinny odpowiadać parametrom typowego betonu cementowego, wykorzystywanego przy produkcji prefabrykowanych elementów drobnowymiarowych w drogownictwie. Na podstawie uzyskanych wyników badań można stwierdzić, że stłuczka szklane z recyclingu może być stosowane w betonie jako materiał zastępujący kruszywo naturalne. Jednakże pomimo spełnienia podstawowych wymagań trwałościowych, decydującym czynnikiem determinującym o możliwości zastosowania danego betonu, jest jego słaba odporność na reakcję alkalia-krzemionka.

Abstract

The research aimed to identify the potential area of application of glass cullet for the building industry in place of natural aggregate. The team's task was to develop an optimal, from the point of view of mechanical and economic parameters, composition of a concrete mix using recycled glass. According to the assumptions of the project, mechanical properties of concrete should correspond to the parameters of typical cement concrete, used in the production of prefabricated small-size elements in the road construction industry.

mgr inż. Radosław Walendziak – Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego
prof. dr hab. inż. Renata Kotynia – Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

Based on the obtained test results, it can be concluded that recycled glass can be used in concrete as a replacement material for natural aggregate. However, despite satisfying basic durability requirements, the critical factor determining the possible applications of concrete with glass is poor resistance to alkali-silica reactions.

1. Wprowadzenie

Szkło jest materiałem powszechnie stosowanym na opakowania, jako materiał obojętny. Szkło w zasadzie nie traci swoich właściwości z wiekiem, a jego zaletą jest możliwość powtórnego wykorzystania. Stale rosnąca popularność wykorzystywania szkła w przemyśle czy też branży budowlanej, chemicznej lub spożywczej wiąże się z ciągłym wzrostem ilości odpadów szklanych. Korzyści z wykorzystania odpadów szklanych są znaczne, zaczynając od zmniejszenia emisji CO_2 przy produkcji szkła z wykorzystaniem stłuczki, kończąc na pomniejszeniu ogólnej ilości odpadów w wyniku segregacji odpadów i odzyskiwania szkła. Teoretycznie do 10% wszystkich odpadów stanowi szkło. Sposób i zakres ponownego wykorzystania odpadu szklanego w dużej mierze zależy od jego zanieczyszczenia wynikającego z sposobu użytkowania oraz produkcji. Tym niemniej jest to produkt nadający się do ponownego wykorzystania. Proces przygotowania stłuczki szklanej o parametrach właściwych do ponownego przetopienia jest energochłonny i obejmuje: oczyszczenie odpadów szklanych, segregację ze względu na szkło kolorowe oraz bezbarwne, wstępne kruszenie szkła oraz kolejną segregację magnetyczną, mająca za celu usunięcie resztek papieru oraz metalu, drewna czy folii oraz zanieczyszczeń metalami ciężkimi. Podzielone i oczyszczone odpady szklane są rozdrabniane do żądanej wielkości i tak przygotowane mogą zostać przekazane do huty szkła. Do produkcji szkła często wymaga się stłuczki o bardzo wysokiej czystości. Wymaga to skomplikowanego procesu technologicznego w celu wyselekcjonowanej stłuczki nadającej się do dalszego wykorzystania. Część stłuczki odrzucanej w takim procesie zawiera nadal znaczny udział pełnowartościowego szkła, choć o większym zagęszczeniu wtrąceń trudnych do wyselekcjonowania (bardzo ciemnego szkła, grubych denek butelek i ich szyjek, płytek szklanych i ceramiki). Taki produkt po przekruszeniu i frakcjonowaniu może znaleźć zastosowanie w budownictwie.

Obecnie wykorzystanie odpadów szklanych w budownictwie jest marginalne. Przedmiotem badań nie było ukierunkowanie recyclingu szkła w przemyśle budowlanym, a raczej wskazanie potencjalnego obszaru zastosowania dla odpadów w większym lub mniejszym stopniu zanieczyszczonych lub takich, których proces oczyszczania byłby zbyt energochłonny i ekonomicznie nie uzasadniony.

Kruszywo jest ważnym składnikiem betonu wpływającą na wiele ważnych cech betonu. W betonie zwykłym objętość kruszywa to przeciętnie 60 do 80%. Polska jest czwartym co do wielkości producentem betonu towarowego w Europie. Prognozy mówią, że po 2025 r. wystąpią ograniczenia w dostępie do złóż i brak wystarczającej produkcji piasków i żwirów, a po 2050 r. kruszyw naturalnych łamanych. Wynika to z prognoz przewidywanego zapotrzebowania na kruszywo w kolejnych latach. Rada Ministrów przyjęła 13 kwietnia 2021 r. uchwałę w sprawie ustanowienia Programu budowy 100 obwodnic na lata 2020-2030. W ramach ich budowy w całej Polsce powstanie 100 zadań o łącznej długości ok. 820 km [1]. W Polsce zapotrzebowanie na kruszywa do budowy 1 km autostrady szacuje się na ok. 110–330 tys. ton, średnio 190 tys. ton. Na tę wartość składa się ok. 30–250 tys. ton (średnio ok. 110 tys. t) na nasypy drogowe oraz 80 tys. ton na dodatkowe warstwy podbudowy drogi. Trzeba pamiętać, że przy realizacji tej inwestycji pojawiają się również elementy infrastruktury drogowej w postaci drobnowymiarowych betonowych elementów prefabrykowanych – kostka brukowa, krawężniki, płyty brukowe, elementy odwadniające, itp.

Ponieważ zasoby surowców w Unii Europejskiej są ograniczone, w zintegrowanej strategii wytyczającej kierunki działań poprawiających dostęp do surowców, zwrócono

uwagę na pełne wykorzystanie zasobów surowców naturalnych z jednej strony, a z drugiej skupiono się na jak najszerszym stosowaniu surowców wtórnych. Przyjęta strategia umożliwia produkcję kruszyw sztucznych z wtórnych surowców odpadowych, powstających w energetyce (popioły, żużle), hutnictwie, ciepłownictwie, przemyśle ceramicznym, górnictwie [2].

Na tle prognoz rozwoju inwestycji budowlanych i drogowych w nadchodzących latach, istotnym jest poszukiwanie nowych źródeł materiałów, które mogłyby w części zastąpić źródła naturalne. W tym obszarze szczególnego zainteresowania powinny znaleźć się kruszywa, które są istotnym składnikiem betonu. Oczywiście z uwagi na szczególne wymagania dotyczące jakości stawiane materiałom do produkcji betonu nie jest możliwe zastąpienie kruszyw naturalnych sztucznymi lub z recyclingu w elementach konstrukcyjnych obiektów, które to decydują o trwałości jako całości. Celem badań objętych niniejszym programem jest potencjalna możliwość zmniejszenie zużycia naturalnych zasobów kruszywa, poprzez wykorzystanie materiałów z recyclingu przy produkcji betonowych elementów niekonstrukcyjnych, takich jak drobnowymiarowe elementy prefabrykowane w budownictwie drogowym i komunikacyjnym.

2. Surowce

2.1. Kruszywo naturalne

Wybór kruszywa do badań był uwarunkowany uzyskaniem satysfakcjonujących parametrów mechanicznych betonu, a przy opracowaniu właściwej receptury, uwzględniono aspekt ekonomiczny. W badaniach zastosowano ogólnie dostępne na rynku kruszywa naturalne typowe dla betonu cementowego tj. piasek, żwir (materiał z zasobów własnych laboratorium KBB PŁ). W celu optymalizacji krzywej uziarnienia stosu okruchowego, obniżenia kosztów produkcji oraz wykazania możliwości zagospodarowania odpadów produkcyjnych stosowano również popiół lotny krzemionkowy.

Przy projektowaniu składu mieszanki betonowej zastosowano ogólnie dostępne kruszywo naturalne; kruszywo drobne w postaci piasku uszlachetnionego (płukanego) oraz kruszywo grube żwir frakcji do 16 mm. Stos okruchowy kruszywa dobrano tak, aby mieszanina kruszyw charakteryzowała się optymalnym uziarnieniem, które zapewni uzyskanie założonych właściwości mieszanki betonowej i betonu.

2.2 Kruszywo z recyclingu szkła

Do badań zastosowano stłuczkę szklaną z recyklingu, którą pobrano bezpośrednio z placu składowego, gdzie przygotowana była jedynie przez przekruszenie, aby uzyskać fragmenty nie większe niż 16-20 mm. Recykling stanowiło szkło różnego pochodzenia w tym różnokolorowe szkła z opakowań, luster oraz szkło okienne.

Stłuczka szklana wykorzystana do badań to „niesort" w postaci nieforemnych kształtów ograniczony teoretycznie (przez wstępne przesianie) do maksymalnej wielkości 16 mm, Rys.1. Materiał jest dość znacznie zanieczyszczony dużą ilością frakcji pyłowej. W mieszance występowały również płaskie „nadziarna" o wielkości jednego z wymiarów do 40 mm. W dalszej części opracowania stłuczka szklana będzie też nazywana zamiennie kruszywem z recyclingu, ale nie pochodzącego z materiału zastosowanego uprzednio w budownictwie. Kruszywo stanowi w większości szkło białe, występują również szkła kolorowe (zielone, brązowe), widoczne są również fragmenty luster i szkła płaskiego

(okienne). W laboratorium posortowano stłuczkę poprzez odsianie na sitach 2 mm i 5 mm frakcji 0/2 mm, 0/5 mm, 2/16 i 5/16 mm, Rys. 2. Z założenia nie stosowano dodatkowych zabiegów uszlachetniających, które zwiększałyby energochłonność wyrobu jako całości. Istotą zastosowania było użycie szkła tylko po przekruszeniu i frakcjonowaniu.

Rys. 1. Stłuczka szklana frakcji 0/16 mm (niesortowane)

Rys. 2. Szkło frakcjonowane. Od lewej: frakcja 0/5mm; frakcja 2/5 mm; frakcja 5/16 mm

2.3. Cement

W badaniach zastosowano dwa rodzaje cementów - cement portlandzki CEM I 42,5R oraz cement portlandzki żużlowy CEM II/A-S 42,5N. Z ogólnie dostępnych na rynku cementów (luty 2021 r.) cement CEM II/A-S charakteryzował się najniższą zawartością alkaliów, ekwiwalent Na2Oeq = 0,57%. Cement portlandzki CEM I 42,5R charakteryzował się typową dla tego rodzaju, wysoką zawartością alkaliów, ekwiwalent Na_2O_{eq} równy 1,02%.

3. Założenia dotyczące składu mieszanki

Założenia dotyczące projektu składu mieszanki betonu zakłada optymalizację procesu wytwarzania ze szczególnym uwzględnieniem aspektów ekonomicznych. Realizację badań oparto na założeniach możliwości zastąpienie tradycyjnego betonu przy wytwarzaniu elementów drobnowymiarowych stosowanych na przykład w drogownictwie, betonem z kruszywem z recyclingu szkła. Opracowanie projektu składu mieszanki polegało na określeniu proporcji dozowania stłuczki szklanej w połączniu z kruszywem naturalnym w celu uzyskania optymalnych parametrów wytrzymałościowych, niskiej absorbcji wody i dobrej urabialności.

Na etapie projektowania receptur mieszanki przyjęto następujące założenia:

- konsystencja mieszanki gęsto plastyczna, zagęszczana mechanicznie na stoliku wibracyjnym,
- średnia wytrzymałość na ściskanie próbek nie mniejsza niż 40 MPa,
- zastosowanie w składzie kruszywa naturalnego o uziarnieniu do 16 mm,
- wykorzystanie szkła z recyclingu.

W betonie referencyjnym wyjściowo założono zastosowanie cementu portlandzkiego w ilości 320 kg/m^3 o stosunku w/c = 0,45, który stanowił przykład betonu przeznaczonego do elementów prefabrykowanych. Zarówno beton referencyjny (Z1-0), jak i pozostałe nie był napowietrzany. Stosowano jedynie domieszkę upłynniającą. Składy poszczególnych zarobów przedstawiono w Tablicy 1.

Tablica 1. Skład zarobów do badań

Skład / Zarób NR	Z1-0	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Cement CEM I 42,5 R	320	320	320	320	320	320
Piasek 0/2	670	670	670	201	340	700
Żwir 2/8	490	490	140	140	230	0
Żwir 8/16	800	240	190	240	380	0
woda	148	148	148	148	145	142
Szkło frakcji 0/5	-	-	290	759	580	-
Szkło frakcji 5/16	-	560	560	560	380	-
Szkło frakcji 0/16	-	-	-	-	-	1200
Suma kruszywo naturalne [kg]	1960	1400	1000	581	950	700
Suma szkło [kg]	0	560	850	1319	960	1200
Suma kruszywo i szkło [kg]	1960	1960	1850	1900	1910	1900
Zawartość szkła w stosunku do sumy kruszyw w mieszance [%] (masowo)	0	29	46	69	50	63

4. Zakres i metodyka badań

4.1. Badania z cementem CEM I 42,5R

W pierwszym etapie badań oceniono podstawowe parametry betonu, wytrzymałości i nasiąkliwość dla mieszanek z cementem rodzaju CEM I 42,5 R. Parametry te odgrywają podstawową rolę, jeżeli chodzi o trwałość prefabrykatów drobnowymiarowych. Wyniki wytrzymałości na ściskanie i nasiąkliwości próbek betonu po 7 do 190 dniach dojrzewania w wodzie, zawarto w Tablicy 2. Badania zostały przeprowadzone na próbkach sześciennych o boku 150 mm.

Tablica 2. Wyniki wytrzymałości na ściskanie i nasiąkliwości próbek betonu po 7 do 190 dniach

Zarób NR	Ilość szkła w składzie [%] m.k.	Wytrzymałość na ściskanie f_{ci} [MPa] wiek betonu [dni]						Nasiąkliwość n [%]
		7	14	28	56	90	190	28
Z1-0	0	50,5	56,8	61,0	66,2	68,1	-	2,7
Z2	29	36,4	41,9	48,2	46,7	45,1	-	3,6
Z3	46	37,2	36,3	43,4	40,5	39,7	-	3,6
Z4	69	40,1	43,2	44,7	38,9	37,9	36,5	4,5
Z5	50	43,4	49,1	47,2	44,9	44,9	42,4	4,0
Z6	63	41,6	46,4	48,1	46,6	43,4	41,8	4,1

Badanie nasiąkliwości betonu według PN-EN 1338, rozpoczęto po 28 dniach dojrzewania próbek w komorze klimatycznej w temperaturze +20^{0}C, wilgotność ≥95%. Następnie próbki zanurzono w wodzie, a po nasączeniu rozpoczęto suszenie. Po dwóch dniach suszenia na powierzchni próbek stwierdzono nieregularne rysy i pęknięcia, Rys. 3. Uszkodzenia przebiegały przez całą długość próbki, a szerokość rozwarcia rys wynosiła do 1 mm. Próbki zarobku Z1-0, który nie zawierał dodatku szkła w składzie nie wykazały żadnych uszkodzeń podczas badania nasiąkliwości.

W normalnych warunkach dojrzewania zaczyn cementowy nie reaguje z kwarcem. Natomiast podczas obróbki termicznej (+60^{0}C) reakcja ulega znacznemu przyśpieszeniu. Im wyższa temperatura tym reakcja zachodzi ze zwiększoną szybkością. W przypadku badanych próbek, zgodnie z procedurą badawczą przy określaniu nasiąkliwości, próbki najpierw zostały nasączone wodą (zwiększenie wilgoci betonu), a następnie poddane suszeniu w temperaturze +105^{0}C, co spowodowało przyspieszenie reakcji alkalicznej ASR w zaczynie. Skutkiem czego już po jednym dniu suszenia zaobserwowano liczne uszkodzenia w postaci nieregularnych rys na każdej ze ścian próbki. Mieszanina kruszyw zastosowanych w zarobach naturalnych i sztucznych (szkła z recyclingu), stanowi składnik bogaty w reaktywną krzemionkę. Powoduje to bardzo szybką reakcję, która prowadzi do ekspansji w porach zaczynu i dalej powoduje pękanie betonu.

Rys. 3. Pęknięcia ścian próbki zarobu Z2

Podsumowując wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i nasiąkliwości można stwierdzić, że krzemionka wprowadzana do mieszanki w postaci szkła w obecności cementu CEM I 42,5 R, bardzo szybko prowadzi do reakcji chemicznych, które powodują wewnętrze zniszczenie struktury próbek. Wskazuje na to stwierdzony spadek wytrzymałości na ściskanie wraz z dojrzewaniem betonu (powyżej 28 dnia) oraz widoczne uszkodzenia próbek na skutek nasączania wodą i suszenia.

Na tym etapie badań przygotowano mieszanki z cementu CEM I 42,5 R w składzie, gdyż ten rodzaj cementu jest wskazywany, jako właściwy do zastosowań w prefabrykacji. Jednakże uzyskane wyniki dyskwalifikują możliwość zastosowania tego rodzaju cementu w ilości 320 kg/m^3 w połączeniu z stłuczka szklaną niezależnie od ilości jej dozowania.

4.2. Badania z cementem CEM II/A-S 42,5N

Dodatek kruszywa w postaci szkła z recyclingu prowadzi do silnej reakcji krzemionki z alkaliami pochodzącymi z cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R. Nawet zastosowanie dodatków potencjalnie ograniczających reakcje ASR, nie gwarantuje wyeliminowania efektu szkodliwości reakcji ASR w przypadku betonów z wysoką zwartością szkła (krzemionki) w składzie. Dlatego przy projektowaniu składu kolejnych mieszanek zastosowano dodatkowo następujące działania:

- cement portlandzki rodzaju CEM I 42,5 R zastąpiono cementem portlandzkim żużlowym CEM II/A-S 42,5 N (cement powszechnie dostępny, workowany),
- zmniejszono ilość cementu z 320 kg do 260 kg,
- zastosowano dodatek mineralny w postaci popiołu lotnego. Popiół lotny w formie dodatku do mieszanki stosowano, jako częściowy zamiennik masy cementu przy zachowaniu niezmiennej zawartości wody,
- ograniczono ilość szkła do 30% max. 50% masy kruszywa.

Popiół lotny jest stosowany w betonie typowo w ilości od 15% do 25% masy cementu w zależności od właściwości popiołu lotnego, ograniczeń specyfikacji. Wyższe poziomy (30% do 50%) są stosowane w konstrukcjach masywnych (np. fundamenty) w celu kontroli wzrostu temperatury. W ostatnich dziesięcioleciach badania wykazały, że wysokie poziomy dozowania (40% do 60%) mogą być stosowane w aplikacjach konstrukcyjnych, dając beton o dobrych właściwościach mechanicznych i trwałościowych. Betony o dużej zawartości popiołów lotnych określane są mianem *High volume fly ash concrete*. W opra-

cowanym składzie mieszanek z dodatkiem popiołu lotnego stosowano go w ilości od 10 do 50%, co miało korzystny wpłynąć na ograniczenie reakcji ASR.

Dodatek popiołu lotnego poprawia urabialność mieszanki betonowej, zwiększa odporność na czynniki agresywne poprzez zmniejszenie ilości dużych porów, a więc zwiększenie szczelności, tym samym zmniejsza przepuszczalność betonu dla penetracji wody i gazu. Dodatek popiołów ogranicza także niebezpieczeństwo reakcji alkaliów z kruszywem. Powszechnie wiadomo, że popiół lotny o niskiej zawartości wapnia (klasa F) jest w stanie zminimalizować szkodliwą reakcję alkaliczno-krzemionkową (ASR) w betonie przy założeniu dozowania w ilości od 20% do 30% masy cementu. Efekt ten przypisuje się zmniejszonemu stężeniu wodorotlenków alkalicznych w zaczynie, gdy w roztworze jest obecny popiół lotny.

Tablica 3. Skład zarobów do badań po korekcie

Skład / Zarób NR	Z11-0	Z10	Z13	Z7
Cement CEM II/A-S 42,5 N	260	260	260	320
Piasek 0/2	760	760	0	720
Żwir 2/8	520	360	520	159
Żwir 8/16	625	420	500	600
woda	140	140	150	155
Szkło frakcji 0/2	-	-	860	371
Szkło frakcji 2/16	-	345	-	-
Popiół lotny (V)	104	104	117	64
Suma kruszywo naturalne [kg]	1905	1540	1020	1479
Suma szkło [kg]	-	345	860	371
Suma kruszyw, szkło + naturalne [kg]	1905	1885	1880	1850
Zawartość szkła w stosunku do sumy kruszyw w mieszance [%] (masowo)	0	18	46	20

Tablica 4. Wyniki badań wytrzymałościowych

Zarób NR	Ilość szkła w składzie [%] m.k.	Wytrzymałość [MPa]							
		ściskanie f_{ci} wiek betonu [dni]						zginanie f_{clflex}	rozciąganie $f_{ctsplit}$
		7	14	28	56	90	190	28	28
Z10	18	22,5	28,5	36,5	47,6	45,6	45,5	4,9	4,25
Z11	0	33,5	41,5	50,6	60,7	66,6	69,4	6,2	4,10
Z13	46	29,2	36,6	44,2	58,3	58,6	58,5	6,4	4,50
Z7	20	36,1	39,2	50,0	54,9	60,9	49,0	6,5	4,55

Tablica 5. Wyniki badań odporności na działanie mrozu

Zarób NR	Ilość szkła w składzie [%] m. k.	Ilość cementu [kg]	Ilość popiołu [kg]	Próbki f_{F1} [MPa]	Próbki f_{F2} [MPa]	Średni spadek wytrzym. Δf_F [%]	Ubytek masy Δm_F [%]
Z10	18	260	104	45,3	43,8	3	<5%
Z11	0	260	104	59,8	57,4	4	<5%
Z13	46	260	117	58,5	57,0	3	<5%
Z7	20	320	64	60,2	31,9	47	<5%

W tablicach 4 i 5 zestawiono wyniki badań próbek przygotowanych z wykorzystaniem cementu CEM II/A-S 42,5N w składzie. Próbki do badań wytrzymałościowych i trwałościowych, przechowywano do momentu badania w wodzie. Pozostałe w komorze klimatycznej w temperaturze +20^{0}C i wilgotności >95%. Badania wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przeprowadzono na próbkach sześciennych o boku 150 mm. Badanie wytrzymałości na zginanie na próbkach prostopadłościennych o wymiarach 100x100x500 mm. Badanie mrozoodporności na próbkach sześciennych o boku 100 mm.

W większości przypadków, próbki betonu wykonane z zastosowaniem cementu CEM II/A-S 42,5 N w ilości od 300 do 360 kg na 1 m^3 poddane cyklicznym zmianom temperatury podczas badania mrozoodporności nie spełniły wymagań. Bez względu na ilość wprowadzonego powietrza, po badaniu odnotowano duże spadki wytrzymałości (Δf_F) próbek zamrażanych lub całkowite ich rozkruszenie. Trudno jednoznacznie określić przyczynę braku odporności betonu na działanie mrozu, tym bardziej, że jak pokazują doświadczenia, skutki stosowania różnych dodatków i domieszek są nieraz sprzeczne, np. podwyższeniu szczelności towarzyszy obniżenie odporności na agresję mrozową. Teoretycznie może być to zaniżona wyjściowa zawartość powietrza w mieszance Z7 (3,9%), która w przypadku betonów z kruszywem do 16 mm powinna wynosić co najmniej 4,5%. Jednakże oceniając wcześniejsze wyniki wytrzymałości na ściskanie, prawdopodobna przyczyna zniszczenia próbek betonu zdaniem autora, to wynik dwóch czynników, rozluźnienia struktury betonu w wyniku reakcji ekspansywnej alkaliów z krzemionką czego następstwem były dalsze zniszczenia na skutek zamrażania i rozmrażania. Badania rozpoczęto po 90 dniach dojrzewania w komorze klimatycznej, temperatura +20^{0}C, wilgotność >95%.

Beton próbek poddanych działaniu mrozu przygotowany z zastosowaniem cementu CEM II/A-S 42,5 N w ilości 260 kg na 1 m^3 spełniły wymagania dotyczące mrozoodporności betonu – spadek wytrzymałości (Δf_F) próbek zamrażanych (f_{F2}) w stosunku do porównawczych (f_{F1}) był nie większy niż 20% oraz ubytek masy (Δm_F) próbek zamrażanych nie większy niż 5% (Tablica 5). Wyjątek stanowiły zaroby betonów nienapowietrzanych. Badania rozpoczęto po 90 dniach dojrzewania.

Badanie odporności na powierzchniowe łuszczenie w obecności soli odladzających zostało wykonane zgodnie z normą PN-EN 1340 dla próbek po 56 dniach dojrzewania w wodzie. Powierzchniami narażonymi na czynniki środowiskowe były powierzchnie cięte próbek. Rezultaty dla L_{28} poniżej 1 kg/m^2 pozwalają sklasyfikować badane betony, jako materiał o „dobrej" odporności na powierzchniowe łuszczenie. Jedynie w przypadku cementu CEM I 42,5 R w ilości 320 kg/m^3, masa złuszczeń w próbkach betonów, przekraczała dopuszczalną masę ubytków określoną jako wynik średni $L_{28} \leq 1{,}00$ kg/m^2 i każdy pojedynczy wynik $L_{28} \leq 1{,}50$ kg/m^2 .Wyniki badań przedstawiono w Tablicy 6.

Badanie odporności na ścieranie na tarczy Böhmego przeprowadzono w oparciu o normę PN-EN 1340 załącznik H, na próbkach sześciennych o długości boku 71 mm. Osiągnięty wynik wyrażono zmianą objętości próbek pościeraniu (ΔV), wyznaczając ubytek objętości na podstawie pomiarów grubości próbki przed i po badaniu. Jest on równy iloczynowi średniej różnicy grubości (Δh) oraz długości boków próbki (a i b) stanowiących powierzchnie ścieraną.

Dla prefabrykowanych wyrobów drogowych odporność na ścieranie której wartość jest mniejsza lub równa 18 000 mm^3/5000 mm^2, uważana jest jako spełniającą normowe kryteria klasy 4 - znakowanie I. Wyniki badań przedstawiono w Tablicy 6.

Badanie głębokości penetracji wody pod ciśnieniem w betonie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12390-8. Opisana w normie metoda badania przepuszczalności wody przez beton, polega na poddaniu betonu próbek stałemu działaniu ciśnienia wody o wartość 0,5MPa, w czasie 72 h. Po badaniu próbki rozłupano w celu określenia zasięgu penetracji wody, następnie zmierzono głębokość wniknięcia wody do betonu. Badanie przeprowadzono na próbkach sześciennych o boku 150 mm przechowywanych przez 28 dni w wodzie.

Badanie nasiąkliwości betonu przeprowadzono na podstawie normy PN-EN 1338. Badania rozpoczęto po 28 dniach dojrzewania próbek w komorze klimatycznej w temperaturze +20^{0}C, wilgotność ≥95%. Wyniki badań przedstawiono w Tablicy 6.

Tablica 6. Wyniki badań odporności na ścieranie

Zarób NR	Ilość szkła w składzie [%] m. k.	Ilość cementu [kg]	Średni ubytek masy L L_{28} [kg/m^2]	Maks. ubytek masy L_{maks} L_{28} [kg/m^2]	Średni ubytek objętości Ścieralność ΔV= Δh·5 [mm^3/5000 mm^2]	Średni głębokość wniknięcia wody w beton [mm]	Nasiąkliwość n [%]
Z10	18	260	0,17	0,20	9 269	10	4,7
Z11	0	260	0,46	0,55	9 342	10	4,3
Z13	46	260	0,36	0,49	8 069	5	4,0
Z7	20	320	1,63	2,18	11 178	5	4,7

5. Badania reaktywności alkalicznej

Badania miały również na celu rozpoznanie charakteru procesu reaktywności alkalicznej w betonie zawierającym stłuczkę szklaną. Reakcja kruszywa zawierającego rozpuszczalną w alkaliach krzemionkę (*ASR - Alkali-Silica Reaction*) zachodzi w roztworze zaczynu w porach betonu, prowadząc do ekspansji, która może powodować jego pękanie i destrukcję. Szczególne znaczenie dla procesu ekspansji ma wilgotność i temperatura. Najsilniejszą ekspansję można zaobserwować już w temperaturze pokojowej przy wilgotności względnej 80%. Towarzyszy temu tworzenie się na powierzchni ziaren żelu krzemianów sodu i potasu [3]. Obserwowane często zjawisko wykwitów na betonie jest efektem migracji żelu (wraz z wilgocią) w kierunku powierzchni betonu. Najbardziej powszechną formą reakcji jest reakcja z kruszywami zawierającymi krzemionkę reaktywną, głównie opalową i szkło krzemionkowe. Głównym składnikiem szkła płaskiego (okiennego) jest krzemionka

SiO_2. Szkło barwione może natomiast zawierać także związki metali ciężkich. Wszystkie minerały krzemianowe czy krzemionkowe obecne w kruszywach reaktywnych mogą reagować z roztworem wodorotlenków sodu i potasu z prędkością zależną od czasu, temperatury i rozmiaru ziaren.

Jednym z czynników decydujących o wystąpieniu reakcji alkaliów z kruszywem reaktywnym w betonie jest odpowiednio duża zawartość tlenków sodu i potasu, czyli alkaliów. Za główne źródło alkaliów w betonie jest uważany cement portlandzki. Źródłem alkaliów może być też popiół pochodzący ze spalania węgla, ale również inne składniki betonu mogą dostarczać dodatkowych alkaliów, które reagują z kruszywem oraz alkalia pochodzące z zewnętrznego środowiska (np. sól do odladzania, sól morska, zasolenie piasku). Podsumowując głównym źródłem alkaliów w betonie są:

- cement portlandzki,
- dodatki mineralne (np. popiół lotny, żużel, pył krzemionkowy, naturalne pucolany),
- kruszywa,
- domieszki chemiczne,
- środowisko zewnętrzne (woda morska, sole stosowane do odladzania nawierzchni drogowych).

W celu skutecznego zapobiegania uszkodzeniom betonu na skutek reakcji alkaliów krzemionki, należy wyeliminować przynajmniej jeden z wymienionych czynników. W krajowych wytycznych zaleca się wykluczenie stosowania kruszyw reaktywnych, poprzez badania potencjalnej reaktywności kruszywa przed jego zastosowaniem w betonach wykorzystywanych w obiektach inżynierskich np. budownictwie drogowym oraz stosowanie cementów niskoalkalicznych (NA).

Zgodnie z tymi założeniami docelowo wybrano cement portlandzki żużlowy rodzaju CEM II/A-S 42,5 N. Natomiast w celach poznawczych wykorzystano powszechnie dostępny cement portlandzki CEM I 42,5R, jako najbardziej odpowiedni (i zalecany) do zastosowania w prefabrykacji. Niestety, co potwierdzono badaniami cement ten wykazywał silną reakcję ASR.

Zestawienie zawartość alkaliów w betonie w zależności od ilości i rodzaju cementu przedstawiono w Tablicy 7. Przedstawiono wyniki cementów stosowanych w badaniach i innych typowych dodatków. Do całkowitej ilości alkaliów w betonie, należy dodać również alkalia zawarte w popiele lotnym. Przyjęto zasadę bardziej po stronie bezpiecznej, czyli założono, że 17% $(Na_2O)eq$ czyli 0,46 stanowią alkalia z popiołu lotnego. Stąd całkowita ilość alkaliów w betonie powinna być zwiększona w zależności od dozowania popiołu. Przyjmując zawartość popiołu jako 30% masy cementu, ilość alkaliów zwiększy się o 0,15 kg/m3 w przypadku betonu z 320 kg i o 0,09 kg/m3 w przypadku betonu z 200 kg cementu. Alkalia pochodzące z pyłu krzemionkowego stanowią marginalną ilość w całości.

Tablica 7. Zawartość alkaliów w betonie w zależności od ilości cementu [kg/m^3].

Rodzaj cementu	Zawartość alkaliów $(Na_2O)_{eq}$	Zawartość alkaliów w betonie w zależności od ilości cementu [kg/m^3]		
	[%]	320 kg	260 kg	200 kg
CEM I 42,5 R	1,02	3,3	2,7	2,0
CEM II/A-S 42,5 N	0,57	1,8	1,5	1,1
CEM II/A-V 42,5 N-NA	0,95	3,0	2,5	1,9
CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA	0,75	2,4	2,0	1,5
Dodatek mineralny		Dodatek w ilości 10% m. c.		
Popiół lotny (17% = 0,46)	2,72	+0,15	+0,12	+0,09

Teoretycznie, na podstawie informacji z danych literaturowych zupełnie bezpieczna graniczna zawartość alkaliów w betonie to ta, która nie przekracza 1,8 kg/m^3. Przyjmując warunek dla ilości max. 1,8 kg/m^3, zostanie on spełniony przy zastosowaniu cementu CEM II/A-S 42,5 N w ilości nie większej niż 316 kg na 1 m^3. Zastosowanie cementu w mniejszej ilości np. 260 kg na 1 m^3 ogranicza zawartość alkaliów w betonie do 1,5 kg/m3, a z uwzględnieniem alkaliów z popiołu (30 % m. c.) całkowita zawartość alkaliów nie przekroczy 1,5 + 0,46 = 1,96 kg/m^3. Przy wykorzystaniu cementu CEM I 42,5 R oraz popiołu lotnego w tej samej ilości (260 kg + 78 kg) całkowita zawartość alkaliów wyniesie 2,7 + 0,46 = 3,16 kg/m^3.

Z uwagi na to, że w przypadku projektowanych mieszanki betonu, z wysoką zawartością stłuczki szklanej, spodziewano się reakcji zaczynu z kruszywem (szkłem), skład mieszanki projektowano tak, aby całkowita zawartość alkaliów w betonie była jak najmniejsza i nie przekraczała 2,0 kg/m3. Jednocześnie wykorzystano cement o potencjalnie niskiej zawartości aktywnych alkaliów, oraz taki który jest zalecany do zastosowania w klasie ekspozycji odpowiedniej do produkcji drobnowymiarowych wyrobów prefabrykowanych stosowanych w drogownictwie. Beton powinien być w głównej mierze odporny na agresję spowodowaną działaniem mrozu, środowiska agresywnego chemicznie oraz ścieranie.

W celu oceny reaktywności krzemionki przeprowadzono badania reaktywności alkalicznej zapraw cementowej z dodatkiem stłuczki szklanej, metodą przyspieszoną według procedury PB/1/18 [4]. Metoda ta przewiduje przygotowanie próbek o wymiarach 25x25x285 mm. Skład zaprawy powinien odpowiadać proporcjom cementu do kruszywa 1:2,25 (w tym przypadku mieszaniny piasku i szkła frakcji 0/2 mm). Zastosowano współczynnik w/c równy 0,47, cement rodzaju CEM II/A-S 42,5 N oraz CEM I 42,5 R. W celu oceny skuteczności zapobiegania reaktywności alkalicznej przez dodatki typu II, w składzie mieszanek zastosowano popiół lotny (PL). Beleczki przygotowanej zaprawy zostały zanurzone w roztworze 1 M NaOH, w temperaturze +80°C na okres min. 14 dni.

Skład mieszanki do przygotowania próbek zapraw przedstawiono w Tablicy 8. Próbki zaprawy oznaczone A1 0G i A2 0G traktowano jako referencyjne, które nie zawierały w składzie dodatku szkła.

Tablica 8. Skład zaprawy próbek poddanych badaniom ASR.

Skład	A1 0G	A2 0G	A2 20G	A2 50G	A2 70G	A1 50G 30PL	A2 50G 30PL
CEM I 42,5 R	250	0	0	0	0	250	0
CEM II/A-S 42,5 N	0	250	250	250	250	0	250
popiół lotny	0	0	0	0	0	75	75
piasek 0/2 mm	562	562	450	281	169	281	281
szkło 0/2 mm	0	0	112	281	393	281	281
woda	118	118	118	118	118	118	118

A1 – cement CEM I
A2 – cement CEM II
50G - szkło (glass) 50% masy kruszywa
30PL – popiół lotny 30% masy cementu

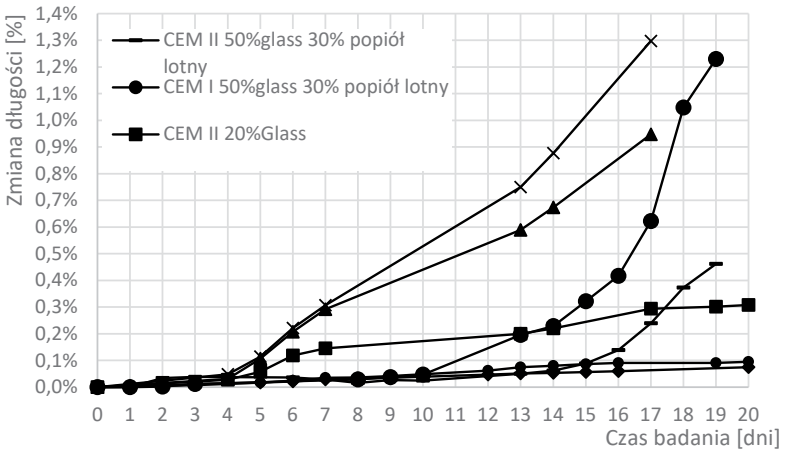
Beleczki betonowe (A2 20G) wykonane z kompozycji cementu CEM II/A-S 42,5N oraz piasku i 20% szkła, przechowywane w 1-molowym roztworze NaOH o temperaturze 80±2°C, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,22%, a po 20 dniach 0,31%. Beleczki betonowe (A2 50G) wykonane z kompozycji cementu CEM II/A-S 42,5 N oraz piasku i 50% szkła, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,59%, a po 17 dniach 0,95%. Natomiast beleczki z tym samym cementem i 70% ilością szkła (A2 70G), wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,88%, a po 17 dniach aż 1,30%, rys. 1.

Beleczki betonowe (A1 50G 30PL) wykonane z cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R, piasku i 50% szkła oraz dodatku popiołu lotnego (PL) w ilości 30% masy cementu, przechowywane w 1- molowym roztworze NaOH o temperaturze 80±2°C, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,23%, a po 19 dniach aż 1,22%, rys. 4.

Beleczki betonowe (A2 50G 30PL) wykonane z cementu portlandzkiego CEM II/A-S 42,5N, piasku i 50% szkła oraz dodatku popiołu lotnego (PL) w ilości 30% masy cementu, przechowywane w 1- molowym roztworze NaOH o temperaturze 80±2°C, wykazały po 14 dniach zmiany liniowe równe średnio 0,06%, a po 19 dniach aż 0,46%, rys. 1.

Porównując wyniki próbek z dodatkiem popiołu lotnego do próbek bez tego dodatku można stwierdzić, że wpływa on znacząco na zmniejszenie zmian długości próbki. W odniesieniu do wyników po 14 dniach badania, odnotowano 10 krotnie mniejsze wydłużenie (0,59% - 0,06%) próbek z popiołem lotnym w składzie, natomiast po 19 dniach już tylko 2 krotne (1,52% do 0,46%).

Podsumowując wyniki badań reaktywności, tylko beleczki wykonane z zastosowaniem cementu portlandzkiego żużlowego CEM II/A-S 42,5N z dodatkiem popiołu lotnego w ilości 30% masy cementu spełniły wymagania dotyczące reaktywności. Kompozycja składu zaprawy z kruszywem w postaci mieszaniny szkła frakcji 0/2 mm i piasku (w proporcjach 1:1). Po 14 dniach badania, wydłużenie liniowe tak przygotowanych beleczek zaprawy wyniosło 0,06%. Kruszywo niereaktywne kategorii R0 powinno charakteryzować się zmianą długości nie większą niż 0,15%. Niestety tendencja zmian długości była narastająca i już po 19 dniach osiągnęła wartość 0,46%. Wynik większy od 0,45% charakteryzuje kruszywo, jako bardzo silnie reaktywne, kategoria R3.



Rys. 4. Wykres zmian długości próbek

Badania reaktywności metodą przyśpieszoną wykonano dla próbek z wykorzystaniem szkła frakcji 0/2 mm. Ocena wpływu szkła na przebieg reakcji ASR wymaga indywidualnego podejścia do każdego projektowanego składu. Zdaniem autora, w rozpatrywanym przypadku frakcja drobnego szkła (i pyłu szklanego) powoduje wcześniejszą i silniejszą reakcję pomiędzy alkaliami w zaczynie cementowym i krzemionką wprowadzoną w postaci bardzo drobnego szkła. Ten sposób dozowania szkła wynikał miedzy innymi z wymaganych wymiarów beleczek, które norma określa jako 25x25x285 mm. Badania reaktywności szkła będą kontynuowane, ale na próbkach które nie zawierają drobnej frakcji szkła.

6. Podsumowanie

Na podstawie uzyskanych wyników badań można stwierdzić, że kruszywo szklane z recyklingu może być stosowane w ograniczonym zakresie w betonie, jako materiał zastępujący kruszywo naturalne. Trwałość betonu na warunki atmosferyczne w normach dotyczących: kostki brukowej, krawężników, płyt brukowych zależy przede wszystkim od nasiąkliwości, odporności na ścieranie i odporności na powierzchniowe działanie mrozu z dodatkiem soli odladzających.

Uzyskane parametry potwierdzają odporność betonu na agresję spowodowaną działaniem mrozu i ścieraniem. Pomimo spełnienia podstawowych wymagań trwałościowych, decydującym czynnikiem determinującym o możliwości zastosowania danego betonu, jest jego odporność na reakcję alkalia-krzemionka.

1. Beton z dodatkiem szkła z recyclingu w składzie jest silnie reaktywny. Przeprowadzone badania reaktywności alkalicznej na próbkach zaprawy z cementem portlandzkim jak i żużlowym oraz dodatkiem szkła frakcji 0/2 mm wykazały zmiany długości badanych próbek przekraczające wartości graniczne. Dodatek popiołu lotnego znacznie ogranicza reakcje ASR, ale jej całkowicie nie zapobiega. Zdaniem autorów niekorzystny wpływ w tym przypadku miały drobne cząstki szkła, które wzmagają reakcję kruszywa zawierającego rozpuszczalną w alkaliach krzemionkę (ASR) w betonie, powodując jego

pękanie i destrukcję. Stosowanie stłuczki szklanej należy ograniczyć zatem w tym przypadku do 20% ogólnej masy kruszywa w składzie.

2. Nie jest zalecane stosowanie cementu portlandzkiego rodzaju CEM I 42,5 R o wysokiej zawartości alkaliów. Cement ten w połączeniu z kruszywem szklany (krzemionką) powoduje silną reakcją alkaliów z krzemianami. Stosowanie dodatków typu II nie prowadzi do całkowitego zahamowania niekorzystnych reakcji ASR. Tym samym należy wykluczyć stosowanie cementów, wysoko alkalicznych, których ilość w przeliczeniu na Na_2O_{eq} przekracza 0,6%.
3. Z uwagi na ograniczenie ilości alkaliów w betonie do max. 1,5 kg/m^3, przy projektowania mieszanki z dodatkiem szkła należy również ograniczyć ilość cementu do 250 kg/m^3. Odnosi się to do cementu niskoalkalicznego $Na_2O_{eq} \leq 0{,}6\%$.
4. Dodatek kruszywa sztucznego w postaci stłuczki szklanej wpływa na obniżenie wytrzymałości na ściskanie. Tym niemniej można zaprojektować beton z ilością cementu w składzie 260 kg/m^3, którego wytrzymałość będzie znacząco większa niż 40 MPa po 56 dniach dojrzewania.

Literatura

[1] Program budowy 100 obwodnic na lata 2020–2030. Dostęp (online) Program budowy 100 obwodnic na lata 2020 - 2030 - Ministerstwo Infrastruktury - Portal Gov.pl (www.gov.pl).
[2] Szruba. M. Kruszywa w budownictwie drogowym i kolejowym., Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne. Marzec – Kwiecień 2020.
[3] Kurdowski W. Chemia cementu i betonu. Wydawnictwo Polski Cement, PWN. 2010.
[4] Procedura badawczą GDDKiA PB/1/18 (czerwiec 2019 r.). Instrukcja badania reaktywności kruszyw metodą przyśpieszoną w 1 M roztworze NaOH w temperaturze 80°C.

DROGI BETONOWE

CONCRETE ROADS

Karolina Bogusz
Kinga Dziedzic
Aneta Antolik
Michał A. Glinicki

Odporność betonu na uszkodzenia wskutek reakcji alkalicznej kruszywa przy zewnętrznym oddziaływaniu soli odladzającej

CONCRETE RESISTANCE TO DAMAGE CAUSED BY ALKALI-AGGREGATE REACTION UNDER EXTERNAL EXPOSURE TO DE-ICING SALTS

Streszczenie

W referacie przedstawiono wyniki badań betonu poddanego cyklicznym oddziaływaniom zmiennej temperatury i wilgotności wraz z zewnętrznym oddziaływaniem soli odladzającej. Warunki badania odzwierciedlają oddziaływania środowiskowe na beton w nawierzchniach dróg ekspresowych i elementach drogowych obiektów inżynierskich, określone kategorią środowiska E3. Próbki wykonano według receptur laboratoryjnych oraz pobrano na placu budowy kilku odcinków nawierzchni dróg ekspresowych w Polsce. Przeprowadzono pomiary ekspansji próbek betonu, zmiany masy i zmiany rezonansowego modułu sprężystości w funkcji czasu. W przypadku betonu nawierzchniowego pobranego na budowie, zawierającego kruszywa grube i drobne spełniające kryteria niereaktywności potwierdzono stabilność objętościową i stałość właściwości sprężystych. Wyniki badań próbek laboratoryjnych ujawniły zróżnicowaną podatność betonu na uszkodzenia wskutek ASR w warunkach zewnętrznego oddziaływania soli odladzającej, związaną z obecnością minerałów reaktywnych w kruszywach. Przeprowadzone międzylaboratoryjne badania porównawcze pod auspicjami BASt wykazały biegłość laboratorium.

Abstract

The paper presents the results of tests on concrete subjected to cyclic exposure to varying temperature and humidity along with external exposure to de-icing salts. The testing conditions reflect the environmental effects on concrete in expressway pavements and elements of road engineering structures, as defined by the E3 environmental category. The

mgr inż. Karolina Bogusz – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk
mgr inż. Kinga Dziedzic – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk
dr Aneta Antolik – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk
prof. dr hab. inż. Michał A. Glinicki – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk

samples were prepared according to laboratory formulations and taken at the construction site of several sections of expressway pavements in Poland. The expansion of the concrete samples, the change in mass and the change in resonance modulus of elasticity as a function of time were measured. In the case of pavement concrete taken at the construction site, which contained coarse and fine aggregates meeting the non-reactivity criteria, volumetric stability and consistent elastic properties were confirmed. The research results of laboratory samples revealed varying susceptibility of concrete to damage caused by alkali-silica reaction (ASR) under external exposure to de-icing salts, which was associated with the presence of reactive minerals in the aggregates. Interlaboratory comparison tests conducted under the auspices of BASt demonstrated the proficiency of the laboratory.

1. Wstęp

W strefie klimatu umiarkowanego o charakterze kontynentalnym, gdzie sezonowo występuje mróz i opady atmosferyczne, stosowanie soli odladzających do zimowego utrzymania dróg wpływa na trwałość betonowych elementów konstrukcji drogowych. Oprócz bezpośredniego wpływu na zwiększenie stopnia nasycenia betonu wodą i uszkodzenia spowodowane przez mróz i sól, roztwory słonej wody mogą wnikać w beton i prowokować występowanie innych szkodliwych zjawisk. Dotyczy to zwłaszcza nawierzchni jezdni drogowych i parkingów, nawierzchni dróg startowych, dróg kołowania i placów postoju samolotów [1-4]. Chlorek sodu, octan lub mrówczan sodu lub potasu są powszechnie stosowanymi nieorganicznymi i organicznymi solami przeciwoblodzeniowymi, używanymi odpowiednio do zimowego utrzymania nawierzchni drogowych i lotniskowych. Ze względu na wymaganą trwałość betonu w odniesieniu do reakcji alkalia-krzemionka (ASR) należy rozważyć rolę alkalicznych roztworów odladzających jako zewnętrznego źródła alkaliów [5, 6].

Przedwczesne uszkodzenia nawierzchni lotnisk betonowych związane z występowaniem reakcji alkalia-krzemionka zostały zidentyfikowane w około trzydziestu amerykańskich obiektach wojskowych. Skala problemu była różna, ale wiązała się ze znacznymi kosztami utrzymania i skróceniem przydatności eksploatacyjnej nawierzchni [7]. Obserwowane niszczenie nawierzchni betonowych na niektórych lotniskach cywilnych wzbudziło obawy co do potencjalnego wpływu środków odladzających na przyspieszenie szkodliwej reakcji ASR w betonie. Badania [8] ujawniły znaczny potencjał środków przeciwoblodzeniowych na bazie soli sodowych i potasowych octanów i mrówczanów do wywołania szkodliwej reakcji ASR w próbkach betonowych zawierających kruszywa reaktywne. Jednak w próbkach zawierających kruszywa niereaktywne nie zaobserwowano wystąpienia ASR. Obserwacje odcinków betonowych nawierzchni niemieckich autostrad znacznie uszkodzonych po 8 - 12 latach eksploatacji wykazały [9], że przyczyną przedwczesnych uszkodzeń była reaktywność porfiru kwarcowego i kruszywa żwirowego. Skład mieszanki betonowej był podobny w obu przypadkach: zawartość cementu portlandzkiego wynosiła 360 kg/m^3 (CEM I, zawartość alkaliów 0,90 - 0,95% Na_2O_{eq}), stosunek wody do cementu 0,40 - 0,45, zawartość powietrza 4,5 - 5,0%. Zarówno grys z porfiru kwarcowego, jak i granodiorytu, został zidentyfikowany jako niereaktywny przy użyciu przyspieszonych badań zaprawy w 80°C w 1 M NaOH oraz badań betonu w komorze mgłowej w 40°C. Jednak badania betonu w warunkach eksploatacyjnych (w komorze symulacji oddziaływań klimatycznych i środków odladzających) wykazały szkodliwą ekspansję betonu z kruszywami z tych złóż, co ostatecznie potwierdzono badaniami odwiertów z nawierzchni [10]. Jak stwierdzono, analiza petrograficzna dostarcza istotnych informacji na temat składu mineralnego kruszywa i obecności minerałów reaktywnych, niekiedy jednak nie jest wystarczająco selektywna, aby uzyskać rozstrzygającą ocenę przydatności kruszywa do betonu.

Różne oznaki rozwoju ASR w obiektach inżynierskich, nawierzchniach jednowarstwowych i dwuwarstwowych omówiono w [11-14]. Należą do nich m.in. przebarwienia, siatka spękań, a w konstrukcjach dwuwarstwowych pęknięcia w narożach i poziome pęknięcia w płytach betonowych. Podczas diagnostyki odcinków autostrad poddanych sezonowemu oddziaływaniu soli odladzających wyznaczono profile stężenia chlorków w odwiertach z nawierzchni. Stwierdzono bliskie podobieństwo profilu penetracji chlorków w odwiertach i w próbkach laboratoryjnych poddanych oddziaływaniu 3% roztworu NaCl [15]. Pomyślne stosowanie przepisów technicznych dotyczących kwa-

lifikacji przydatności betonu do budowy infrastruktury drogowej w Niemczech [16] spowodowało rozwinięcie metodyki badań betonu w warunkach zewnętrznego dostępu środków odladzających i wprowadzenie procedury badawczej PB/5/18 do wytycznych GDDKiA [17], równoważnej do TP B-StB - Teil 1.1.09 (2018). Celem badań przedstawionych w niniejszym referacie jest rozpoznanie podatności betonu z kruszywem mineralnym na wystąpienie reakcji między wodorotlenkami sodu i potasu oraz reaktywną krzemionką w warunkach zewnętrznego oddziaływania roztworu soli odladzającej na beton. Zakres badań obejmuje wybrane kruszywa mineralne łamane i naturalne o właściwościach fizycznych i mechanicznych odpowiednich do zastosowań w nawierzchniach drogowych, tradycyjnie uważane za niereaktywne.

2. Badania doświadczalne

2.1. Materiały i próbki

Dobór składników betonu został przeprowadzony na podstawie krajowych specyfikacji technicznych dla dwuwarstwowych nawierzchni betonowych z odsłoniętą powierzchnią kruszywa, przeznaczonych dla ruchu ciężkiego kategorii KR5 - KR7 [18]. Jako kruszywo grube wykorzystano dostępne na rynku kruszywa łamane ze skał: gabro (oznaczenie GB), amfibolit (dwa kamieniołomy, AM1, AM2), granodioryt (GD). Jako kruszywo drobne wykorzystano naturalny piasek pochodzenia wodnolodowcowego. Zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5 o zawartości alkaliów 0,53 - 0,60% Na_2O_{eq}, wyprodukowany w trzech różnych cementowniach. Zgodnie ze specyfikacjami dotyczącymi właściwości betonu górnej warstwy wymaganych w klasie ekspozycji XF4 [1] zaprojektowano napowietrzone mieszanki betonowe o stałej zawartości cementu i zawartości powietrza od 5 do 7%.

Mieszanki betonowe o składzie podanym w Tabeli 1 zostały wytworzone przemysłowo w wytwórni przy placu budowy trzech odcinków drogi ekspresowej. Sposób wytwarzania i właściwości mieszanki dowiezionej na plac budowy odpowiadały wymaganiom układania górnej warstwy betonu w technologii ślizgowej [1]. Skład mieszanek laboratoryjnych (Tabela 2) odpowiadał ramowym proporcjom składników mieszanki stosowanej na budowie do wykonania górnej warstwy betonu dwuwarstwowego, z wyjątkiem bardziej płynnej konsystencji. Maksymalny rozmiar ziaren kruszywa wynosił 8 mm, a zawartość domieszek dostosowywano do docelowej zawartości powietrza i docelowej urabialności.

Kruszywa mineralne pochodziły ze złóż uznawanych tradycyjnie za niereaktywne. Oznaczenie reaktywności kruszyw przeprowadzone zgodnie z procedurą GDDKiA PB/1/18 (na próbkach zaprawy w 80°C w 1 M NaOH w ciągu 14 dni) wykazało brak lub pewne zróżnicowanie reaktywności: ekspansja próbek wynosiła od 0,004% do 0,05% w przypadku kruszywa gabrowego i amfibolitu, 0,13% w przypadku granodiorytu, od 0,004% do 0,08% w przypadku trzech rodzajów piasku kwarcowego oraz 0,23% w przypadku piasku kwarcowego oznaczonego (sd).

Odrębna mieszanka betonowa została zaprojektowana w VDZ w Dusseldorfie do międzylaboratoryjnych badań porównawczych przeprowadzonych pod auspicjami BASt. Celem tych badań było porównanie biegłości pięciu laboratoriów w zakresie badań odporności betonu na ASR w warunkach eksploatacyjnych. Zastosowano jedną recepturę betonu (Tabela 3), a wszystkie składniki były pochodzenia niemieckiego.

Z mieszanek wykonanych przemysłowo i wyładowanych na placu budowy drogi lub wytworzonych w laboratorium uformowano próbki o kształcie pryzmatycznym o wymiarach 75x75x285 mm oraz normowe próbki sześcienne do oznaczania wytrzymałości na

ściskanie. Mieszankę w formach zagęszczano za pomocą stołu wibracyjnego. Po wyjęciu z formy próbki dojrzewały w warunkach wilgotnych w ustalonej temperaturze zgodnie z odpowiednią normą. Próbki wykonane w Niemczech do badań międzylaboratoryjnych po odpowiednim stwardnieniu zostały przesłane do laboratorium IPPT PAN.

Tabela 1. Skład i właściwości betonu - mieszanki na warstwę górną nawierzchni, wykonane w warunkach przemysłowych na budowie odcinków drogi ekspresowej

Składniki	Oznaczenie betonu		
	S8	S17	S61
Cement – zawartość [kg/m^3] i rodzaj	420 CEM I 42.5 N *)	420 CEM I 42.5 N *)	420 CEM I 42.5 N **)
Woda [kg/m^3]	149	151	165
Piasek kwarcowy 0/2 mm [kg/m^3]	523 (sa)	603 (sb)	597 (sc)
Kruszywo łamane 2/8 mm [kg/m^3]	1365 (GA)	1237 (AM1)	1211 (AM2)
Plastyfikator [% m.c.]	0.60	0.60	0.45
Domieszka napowietrzajaca [% m.c.]	0.83	0.25	0.12
Właściwości mieszanki betonowej:			
Zawartość powietrza [%]	5.4	5.7	6.5
Opad stożka [mm]	16	13	3
Gęstość objętościowa [kg/m^3]	2410	2440	2350
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	63.4±2.0	66.1±2.7	63.1±2.5

*) cementownia W, zawartość alkaliów 0.53% Na_2O_{eq}
**) cementownia K, zawartość alkaliów 0.56% Na_2O_{eq}
(sa) piasek z kopalni A; (sb) piasek z kopalni B; (sc) piasek z kopalni C
m.c. – w odniesieniu do masy cementu

Tabela 2. Skład i właściwości betonu - mieszanki na warstwę górną nawierzchni, wykonane w laboratorium IPPT PAN

Składniki	Oznaczenie betonu					
	GD_sd	GD_sa	AM1_sd	AM1_sa	AM2_sd	AM2_sa
Cement*) [kg/m^3]	430	430	430	430	430	430
Woda [kg/m^3]	172	172	172	172	172	172
Piasek kwarcowy 0/2 mm [kg/m^3]	500 (sd)	500 (sa)	500 (sd)	500 (sa)	500 (sd)	500 (sa)
Kruszywo łamane 2/8 mm [kg/m^3]	1159 (GD)	1159 (GD)	1277 (AM1)	1277 (AM1)	1277 (AM2)	1277 (AM2)
Domieszka napowietrzająca [% m.c.]	0.15	0.15	0.2	0.2	0.15	0.15
Właściwości mieszanki betonowej:						
Zawartość powietrza [%]	6.8	6.5	6.3	6.1	6.4	6.7
Opad stożka [mm]	90	80	80	100	80	100
Gęstość objętościowa [kg/m^3]	2300	2290	2340	2350	2360	2350
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	58.8±1.3	55.7±1.0	60.0±1.3	62.1±0.5	61.3±1.5	60.1±1.4

*) cementownia G, CEM I 42.5 R - zawartość alkaliów 0.60% Na_2O_{eq}
(sa) piasek z kopalni A; (sd) piasek z kopalni D
m.c. – w odniesieniu do masy cementu

Tabela 3. Skład mieszanki betonowej do międzylaboratoryjnych badań porównawczych pod auspicjami BASt (mieszanka wykonana w VDZ Dusseldorf), [21]

Składniki	Zawartość
Cement CEM I 42.5 R (Na_2O_{eq}=0.77%)	360 kg/m^3
Woda	162 kg/m^3
Piasek 0/2 mm (12/2018)	30% objętościowo
Grys granitowy 2/5 mm (02/2021)	7.5% objętościowo
Grys granitowy 5/8 mm (02/2021)	7.5% objętościowo
Grys granitowy 8/11 mm (02/2021)	12.5% objętościowo
Grys granitowy 11/16 mm (02/2021)	12.5% objętościowo
Grys granitowy 16/22 mm (02/2021)	30% objętościowo
Domieszka napowietrzająca	0.688 kg/m^3

2.2. Metody badań

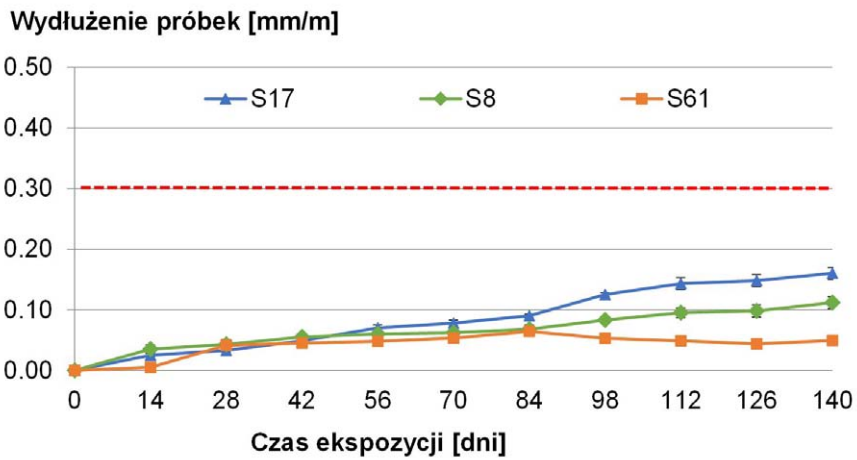
Do oceny odporności betonu na wystąpienie reakcji ASR w warunkach eksploatacyjnych przy zewnętrznym dostępie soli odladzającej zastosowano procedurę GDDKiA PB/5/18. Próbki pryzmatyczne przechowywano w cyklicznie zmieniających się warunkach ekspozycji środowiskowej przez co najmniej 20 tygodni. Każdy cykl trwa 14 dni: 5 dni w suszarce w temperaturze 60±5°C, 2 dni całkowicie zanurzone w roztworze chlorku sodu w szczelnym pojemniku w temperaturze 20±2°C, 6 dni nad wodą w szczelnych pojemnikach w komorze cieplno-wilgotnościowej w temperaturze 60±2°C i wilgotności RH>98%, 1 dzień w szczelnych pojemnikach w temperaturze 20±2°C i wilgotności RH>98%. Ekspozycję prowadzi się przez co najmniej 10 cykli (tj. 140 dni). Pomiary zmian długości próbek, masy i częstotliwości rezonansowych drgań sprężystych próbek są wykonywane po każdym cyklu ekspozycji. W ten sposób wyznaczono wydłużenie próbek betonu, zmianę masy i zmianę rezonansowego modułu sprężystości [19] w postaci średnich wartości z pomiarów trzech próbek.

Zgodnie z odpowiednimi normami wskazanymi w normie PN-EN 206 określono podstawowe właściwości mieszanki betonowej (gęstość, opad stożka i zawartość powietrza) oraz stwardniałego betonu (wytrzymałość na ściskanie na próbkach sześciennych po 28 dniach dojrzewania).

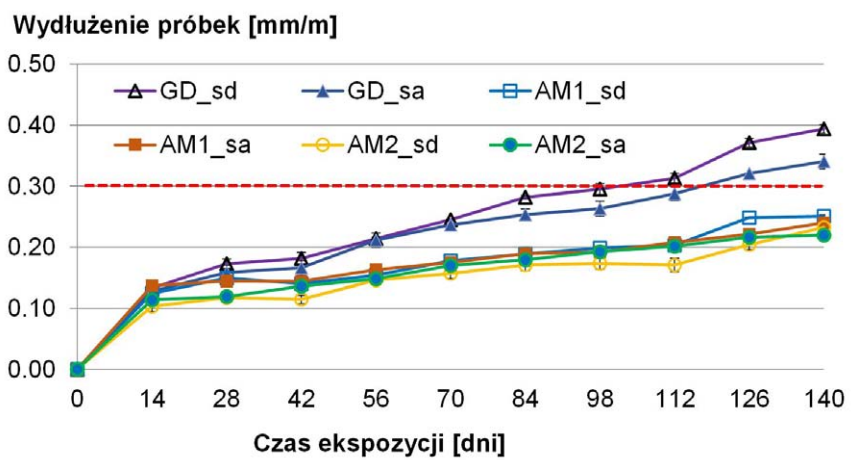
3. Wyniki badań i dyskusja

Próbki betonu wykonane na budowie w warunkach przemysłowej produkcji wykazały jedynie niewielką ekspansję pod wpływem naprzemiennej ekspozycji na podwyższoną temperaturę i roztwór NaCl zgodnie z GDDKiA PB/5/18 (Rysunek 1b). Ekspansja końcowa próbek betonu wynosiła 0,05 - 0,16 mm/m (Tabela 4), tj. znacznie mniej od wartości granicznej 0,30 mm/m. Świadczy o wysokiej odporności betonu nawierzchniowego na uszkodzenia wskutek ASR prze zewnętrznym dostępie alkaliów w postaci roztworu NaCl. Ta obserwacja jest zgodna z przewidywaniami opartymi na charakterystyce poszczególnych frakcji kruszywa, wskazującej na ich niereaktywność. W konsekwencji nie zaobserwowano też istotnych zmian rezonansowego modułu sprężystości pod wpływem cyklicznej ekspozycji środowiskowej. Rejestrowane zmiany masy próbek były bardzo małe – poniżej 0,5%, tzn. ponad dwukrotnie mniejsze niż w przypadku próbek betonów laboratoryjnych wykonanych z tych samych kruszyw grubych. Można uważać, że powyższe różnice zmian masy odzwierciedlają większą szczelność betonu związaną z niższym wskaźnikiem wodno-cementowym w betonie.

a)



b)



Rys. 1. Wydłużenie próbek betonu eksponowanych na cyklicznie zmienną temperaturę, wilgotność i zewnętrzne oddziaływanie 3% roztworu NaCl: a) mieszanki wykonane na budowie drogi ekspresowej; b) mieszanki laboratoryjne

Tabela 4. Wydłużenie, przyrost masy i rezonansowy moduł sprężystości próbek betonu poddanych 10 cyklom naprzemiennej ekspozycji na zmienną temperaturę, wilgotność i zewnętrzne oddziaływanie 3% roztworu NaCl według PB/5/18

Oznaczenie betonu	Kruszywo grube	Kruszywo drobne	Wydłużenie [mm/m]	Przyrost masy [%]	Rezonansowy moduł sprężystości [GPa]	Spadek modułu sprężystości [%]
Mieszanki laboratoryjne						
GD_sd	Granodioryt (GD)	piasek (sd)	0.394±0.007	1.3±0.1	41.7±0.1	4.3
GD_sa		piasek (sa)	0.340±0.012	1.4±0.1	42.3±0.2	0.8
AM1_sd	Amfibolit (AM1)	piasek (sd)	0.233±0.005	1.1±0.1	46.7±0.3	2.9
AM1_sa		piasek (sa)	0.220±0.003	1.1±0.1	46.6±0.1	2.1
AM2_sd	Amfibolit (AM2)	piasek (sd)	0.251±0.002	1.1±0.1	48.4±1.0	2.5
AM2_sa		piasek (sa)	0.240±0.007	1.2±0.0	46.7±0.7	1.9
Mieszanki wykonane na budowie drogi ekspresowej						
S8	Gabro (GA)	piasek (sa)	0.112±0.010	0.5±0.0	48.6±1.2	1.0
S17	Amfibolit (AM1)	piasek (sb)	0.160±0.010	0.4±0.1	50.4±0.6	-0.6
S61	Amfibolit (AM2)	piasek (sc)	0.049±0.002	-0.1±0.0	43.5±0.3	-1.8

Wydłużenie próbek betonowych w funkcji czasu pokazane na Rysunku 1b ilustruje stały wzrost wydłużenia, przy czym największą szybkość wykazały próbki z kruszywem granodiorytowym. Porównanie obu krzywych oznaczonych GD ujawnia efekt zróżnicowanej reaktywności piasku – widoczne jest wzmocnienie ekspansywnego zachowania próbek betonu zawierającego piasek reaktywny. Jednak różnice w reaktywności piasku (sd) i (sa) praktycznie nie wpłynęły na ekspansję betonu zawierającego którykolwiek z dwóch kruszyw amfibolitowych: ekspansja przy 10 cyklach ekspozycji mieściła się w przedziale od 0,22 do 0,25 mm/m (Tabela 4). Ekspansja końcowa próbek betonu zawierającego kruszywo granodiorytowe wynosiła 0,34 - 0,39 mm/m, a więc była wyraźnie większa od wartości granicznej 0,30 mm/m ustalonej dla odpowiednich właściwości ASR betonu w nawierzchni przy zewnętrznym dostępie soli odladzającej [20]. Stwierdzono zmniejszenie rezonansowego modułu sprężystości w czasie ekspozycji – redukcja mieściła się w przedziale 0,8 - 4,3% w stosunku do początkowego modułu sprężystości po 28 dniach twardnienia betonu. Nieco większą redukcję modułu sprężystości stwierdzono dla betonu zawierającego kruszywo granodiorytowe (GD) i piasek kwarcowy (sd), co odpowiadało największej zmierzonej ekspansji próbek betonowych.

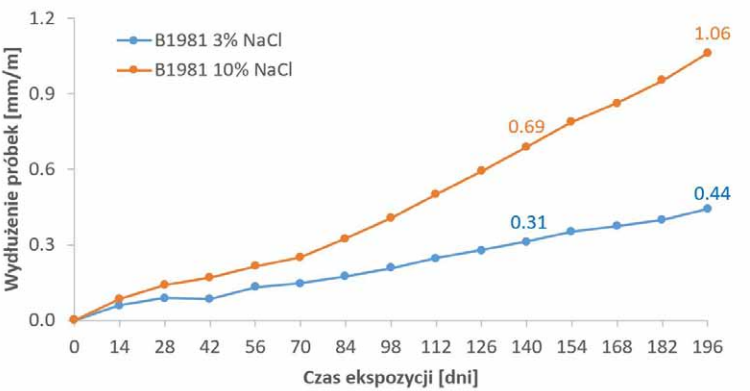
Nadmierną ekspansję betonu zawierającego granodioryt zaobserwowano, chociaż reaktywność tego kruszywa oznaczona na podstawie procedury przyspieszonej PB/1/18 przypisana została jedynie do kategorii R1 (umiarkowanie reaktywne). Wcześniejsze badania petrograficzne granodiorytu wykazały wszakże obecność kwarcu w postaci rozciągniętych i wydłużonych mikrokryształów oraz w postaci mikro- i kryptokrystalicznej w mikropęknięciach w bezpośrednim sąsiedztwie większych kryształów kwarcu. Duże ziarna kwarcu wykazywały faliste wygaszanie światła. W ziarnach piasku (sd) stwierdzono obfitą obecność kwarcu mikro- i kryptokrystalicznego. To wyjaśnia podatność na reakcję i nadmierne wydłużenie betonu, potwierdzone również obecnością produktów reakcji alkalia-krzemionka widoczną w przekroju poprzecznym betonu po zakończeniu cyklicznej ekspozycji środowiskowej [19].

Na Rysunku 2 przedstawiono wybrane wyniki międzylaboratoryjnych badań porównawczych przeprowadzonych w celu walidacji biegłości laboratoriów do określania odporności betonu na uszkodzenia wskutek ASR w warunkach zewnętrznego działania środków odladzających. Pełne wyniki przedstawiono w [21], natomiast tu prezentowane są tylko wyniki pomiarów IPPT PAN. Końcowa ekspansja po 10 cyklach (140 dni) wynosiła 0,69 mm/m i 0,31 mm/m przy stężeniu roztworu NaCl, wynoszącym odpowiednio 10% i 3%. Powiązane wartości z-score dla wyników pomiaru wydłużenia IPPT PAN wyniosły odpowiednio 0,37 i 0,39. Takie wartości z-score są międzynarodowo akceptowanym wskaźnikiem potwierdzającym biegłość laboratorium uczestniczącego w testach porównawczych [21]. Kształt wykresów wydłużenia betonu w czasie wyznaczony przez pozostałe cztery laboratoria był podobny. Negatywna ocena właściwości ASR betonu przy zewnętrznym oddziaływaniu roztworu chlorku sodu była zgodna zarówno przy stosowaniu 10% roztworu NaCl, jak i 3% roztworu NaCl; dokładność oceny okazała się większa przy wyższym stężeniu roztworu soli.

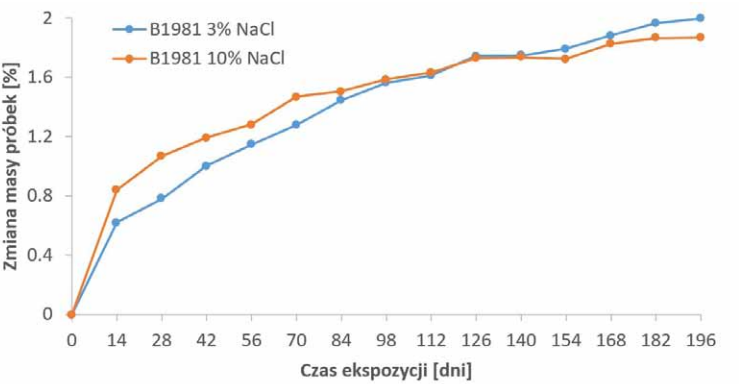
Związane z wydłużeniem próbek zmiany ich masy podczas ekspozycji środowiskowej (Rys. 2b) wskazują na rosnący trend nasycenia wodą w wyniku rozwoju mikropęknięć, z wyjątkiem wzrostu masy podczas pierwszego cyklu. Obserwuje się też równomierne zmniejszenie rezonansowego modułu sprężystości w czasie ekspozycji, jak pokazano na Rys. 2c. W wyniku ekspozycji środowiskowej trwającej 10 cykli moduł sprężystości uległ zmniejszeniu o 9,8% i 19,8% odpowiednio przy stężeniu NaCl wynoszącym 3% i 10%. Tak wyraźna redukcja właściwości sprężystych jest odzwierciedleniem znacznego spękania betonu w przekrojach.

Znaczenie wyników badania betonu w warunkach cyklicznej ekspozycji na zmiany wilgotności, temperatury i oddziaływanie soli odladzającej jest związane z przydatnością metody badawczej do odzwierciedlenia rzeczywistych efektów środowiskowych i obciążeń eksploatacyjnych. Oddziaływania na beton w nawierzchniach dróg są złożone, polegają na nakładaniu się cyklicznych efektów mechanicznych obciążeń ruchem pojazdów i zmian pogodowych wywołujących wahania temperatury i wilgotności. Zmiany dobowe i sezonowe występują ze znacznie zróżnicowaną szybkością, wywołują sprężyste deformacje niezbrojonych płyt nawierzchni i powstawanie naprężeń, zarówno ściskających jak i rozciągających. Akumulacja cyklicznych efektów oddziaływań prowadzi do lokalnego występowania mikrospękań w matrycy cementowej, a sprzężenie z zewnętrznym źródłem alkaliów (roztwory soli odladzających) może obniżyć trwałość nawierzchni [5, 6]. Zarówno badania terenowe, jak i laboratoryjne potwierdziły akumulację sodu w betonie na głębokość około 20 mm oraz dwukrotne zwiększenie stężenia Na_2O na powierzchni [22]. Jednak dokładne określenie penetracji środków odladzających w głąb betonu pozostaje nadal wyzwaniem metodycznym. Obserwacje mikrostruktury betonu po cyklicznej

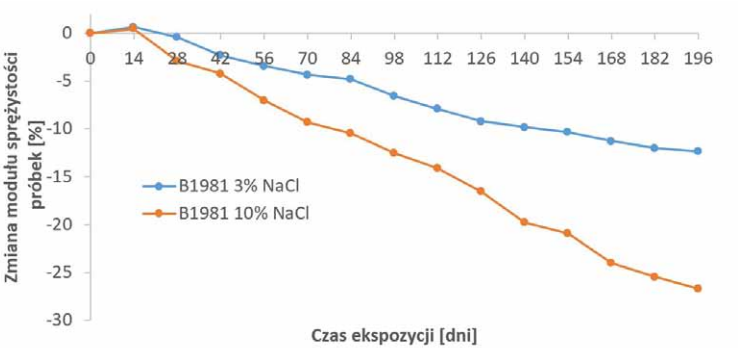
a)



b)



c)



Rys. 2. Wydłużenie próbek betonowych (a), zmiana masy (b) i zmiana modułu sprężystości (c) w badaniach odporności betonu na ASR w warunkach eksploatacyjnych z zewnętrznym oddziaływaniem soli odladzających przy użyciu 3% i 10% roztworu NaCl w ramach badań porównawczych BASt (wyniki IPPT PAN)

ekspozycji zgodnie z procedurą GDDKiA PB/5/18 wykazały występowanie licznych spękań w matrycy cementowej [23]. Jednocześnie metodą MIP stwierdzono zmniejszenie objętości porów związane ze zmniejszenia objętości dominujących porów w zakresie 0,5 - 1

μm. Konsekwencją zmian mikrostrukturalnych okazał się wzrost początkowej szybkości absorbcji wody, skorelowany z wydłużeniem próbek betonu oraz liczbą spękań obserwowanych pod mikroskopem skaningowym. Obserwacje te potwierdzają większy stopień nasycenia betonu wodą i ewentualnie roztworami soli odladzającej.

Mechanizm promujący wystąpienie reakcji ASR przy zewnętrznym dostępie roztworu chlorku sodu nie został dotąd rozpoznany [24], aczkolwiek sugeruje się, że obecność NaCl ma bezpośredni wpływ na szybkość rozpuszczania krzemionki, niezależnie od wpływu pH. Znana jest też hipoteza dotycząca udziału $Ca(OH)_2$ w przebiegu reakcji ASR - sugeruje się, że w przeciwieństwie do NaOH, NaCl nie obniża stężenia Ca^{2+} w roztworze porowym, a im wyższe stężenie Ca^{2+}, tym mniejsza dyfuzja rozpuszczonej krzemionki z ziaren kruszywa, co w konsekwencji skutkuje wyższymi ciśnieniami pęcznienia produktów reakcji ASR.

Uzyskane wyniki ekspansji betonu odpowiadają oczekiwaniom dla dobrze znanych kruszyw niereaktywnych, takich jak gabro i amfibolit, często stosowanych w nawierzchniach z kruszywem odkrytym w warstwie górnej. Wyjaśnieniem ekspansywnego zachowania się betonu z kruszywem granodiorytowym (GD) oraz piaskiem kwarcowym (sd) była obecność kwarcu mikro- i kryptokrystalicznego oraz kwarcu zdeformowanego występującego w składzie kruszywa. O roli reaktywności kruszywa drobnego w odniesieniu do ekspansji betonu wskutek ASR świadczy wyraźnie tendencja do jej zwiększania przy zastosowaniu umiarkowanie reaktywnego piasku. Efekt ten nie jest jednak bardzo silny w badanym zakresie zróżnicowania piasku.

Postęp reakcji alkalia-krzemionka w betonie jest stosunkowo powolny, dlatego objawy widocznych uszkodzeń na nawierzchniach mogą pojawić się dopiero po 10 - 15 latach, chyba że kruszywa należą do bardzo reaktywnych, powodujących uszkodzenia już po 3 - 5 latach. Nie można z góry przewidzieć intensywności oddziaływania środków odladzających jako zewnętrznych źródeł alkaliów na nawierzchniach drogowych, a ich oddziaływanie może zaostrzyć reakcję alkalia-krzemionka w betonie. W związku z tym niezależne badania ich wpływu na stabilność właściwości betonu są potrzebne, aby potwierdzić odpowiedni margines bezpieczeństwa dla zastosowań w obiektach narażonych na intensywne oddziaływanie ruchu drogowego i czynników środowiskowych.

Praktyczne znaczenie uzyskanych wyników badań dotyczy możliwości zastosowania omówionej metodyki przewidywania trwałości betonu w sytuacji niepewnej reaktywności kruszywa lokalnego, rozpatrywanego jako możliwy składnik betonu nawierzchniowego. Taką sytuację tworzy umiarkowane występowanie reaktywnych faz krzemionkowych w kruszywach i ewentualne wyniki pomiaru ekspansji próbek bliskie granicy rozdzielającej kategorie reaktywności. Wykorzystując metodykę PB/5/18 w ciągu około sześciu miesięcy możliwa jest walidacja składu mieszanki betonowej pod kątem odporności na reakcję ASR w trudnych warunkach środowiskowych, odzwierciedlających oddziaływania na beton w silnie obciążonych nawierzchniach drogowych, narażonych w zimie na oddziaływanie środków odladzających.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania doświadczalne betonu napowietrzonego, przeznaczonego na wierzchnią warstwę nawierzchni z eksponowanym kruszywem pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków.

– Trwałość betonu w symulowanych warunkach eksploatacyjnych z zewnętrznym oddziaływaniem roztworu soli odladzającej została potwierdzona w przypadku mieszanek wykonanych na placu budowy, zawierających kruszywo gabrowe i amfibolitowe frakcji 2/8 mm. Brak istotnej ekspansji i stabilność właściwości sprężystych betonu były skorelowane z odpowiednią odpornością kruszyw na wystąpienie reakcji alkalicznej.
– Wykonany w laboratorium beton zawierający dobrze znane niereaktywne kruszywo amfibolitowe 2/8 nie wykazał szkodliwych skutków ekspozycji na warunki eksploatacyjne z zewnętrznym oddziaływaniem roztworu soli odladzającej. Niewielkie zróżnicowanie reaktywności piasku kwarcowego stosowanego w betonie nie miało wpływu na stabilność objętościową betonu.
– Nadmierna ekspansja betonu zawierającego kruszywo granodiorytowe 2/8, zaobserwowana w przypadku zewnętrznego oddziaływania roztworu soli odladzającej, była skorelowana z obecnością kwarcu mikro- i kryptokrystalicznego oraz kwarcu zdeformowanego w kruszywie grubym.
– Międzylaboratoryjne badania porównawcze przeprowadzone przez pięć laboratoriów na betonie z niemieckim kruszywem granitowym konsekwentnie wykazały jego nadmierną ekspansję w symulowanych warunkach eksploatacji nawierzchni. Stwierdzono, że ekspansja wzrosła dwukrotnie, gdy stężenie zewnętrznego roztworu NaCl zwiększono z 3% do 10%. Zmniejszony rezonansowy moduł sprężystości był skorelowany z obecnością licznych spękań w osnowie i ziarnach kruszywa.

Podziękowania

Referat opracowano na podstawie danych zgromadzonych przy realizacji Projektu „Reaktywność alkaliczna krajowych kruszyw", Nr RID-I/37, współfinansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju oraz Generalną Dyrekcję Dróg Krajowych i Autostrad w ramach programu Rozwój Innowacji Drogowych (RID).

Literatura

[1] M.A. Glinicki, Inżynieria betonowych nawierzchni drogowych, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2019
[2] P. Nita, M. Linek, M. Wesołowski, Betonowe i specjalne nawierzchnie lotniskowe. Teoria i Wymiarowanie Konstrukcyjne. Wydawnictwo Instytutu Technicznego Wojsk Lotniczych, Warszawa 2022
[3] P. Nita, M. Linek, Oddziaływanie mediów stosowanych w eksploatacji statków powietrznych na trwałość lotniskowych nawierzchni betonowych, Journal of KONBiN 53 (1), 95-108, 2023
[4] J. Zhang, J. Wang, Y. Li, J. Yuan, Y. Wu, Research progresses on salt scaling and protective methods for concrete pavements, Construction and Building Materials, 342,127993, 2022; https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127993
[5] E. Krütt, F. Weise, B. Meng, Einfluss einer druckschwellinduzierten Degradation von Fahrbahndeckenbeton auf die schädigende AKR, Beton- und Stahlbetonbau 115, Heft 10, 779-788, 2020; DOI: 10.1002/best.202000017
[6] R. Breitenbücher, Besonderheiten bei Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betonfahrbahndecken, Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 8, 521-527, 2007; DOI: 10.1002/best.200700563
[7] U.S. Army Corps of Engineers, Transportation Systems Center, Report on Alkali-Aggregate Problems on Portland Cement Concrete Airfield Pavements, Omaha, NE, 2006
[8] P.R. Rangaraju, J. Olek, Potential for Acceleration of ASR in Presence of Pavement Deicing Chemicals, Final Report IPRF-01-G-002-03-9, Innovative Pavement Research Foundation, Washington DC, 2007
[9] I. Fernandes, Ö. Andic-Cakir, C. Giebson, K. Seyfarth, Mainland Europe, Turkey and Cyprus, in: "Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: A World Review". Edited by Ian Sims, Alan B. Poole, CRC Press, London 2017

[10] C. Giebson, K. Seyfarth, H.-M. Ludwig, Influence of sodium chloride on ASR in highway pavement concrete. in: Bernardes, H., Hasparyk, N.P. (eds.): Proceedings of the 15th ICAAR, São Paulo, Brazil, July 3-7, 2016
[11] Z. Owsiak, J. Zapała-Sławeta, P. Czapik, Diagnosis of concrete structures distress due to alkali-aggregate reaction, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences 63 (1), 23-29, 2015
[12] O. Mielich, V. Zwerger, Zustandserfassung von Betonfahrbahndecken mit Verdacht auf eine schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Beton- und Stahlbetonbau 114, Heft 12, 899-910, 2019; DOI: 10.1002/best.201900059
[13] M.A. Glinicki, D. Jóźwiak-Niedźwiedzka, A. Antolik, K. Dziedzic, M. Dąbrowski, K. Bogusz, Diagnosis of ASR damage in highway pavement after 15 years of service in wet-freeze climate, Case Studies in Construction Materials, 17, e01226, 2022; https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01226
[14] M.A. Glinicki, D. Jóźwiak-Niedźwiedzka, A. Antolik, K. Dziedzic, M. Dąbrowski, K. Bogusz, P. Lisowski, Analysis of causes of damage to single-layer concrete highway pavement, Roads and Bridges-Drogi i Mosty, 21, 3, 183-201, 2022; https://doi.org/10.7409/rabdim.022.011
[15] Ch. Müller, I. Borchers, E. Eickschen, Experience with ASR test methods: advice on obtaining practical evaluation criteria for performance testing and aggregate testing, Cement International, 11(3), 86–93, 2013
[16] ARS, Prevention of Damage to Concrete Pavements as a Result of Alkali-Silica Reaction; General Circular for Road Construction (ARS) 04/2013, Federal Ministry of Transport, Building and Urban Development, Bonn, Germany 2013
[17] GDDKiA, Wytyczne techniczne klasyfikacji kruszyw krajowych i zapobiegania reakcji alkalicznej w betonie stosowanym w nawierzchniach dróg i drogowych obiektach inżynierskich (+ załączniki), GDDKiA Warszawa 2019; https://www.gov.pl/web/gddkia/reaktywnosc-kruszyw
[18] GDDKiA, Warunki wykonania i odbioru robót budowlanych. D-05.03.04 v02, Nawierzchnia z betonu cementowego (dokument wzorcowy). Warszawa, 30.09.2019, https://www.gov.pl/web/gddkia/nawierzchnie
[19] M.A. Glinicki, K. Bogusz, D. Jóźwiak-Niedźwiedzka, M. Dąbrowski, ASR performance of concrete at external alkali supply - effects of aggregate mixtures and blended cement. International Journal of Pavement Engineering, 24:1, 2023; DOI: 10.1080/10298436.2023.2171038
[20] Ch. Müller, M. Seidel, M. Böhm, J. Stark, H.-M. Ludwig, K. Seyfarth, AKR-Untersuchungen für Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberfläche. Straßenbau Heft S 90, Bergisch Gladbach, 2015
[21] I. Borchers, BASt-Vergleichsversuch 2021: 60°C – Betonversuch mit Alkalizufuhr, AKR-Gutachtersitung, VDZ, Dusseldorf, 2022
[22] H. Zeitlhofer, B. Achleitner, G. Maier, C. Bos, M. Peyerl, S. Krispel, ASR testing versus field experience in Austria, 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Lisbon, Portugal, 2022, 527-538
[23] M. Dąbrowski, D. Jóźwiak-Niedźwiedzka, A. Antolik, M.A. Glinicki, Effects of cyclic wet-dry-external alkali exposure on microstructure and water permeability of air-entrained pavement concrete. 13th International Symposium on Concrete Roads, Berlin, 2018
[24] Ł. Kotwica, K. Florek, Wpływ soli litu na reakcję krzemionki ze związkami sodu w zaprawach z cementu glinowego poddanych korozji w roztworach środków odladzających. Cement Wapno Beton, 24, 1, 65-67, 2019

Krzysztof Falkowski
Marta Kosior-Kazberuk

Doświadczenia z rozbudowy nawierzchni betonowej terminala kontenerowego w Wolnym Obszarze Celnym w Małaszewiczach k. Terespola

EXPERIENCE OF THE DEVELOPMENT OF CONCRETE PAVEMENT FOR CONTAINER TERMINAL OF THE DUTY FREE ZONE AT MAŁASZEWICZE NEAR TERESPOL

Streszczenie

Małaszewicze k. Terespola to kluczowe miejsce na trasie Nowego Jedwabnego Szlaku łączącego Azję z Europą Zachodnią. Są tam porty przeładunkowe, które obsługują towar transportowany koleją ze wschodu, w tym z Chin, w kierunku zachodnim. Docelowo ma to być najnowocześniejszy i największy hub przeładunkowy w Europie, stąd szereg głośno zapowiadanych inwestycji związanych z poprawą jego przepustowości. Jednym z aktualnie realizowanych projektów, mającym na celu zwiększenie możliwości przeładunkowych, jest rozbudowa nawierzchni na terenie Intermodalnego Terminala Kontenerowego ADAMPOL w postaci dylatowanej i dyblowanej płyty betonowej o powierzchni 26 000 m^2. Pierwszy etap tej rozbudowy o powierzchni 7 924 m^2, zrealizowany jesienią 2021, służy do przeładunku kontenerów z pociągów przyjeżdzających po szerokich torach (rozstaw szyn 1520 mm) na wagony poruszające się na torach europejskich z rozstawem szyn 1435 mm.

W prezentowanej pracy przedstawiono procedurę wymiarowania i sposób realizacji nawierzchni betonowej poddanej bardzo dużym obciążeniom od kontenerowych żurawi jezdnych (ang. Reach Stacker), w warunkach dynamicznie zmieniającego się rynku materiałów budowlanych. Przerwane łańcuchy dostaw oraz nieoczekiwane wahania cen materiałów budowlanych wywołane pandemią wirusa SARS COVID 19, spowodowały konieczność modyfikacji stosowanego dotychczas autorskiego rozwiązania nawierzchni, poprzez zwiększenie rozstawu dylatacji nacinanych z 5 do 7 m oraz pogrubienie warstwy stabilizacji cementowej podłoża z 15 do 25 cm, kosztem zmniejszenia grubości podbudowy z granitowego kruszywa łamanego o ciągłym uziarnieniu. Wprowadzone zmiany zaowocowały znaczącym zmniejszeniem łącznej długości dylatacji, a w rezultacie zmniejszeniem liczby dybli i pozwoliły na realizację zadania w ramach założeń budżetowych. O ile zmiany grubości warstw podbudowy i stabilizacji nie miały istotne-

dr inż. Krzysztof Falkowski – MANS w Łomży
dr hab. inż. Marta Kosior-Kazberuk, prof. PB – Politechnika Białostocka

go wpływu na nośność podłoża, gdyż z zapasem spełnione zostały warunki brzegowe określone modułami odkształcenia, badanymi sondą VSS, o tyle wydłużenie rozstawu dylatacji przyczyniło się do wzrostu naprężeń wynikających ze skurczu oraz naprężeń wywołanych oddziaływaniami termicznymi w środku płyty i na jej krawędzi, co zostało uwzględnione przy obliczaniu sumarycznych naprężeń dopuszczalnych, sprawdzanych przy wymiarowaniu płyty.

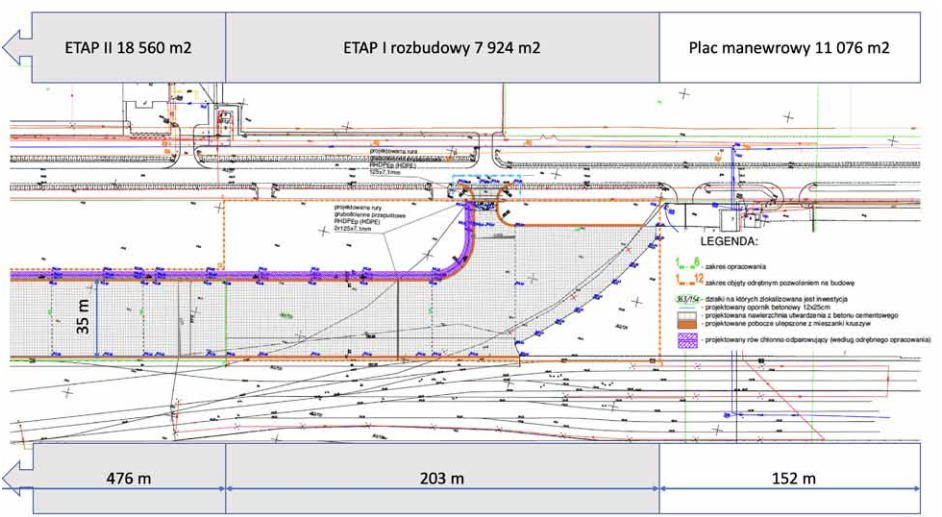
Abstract

Małaszewicze near Terespol is a key place on the route of the New Silk Road connecting Asia with the Western Europe. There are transshipment ports that handle goods transported by rail from the east, including China, to the west. Ultimately, it is to be the most modern and largest transshipment hub in Europe, hence the number of loudly announced investments related to improving its capacity. One of the currently implemented projects, aimed at increasing the reloading capacity, is the development of the area at the ADAMPOL Intermodal Container Terminal in the form of a dilated and doweled concrete slab with an area of 26,000 m^2. The first stage of this development, with an area of 7,924 m^2, completed in autumn 2021, is used to reload containers from trains arriving on wide tracks (rail gauge 1520 mm) to wagons moving on European tracks with a rail gauge of 1435 mm.

The paper presents the procedure for dimensioning and the method of implementation of a concrete pavement subjected to very heavy loads from mobile container cranes (Reach Stacker), in the specific conditions of the dynamically changing market of building materials. Interrupted supply chains and unexpected fluctuations in the prices of building materials caused by the SARS COVID-19 virus pandemic made it necessary to modify the original surface solution used so far for slab, by increasing the spacing of the incised expansion joints from 5 to 7 m and thickening the layer of cement stabilization of the substrate from 15 to 25 cm, and at the same time reducing the thickness of the foundation made of granite crushed aggregate with continuous graining. The introduced changes resulted in a significant reduction in the total length of expansion joints, reduction in the number of dowels and allowed the investment to be carried out within the budget assumptions. While changes in the thickness of the foundation and stabilization layers did not have a significant impact on the load-bearing capacity of the substrate, as the boundary conditions defined by the deformation modules tested with the VSS probe were met with a margin, the extension of the expansion joint spacing contributed to an increase in stresses resulting from shrinkage and stresses caused by thermal interactions in the middle of the slab and on its edge, which was taken into account when calculating the total ultimate stresses, checked when dimensioning the slab.

1. Wprowadzenie

Zrealizowana przed 10-cioma laty nawierzchnia betonowa na terenie terminala kontenerowego w WOC w Małaszewiczach koło Terespola służy z powodzeniem jako plac manewrowy, na którym odbywają się przeładunki i składowanie kontenerów za pomocą samojezdnych żurawi [1-3]. W celu zwiększenia możliwości przeładunkowych inwestor zdecydował o rozbudowie istniejącej nawierzchni o pas szerokości 35 m i długości 750 m biegnący wzdłuż torowiska, co pozwoli na obsługę pełnowymiarowych składów pociągów bez konieczności rozpinania wagonów. Rozbudowa nawierzchni o dodatkowe 26 000 m^2 została podzielona na dwa etapy ze względów proceduralnych. Realizacja pierwszego etapu o powierzchni niespełna 8 000 m^2 miała miejsce jesienią 2021 roku. W okresie tym na runku budowlanym pojawiły się trudności spowodowane pandemią SARS COVID 19, takie jak przerwane łańcuchy dostaw i znaczne wahania cen materiałów i usług. Dynamiczny wzrost cen materiałów oraz problemy z ich dostępnością zainicjowały konieczność poszukiwania rozwiązań, które pozwoliły na terminową realizację przy zakładanym budżecie. Wprowadzono zmiany polegały na zwiększeniu odległości pomiędzy dylatacjami w płycie betonowej oraz zmniejszeniu grubości podbudowy z trudnodostępnego w tym okresie kruszywa łamanego o ciągłym uziarnieniu, kosztem pogrubienia warstwy ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem. Zakres pierwszego etapu rozbudowy pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Schemat I etapu rozbudowy nawierzchni betonowej na terenie terminala kontenerowego w WOC k. Terespola

2. Konstrukcja nawierzchni

Przy projektowaniu konstrukcji nawierzchni terminala przyjęto obciążenie od kontenerowego żurawia jezdnego (ang. Reach Stacker) model SC 4531 TA 5. Według danych technicznych producenta – firmy KALMAR - maksymalne obciążenie przekazywane na

przednią oś podczas podnoszenia kontenera wynosi 101,5 t, zaś ciśnienie kontaktowe wywierane przez oponę na nawierzchnię wynosi 1,0 N/mm² (1 MPa). Obciążenie osi przedniej przenoszone jest na każde z 4 kół, tj. 101,5 t/4 = 25,375 t (253 750 N). Obciążenie to wynika z masy własnej pojazdu Reach Stacker równej 71,1 t oraz obciążenia podnoszonego kontenera.

Do obliczeń przyjęto schemat obciążeń w postaci sił skupionych P=253750 N od każdego z bliźniaczych kół o rozstawie osiowym x=560 mm (rys. 2). Wstępne obliczenia oparto na modelu płyty opracowanym przez Westergaarda, zgodnie z którym płyta betonowa o module sprężystości E_{cm} i współczynniku Poissona v spoczywa na podłożu typu Winklera charakteryzującym się współczynnikiem reakcji podłoża [4].

Rys. 2. Schemat przekazywania obciążeń od dźwigów kołowych.

Do obliczeń przyjęto płytę o grubości h=400 mm opartą na podbudowie charakteryzującej się modułami odkształcenia sprężystego: pierwotnym E_{v1}≥100 i wtórnym E_{v2}≥180 MPa, przy zachowaniu stosunku E_{v2}/E_{v1}≤2,2. Podbudowę stanowiło kruszywo łamane zagęszczone mechanicznie ułożone na warstwie stabilizowanej cementem. Taka konstrukcja podbudowy pozwoliła na zweryfikowanie jej nośności w oparciu o rzeczywiste pomiary modułów E_{v1} E_{v2} wykonane za pomocą aparatury VSS. Ponadto, w przeciwieństwie do podbudowy betonowej, nie wystąpiło ryzyko przenoszenia się zarysowań na płytę główną. Założono klasę betonu C30/37, dla której obliczony według Eurokodu 2 [5] moduł sprężystości podłużnej, wynosił 32574 N/mm² a następnie został powiększony o 20% ze względu na zastosowane kruszywo bazaltowe, do wartości 39090 N/mm². Przyjęto

współczynnik Poissona ν równy 0,15. Moduł reakcji podłoża *k* określono według TR 34 [6] z zależności uwzględniającej wartości modułów odkształcenia sprężystego podbudowy.

$$k = \frac{E_{v2}}{550 \cdot E_{v2}/E_{v1}} = 0{,}182 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^3} \tag{1}$$

Następnie obliczono promień względnej sztywności płyty *l*, który jest określany jako pierwiastek czwartego stopnia sztywności płyty betonowej *D* podzielonej przez moduł reakcji podłoża *k*.

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_{cm} \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \upsilon^2) \cdot k}} = 1041 \text{ mm} \tag{2}$$

Ponadto wyznaczano promienie równoważne powierzchni obciążających *a* oraz równoważne promienie *b* uwzględniające rozkład obciążeń na grubości płyty *h* [7]. Korzystając z zaleceń zawartych w opracowaniu [7], do obliczania naprężeń od obciążeń pojazdami przyjmowano promień równoważny *a* obliczony ze wzoru (3), zaś promień *b* ze wzoru (4).

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot p}} + 0{,}6 \cdot h = 524 \text{ mm} \tag{3}$$

$$b = \sqrt{(1{,}6a^2 + h^2)} - 0{,}675 \cdot h = 504 \text{ mm} \tag{4}$$

gdzie: P – obciążenie skupione wywierane przez koło,
p – ciśnienie kontaktowe wywołane siłą skupioną działającą na płytę (ciśnienie w kole),
h – grubość płyty.

Stosując równania Westergaarda, Kelley'a i Pickett'a [4, 8] obliczono naprężenia od obciążeń użytkowych w postaci sił skupionych

– w środku płyty:

$$\sigma_P^1 = \frac{0{,}275 \cdot P}{h^2} \cdot (1 + \upsilon) \cdot \left[4\, lg\left(\frac{l}{b}\right) + 1{,}069\right] \tag{5}$$

– na krawędzi płyty:

$$\sigma_P^2 = \frac{0{,}529 \cdot P}{h^2} \cdot (1 + 0{,}54\upsilon) \cdot \left[4 \lg\left(\frac{l}{b}\right) + \lg\left(\frac{b}{25{,}4}\right)\right] \tag{6}$$

– w narożu płyty:

$$\sigma_P^3 = \frac{4{,}2 \cdot P}{h^2} \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0{,}925 + 0{,}22 \cdot \frac{a}{l}}\right] \tag{7}$$

Obliczone wartości zastępczych promieni powierzchni obciążających a i b oraz składowych naprężeń od poszczególnych sił skupionych zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Naprężenia składowe od obciążeń skupionych w wyniku oddziaływania na płytę żurawi jezdnych

typ obciążenia		żuraw jezdny		
		koło 1	koło 2	razem
obciążenie skupione	P_k [N]	253 750	253 750	507 500
ciśnienie stykowe	p [N/mm²]	1,0	1,0	1,0
moduł reakcji podłoża	k [N/mm³]	0,182		
promień względnej sztywności	l [mm]	1041		
rozstaw sił skupionych	s [mm]		560	560
promień równoważny	a [mm]	524	524	
promień równoważny	b [mm]	504	504	
naprężenie w środku	σ_1 [N/mm²]	1,17	0,63	**1,80**
naprężenie na krawędzi	σ_2 [N/mm²]	2,32	1,26	**3,58**
naprężenie w narożu	σ_3 [N/mm²]	2,21	0,91	**3,11**

Naprężenie normalne, wynikające ze skurczu pyty obliczono jako funkcję parametru tarcia m, odległości pomiędzy spoinami L oraz ciężaru płyty g, z poniższego wzoru:

$$\sigma_s = \frac{\mu L G}{2h} \ [\mathrm{N/mm^2}] \tag{8}$$

gdzie: L =5000/7000 mm– maksymalna odległość pomiędzy dylatacjami,
m = 1,5 – współczynnik tarcia betonu o podbudowę z kruszywa łamanego,
g = 0,01 N/mm² – ciężar płyty.

Naprężenia termiczne wynikające z różnicy temperatur pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty obliczono w oparciu o poniższe zależności [4, 8]:

– w środku płyty:

$$\sigma_{\Delta t}^{1} = \frac{E_{cm(t)} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{2} \cdot \frac{C_x + \upsilon \cdot C_y}{1 - \upsilon^2} \ [\mathrm{N/mm^2}] \tag{9}$$

– na jej krawędzi:

$$\sigma_{\Delta t}^{2} = \frac{E_{cm(t)} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{2} \cdot C_x \ [\mathrm{N/mm^2}] \tag{10}$$

– w narożu płyty:

$$\sigma_{\Delta t}^{2} = \frac{E_{cm(t)} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{3 \cdot (1 - \upsilon^2)} \cdot \sqrt{\frac{a \cdot \sqrt{2}}{l}} \ [\mathrm{N/mm^2}] \tag{11}$$

gdzie: $E_{cm(t)}$ – moduł sprężystości betonu spowodowane zmianą temperatury, $E_{cm(t)}$= (0,75÷0,85)*E_{cm} [8], do obliczeń przyjęto $E_{cm(t)}$=30000 N/mm²,

α_t – współczynnik rozszerzalności termicznej betonu równy 10^{-5} [1/şC], (0,01 mm/m˚C [9]),

Δt – różnicę temperatur równą 10˚C jak dla nawierzchni zewnętrznych narażonych na wpływy atmosferyczne [6, 8, 10].

C_x, C_y – współczynniki zależne od wymiarów płyty L i promienia względnej sztywności l,
dla L_x=L_y=5000 mm współczynniki ==0,7;
dla L_x=L_y=7000 mm współczynniki ==0,98.

W celu redystrybucji obciążeń w miejscach dylatacji zastosowano dyble ze stali St3S o średnicy 40 mm i rozstawie 400 mm. Przyjęto długość dybla równą obliczonej długości efektywnej 2×8d, 2×8×40 mm=640 mm. Rozstaw sprawdzono przy założeniu przenoszenia naprężeń przez dyble przy pełnej nośności w obrębie 0,9 promienia względnej sztywności płyty po obu stronach obciążenia [6].

Sumaryczne naprężenia rozciągające przy zginaniu obliczono z uwzględnieniem kombinacji obciążeń sił skupionych, tarcia wywołanego skurczem i różnicy temperatur pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty. Przy obliczaniu maksymalnych naprężeń rozciągających dla kombinacji obciążeń przyjęto współczynniki bezpieczeństwa, zgodnie z TR 34 [6], tj. 1,6 dla oddziaływania dynamicznego (żurawie jezdne). Ponadto, przy obliczaniu naprężeń od obciążeń użytkowych na krawędzi i w narożu płyty zastosowano współczynnik redukujący o wartości 0,6 ze względu na zastosowanie dybli umożliwiających przekazywanie obciążeń w miejscu szczeliny i współczynnik 0,7 dla naprężeń termicznych, z uwagi na ograniczenie paczenia płyt w efekcie braku szczelin rozszerzeniowych [7, 8]. Wyniki zamieszczono w tabeli 2.

Tabela 2 Zestawienie naprężeń sumarycznych od kombinacji obciążeń sił skupionych, tarcia wywołanego skurczem i różnicy temperatur dla płyty z dylatacjami co 5 i co 7m

	Współczynniki bezpieczeństwa			Współczynniki korekcyjne		Naprężenia składowe			Naprężenia sumaryczne
	γ_{fQ}	γ_{fs}	$\gamma_{f\Delta t}$	κ_Q	$\kappa_{\Delta t}$	σ_P [N/mm^2]	σ_s [N/mm^2]	$\sigma_{\Delta t}$ [N/mm^2]	σ_{sum} [N/mm^2]
	Żuraw jezdny SC 4531 TA 5, rozstaw dylatacji **L=5000 mm**								
σ^1 - środek	1,6	1,1	1,1	1,0	0,7	1,80	0,09	1,05	3,64
σ^2 -krawędź	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,57	0,09	0,86	**4,33**
σ^3 - naroże	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,11	0,09	0,99	3,85
	Żuraw jezdny SC 4531 TA 5, rozstaw dylatacji **L=7000 mm**								
σ^1 -środek	1,6	1,1	1,1	1,0	0,7	1,80	0,13	1,69	4,32
σ^2 - krawędź	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,57	0,13	1,47	**4,70**
σ^3 - naroże	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,11	0,13	0,99	3,90

Następnie, w każdym przypadku, tj. w środku, na krawędzi i w narożu płyty, sprawdzono warunek:

$$\sigma_{fl,sum.} \leq f_{fl,dop.beton} = \frac{5{,}5}{1{,}2} = 4{,}58\ \mathrm{N/mm^2} \tag{12}$$

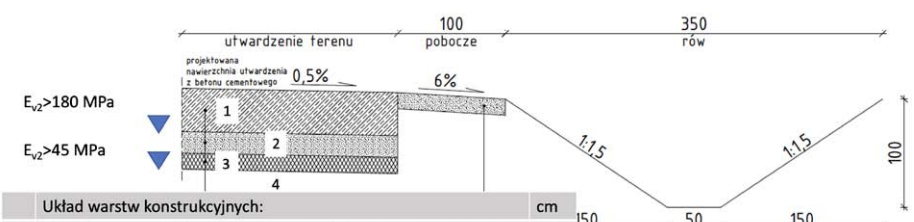
W płycie o rozstawie dylatacji L=5000 mm, maksymalne naprężenia całkowite od kombinacji obciążeń kołami żurawi jezdnych, tarcia i zmian temperatury nie przekraczały naprężeń dopuszczalnych na rozciąganie, w żadnym z trzech rozpatrywanych przypadków. Natomiast analizując płytę o rozstawie dylatacji co 7000 mm stwierdzono przekroczenie dopuszczalnych naprężeń na rozciąganie, jakie może przenosić beton z uwzględnieniem współczynnika bezpieczeństwa w jednym z trzech przypadków tj. na krawędzi płyty. Dlatego przyjęto rozwiązanie ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien polimerowych dł. 40 mm do zastosowań konstrukcyjnych w betonie. Uwzględniając zakładaną klasę betonu oraz rodzaj i ilość włókien przyjęto wskaźnik wytrzymałości równoważnej $R_{e,3}$=0,30, ustalony na podstawie normy JCI-SF4 [11]. Pozwoliło to na zastosowanie modelu plastycznego do obliczenia dopuszczalnych naprężeń, a tym samym podwyższenia dopuszczalnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu na krawędzi i w narożu płyty. Na podstawie teorii Meyerhofa – Losberga [6] przyjęto dopuszczalną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu fibrobetonu równą iloczynowi umownej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu betonu i współczynnika uwzględniającego korzystny wpływ włókien:

$$f_{fl,dop.fibrobeton} = f_{ctm,fl}\left(1 + R_{e,3}\right) = 7{,}15\ \mathrm{N/mm^2} \tag{13}$$

gdzie: $R_{e,3}$ – wskaźnik wytrzymałości równoważnej charakteryzujący fibrobeton [9],
$f_{ctm,fl}$ = 5,50 N/mm² – umowna średnia wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu betonu C35/45 [9].

3. Realizacja

Do realizacji przyjęto układ warstw konstrukcyjnych przedstawiony na rys. 3.



	Układ warstw konstrukcyjnych:	cm
1	Płyta betonowa dyblowana – beton C30/37, XC4, XA2, XF3, F200 ze zbrojeniem rozproszonym o $R_{e,3}$≥ 0,3, CEM I 42,5 N-NA SR3, piasek płukany pp =35,9 %, grys bazaltowy 2÷8 i 8÷16, dyble Ø40 ze stali St3S dł. 64 cm w rozstawie co 40 cm.	40
2	Podbudowa z kruszywa łamanego 0÷31,5; $C_{90/3}$ E_{v1}≥100MPa, E_{v2}≥180MPa, E_{v2}/E_{v1}≤2,2	10
3	Warstwa ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem; $C_{1,5/2}$	25
4	Podłoże rodzime: piaski drobne FSa, E_{v2}≥45MPa	

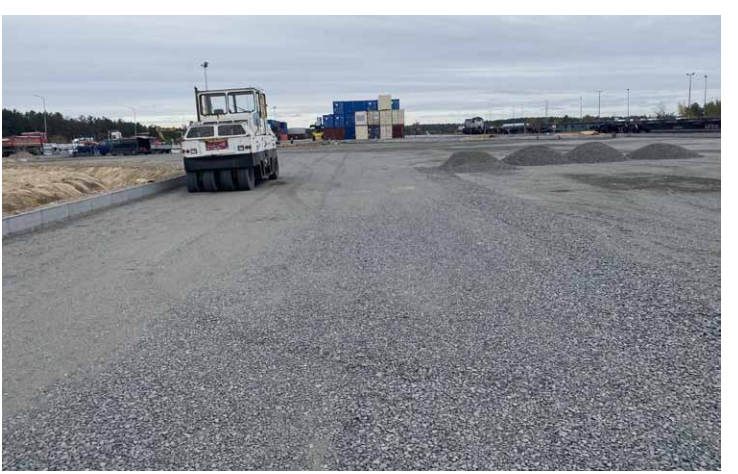
Rys. 3. Przekrój konstrukcji nawierzchni na podbudowie z kruszywa łamanego i warstwie ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem

3.1. Podłoże gruntowe i podbudowa

Istniejące podłoże, w postaci piasków drobnych, niewrażliwych na działanie mrozu i wody, dogęszczono mechanicznie, a następnie zbadano moduł odkształcenia płytą dynamiczną. Wartości E_{VD} zawierały się w przedziale 22,5÷43,9 [MN/m^2], co odpowiada wtórnym modułom odkształcenia E_{V2} = 41,2÷74,8 [MPa] i wskaźnikom zagęszczenia I_S = 0,97÷1,00. Ze względu na niejednorodne wyniki pomiarów ułożono warstwę ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem $C_{1,5/2}$ (rys. 4).

Rys. 4. Warstwa ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem (fot. Autor)

Podbudowę zasadniczą wykonano z kruszywa łamanego o frakcji 0÷31,5mm stabilizowanego mechanicznie przy użyciu ciężkich walców ogumowanych. (rys. 5.). Oznaczone po około siedmiu dniach, za pomocą sondy VSS, moduły odkształcenia wynosiły odpowiednio E_{V1}=104÷153 MPa, E_{V2}=188÷262 MPa, E_{V2}/E_{V1} =1,7÷2,2 i spełniały założone w obliczeniach wymagania $E_{V1}\geq$100MPa, $E_{V2}\geq$180MPa, $E_{V2}/E_{V1}\leq$2,2.



Rys. 5. Podbudowa z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie (fot. Autor)

3.2. Nawierzchnia z betonu

Mając na względzie zalecenia normy PN-EN 206 [12] związane z agresywnym oddziaływaniem środowiska, nawierzchnie betonowe zakwalifikowano do klasy ekspozycji XF4, jako najbardziej agresywnej, (cykliczne zamrażanie i rozmrażanie z udziałem środków odladzających), co wymagało zastosowania betonu klasy minimum C30/37, o odpowiednim składzie, spełniającym zaostrzone wymagania normowe co do składników jak i ich proporcji.

Do sporządzenia mieszanek betonowych zastosowano cement portlandzki odporny na siarczany, o małej zawartości alkaliów, CEM I 42,5 N-NA/SR3 w ilości 365 kg/m^3. Kruszywo drobne stanowił piasek płukany z punktem piaskowym 35,9%. Jako kruszywa grubego użyto grysów bazaltowych we frakcjach 2÷8 i 8÷16. Zawartość ziaren mniejszych od 0,25 mm (cementu i piasku) w 1m^3 mieszanki nie przekraczała 400 kg/m^3. W celu ukształtowania mrozoodpornej struktury betonu zastosowano domieszką napowietrzającą na bazie niejonowych sulfaktanów. Natomiast w celu uzyskania wymaganej konsystencji przy zachowaniu stosunku w/c<0,45 zastosowano domieszki uplastyczniające na bazie lignosulfonianów i upłynniające z zawartością eterów polikarboksylowych. Ze względów konstrukcyjnych oraz w celu wyeliminowania rys skurczowych zastosowano zbrojenie rozproszone w postaci włókien syntetycznym dł. 40 mm o wskaźniku wytrzymałości równoważnej (odporność na pękanie) $R_{e,3}$=0,3 [11].

Konsystencję sprawdzano każdorazowo na budowie przed ułożeniem mieszanki betonowej. Mieszanka charakteryzowała się jednorodną konsystencją S3, opad stożka mierzony zgodnie z normą [13] nie przekraczał 150 mm.

W celu polepszenia współpracy płyt przy szczelinach oraz ograniczenia ich klawiszowania zastosowano dyble ze stali St3S w połowie grubości płyty w rozstawie co 40 cm, co spełniało zalecenia zawarte w normie [14] (Rys. 6). Średnica dybla wynosiła 40 mm, długość 640 mm. Zgodnie z normą [15] dyble pokryto do połowy powłoką bitumiczną uniemożliwiającą związanie z betonem z jedną z płyt i umieszczano na stelażach z prętów o średnicy 6 mm ze stali St3S.

Rys. 6. Rozmieszczenie dybli w liniach dylatacji (fot. Autor)

Górną powierzchnię świeżo ułożonej i zawibrowanej mieszanki betonowej zacierano mechanicznie, a następnie przeprowadzono zabiegi mające na celu nadanie nawierzchni odpowiedniej szorstkości przez szczotkowanie w kierunku poprzecznym – co zapewni szybsze odprowadzanie wody Następnie systematycznie zraszano beton wodą przez okres 21 dni. Do użytkowania nawierzchni przystąpiono po 56 dniach od zabetonowania.

Odstępy pomiędzy dylatacjami nie przekraczały 7 m. Pierwsze cięcie o szerokości 3 mm na 1/3 grubości płyty wykonano w zależności od temperatury od 12 do 24 godzin od zabetonowania. (rys. 8). Poszerzenie szczelin do min 8 mm i głębokość min 8 mm wykonano po 28 dniach dojrzewania betonu. Krawędzie szczelin sfazowano skośnie (3×3 mm). W dylatacjach zastosowano sznur uszczelniający z materiału syntetycznego. Szczeliny wypełniono trwale elastyczną dwuskładnikową masą zalewową na bazie polimeru polisiarczkowego odporną na działanie środków odladzających, paliw i olejów samochodowych. Przed wypełnieniem, szczeliny zostały starannie oczyszczone i zagruntowane.

Nawierzchnia wykonana została z niewielkim spadkami nie przekraczającymi 0,5% umożliwiającymi spływ wody opadowej do rowu (rys. 3) oraz bezpieczne manewrowanie i składowanie kontenerów w stosach.

Rys. 7. Płyta betonowa dyblowana z rozstawem dylatacji co 7 m (fot. Autor)

3.3 Wyniki badań i ich analiza

Badania laboratoryjne z wykorzystaniem próbek betonów pobieranych w trakcie betonowań, przeprowadzone po 28 dniach dojrzewania potwierdziły wysoką wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,28}$=51,27÷52,83 MPa i rozciąganie przy zginaniu po 56 dniach $f_{ctm,fl}$=5,6÷6,9 MPa (w dwupunktowym układzie obciążenia) oraz wysoką mrozoodporność F200 wg [16]. Zastawienie metod badań i uzyskanych wyników zamieszczono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki badań kompozytów cementowych zastosowanych do wykonania nawierzchni

Lp.	Badane właściwości	Wyniki	Metoda badania
1	**Klasa wytrzymałości na ściskanie wg PN-EN 206-1 [128], nie niższa niż:**	**C35/45**	PN-EN 206+A1:2016-12 [12]
1.1	Wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach [MPa]	46,93÷47,83	PN-EN 12390-3 [17]
1.2	Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]	51,27÷52,83	
1.3	Wytrzymałość na ściskanie po 56 dniach [MPa]	69,67÷74,42	
2	**Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu po 56 dniach [MPa]**	**5,6÷6,9**	PN-EN 12390-5 [18]
3	**Odporność betonu na działanie mrozu**	**F200**	PN-B-06250:2018-10 [16]
3.1	Średnia wytrzymałość na ściskanie próbek cyklicznie zamrażanych i rozmrażanych	70,4	PN-EN 12390-3 [17]
3.2	Średnia wytrzymałość na ściskanie próbek porównawczych	76,3	
3.3	Średni spadek wytrzymałości na ściskanie [%]	7,8	PN-B-06250:2018-10 [16]
3.4	Średni ubytek masy próbek zamrażanych [%]	0,05	
3.5	Wygląd powierzchni próbek zamrażanych	Brak spękań	

Przeprowadzone badania betonu potwierdziły, iż uzyskano kompozyt cementowy klasy minimum C35/45 spełniający wymagania stawiane betonom stosowanym w klasach ekspozycji XF4, XC4, XA2, zawarte w normie PN-EN 206 [12] oraz wymagania funkcjonalne dla betonu nawierzchniowego [14].

4. Podsumowanie

Zmiana rozstawu przerw dylatacyjnych z 5 do 7 metrów przyczyniła się do wzrostu naprężeń od gradientu temperatury i skurczu o 60%, co przełożyło się na wzrost naprężeń sumarycznych o 10%, który został skompensowany poprzez zastosowanie do betonu syntetycznych włókien konstrukcyjnych.

Przyjęty układ warstw konstrukcyjnych nawierzchni betonowej z podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie (10 cm) na podłożu stabilizowanym cementem (25 cm) spełnił założone oczekiwania. W trakcie realizacji uzyskano wyższe moduły odkształcenia podbudowy od zakładanych $E_{V1} \geq 100$MPa, $E_{V2} \geq 180$MPa, $E_{V2}/E_{V1} \leq 2{,}2$, co niewątpliwie będzie mało korzystny wpływ na nośność nawierzchni.

Zrealizowany I etap rozbudowy nawierzchni betonowej o 7924m^2 jest wykorzystywany przy przeładunku kontenerów za pomocą żurawi kontenerowych, których naciski na przednie osie są 10 krotnie większe od dopuszczalnych na drogach w Unii Europejskiej.

Literatura

[1] Falkowski K.: Projektowanie i realizacja placu manewrowego z kompozytów cementowych. *Budownictwo Technologie Architektura*. Nr 2, 2015, 50-53.
[2] Bołtryk M., Pawluczuk E., Falkowski K.: A report on the fabrication of concrete pavement with the application of anionic bitumen emulsion. *Construction & Building Materials*. No 154, 2017, 1004-1014.
[3] Falkowski K. Implementation of innovative technologies for the improvement of concrete properties for freezing and thawing processes, *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, No 3, 2021, 50-62.
[4] Szydło A.: *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja*. Polski Cement. 2004.
[5] PN-EN 1992-1-1:2008 *Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
[6] TR 34 *Technical Report No 34. Concrete Industrial Ground Floors – A guide to their Design and Construction. 2003. wyd. 3*.
[7] Tejchman J., Małasiewicz A.: *Posadzki przemysłowe*. Gdańsk: Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2006.
[8] Hajduk P.: *Projektowanie podłóg przemysłowych*. Warszawa: PWN, 2013.
[9] Glinicki M.: Beton ze zbrojeniem strukturalnym. Szczyrk: *XXV Ogólnopolskie Warsztaty Projektanta Konstrukcji*, 2010, Tom I, 279-308.
[10] *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych*. GDDKiA. 2014.
[11] JCI-SF4 *Method of tests for flexural strength toughness of steel fiber reinforced concrete*. Concrete library of JSCE. 3.
[12] PN-EN 206-1:2014 *Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*.
[13] PN EN 12350-2 *Badania mieszanki betonowej. Badania konsystencji metodą opadu stożka*.
[14] PN-EN 13877-2:2007 *Nawierzchnie betonowe Część 2: Wymagania funkcjonalne dla nawierzchni betonowych*.
[15] PN-EN 13877-3 *Nawierzchnie betonowe. Część 3: Wymagania dla dybli stosowanych w nawierzchniach drogowych betonowych*.
[16] PN-B-06250:2018-10 *Beton zwykły*.
[17] PN-EN 12390-3:2011 *Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań*.
[18] PN-EN 12390-5:2011 *Badania betonu – Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań*.

Bolesław Kalukin

Wpływ zastosowanego cementu na wynik oznaczania reaktywności alkalicznej kruszyw metodami 14-dniowymi

THE INFLUENCE OF THE CEMENT USED ON THE RESULT OF DETERMINATION OF ALKALI REACTIVITY OF AGGREGATES BY 14-TH DAYS METHODS

Streszczenie

Nawierzchnie betonowe stały się coraz bardziej popularne ale w przeciwieństwie do nawierzchni wykonanych z mas mineralno-asfaltowych, kruszywo jest w nich narażone na wysoko alkaliczne środowisko, pochodzące z zaczynu cementowego. Od 2020 roku procedurą wykorzystywaną w Polsce do szybkiego badania reaktywności alkalicznej kruszyw jest Instrukcja PB/1/18 wydana przez GDDKiA w 2018 roku, a znowelizowana w marcu 2022. Metoda bazująca na założeniach ASTM C1260 oraz RILEM AAR-2 precyzuje niektóre właściwości cementu, ważne pod względem oznaczanych cech. W pracy opisano mechanizm działania cementu w oznaczaniu reaktywności alkalicznej kruszyw na podstawie literatury. Szczególną uwagą objęto wpływ wyspecyfikowanych właściwości cementu: zawartość alkaliów – stanowiącą wewnętrzny czynnik reakcji, stałość objętości – wpływającą na rozszerzalność beleczek nie związaną z reakcjami alkalicznymi, miałkość – będącą miarą powierzchni przylegania zaczynu do ziarn kruszywa oraz wczesną wytrzymałość na ściskanie. Trzon pracy stanowią badania reaktywności wg procedury GDDKiA z marca 2022 roku, na kruszywie z tego samego złoża, a różnych cementach, o znanych parametrach wyspecyfikowanych. Dobór cementów do porównania wynikał z występowania na rynku cementu referencyjnego. Do porównania wykorzystano cementy referencyjne CEM I 52,5R oraz obecnie dostępny na rynku CEM I 42,5R. Alternatywnie dobierano cementy bez potwierdzonych wyspecyfikowanych właściwości, bazując jedynie na cyklicznych badaniach producenta. Uzyskane wyniki poddano obróbce statystycznej, mającej na celu potwierdzenie lub zaprzeczenie, że wyniki z dwóch grup badawczych pochodzą z tej samej populacji. Z uwagi na fakt, że próbki kruszywa do badania pochodziły z różnych partii, statystycznie potwierdzono jednorodność kruszywa. Wyniki badań wskazują nie tylko na różnice pomiędzy partiami kruszywa, pochodzącymi z tego samego złoża, ale również różnice pomiędzy próbkami z tej samej partii, gdzie do badania wykorzystano różne cementy. Szczególną uwagą w interpretacji wyników objęto fakt uzyskania kategorii R2 w odniesieniu do wyników trwającego badania PB/2/18, mogą-

mgr inż. Bolesław Kalukin – Instytut Badawczy Inżynierii Lądowej Alpha Laboratory

cych wskazywać na uzyskanie kategorii R0. Analizę uzyskanych wyników odniesiono do różnych procedur badawczych krótkoterminowych badań reaktywności alkalicznej kruszyw oraz do wymagań wytycznych technicznych klasyfikacji kruszyw krajowych i zapobiegania reakcji alkalicznej w betonie stosowanym w nawierzchniach dróg i drogowych obiektach inżynierskich.

Abstract

Concrete pavements have become increasingly popular but, unlike pavements made bituminous mixtures, aggregates in them are exposed to a highly alkaline environment from cement slurry. Since 2020, the procedure used in Poland for rapid alkaline reactivity testing of aggregates is Instruction PB/1/18, issued by the GDDKiA in 2018 and revised in March 2022. The method, based on the assumptions of ASTM C1260 and RILEM AAR-2, specifies some properties of cement, important in terms of the determined characteristics. The paper describes the mechanism of cement in determining the alkaline reactivity of aggregates based on the literature. Special attention was paid to the influence of the specified cement properties: alkali content – which is an internal reaction factor, soundnes - which affects the expansion of the samples not related to alkaline reactions, fineness - which is a measure of the adhesion surface of the slurry to the aggregate grains, and early compressive strength. The core of the work consists of reactivity tests according to the procedure of the GDDKiA of March 2022, on aggregate from the same deposit, and different cements, with known properties. The selection of cements for comparison was based on the existence of a reference cement. The reference cements used for comparison were CEM I 52.5R and the currently available CEM I 42.5R. Alternatively, cements without confirmed properties were selected, based only on the manufacturer's cyclic tests. The results obtained were statistically processed to confirm or deny that the results from the two test groups were from the same population. Since the aggregate samples for the test came from different batches, the homogeneity of the aggregate was statistically confirmed. The results show not only differences between aggregate batches coming from the same deposit, but also differences between samples from the same batch where different cements were used for testing. Particular attention in interpreting the results was paid to the fact that an R2 category was obtained compared to the ongoing PB/2/18 test, where R0 category may be obtained. The analysis of the results obtained was related to various test procedures for short-term testing of the alkaline reactivity of aggregates, as well as to the requirements of the technical guidelines for the classification of domestic aggregates and the prevention of alkaline reaction in concrete used in road surfaces and road engineering structures.

1. Wprowadzenie

Konieczność badania reaktywności alkalicznej kruszyw do betonu wynika bezpośrednio z zapisów normy PN-EN 206 [1]. Jest to związane z doborem składników betonu. W związku z wysokimi wymaganiami trwałościowymi w odniesieniu do betonu nawierzchniowego, jak również betonu dla obiektów inżynierskich w budownictwie drogowym, ograniczenie niekorzystnych reakcji pomiędzy kruszywem a wodorotlenkami sodu i potasu, znajdującymi się w zaczynie cementowym, jest bardzo ważne. Dobór odpowiednich metod badawczych, dających wyniki pozwalające na prawidłową ocenę zagrożenia, jest w obszarze budownictwa drogowego kluczowe.

Reaktywność alkaliczna kruszyw polega na tworzeniu się żelu krzemianowego na ziarnach kruszyw w wyniku reakcji takich form krzemionki, jak opal, chalcedon, piaskowiec, czy wapień krzemionkowy. Prowadzi to do ekspansji, powstawania pęknięć, a w konsekwencji do degradacji konstrukcji [2]. Najlepszymi metodami do oznaczania reaktywności alkalicznej kruszyw są więc procedury długoterminowe [3-5]. Jednak, ze względu na długi czas przeprowadzania badań są mało przydatne do szybkiej, bieżącej oceny potencjalnej reaktywności. Obecnie funkcjonuje kilka procedur badawczych, pozwalających na taką ocenę, z których najczęściej w Polsce wykorzystywane **są [6, 7].** Norma ASTM C1260 w procedurze przygotowania kruszywa do badania opisuje sita, o bokach oczek kwadratowych, charakterystycznych dla amerykańskiego rynku badawczego. Procedura badawcza GDDKiA, napisana między innymi na podstawie ASTM C1260 opisuje wykorzystanie sit o wymiarach europejskich, ale bardziej szczegółowo określa wymagania dla zastosowanego cementu. Dotyczy to przede wszystkim ekwiwalentu alkaliów, jak również innych właściwości, co wyklucza możliwość wykonania badania na szerszej palecie cementów. W krajach ościennych, w dokumentach o statusie identycznym jak procedura [7] napisane jest wprost, że zawartość alkaliów w cemencie nie wpływa na wynik badania, ze względu na silnie alkaliczne środowisko zewnętrzne – 1 molowy roztwór wodorotlenku sodu [8].

W ślad za wymaganiami procedury [7] na rynku krajowym dostępny jest cement referencyjny o potwierdzonych właściwościach i posiadający deklarację zgodności. Dostępne są również w sprzedaży detalicznej cementy spełniające te wymagania, ale potwierdzeniem jest wyłącznie sprawozdanie z badań w ramach zakładowej kontroli produkcji. Jak duży wpływ na ocenę wyników według Wytycznych technicznych klasyfikacji kruszyw krajowych i zapobiegania reakcji alkalicznej w betonie stosowanym w nawierzchniach dróg i drogowych obiektach inżynierskich [9], wydanych w marcu 2022 ma ich zastosowanie?

2. Wyspecyfikowane właściwości cementu i ich wpływ na wynik badania

Wymagania dla cementu referencyjnego do badania reaktywności alkalicznej według procedury [7] zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Właściwości cementu referencyjnego do badania reaktywności alkalicznej

Odniesienie / właściwość	**Wymaganie**
Dokument zharmonizowany	EN 197-1
Rodzaj cementu	Portlandzki CEM I 52,5 lub 42,5
Zawartość alkaliów Na_2O_{eq}	0,9 ± 0,1 %
Stałość objętości metodą Le Chateliera	< 2 mm
Stopień zmielenia – miałkość cementu	≥ 450 m^2/kg
2-dniowa wytrzymałość na ściskanie	≥ 30 MPa

Zgodność z dokumentem zharmonizowanym opisana jest odniesieniem do normy posiadającej status polskiej, niedatowanej, co w domyśle określa aktualną wersję dokumentu. Oznacza to cement – wyrób budowlany posiadający deklarację właściwości użytkowych i dopuszczony do sprzedaży na rynku europejskim zgodnie z Rozporządzeniem 305/2011 [10].

Zastosowanie czystego cementu portlandzkiego podyktowane jest ograniczeniem wpływu innych składników na wynik badania. Ich występowanie może determinować wzrost, jak również ograniczenie ekspansji związanej z reakcjami alkalicznymi, np. dodatki pucolanowe czy hydrauliczne [11].

Zawartość alkaliów w cemencie, przedstawiona jako ekwiwalent Na_2O_{eg}, liczony według ogólnie przyjętego wzoru ($Na_2O + 0{,}658 \cdot K_2O$). Alkalia sodowe i potasowe, obecne w zaczynie cementowym są substratami reakcji z kruszywami zawierającymi reaktywną krzemionkę [2]. W skład cementu wprowadzone z materiałami ilastymi, mają korzystny wpływ, w niskich temperaturach w procesie klinkieryzacji. Natomiast w przypadku reakcji z reaktywnymi formami krzemionki w kruszywie, proces przebiega dwuetapowo. Pierwszy etap jest typową reakcją kwas – zasada, gdzie grupy silanolowe reagują z wodorotlenkiem sodu i potasu. Etap drugi, to rozrywanie mostków tlenowych, zachodzące przy wysokim pH. Postęp rozkładu kruszywa zależy więc głównie od stężenia alkaliów w zaczynie, jako czynnika wewnętrznego związanego z zaburzeniem struktury faz krzemionkowych, ale również od temperatury i wilgotności. Wydłużenie próbek może **również** być związane z ciśnieniem osmotycznym, związanym z dużą lepkością ośrodka, wywołaną przejściem żelu krzemianowego w zol. Wpływ tego ciśnienia na ekspansję maleje w czasie [11].

Stałość objętości związana jest z wpływem na zmianę objętości próbek do badania. Celem ograniczenia wpływu rozszerzalności cementu na wynik badania powinno stosować się materiał o małej ekspansji. Cementy wykazujące nierównomierną zmianę objętości powodują powstawanie spękań i obniżenie wytrzymałości zapraw [12], co może wpłynąć na ocenę wyników badania.

Stopień zmielenia (miałkość) cementu jest wyrażony wielkością powierzchni właściwej [13]. Ma to wpływ na szybkość reakcji pomiędzy zaczynem cementowym, a ziarnami kruszywa podczas wiązania i twardnienia zaprawy, jak również na doziarnienie stosu okruchowego [14]. Większa powierzchnia będzie znacząca w rozległości reakcji alkalicznych, zachodzących na granicy zaczyn – kruszywo.

Uzyskanie wczesnej wytrzymałości na ściskanie powyżej 30 MPa ogranicza możliwość powstania mikropęknięć mogących mieć wpływ na uzyskiwane wyniki. Szybki wzrost wytrzymałości zaprawy jest korzystne podczas rozformowywania próbek do badań.

3. Badania własne

3.1. Właściwości cementów użytych do badań

Do cementu referencyjnego dostępnego obecnie na rynku, jak również poprzedniego będącego w sprzedaży do czerwca 2022 roku dołączana jest deklaracja zgodności z procedurami badawczymi, zawartymi w instrukcjach GDDKiA. Jedyną informacją wymaganą przez Instrukcje GDDKiA, np. PB/1/18 [7] do umieszczania na Sprawozdaniu, której nie zamieszczono w tej deklaracji jest zawartość alkaliów z podziałem na Na_2O i K_2O. Znalazła się tylko informacja o ekwiwalencie alkaliów, która podawana jest również przez producentów cementów na comiesięcznych raportach z badań do zakładowej kontroli produkcji. W tabeli 2 zamieszczono właściwości cementów użytych do badań. Kursywą oznaczono właściwości nie spełniające wymagań.

Tabela 2. Właściwości cementów użytych do badań

Odniesienie / właściwość	**Cement referencyjny 52,5**	**Cement 52,5**	**Cement referencyjny „X" 42,5**	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „A" 42,5**	**Cement „B" 42,5**
Dokument zharmonizowany	EN 197-1	EN 197-1	EN 197-1	EN 197-1	EN 197-1	EN 197-1
Rodzaj cementu	CEM I	CEM I	CEM I	CEM I	CEM I	CEM I
Zawartość alkaliów Na_2Oeq	0,89 %	0,80 %	0,91 %	0,89 %	0,89 %	***0,77 %***
Stałość objętości metodą Le Chateliera	1,0 mm	0,5 mm	1,0 mm	1,0 mm	0,3 mm	0,1 mm
Stopień zmielenia – miałkość cementu	518 m^2/kg	463 m^2/kg	483 m^2/kg	485 m^2/kg	***362 m^2/kg***	***395 m^2/kg***
2-dniowa wytrzymałość na ściskanie	40,5 MPa	39,6 MPa	32,3 MPa	30,9 MPa	***29,5 MPa***	***28,4 MPa***

Zawarte w tabeli 2 parametry dla dwóch cementów referencyjnych 42,5 wynika z faktu półrocznej gwarancji stałości deklarowanych właściwości. Do badań zostały użyte cementy referencyjne 42,5 z dwóch partii produkcyjnych. Dla cementów klasy wytrzymałości 42,5, dostępnych obecnie na rynku polskim, nie występują wyroby spełniające wszystkie wymagania wyspecyfikowane przez instrukcje GDDKiA, np. PB/1/18 [7]. Dlatego do badań wykorzystano materiały o zbliżonych wartościach.

3.2 Wyniki badań kruszywa wg PB/1/18 z marca 2022

Badania prowadzono w okresie roku: od maja 2022 do maja 2023 w ramach kontroli kolejnych partii produkcyjnych kruszywa. Tak dla cementu referencyjnego, jak i cementów alternatywnych każda średnia arytmetyczna obliczana była z trzech pojedynczych wyników. Przyjęty model wynikał z wymagań dokumentu odniesienia [7] oraz użyteczności

uzyskanych danych – możliwość porównania ze standardowo uzyskanym wynikiem badania wg [7]. Natomiast wszystkie analizowane wyniki eksperymentów zostały uzyskane w warunkach powtarzalności wewnątrzlaboratoryjnej. W okresie prowadzenia badań nastąpiła zmiana cementu referencyjnego z CEM I 52,5 na CEM I 42,5. W tym okresie producent dostarczył na rynek 2 partie produkcyjne cementu referencyjnego CEM I 42,5. Użyte cementy zostały skorelowane z uzyskanymi wynikami badań zgodnie z opisami w tabeli 2. Natomiast w analizie statystycznej nie uwzględniono różnic wynikających z zastosowania cementów CEM I 42,5 z dwóch partii produkcyjnych z uwagi na deklarowaną stałość ich **właściwości.** Oznacza to, że partia produkcyjna cementu referencyjnego nie ma wpływu na wyniki oznaczań. Cement referencyjny „X" 42,5 użyty był do badania partii kruszywa o oznaczeniach: 1', 2', natomiast cement „Y" 42,5 do: 3', 4', 5' i 6'. Z uwagi na fakt odniesienia wyników badania przy użyciu cementów alternatywnych do wyniku uzyskanego dla cementu referencyjnego (grupa kontrolna), analizę statystyczną prowadzono jak dla grup niezależnych. Do oceny wyników w kolejnych grupach badawczych zastosowano test t-Studenta. Wyznaczona wcześniej przy użyciu testu F Fishera-Snedecora **równość wariancji pozwoliła w niektórych** przypadkach (nierówność wariancji) na użycie testu t--Studenta z poprawką Cochrana-Coxa. Analizę statystyczną prowadzono przy założonym poziomie istotności $\alpha = 0{,}05$. Badane kruszywo pochodziło z różnych partii produkcyjnych, stąd w pierwszej kolejności dokonano oceny jednorodności kruszywa, porównując ze sobą wyniki badań różnych partii, przy użyciu tego samego cementu. W ocenie jednorodności występują grupy kontrolne zależne, ale zdecydowano się na zastosowanie do analizy testu t-Studenta ze względu na warunki prowadzenia badań. W kolejnym etapie porównano wyniki uzyskane na cementach zakupionych na rynku w odniesieniu do właściwego pod względem deklarowanej klasy wytrzymałości na ściskanie cementu referencyjnego. Wyniki badań jednorodności kruszywa wraz z ocenianymi parametrami statystycznymi zamieszczono w tabelach 3 – 7. Kursywą oznaczono istotne statystycznie różnice .

Tabela 3. Jednorodność dla cementu referencyjnego CEM I 52,5

Nr partii kruszywa	**1**	**2 z 1**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29711	0,31916
Odchylenie standardowe	0,01022	0,00804
Wariancja	0,00010	0,00006
Test F Fishera-Snedecora	**-**	0,76458
Test t-Studenta	**-**	***0,04257***
Poziom istotności	0,05	0,05

Tabela 4. Jednorodność dla cementu CEM I 52,5

Nr partii kruszywa	**1**	**2 z 1**
Średnia arytmetyczna [%]	0,36483	0,37165
Odchylenie standardowe	0,00636	0,01018
Wariancja	0,00004	0,00010
Test F Fishera-Snedecora	**-**	0,56181
Test t-Studenta	**-**	0,38070
Poziom istotności	0,05	0,05

Tabela 5. Jednorodność dla cementu referencyjnego CEM I 42,5

Nr partii kruszywa	**1′**	**2′ z 1′**	**3′ z 1′**	**4′ z 1′**	**5′ z 1′**	**6′ z 1′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,32218	0,36220	0,32979	0,29816	0,29569	0,29514
Odchylenie standardowe	0,00732	0,00822	0,01123	0,00968	0,01503	0,00568
Wariancja	0,00005	0,00007	0,00013	0,00009	0,00023	0,00003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,88396	0,59557	0,72727	0,38300	0,75256
Test t-Studenta	-	***0,00325***	0,38112	***0,02657***	0,05170	***0,00721***
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Nr partii kruszywa	**2′**	**3′ z 2′**	**4′ z 2′**	**5′ z 2′**	**6′ z 2′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,36220	0,32979	0,29816	0,29569	0,29514
Odchylenie standardowe	0,00822	0,01123	0,00968	0,01503	0,00568
Wariancja	0,00007	0,00013	0,00009	0,00023	0,00003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,69741	0,83819	0,46041	0,64666
Test t-Studenta	-	***0,01570***	***0,00095***	***0,00255***	***0,00031***
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Nr partii kruszywa	**3′**	**4′ z 3′**	**5′ z 3′**	**6′ z 3′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,32979	0,29816	0,29569	0,29514
Odchylenie standardowe	0,01123	0,00968	0,01503	0,00568
Wariancja	0,00013	0,00009	0,00023	0,00003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,85197	0,71674	0,40743
Test t-Studenta	-	***0,02094***	***0,03462***	***0,00886***
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05

Nr partii kruszywa	**4′**	**5′ z 4′**	**6′ z 4′**	**5′**	**6′ z 5′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29816	0,29569	0,29514	0,29569	0,29514
Odchylenie standardowe	0,00968	0,01503	0,00568	0,01503	0,00568
Wariancja	0,00009	0,00023	0,00003	0,00023	0,00003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,58607	0,51272	-	0,25005
Test t-Studenta	-	0,82275	0,66558	-	0,95559
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Tabela 6. Jednorodność dla cementu „A" CEM I 42,5

Nr partii kruszywa	**1′**	**2′ z 1′**	**3′ z 1′**	**4′ z 1′**	**5′ z 1′**	**6′ z 1′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,31220	0,32480	0,34619	0,32822	0,31929	0,30604
Odchylenie standardowe	0,01170	0,01569	0,00857	0,00930	0,00690	0,00186
Wariancja	0,00014	0,00025	0,00007	0,00009	0,00005	0,000003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,71469	0,69892	0,77475	0,51597	***0,04934***
Test t-Studenta	-	0,32732	***0,01536***	0,13714	0,41722	0,45836
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Nr partii kruszywa	**2′**	**3′ z 2′**	**4′ z 2′**	**5′ z 2′**	**6′ z 2′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,32480	0,34619	0,32822	0,31929	0,30604
Odchylenie standardowe	0,01569	0,00857	0,00930	0,00690	0,00186
Wariancja	0,00025	0,00007	0,00009	0,00005	0,000003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,46000	0,52027	0,32401	***0,02774***
Test t-Studenta	-	0,10695	0,76216	0,60720	0,17241
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Nr partii kruszywa	**3′**	**4′ z 3′**	**5′ z 3′**	**6′ z 3′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,34619	0,32822	0,31929	0,30604
Odchylenie standardowe	0,00857	0,00930	0,00690	0,00186
Wariancja	0,00007	0,00009	0,00005	0,000003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,91866	0,78584	0,08993
Test t-Studenta	-	0,06959	***0,01332***	***0,00137***
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05

Nr partii kruszywa	**4′**	**5′ z 4′**	**6′ z 4′**	**5′**	**6′ z 5′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,32822	0,31929	0,30604	0,31929	0,30604
Odchylenie standardowe	0,00930	0,00690	0,00186	0,00690	0,00186
Wariancja	0,00009	0,00005	0,000003	0,00005	0,000003
Test F Fishera-Snedecora	-	0,70955	0,07692	-	0,13563
Test t-Studenta	-	0,25290	***0,01549***	-	***0,03249***
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Tabela 7. Jednorodność dla cementu „B" CEM I 42,5

Nr partii kruszywa	**4′**	**5′ z 4′**	**6′ z 4′**	**5′**	**6′ z 5′**
Średnia arytmetyczna [%]	0,25853	0,28858	0,25315	0,28858	0,25315
Odchylenie standardowe	0,00705	0,00634	0,00484	0,00634	0,00484
Wariancja	0,00005	0,00004	0,00002	0,00004	0,00002
Test F Fishera-Snedecora	-	0,89413	0,64074	-	0,73659
Test t-Studenta	-	***0,00535***	0,33685	-	***0,00153***
Poziom istotności	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Ze względu na istotne statystycznie różnice w wynikach uzyskanych na tych samych cementach, a różnych partiach kruszywa zdecydowano się na porównanie wyników grup badawczych tylko w obszarach tych samych partii kruszywa, które były badane równolegle z zastosowaniem cementu referencyjnego i cementów alternatywnych. Wyniki zamieszczono w tabelach 8 – 16.

Tabela 8. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego 52,5 i cementu 52,5 dla partii kruszywa 1

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny 52,5**	**Cement 52,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29711	0,36483
Odchylenie standardowe	0,01022	0,00636
Wariancja	0,00010	0,00004
Test F Fishera-Snedecora	0,55860	
Test t-Studenta	***0,00062***	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 9. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego 52,5 i cementu 52,5 dla partii kruszywa 2

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny 52,5**	**Cement 52,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,31916	0,37165
Odchylenie standardowe	0,00804	0,01018
Wariancja	0,00006	0,00010
Test F Fishera-Snedecora	0,76833	
Test t-Studenta	***0,00218***	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 10. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „X" 42,5 i cementu „A" 42,5 dla partii kruszywa 1'

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „X" 42,5**	**Cement „A" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,32218	0,31220
Odchylenie standardowe	0,00732	0,01170
Wariancja	0,00005	0,00014
Test F Fishera-Snedecora	0,56228	
Test t-Studenta	0,27879	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 11. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „Y" 42,5 i cementu „A" 42,5 dla partii kruszywa 3′

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „A" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,32979	0,34619
Odchylenie standardowe	0,01123	0,00857
Wariancja	0,00013	0,00007
Test F Fishera-Snedecora	0,73616	
Test t-Studenta	0,11475	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 12. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „Y" 42,5 i cementu „A" 42,5 dla partii kruszywa 4′

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „A" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29816	0,32822
Odchylenie standardowe	0,00968	0,00930
Wariancja	0,00009	0,00009
Test F Fishera-Snedecora	0,96044	
Test t-Studenta	***0,01788***	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 13. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „Y" 42,5 i cementu „A" 42,5 dla partii kruszywa 5′

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „A" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29569	0,31929
Odchylenie standardowe	0,01503	0,00690
Wariancja	0,00023	0,00005
Test F Fishera-Snedecora	0,34788	
Test t-Studenta	0,06887	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 14. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „Y" 42,5 i cementu „B" 42,5 dla partii kruszywa 5′

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „B" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29569	0,28858
Odchylenie standardowe	0,01503	0,00634
Wariancja	0,00023	0,00004
Test F Fishera-Snedecora	0,30169	
Test t-Studenta	0,49224	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 15. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „Y" 42,5 i cementu „A" 42,5 dla partii kruszywa 6′

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „A" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29514	0,30604
Odchylenie standardowe	0,00568	0,00186
Wariancja	0,000032	0,000003
Test F Fishera-Snedecora	0,19364	
Test t-Studenta	***0,03434***	
Poziom istotności	0,05	

Tabela 16. Analiza statystyczna dla cementu referencyjnego „Y" 42,5 i cementu „B" 42,5 dla partii kruszywa 6′

Oznaczenie cementu	**Cement referencyjny „Y" 42,5**	**Cement „B" 42,5**
Średnia arytmetyczna [%]	0,29514	0,25315
Odchylenie standardowe	0,00568	0,00484
Wariancja	0,00003	0,00002
Test F Fishera-Snedecora	0,84045	
Test t-Studenta	***0,00062***	
Poziom istotności	0,05	

3.3. Analiza wyników

W tabeli 17 zestawiono wyniki analizy statystycznej, które wykazały istotne różnice pomiędzy grupami badawczymi na poziomie istotności $\alpha = 0,05$. Dla każdej z par badanych grup wyników potwierdzono hipotezę o równości wariancji.

Tabela 17. Grupy badawcze wykazujące istotne różnice statystyczne uzyskanych wyników

Oznaczenie cementu	**Partia kruszywa**	Średnia arytmetyczna [%]	**Wynik testu t-Studenta**
Cement referencyjny 52,5	1	0,29711	***0,00062***
Cement 52,5		0,36483	
Cement referencyjny 52,5	2	0,31916	***0,00218***
Cement 52,5		0,37165	
Cement referencyjny „Y" 42,5	4′	0,29816	***0,01788***
Cement „A" 42,5		0,32822	
Cement referencyjny „Y" 42,5	6′	0,29514	***0,03434***
Cement „A" 42,5		0,30604	
Cement referencyjny „Y" 42,5	6′	0,29514	***0,00062***
Cement „B" 42,5		0,25315	

Statystyczne porównanie wyników dla różnych partii kruszywa, badanego z zastosowaniem tego samego cementu, wskazuje na ich istotne różnice. Zastosowane do badań cementy alternatywne, oprócz CEM I 52,5 nie spełniały niektórych wyspecyfikowanych w procedurze [7] wymagań. Natomiast w porównaniu z grupami badawczymi w których zastosowano cement referencyjny w około połowie partii kruszywa nie obserwowano istotnych statystycznie różnic w średnich arytmetycznych. Mała liczebność wyników w grupach badawczych spowodowała identyfikację istotnych statystycznie różnic pomiędzy średnimi arytmetycznymi, których rozstęp jest mniejszy ale odchylenie standardowe wyników jest większe (partie kruszywa 5' i 6'). Badane kruszywo w ocenie według tablicy 1 wytycznych [9] znajduje się na granicy kategorii R1 i R2. Natomiast w badaniach według procedury [15] uzyskuje kategorię R0. Przez autora prowadzone są obecnie badania **własne** opisywanego kruszywa według procedury [6] i po 9 miesiącach uzyskano wyniki zmiany długości w procentach: **0,0268%; 0,0272%; 0,0283%** z różnicami pomiędzy wynikami po 6 miesiącach, wynoszącymi w procentach: **0,0012%; 0,0016%; 0,0024%**. Może to sugerować potwierdzenie kategorii R0 w metodzie długiej [15]. Ale statystycznie istotne różnice uzyskiwane w metodzie krótkiej [7] z zastosowaniem do badania cementów alternatywnych może wykluczyć to kruszywo z użytku według wymagań wytycznych [9]. Natomiast brak możliwości oceny wyników uzyskiwanych prowadząc badania wg [7] z zastosowaniem innych cementów ogranicza użyteczność metody, co jest możliwe np. wg ASTM [6]. Dla cementu alternatywnego „B" 42,5 uzyskano wynik średni niższy niż dla pozostałych cementów. Może to być związane z najniższą zawartością alkaliów.

4. Wnioski

1. Deklaracja zgodności występującego na rynku cementu referencyjnego, przeznaczonego do badania reaktywności alkalicznej kruszyw wg Instrukcji GDDKiA nie zawiera wszystkich wymaganych właściwości, które należy umieścić na Sprawozdaniu z badań.
2. Z różnych partii kruszywa w badaniu reaktywności alkalicznej wg Instrukcji PB/1/18 można uzyskać wyniki o istotnych statystycznie różnicach.
3. Uzyskiwane wyniki w badaniu reaktywności alkalicznej wg PB/1/18 zależą od zastosowanego cementu.
4. Zawartość alkaliów w cemencie jest ważnym czynnikiem determinującym wyniki badania wg PB/1/18.
5. Stopień zmielenia, czy wytrzymałość na ściskanie, niewiele niższa od wymaganej, mają drugorzędny wpływ na uzyskiwane wyniki badania wg PB/1/18.
6. W szczególności dla badań rozjemczych powinno stosować się cement referencyjny, ze względu zwiększenie zaufania do uzyskiwanych wyników, związane z utrzymaniem i potwierdzeniem właściwości wymaganych przez dokument odniesienia, a ważnych dla przebiegu badania.
7. Uzyskiwane wyniki wydłużenia próbek w badaniu reaktywności alkalicznej wg Instrukcji PB/1/18 mogą wynikać również z innych przyczyn (np. ciśnienie osmotyczne ośrodka badawczego).

Literatura

[1] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[2] M. A. Glinicki, Ocena reaktywności alkalicznej kruszyw, XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Reologia w Technologii Betonu, Warszawa, 2019, s. 61-71
[3] PN-B-06714-34:1991 Kruszywa mineralne – Badania – Oznaczanie reaktywności alkalicznej
[4] ASTM C1293-20a Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction
[5] Procedura badawcza GDDKiA PB/2/18, Instrukcja badania reaktywności kruszyw w temperaturze 38°C według ASTM C1293/RILEM AAR-3, 2021
[6] ASTM C1260-21 Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)
[7] Procedura Badawcza GDDKiA PB/1/18, Instrukcja badania reaktywności kruszyw metodą przyśpieszoną w 1 M roztworze NaOH w temperaturze 80°C
[8] TP 137 Technické podmínky, Ministerstvo Dopravy, Vyloučení Alkalické Reakce Kameniva v Betonu na Stavbách Pozemních Komunikací, Duben 2016
[9] Z. Giergiczny, Ł. Machniak, A. Golda, S. Witczak, G. Adamski, L. Bukowski, E. Szewczyk, M. Nowek, W. Brykalski, Wytyczne techniczne klasyfikacji kruszyw krajowych i zapobiegania reakcji alkalicznej w betonie stosowanym w nawierzchniach dróg i drogowych obiektach inżynierskich, marzec 2022
[10] Regulation (EU) No 305/2011 of the European Parliament and of the Council of 9 March 2011 laying down harmonised conditions for the marketing of construction products and repealing Council Directive 89/106/EEC
[11] w. Kurdowski, Chemia cementu i betonu, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2010, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010
[12] redakcja naukowa J. Małolepszy, Podstawy technologii materiałów budowlanych i metody badań, wyd. II poprawione i uzupełnione, Wydawnictwo AGH, Kraków 2022
[13] PN-EN 196-6:2019-01 Metody badania cementu – Część 6: Oznaczanie stopnia zmielenia
[14] redakcja naukowa prof. J. Deja, Beton – technologie i metody badań, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2020

Antoni Szydło
Tomasz Siwowski

Nawierzchnie betonowe na obiektach mostowych: doświadczenia krajowe

CONCRETE PAVEMENTS ON ROAD BRIDGES: THE POLISH EXPERIENCE

Streszczenie

W Polsce liczba dróg publicznych o nawierzchni betonowej systematycznie wzrasta. Jednakże ze względu na brak krajowych technologii i procedur projektowych, na mostach położonych w ciągu tych dróg jest nadal układana nawierzchnia asfaltowa. Powoduje to określone komplikacje technologiczne i eksploatacyjne. W artykule opisano pierwsze krajowe zastosowanie nawierzchni betonowej, wykonanej na kilku obiektach mostowych w ciągu drogi ekspresowej S-7. W celu ułatwienia stosowania tej nowej technologii na polskich mostach przedstawiono także procedurę projektowania nawierzchni betonowej na typowym obiekcie mostowym, zawartą w nowym krajowym katalogu typowych nawierzchni mostowych.

Abstract

More and more roads in Poland have a concrete pavement. However, due to the lack of national technologies and design procedures, bituminous pavement is still being laid on the bridges located along these roads. This causes certain technological and operational complications. The paper presents the first domestic application of concrete pavement, made on several bridge structures along the S-7 expressway. To facilitate the application of this new technology on the Polish bridges, the design procedure of concrete pavement on a typical road bridge, included in the new national catalogue of typical bridge pavements, has also been presented in the paper.

prof. dr hab. inż. Antoni Szydło – Politechnika Wrocławska
prof. dr hab. inż. Tomasz Siwowski – Politechnika Rzeszowska

1. Wstęp

W Polsce coraz częściej na autostradach i drogach ekspresowych a także na drogach samorządowych stosuje się nawierzchnie betonowe jako alternatywę dla nawierzchni asfaltowych [1], [2]. Na obiektach mostowych położonych w ciągu dróg z nawierzchnią betonową wykonuje się obecnie konwencjonalną nawierzchnię asfaltową, co stwarza pewne kłopoty technologiczne wykonawcom oraz problemy utrzymaniowe zarządcom dróg. Dlatego największy polski zarządca dróg publicznych (GDDKiA) uznał za uzasadnione wdrożenie i upowszechnienie nawierzchni betonowych na obiektach mostowych położonych w ciągu dróg mających taką nawierzchnię, głównie na autostradach i drogach ekspresowych.

Główne korzyści płynące ze stosowania nawierzchni betonowych na obiektach mostowych są następujące: jednolite właściwości użytkowe nawierzchni na moście i na drodze (rodzaj materiału, makrotekstura, właściwości antypoślizgowe, kolor nawierzchni), poprawa bezpieczeństwa użytkowników wynikająca z ujednoliconych właściwości, ujednolicenie standardu utrzymania nawierzchni na moście i na drodze, a także wyeliminowanie problemu braku przyczepności warstw hydroizolacji do płyty pomostu, obserwowanego na mostach z nawierzchnią asfaltową. Pozostałe zalety nawierzchni betonowych wynikają z cech materiałowych betonu: większa trwałość i odporność na koleinowanie nawierzchni, mniejsza podatność na zmiany temperatury i inne warunki otoczenia oraz jasny kolor nawierzchni, poprawiający zdecydowanie widoczność jezdni po zmroku.

Współcześnie betonowe nawierzchnie mostowe są najczęściej wykonywane w USA i Kanadzie. Wynika to z następujących faktów [3]:

- wykonawcy obiektów mostowych nie dysponują zwykle technologią do wykonania nawierzchni asfaltowych, dlatego ich układanie musi zostać podzlecone specjalistycznej firmie, co powoduje wzrost kosztów; wykonanie nawierzchni asfaltowych jest więc nieopłacalne;
- hydroizolacje konieczne przy stosowaniu nawierzchni asfaltowych są wrażliwe na błędy w wykonawstwie; w przypadku niestarannego ich wykonania dochodzi często do delaminacją pomiędzy płytą pomostu i hydroizolacją oraz w konsekwencji do zniszczeń nawierzchni asfaltowej na moście;
- większa trwałość nawierzchni betonowych znacząco ogranicza konieczność przeprowadzania remontów wymagających zamykania obiektów mostowych (co zmniejsza koszty społeczne utrzymania dróg).

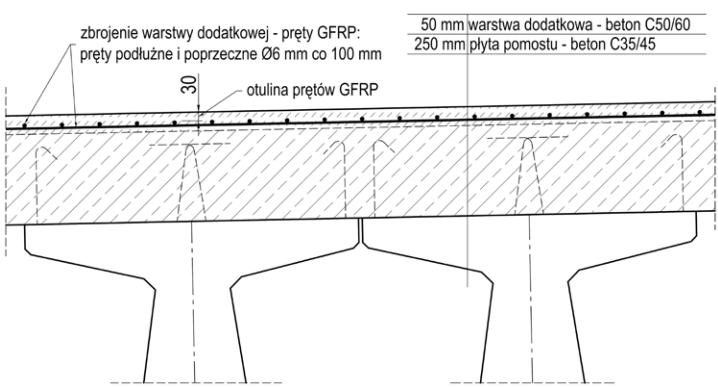
W Polsce dotychczas nie stosowano w większej ilości nawierzchni betonowych na obiektach mostowych. W latach 2005 – 2007 na trzech obiektach wykonano tradycyjne nawierzchnie dyblowane i kotwione podobne jak na odcinku poza obiektem mostowym. W 2020 r. w ramach budowy odcinka drogi ekspresowej S-7 Pieńki - Płońsk administracja drogowa GDDKiA zdecydowała się na pilotażową budowę dziesięciu obiektów mostowych z nawierzchnią betonową [4]. Na sześciu obiektach mostowych zastosowano technologię żelbetowej płyty pomostu bez nawierzchni, na czterech kolejnych nawierzchnię betonową o zbrojeniu ciągłym, układaną na warstwie poślizgowej (tzw. nawierzchnię pływającą). W artykule przedstawiono rozwiązania konstrukcyjne obu rodzajów nawierzchni, opisano ich pierwsze wdrożenia, przedstawiono metodykę projektowania w przypadku nawierzchni o zbrojeniu ciągłym oraz podano wybrane wyniki badań obu rodzajów nawierzchni

2. Żelbetowa płyta pomostowa bez nawierzchni

2.1. Rozwiązanie konstrukcyjne

Pierwsza technologia mostowej nawierzchni betonowej została zastosowana na sześciu jednoprzęsłowych obiektach mostowych o schemacie statycznym belki swobodnie podpartej i rozpiętościach odpowiednio: 2 x (12,6 m, 18,3 m i 26,0 m). Obiekty mostowe są położone w ciągu drogi ekspresowej o konwencjonalnej nawierzchni betonowej, dyblowanej i kotwionej. Szerokość pomostu w tych obiektach wynosi od 16,4 m do 21,0 m. Konstrukcja przęseł wszystkich obiektów jest wykonana ze strunobetonowych belek prefabrykowanych typu „T" zespolonych z monolityczną żelbetową płytą pomostu o katalogowej grubości 250 mm. Ze względu na brak typowej asfaltowej nawierzchni mostowej konwencjonalna żelbetowa płyta pomostu została pogrubiona o 50 mm w stosunku do grubości katalogowej. Ponadto dodatkowo zwiększono grubość płyty o kolejne 10 mm ze względu na konieczność wykonania zabiegów technologicznych dla uzyskania odpowiedniej tekstury nawierzchni betonowej. Zatem łączna grubość żelbetowej płyty pomostu obiektów mostowych wynosiła 310 mm.

Płyta pomostu była zbrojona konwencjonalnie dwiema siatkami o typowych wymiarach 200 x 200 mm z prętów stalowych o średnicy 12 mm ze stali typu B500SP o podwyższonej ciągliwości oraz charakterystycznej granicy plastyczności f_{yk}=500MPa. Grubość otuliny betonowej prętów wynosiła 30 mm dla siatki dolnej oraz 80 mm dla siatki górnej, tj. konwencjonalna otulina 30 mm oraz pogrubienie płyty 50 mm. W celu minimalizacji ryzyka wystąpienia rys skurczowych na górnej powierzchni płyty pomostu (stanowiącej jednocześnie nawierzchnię mostów) dodatkowo zastosowano siatkę o wymiarach 100 x 100 mm z prętów kompozytowych GFRP o średnicy 6 mm, pełniącą rolę zbrojenia przeciwskurczowego. Otulina siatki z prętów kompozytowych GFRP wynosiła 30 mm (rys. 1).



Rys. 1. Przekrój poprzeczny żelbetowej płyty pomostu obiektu mostowego bez nawierzchni.

2.2. Wdrożenie na obiektach mostowych

Płytę pomostu wykonano z betonu o następujących parametrach: klasa C50/60, klasa ekspozycji XF4, stopień wodoszczelności W10, stopień mrozoodporności F200, nasiąkliwość max. 4%. Zastosowano kruszywo o ciężarze właściwym min. 2,90 t/m3 i odporności na rozdrabnianie kategorii nie wyższej niż LA 15 oraz dodatek mikrokrzemionki.

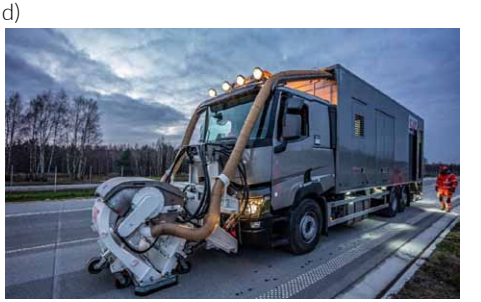
Betonowanie płyty pomostu wykonano jednoetapowo za pomocą pompy, kształtując odpowiednie spadki poprzeczne płyty dla jej skutecznego odwodnienia, tj. spadek jednostronny 4,5% (na dwóch obiektach) oraz dwustronny 2,5%. Po wyrównaniu i zatarciu betonu jego powierzchnia została pokryta preparatem do pielęgnacji świeżego betonu. Po osiągnięciu przez beton wymaganej wytrzymałości górną powierzchnię poddano zabiegowi mikroszlifowania celem uzyskania wymaganej równości podłużnej i poprzecznej. Zabieg wykonano za pomocą dwóch urządzeń: duża szlifierka Groover and Griver oraz mała Cedima. Mała szlifierka była wykorzystywana przy elementach wyposażenia infrastruktury mostowej (krawężniki, dylatacje itp.). Podczas jednego przejścia szlifowano 1-1,5 mm. Po wykonaniu zabiegu szlifowania przystąpiono do zabiegu śrutowania za pomocą urządzenia Blastrac w celu uzyskania odpowiedniej makrotekstury (min. 0,7 mm) i współczynnika tarcia (min.0,44) oraz równości podłużnej (max. $IRI_{śr}$ = 1,3 mm/m). Poszczególne etapy wykonania płyty pomostu bez nawierzchni pokazano na fot.1.

a)

b)

c)

d)



e)

Fot.1. Etapy wykonania żelbetowej płyty pomostu bez nawierzchni: a) kompozytowe zbrojenie nawierzchni; b) betonowanie płyty; c) gotowa płyta pomostu; d) śrutowanie powierzchni; e) docelowa tekstura płyty po śrutowaniu.

2.3. Wybrane badania towarzyszące

Podczas realizacji inwestycji przeprowadzano badania kontrolne m.in. betonu wbudowanego w płytę pomostową o parametrach jak wskazano w p. 2.2. Po wykonaniu płyty oraz zabiegów powierzchniowych wykonano pomiary cech powierzchniowych nawierzchni: równości podłużnej, makrotekstury oraz współczynnika tarcia. Badania te wykonano zgodnie z obowiązującymi na kontrakcie wymaganiami. Pomiar równości wykonano za pomocą profilografu laserowego i określano wskaźnik $IRI_{śr}$. Pomiar makrotekstury wykonano za pomocą profilografu laserowego określając średni profil makrotekstury MPD. Współczynnik tarcia wykonano za pomocą urządzenia wykonującego pomiar ciągły z kołem o niepełnej blokadzie (17,8%) koła pomiarowego. W tabeli 1 pokazano wybrane wyniki pomiarów cech powierzchniowych nawierzchni na pasie ruchu wolnego.

Tabela 1. Cechy powierzchniowe na wybranych obiektach mostowych

L.p.	Pas ruchu	Miarodajny wsp. tarcia (-)	Średni profil makrotekstury MPD (mm)	Średni wskaźnik równości $IRI_{śr}$ (mm/m)
Obiekt nr 1				
1	wolny	0,533	1,38	1,0
Obiekt nr 2				
2	wolny	0,496	1,49	1,1
Obiekt nr 3				
3	wolny	0,492	1,43	1,1

3. Nawierzchnia betonowa o zbrojeniu ciągłym

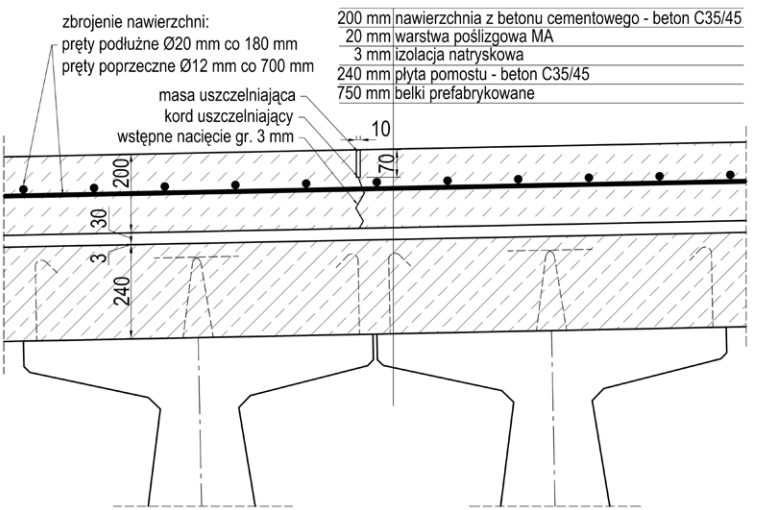
3.1. Rozwiązanie konstrukcyjne

Na czterech obiektach mostowych położonych w ciągu odcinka drogowego o nawierzchni betonowej o ciągłym zbrojeniu zastosowano nawierzchnię analogiczną jak na drodze. Cechą charakterystyczną nawierzchni o zbrojeniu ciągłym jest brak szczelin poprzecznych, co powoduje poprawę komfortu jazdy, zmniejsza koszty eksploatacji związane z wymianą uszczelnienia oraz ogranicza przenikanie wody przez nawierzchnię. Zbrojenie podłużne przenosi odkształcenia termiczne występujące w płycie betonowej nawierzchni. Cechą charakterystyczną nawierzchni są mikrospękania w rozstawie 0,8 do 1,5 m powodowane odkształceniami termiczno - skurczowymi, które nie wpływają jednak na trwałość nawierzchni.

Wszystkie obiekty mostowe mają schemat ramowy. Dwa z nich to rama trójprzęsłowa o długości 46,8 m i szerokości pomostu 18,4 m. Konstrukcja przęseł tego obiektu to ustrój nośny ze strunobetonowych belek prefabrykowanych typu „T", zespolonych z monolityczną żelbetową płytą pomostu o katalogowej grubości 240 mm. Dalsze dwa obiekt to rama jednoprzęsłowa o rozpiętości 10,6 m i szerokości pomostu 17,25 m. Ustrój nośny tego obiektu stanowi monolityczna płyta żelbetowa o grubości 550 mm.

Na wszystkich obiektach wykonano nawierzchnię betonową o ciągłym zbrojeniu. Przed ułożeniem nawierzchni na płycie betonowej pomostu wykonano natryskowo hydroizolację dwuskładnikową na bazie metakrylanu metylu o grubości 3 mm. Na izolacji ułożono warstwę ochronna (poślizgową) z asfaltu lanego MA-11 o grubości 20 mm.

Grubość nawierzchni betonowej wynosiła 220 mm. W środku grubości nawierzchni jest umieszczona siatka zbrojeniowa o wymiarach 180 mm x 700 mm z konwencjonalnych prętów stalowych o średnicy 20 mm (pręty podłużne) oraz 12 mm (pręty poprzeczne). Nawierzchnia betonowa jest dylatowana podłużnie na całej długości obiektu mostowego oraz poprzecznie tylko nad podporami obiektu. Szczeliny dylatacyjne są wypełnione masą zalewową na gorąco (rys. 2).



Rys. 2. Przekrój poprzeczny żelbetowej płyty pomostu obiektu mostowego z nawierzchnią betonową o ciągłym zbrojeniu.

3.2. Wdrożenie na obiektach mostowych

Nawierzchnię wykonano z betonu klasy C35/45 o stopniu wodoszczelności W10, stopniu mrozoodporności F200 oraz nasiąkliwości max. 4%. Dla nawierzchni o zbrojeniu ciągłym zastosowano technologię dwuwarstwową (dolna warstwa 0/22 mm granit, gr. 150 mm oraz górna warstwa 0/8 mm amfibolit, gr. 50 mm). Kruszywo w górnej warstwie miało PSV > 53 co zapewniło uzyskanie wartości miarodajnego współczynnika tarcia nawierzchni co najmniej 0,44. Do zbrojenia nawierzchni zastosowano pręty zbrojeniowe klasy ze stali B500SP o podwyższonej ciągliwości oraz charakterystycznej granicy plastyczności f_{yk}=500MPa.

Po wykonaniu żelbetowej płyty pomostu ułożono na niej hydroizolację oraz warstwę ochronną z asfaltu lanego. Następnie na warstwie ochronnej ułożono siatkę zbrojeniową nawierzchni, stabilizując ją na właściwej wysokości za pomocą kozłów montażowych z prętów stalowych. W miejscach występowania dylatacji podłużnych pręty stalowe zostały zabezpieczone na szerokości 200 mm powłoka antykorozyjną. Betonowanie nawierzchni wykonano dwuwarstwowo za pomocą specjalnej maszyny do układania nawierzchni betonowej (układarka). Maszyna do układania betonu poruszała się z prędkością ok. 1mb/min po wykonanych wcześniej na płycie pomostu betonowych kapach chodnikowych o szerokości min. 0,80 m, a nawierzchnia betonowa była układana poniżej poziomu gąsienic maszyny. Rolę deskowania bocznego pełniły krawężniki ułożone wcześniej na płycie

pomostu. Ze względu na ułożoną na pomoście siatkę zbrojeniową transport mieszanki betonowej do miejsca wbudowania odbywał się za pomocą koparek, zlokalizowanych na sąsiedniej jezdni (na płycie betonowej bez izolacji lub na gotowej nawierzchni betonowej). W miejscach, gdzie przewidziano dylatacje poprzeczne (m.in. w osiach podpór) zainstalowano dyble stalowe o średnicy 20 mm, które zostały ustabilizowane na kozłach montażowych z prętów stalowych.

Tekstura powierzchni nawierzchni betonowej została wykonana przez częściowe odsłonięcie kruszywa. Górna warstwa wbudowanej i zagęszczonej mieszanki betonowej została niezwłocznie po ułożeniu skropiona środkiem chemicznym powierzchniowo czynnym o połączonych funkcjach opóźniacza wiązania betonu oraz preparatu powłokowego do pielęgnacji betonu. W celu określenia momentu rozpoczęcia procesu mechanicznego odsłaniania kruszywa powierzchnia betonu była sprawdzana manualnie przy pomocy ręcznej szczotki z włosiem stalowym. Kruszywo odsłaniano przez usunięcie niezwiązanego zaczynu cementowego za pomocą szczotkowania mechanicznymi szczotkami stalowymi, poruszającymi się wzdłuż jezdni do osiągnięcia wymaganej głębokości tekstury nawierzchni.

Dwustopniowe wykonywanie szczelin podłużnych pozwoliło na uzyskanie jednakowej szerokości szczelin. Po uzyskaniu przez beton wytrzymałości ok. 8-10 MPa wykonano pierwsze nacięcia nawierzchni (tzw. szczeliny pozorne). Drugie nacięcia były wykonywane po osiągnięciu przez beton co najmniej 70% projektowanej wytrzymałości na ściskanie. Po oczyszczeniu i gruntowaniu betonu, w szczelinach ułożono kord i wypełniono szczeliny masą zalewową na gorąco. Poszczególne etapy wykonania nawierzchni betonowej o ciągłym zbrojeniu na obiektach mostowych pokazano na fot.2.

a)

b)

c)

Fot. 2. Etapy wykonania nawierzchni betonowej o ciągłym zbrojeniu na obiektach mostowych: a) izolacja MMA i warstwa poślizgowa MA-11; b) zbrojenie ciągłe nawierzchni betonowej; c) widok nawierzchni w technologii odkrytego kruszywa.

3.3.Wybrane badania towarzyszące

Po wykonaniu nawierzchni o ciągłym zbrojeniu oraz zabiegów powierzchniowych w postaci odkrywania kruszywa, wykonano pomiary cech powierzchniowych nawierzchni: równości podłużnej, makrotekstury oraz współczynnika tarcia. Badania te wykonano zgodnie z obowiązującymi na kontrakcie wymaganiami. Pomiar równości wykonano za pomocą profilografu laserowego i określano wskaźnik $IRI_{śr}$. Pomiar makrotekstury wykonano za pomocą profilografu laserowego określając średni profil makrotekstury MPD. Współczynnik tarcia wykonano za pomocą urządzenia wykonującego pomiar ciągły z kołem o niepełnej blokadzie (17,8%) koła pomiarowego. W tabeli 2 pokazano wybrane wyniki pomiarów cech powierzchniowych nawierzchni na pasie ruchu wolnego.

Tabela 2. Cechy powierzchniowe na wybranych obiektach mostowych

L.p.	Pas ruchu	Miarodajny wsp. tarcia (-)	Średni profil makrotekstury MPD (mm)	Średni wskaźnik równości $IRI_{śr}$ (mm/m)
Obiekt nr 4				
1	wolny	0,517	1,43	1,1
Obiekt nr 5				
2	wolny	0,494	1,28	1,2

4. Aspekty projektowe nawierzchni betonowej na obiektach mostowych

Procedura projektowania nawierzchni betonowej o zbrojeniu ciągłym ułożonej na żelbetowej płycie pomostu obiektu mostowego obejmuje sprawdzenie dwóch stanów granicznych nośności (SGN): nośności doraźnej i trwałości zmęczeniowej. Do sprawdzania SGN nawierzchni betonowej zastosowano metodę elementów skończonych (MES). Model numeryczny wykorzystano zarówno do symulacji podłoża o odpowiedniej sztywności, tj. spełniającego warunek stanu granicznego użytkowalności płyty betonowej obiektu mostowego, jak również do symulacji warstw nawierzchni betonowej. Sprawdzenie nośności doraźnej konstrukcji nawierzchni wykonano zgodnie z Eurokodami. Końcowe i sumaryczne efekty poszczególnych kombinacji obciążeń i oddziaływań (wg Eurokodu 1) w postaci głównych naprężeń obliczeniowych w betonie zostały porównane z wytrzymałością obliczeniową betonu na rozciąganie przy zginaniu (wg Eurokodu 2). W analizie trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni zastosowano metodę naprężeń liniowych wg „Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych" (KTKNS) [5]. Końcowe i sumaryczne efekty poszczególnych kombinacji obciążeń i oddziaływań w postaci naprężeń charakterystycznych w betonie zostały porównane z naprężeniami dopuszczalnymi, obliczonymi wg KTKNS [5]. Naprężenia dopuszczalne zostały wyznaczone dla wymaganej trwałości zmęczeniowej nawierzchni określonej wg dla prognozowanej liczby obciążeń osi standardowych, np. 38 mln dla 30-letniego okresu żywotności (eksploatacji) nawierzchni [5].

W obliczeniach konstrukcji nawierzchni betonowej przyjęto dwa rodzaje obciążenia ruchomego:

- obciążenie ruchome mostów drogowych modelem LM-1 dla klasy I obciążenia wg PN-EN 1991-2 [7]; stosowane w przypadku sprawdzania nośności doraźnej;
- obciążenie ruchome dróg trzyosiowymi pojazdami o nacisku na oś 11,5 tony (115 kN) oraz pojedynczym kołem o nacisku 57,5 kN wg rozporządzenia [8], stosowane w przypadku sprawdzania trwałości zmęczeniowej.

Ponadto w obliczeniach uwzględniono ciężar własny nawierzchni, oddziaływanie skurczu betonu na poziomie zbrojenia oraz oddziaływanie termiczne jako liniową zmianę temperatury pomiędzy powierzchnią górną i dolną nawierzchni.

Do obliczeń nośności doraźnej nawierzchni betonowej przyjęto kombinację obliczeniową w zakresie ograniczenia naprężeń rozciągających z uwzględnieniem obciążeń zmiennych głównych oraz towarzyszących, a do obliczeń trwałości zmęczeniowej nawierzchni przyjęto kombinację charakterystyczną wg PN-EN 1990 [9]. Przykłady obliczeń nawierzchni przedstawiono w pracy [10].

5. Podsumowanie

Pierwsze krajowe doświadczenia wykazały, że stosowanie nawierzchni betonowych na obiektach mostowych jest w Polsce wykonalne i może przynieść określone korzyści, zarówno w fazie budowy jak również w fazie eksploatacji obiektów mostowych. Już dzisiaj w kraju bez większych trudności można wykonywać obiekty mostowe z nawierzchniami betonowymi, wykonywanymi w trzech technologiach: płyty żelbetowe bez nawierzchni, nawierzchnie betonowe dyblowane i kotwione oraz nawierzchnie betonowe o ciągłym zbrojeniu.

Jednym z dużych ograniczeń w stosowaniu nawierzchni betonowych na obiektach mostowych jest brak metod ich projektowania, sprawdzania nośności doraźnej i prognozowania trwałości zmęczeniowej. W ramach prac nad „*Katalogiem typowych konstrukcji nawierzchni jezdni na drogowych obiektach mostowych i w tunelach*" [11] autorzy opracowali metodykę projektowania nawierzchni betonowych na obiektach mostowych, bazującą na założeniach Eurokodów oraz (w zakresie trwałości zmęczeniowej) kompatybilną z procedurami przyjętymi w „*Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych*" [5]. W katalogu [11] pokazano procedurę doboru nawierzchni betonowych w zależności od rodzaju pomostu, rodzaju materiału nawierzchni, klasy obciążenia obiektu mostowego oraz kategorii ruchu drogowego. W niniejszym artykule zaprezentowano założenia metody oraz algorytm obliczeniowy projektowania nawierzchni na obiektach mostowych.

Pozytywne krajowe doświadczenia opisane w artykule oraz udostępnienie projektantom katalogu [11] powinny przyczynić się do szerszego stosowania trwałych nawierzchni betonowych na krajowych obiektach mostowych. Szczególne atrakcyjna jest pierwsza z wymienionych technologii (pogrubienie płyty pomostowej), gdyż wpływa na zmniejszenie obciążenia stałego mostu, co prowadzi do redukcji kosztów jego budowy. Z kolei konwencjonalne betonowe nawierzchnie drogowe w zastosowaniu na obiektach mostowych umożliwiają jednolitą technologię układania nawierzchni, bez jej zmiany na odcinkach mostowych. Wszystkie trzy technologie mają także duże zalety eksploatacyjne [4]. Zdaniem autorów obligatoryjne powinno być ich stosowanie na obiektach mostowych położonych w ciągu dróg publicznych o nawierzchniach betonowych.

Literatura

[1] Glinicki MA. Inżynieria betonowych nawierzchni drogowych. 1st ed. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN; 2021.
[2] Szydło A., Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja 1st ed. Kraków: Polski Cement; 2004.
[3] Piłat J, Radziszewski P, Kowalski K. Jaka nawierzchnia, taki most. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne. 2007;4:49-52.
[4] Siwowski T., Szydło A., Rajchel M. Pierwsze krajowe zastosowanie nawierzchni betonowej na obiektach mostowych. Materiały Budowlane, nr 4/2022 (nr 596), s.70-73.
[5] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych (KTKNS). GDDKiA, Warszawa 2014, Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej, Wrocław, 2012.
[6] WR-M-21-1. Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów. Część 1: Kształtowanie konstrukcji. Ministerstwo Infrastruktury, Warszawa, 2019.
[7] PN-EN 1991-2 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
[8] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych (poz. 1518).
[9] PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
[10] Rajchel M., Siwowski T., Szydło A. Projektowanie nawierzchni betonowej na obiektach mostowych. Drogownictwo, nr 6/2022, s.185 – 196.
[11] WR-M-61. Katalog typowych konstrukcji nawierzchni jezdni na drogowych obiektach mostowych i w tunelach. Ministerstwo Infrastruktury, Warszawa, 2023.

PREFABRYKACJA BETONOWA

PRECAST CONCRETE

Maciej Adamowicz
Igor Vavrin
Jarosław Gaudy

Wykorzystanie kompatybilności układu domieszka – cement do kreowania rozwiązań o niższym śladzie węglowym w prefabrykacji betonowej

USING THE COMPATIBILITY OF THE ADMIXTURE-CEMENT SYSTEM TO DEVELOP LOWER CARBON FOOTPRINT SOLUTIONS FOR PRECAST CONCRETE

Streszczenie

Wytycznie Unii Europejskiej w ramach pakietu klimatycznego „Fit for 55" zobowiązują kraje członkowskie do wprowadzenia działań mających na celu osiągnięcie neutralności klimatycznej do roku 2055. Obliguje to branżę betonową do poszukiwania rozwiązań mających na celu obniżenie śladu węglowego gotowych elementów betonowych. W sektorze prefabrykacji stopniowo zastępowane są cementy klasy CEM I produktami o niższej zawartości klinkieru CEM II/A. Autorzy referatu podjęli się ustalenia kombinacji CEM II/A + superplastyfikator PCE + domieszka przyspieszająca o charakterystyce rozwoju wytrzymałości zbliżonej do cementu CEM I oraz o obniżonym śladzie węglowym. Do testu wybrano trzy cementy firmy Cemex różniące się składem i klasą wytrzymałości: CEM I 52,5R, CEM II/A-V 52,5R-NA, CEM II/A-LL 42,5R-NA. W projekcie przyjęto bazowy skład dla wszystkich mieszanek, użyto kruszywo żwirowe wykorzystywana na co dzień do testów laboratoryjnych oraz trzy produkty firmy Chryso: CHRYSO®Premia 542RT, CHRYSO®Premia 551, CHRYSO®Xel Time 88. W pracy testowano wybrane rozwiązania w dwóch warunkach temperaturowych 20°C oraz 35°C. Do analizy wyników wykorzystano dwie metody: klasyczną wytrzymałość – czas oraz wykorzystującą funkcję dojrzałości betonu z wykorzystaniem systemu Maturix. Przedstawiono jaki wpływ na rozwój wytrzymałości wczesnej betonu może mieć domieszka upłynniająca. Na koniec dodano domieszkę przyspieszającą twardnienie, aby poszukać dodatkowej – ale addytywnej w stosunku do możliwości domieszki upłynniającej - możliwości wyraźnego zwiększenia wytrzymałości wczesnych betonu. Zwrócono uwagę na korzyści wynikające z zastosowania funkcji dojrzałości w pracach laboratoryjnych. Obliczono ślad węglowy dla wybranych układów w oparciu dane: dla cementów o Deklaracje Środowiskowe III Typu umieszczone na stronie producenta, dla domieszek chemicznych o deklarację środowiskową EPD EFCA.

mgr inż. Maciej Adamowicz – CHRYSO Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Igor Vavrin – CHRYSO Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Jarosław Gaudy – CEMEX Polska Sp. z o.o.

W wyniku przeprowadzonych badań uzyskano kombinację domieszka – cement, które charakteryzowały się podobnym rozwojem wytrzymałości oraz niższym śladem węglowym w stosunku do przyjętej referencji. Obowiązek ograniczenia emisji CO_2 o 55% do 2030r jest obligatoryjny na terenie Unii Europejskiej i ma prowadzić do osiągnięcia neutralności klimatycznej. Współpraca w tym zakresie pomiędzy poszczególnymi sektorami branży budowlanej jest w tym wypadku niezbędna, ponieważ brak wspólnych działań może doprowadzić do utraty konkurencyjności na globalnym rynku. W publikacji przedstawiono przykład działań, które zbliżają nas do tego celu.

Abstract

The European Union's "Fit for 55" climate package guidelines commit member countries to implement measures designed to achieve climate neutrality by 2055. This obliges the concrete industry to seek solutions reducing the carbon footprint of ready-made concrete elements. In the precasting sector, CEM I grade cements are gradually being replaced by products with lower clinker content – CEM II/A. The authors of the paper undertook to establish a combination of CEM II/A + PCE superplasticiser + accelerating admixture with strength development characteristics similar to CEM I cement and with a reduced carbon footprint. Three Cemex cements differing in composition and strength class were selected for the study: CEM I 52.5R, CEM II/A-V 52.5R-NA, CEM II/A-LL 42.5R-NA. The basic composition was assumed for all mixes used in the project, in addition, gravel aggregate used for laboratory testing on the daily basis and three products from Chryso were selected: CHRYSO®Premia 542RT, CHRYSO®Premia 551, CHRYSO®Xel Time 88. In this study, the selected solutions were tested under two temperature conditions of 20°C and 35°C. Two methods were used to analyse the results: classic strength-time and using the maturity function of concrete with the Maturix system. The potential effects of liquefaction admixtures on the development of the early strength of concrete were presented. Finally, a hardening acceleration admixture was added to look for an additional, however additive to the ability of the liquefaction admixture, possibility of significant increase in the early strength of the concrete. The benefits of using maturity functions in laboratory studies were emphasised. The carbon footprint for selected systems was calculated based on data: for cements – on Type III Environmental Declarations posted on the manufacturer's website, for chemical admixtures – on EFCA EPD environmental declaration.

The tests resulted in obtaining admixture-cement combinations that exhibited similar strength development and lower carbon footprints compared to the adopted reference. The obligation to reduce CO2 emissions by 55% by 2030 is mandatory within the European Union and is expected to pave the way to climate neutrality. Cooperation between the various sectors of the construction industry in this regard is essential, as a lack of joint action could lead to a loss of competitiveness in the global market. The publication presents an example of activities that bring us closer to this goal.

1. Wstęp

Dużym wyzwaniem dla branży betonowej stało się stopniowe wycofywanie cementów portlandzkich typu CEM I i zastępowanie ich produktami o niższej zawartości klinkieru. Takie działanie jest spowodowane wymogami środowiskowymi sukcesywnego obniżania emisji CO_2. Unia Europejska w 2021r przyjęła za cel ograniczenie emisji CO_2 o 55% do 2030r względem 1990r oraz neutralność klimatyczną do roku 2050. Obliguje to branże do restrykcyjnej polityki klimatycznej. Jednocześnie coraz wyższe koszty kontraktów terminowych na emisję CO_2 na giełdzie powodują gwałtowny wzrost kosztów produkcji cementu, który przekłada się na cenę gotowego betonu. Na rynek wprowadzane są cementy z coraz większą zawartością dodatków. Cementy typu CEM II są stopniowo wypierane przez cementy typu CEM IV i CEM V a krajowe uzupełnienie PN-B-06265:2022-08 wprowadza możliwość stosowania cementów typu CEM VI. Producenci cementu starają się wprowadzać produkty, których właściwości będą najbardziej zbliżone do dotychczas stosowanych rozwiązań. Nie jest to zadaniem łatwym szczególnie, gdy dotychczasowe wymagania były bardzo wysokie. Takim przykładem mogą być mieszanki betonowe stosowane w prefabrykacji ciężkiej.

Rytm pracy zakładów prefabrykacji wymaga szybkiego rozformowywania i przewożenia gotowych elementów betonowych. W tym celu stosowane są różne metody m.in.: obróbka termiczna, digitalizacja procesu kontroli produkcji, zmiany surowcowe. Podstawą jest jednak beton o relatywnie szybkim rozwoju wytrzymałości. Z tego względu do projektowania składu betonu dla prefabrykacji najchętniej stosowanym cementem jest CEM I 52,5R. Obecnie jest on stopniowo wycofywany i zastępowany cementami typu CEM II/A. Technologicznym wyzwaniem jest zaprojektowanie składu betonu, który po zmianie cementu będzie miał zbliżony rozwój wytrzymałości wczesnej do dotychczas stosowanego rozwiązania. Projektując skład betonu możemy wpływać na wczesny rozwój wytrzymałości poprzez następujące czynniki:

- Konsystencja mieszanki betonowej
- Współczynnik woda/cement
- Temperatura: mieszanki, dojrzewania elementu,
- Budowa molekularna (struktura) superplastyfikatora
- Skład i koncentracja przyspieszacza

W publikacji przedstawiono, wyniki projektu badającego efekty jakie można uzyskać poprzez właściwe dobranie kompozycji domieszek chemicznych do zastosowanych cementów. Analiza wyników obejmuje klasyczne podejście wytrzymałość - czas w dwóch wariantach temperaturowych. Następnie sprawdzono efektywność rozwiązań w odniesieniu do dojrzałości betonu z wykorzystaniem systemu Maturix.

2. Założenia projektowe

Celem projektu było ustalenie kombinacji CEM II/A + superplastyfikator PCE + domieszka przyspieszająca o jednocześnie, zbliżonej do betonu z CEM I charakterystyce rozwoju wytrzymałości oraz obniżonym śladzie węglowym. Do testu wybrano trzy cementy różniące się składem i klasą wytrzymałości. Wszystkie mają swój udział w segmencie prefabrykacji i pochodzą z cementowni firmy Cemex. W tabeli poniżej przedstawiono

ich podstawowe właściwości zbadane na potrzeby projektu. Można zauważyć wyraźnie wyższą powierzchnię właściwą cementów z dodatkami w porównaniu do referencji. CEM II/A-V 52,5R-NA wykazuje bardzo porównywalne wytrzymałości wczesne do CEM I 52,5R. CEM II/A-LL 42,5R-NA pomimo najwyższej powierzchni właściwej ma zauważalnie słabsze wyniki wytrzymałościowe. Są one jednak relatywnie wysokie jak dla cementu klasy 42,5.

Tab. 1. Podstawowe właściwości cementów wykorzystanych w projekcie.

Właściwość	**Jednostka**	**CEM I 52,5R**	**CEM II/A-V 52,5R-NA**	**CEM II/A-LL 42,5R-NA**
Powierzchnia	cm^2/g	4520	**4910**	**5580**
R_1	*MPa*	**18,1**	**18,8**	**15,4**
R_2		**34,4**	**33,2**	**28,7**
R_{28}		63,3	62,5	58,6
t_{pw}	*min.*	150	190	170
t_{kw}		210	230	210

W projekcie przyjęto bazowy skład dla wszystkich mieszanek przedstawiony w tabeli 2. Użyto kruszywo żwirowe wykorzystywane na co dzień do testów laboratoryjnych w placówkach firmy Chryso. Założono osiągnięcie konsystencji S5 po 30 minutach od kontaktu cementu z wodą. Próbki zaformowane z każdej kombinacji dojrzewały w dwóch warunkach: temperaturze laboratoryjnej 20°C oraz w wodzie o temperaturze 35°C. W zależności od przyjętych warunków dojrzewania, wytrzymałość na ściskanie oznaczano w różnym wieku:12h, 16h, 18h, 20h, 24h, 48h i 28d.

Tab. 2. Receptura mieszanki betonowej.

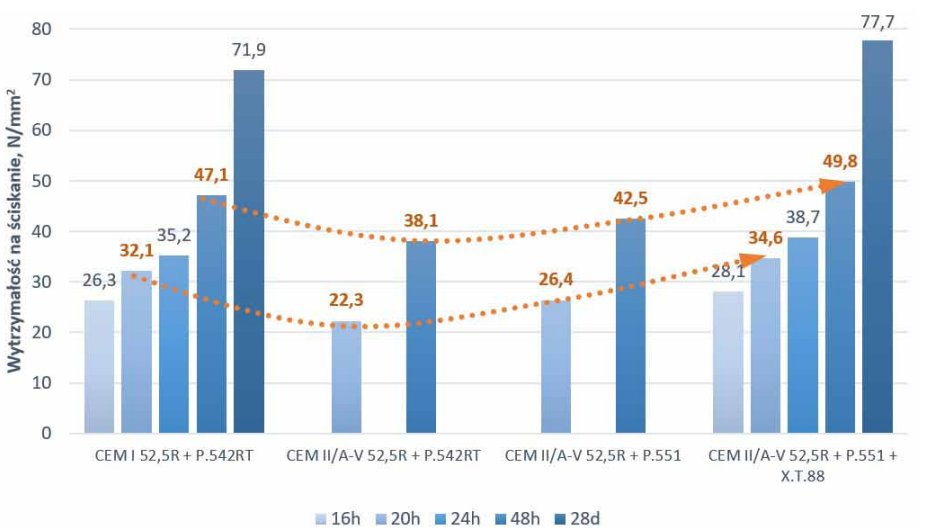
Składnik	**Pochodzenie**	**Na 1m^3[kg]**
Cement	Cemex	400
Woda	Wodociąg	160
Piasek 0/2	Budokrusz	720
Żwir 2/8	ZKP Rupińscy	550
Żwir 8/16	ZKP Rupińscy	550
CHRYSO®Premia 542RT CHRYSO®Premia 551 CHRYSO®Xel Time 88	Chryso	W zależności od wariantu.

Jako układ referencyjny przyjęto połączenie superplastyfikatora CHRYSO®Premia 542RT z cementem CEM I 52,5R. Następnie powtórzono go z różnymi cementami w dwóch warunkach dojrzewania tak, aby otrzymać punkt wyjściowy poszczególnych cementów. Kolejnym krokiem była zmiana superplastyfikatora na CHRYSO®Premia 551 wśród układów z cementami CEM II/A. Ten model superplastyfikatora wybrano na podstawie wielu praktycznych doświadczeń i obserwacji, gdzie potwierdzono możliwość dodatkowego zwiększenia wytrzymałości we wczesnym okresie dojrzewania od 5 do nawet 20% przy

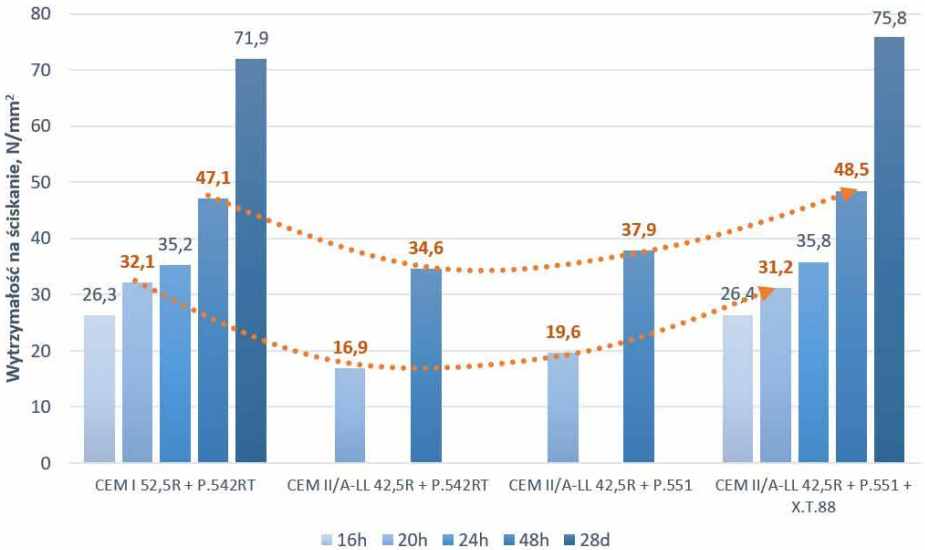
stałej wartości współczynnika woda/cement oraz bez istotnej zmiany zwartości powietrza w mieszance betonowej. Pozwoliło to na sprawdzenie wpływu domieszki upłynniającej na wczesną wytrzymałość betonu. Na koniec dodano domieszkę przyspieszającą twardnienie CHRYSO®Xel Time 88 w ilości 2% masy cementu, aby poszukać dodatkowej – ale addytywnej w stosunku do możliwości domieszki upłynniającej - możliwości wyraźnego zwiększenia wytrzymałości wczesnej betonu. Ostateczne wersje zostały porównane z betonem odniesienia za pomocą funkcji dojrzałości.

3. Aktywacja CEM II/A – standardowa temperatura

Cementy portlandzkie wieloskładnikowe w bezpośrednim porównaniu uzyskały wyniki niższe od referencji. Największe różnice można zaobserwować po 20h, cementy CEM II/A--V oraz A-LL uzyskały wyniki niższe odpowiednio o około 10 i 15 MPa. Wraz z czasem różnica maleje. Wskazuje to na ich wolniejszą aktywację w stosunku do CEM I 52,5R pomimo zdecydowanie zwiększonej powierzchni właściwej. Zmiana superplastyfikatora wyraźnie zwiększyła uzyskiwane wyniki. Bardzo często marginalizuje się wpływ domieszki upłynniającej w składzie betonu na jego rozwój wytrzymałości. W omawianym przypadku ta zmiana spowodowała „zysk" na poziomie 3÷4 MPa. Na tak wczesnym etapie rozwoju jest to bardzo dobry wynik. Zastosowanie domieszki przyspieszającej twardnienie spowodowało jeszcze większy wzrost osiąganych rezultatów. Cementy CEM II/A osiągnęły aktywację na poziomie cementu referencyjnego. W przypadku CEM II/A-V 52,5R-NA uzyskano wyniki o około 2 MPa wyższe niż na cemencie CEM I 52,5R. Warto zwrócić uwagę na fakt, że pomimo niższej klasy wytrzymałości cementu CEM II/A-LL 42,5R-NA uzyskał tylko nieznacznie niższe rezultaty w stosunku do wzorca. Na koniec sprawdzono czy zastosowanie domieszki przyspieszającej nie spowodowało obniżenia wyników po 28 dniach dojrzewania betonu. W wielu przypadkach stosowania tego typu domieszek obserwuje się częściowe obniżenie wytrzymałości końcowych. W projekcie nie zaobserwowano tego zjawiska.



Rys. 1 Aktywacja CEM II/A-V 52,5R-NA w standardowej temperaturze laboratoryjnej 20°C.

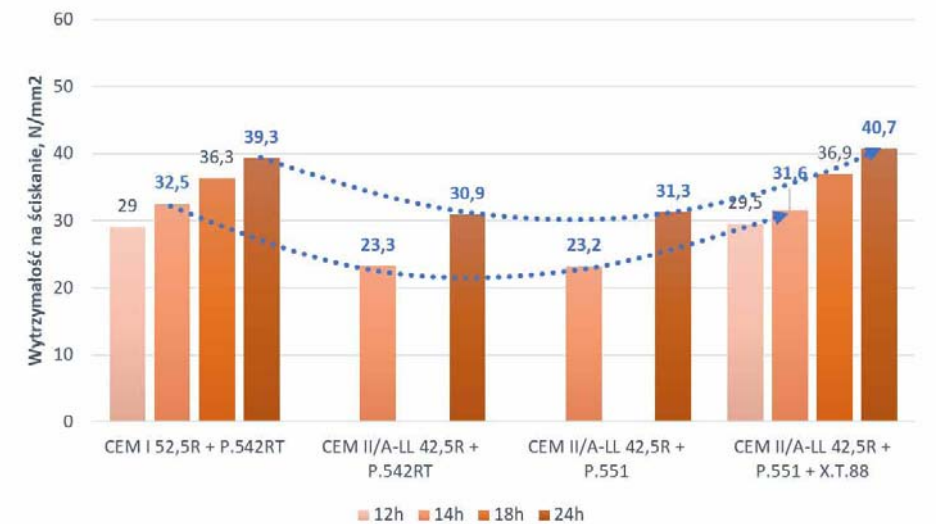


Rys. 2 Aktywacja CEM II/A-LL 42,5R-NA w standardowej temperaturze laboratoryjnej 20°C.

4. Aktywacja CEM II/A – podwyższona temperatura

Podwyższenie temperatury dojrzewania betonu jest jedną z najczęściej stosowanych metod na przyspieszenie tego procesu. W projekcie zastosowano temperaturę 35°C tak, aby była możliwość oceny wpływu zmian układu domieszek. Próbki w trakcie dojrzewania nagrzewały się w szczytowym momencie do ok 42°C, co może symulować pielęgnację termiczną niektórych elementów w zakładach prefabrykacji. Porównanie mieszanek wykonanych z użyciem CHRYSO®Premia 542RT wykazało ponownie różnicę wytrzymałości wczesnej w porównaniu do referencji. Różnica była mniejsza niż w warunkach laboratoryjnych, wyniosła około 7 i 9 MPa po 14h. Co ciekawe po 24h dojrzewania wyniki CEM II/A były bardzo zbliżone. Zmiana superplastyfikatora nie spowodowała już tak dużego wzrostu wytrzymałości wczesnej. Otrzymano zysk na poziomie 1,5 MPa w przypadku CEM II/A-V 52,5R-NA. W podwyższonych temperaturach wpływ domieszki z założenia będzie mniejszy. Należy pamiętać, że stosując obróbkę termiczną często szukamy nawet niewielkich wzrostów wytrzymałości. Warunkuje to możliwość szybkiego rozformowania lub sprężenia elementu. Zastosowanie domieszki przyspieszającej – podobnie jak w przypadku warunków laboratoryjnych – pozwoliło betonom z cementami CEM II/A wyrównać, a nawet lekko przekroczyć wyniki uzyskane przez beton odniesienia.

Rys. 3 Aktywacja CEM II/A-V 52,5R-NA w podwyższonej temperaturze 35°C.



Rys. 4 Aktywacja CEM II/A-LL 52,5R-NA w podwyższonej temperaturze 35°C.

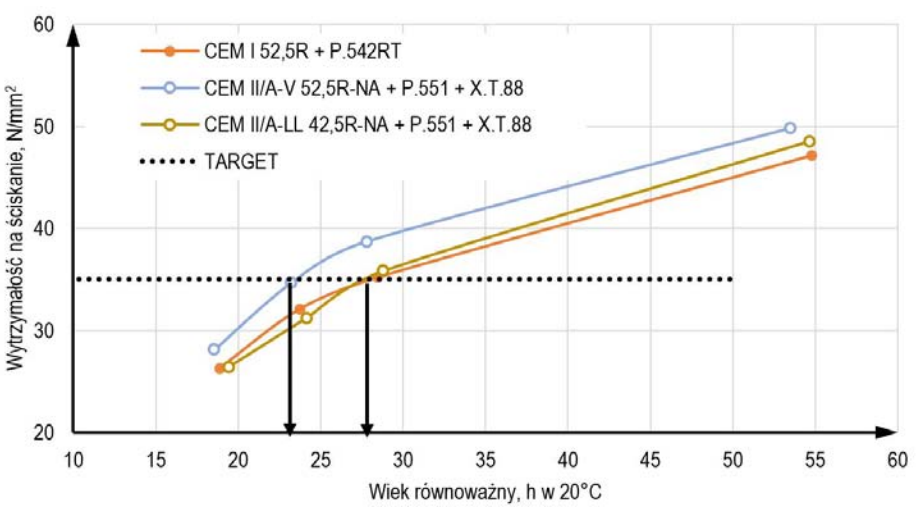
5. Zastosowanie funkcji dojrzałości do oceny wybranych rozwiązań.

Dojrzałość betonu jest parametrem, który opiera się na założeniu, że beton o takiej samej dojrzałości będzie miał tą samą wytrzymałość niezależnie od jego historii temperaturowej.

W Polsce ten parametr nie jest zbyt szeroko wykorzystywany, choć odniesienie do dojrzałości znajdziemy w normie PN-EN 206 oraz PN-EN 13670. Do określania dojrzałości betonu stosujemy różne funkcje matematyczne. W pracy skorzystano z systemu Maturix, który wykorzystuje funkcje Freiesleben Hansena i Pedersena opartą na równaniu Arrheniusa. Funkcja opiera się na założeniu, że tempo rozwoju wytrzymałości ma wykładniczy związek z temperaturą. Oznacza to, że im wyższa temperatura, tym szybszy rozwój wytrzymałości i odwrotnie. W powyższej metodzie obliczany jest tzw. czas równoważny wyrażony w godzinach lub dniach w odniesieniu do temperatury 20°C (dla porównania: w Ameryce Północnej wiek równoważny wyraża się w godzinach lub dniach w temperaturze +23 °C).

Wyznaczając funkcję zależności wytrzymałości betonu od jego dojrzałości jesteśmy w stanie określać aktualną wytrzymałość betonu w elemencie znając tzw. historię rozwoju temperatury. Właściwie przyjęta i wykorzystana funkcja może wydatnie usprawnić pracę zakładu prefabrykacji. Za pomocą urządzeń mierzących temperaturę w elemencie betonowym oraz właściwych algorytmów możemy precyzyjnie określić czas jego rozformowania lub sprężenia elementu. W publikacji[2] przedstawiono przykład wykorzystania systemu Maturix, jako praktyczne zastosowanie funkcji dojrzałości w cyklu produkcyjnym.

W pracy laboratoryjnej możemy wykorzystywać funkcje dojrzałości do porównywania poszczególnych rozwiązań recepturowych między sobą. Na wykresie poniżej przedstawiono wyznaczone krzywe dojrzałości dla trzech obserwowanych mieszanek betonowych. Do ich wyznaczenia wykorzystano standardową wartość energii aktywacji 33,5 kJ/mol przyjmowaną przez system. Zakładając, że dążymy do uzyskania konkretnej wartości wytrzymałości wczesnej np. 35 MPa, możemy szybko ocenić, która mieszanka i po jakim czasie równoważnym osiągnie wymagany cel. W tym przypadku widać wyraźną przewagę rozwiązania na bazie cementu CEM II/A-V 52,5R-NA. Zgodnie z funkcją, różnica wynosi około 4,5h w stosunku do pozostałych układów.



Rys. 5 Funkcje dojrzałości obserwowanych mieszanek.

Porównując klasyczną analizę (Rys.1-2) do powyższej możemy dojść do wniosku, że istnieje niewielka różnica pomiędzy tymi metodami. Rozbieżności wynikają z braku uwzględnienia wpływu temperatury w klasycznym podejściu. Zastosowanie funkcji

dojrzałości uwzględnia wpływ temperatury startowej mieszanki betonowej oraz różnice w trakcie dojrzewania próbek. Możemy tym samym z większym powodzeniem porównywać składy betonów testowane w warunkach laboratoryjnych, ale w różnych dniach roboczych. Często stanowi to problem i wymaga od technologa każdorazowo wykonania mieszanki referencyjnej w celu potwierdzenia warunków wyjściowych.

6. Obliczenie śladu węglowego dla rozpatrywanych rozwiązań

Ślad węglowy stał się jednym z parametrów deklarowanych w ofertach przez producentów betonu. Do niedawna był to parametr dodatkowy nie wpływający w bezpośredni sposób na wybór konkretnego dostawcy. Obecnie coraz częściej policzona emisja CO_2 dla produktu jest wymagana w procesie przetargowym. Biorąc pod uwagę ideę referatu naturalnym było sprawdzenie czy i o ile wypracowane rozwiązania spowodują obniżenie śladu węglowego. Dane dla cementów zostały przyjęte w oparciu o Deklaracje Środowiskowe III Typu umieszczone na stronie producenta [11][12][13]. W przypadku domieszek chemicznych posłużono się informacjami zawartymi w deklaracji środowiskowej EPD EFCA [10].

Rozwiązania wykorzystujące CEM II/A mają niższy ślad węglowy o około 5-6% w porównaniu do betonu referencyjnego. Otrzymane wyniki pokazują, że istnieje potencjał dalszej redukcji emisji CO_2.

Tab. 3. Porównanie śladu węglowego wytypowanych rozwiązań.

Składnik	Ślad jednostkowy, kg CO_2 eq	Kombinacja 1		Kombinacja 2		Kombinacja 3	
		Udział, kg/m^3	Ślad, kg CO^2 eq / m^3	Udział, kg/m^3	Ślad, kg CO^2 eq / m^3	Udział, kg/m^3	Ślad, kg CO^2 eq / m^3
CEM I 52,5R	**0,511**	400	204,4	-	-	-	-
CEM II/A-V 52,5R-NA	**0,449**	-	-	400	179,6	-	-
CEM II/A-LL 42,5R-NA	**0,447**	-	-	-	-	400	178,8
Superplastyfikator	1,53	2,5	4	2,5	4	2,5	4
Domieszka przyspieszająca twardnienie	**1,79**	-	-	8	14	8	14
Ślad węglowy: cement + domieszki	kg CO_2 eq		208,4		197,6		196,8
Względny ślad węglowy: cement + domieszki	%		**100**		**95**		**94**

7. Podsumowanie

Przeprowadzony program badawczy pozwolił na znalezienie układów domieszka - cement, które zapewniają zwiększenie aktywności cementów CEM II/A. Odpowiednie podejście pozwala na osiągnięcie zbliżonego rozwoju wytrzymałości cementów niskoklinkierowych, dedykowanych dla segmentu prefabrykacji w stosunku do standardowego rozwiązania opierającego się o cement CEM I. W opisanym przypadku wykazano możliwość obniżenia śladu węglowego betonu o około 5-6%. Te i inne kroki powinny być traktowane jako priorytetowe kierunki rozwoju branży betonowej. Zastosowanie zawansowanych metod oceny stopnia dojrzałości elementów betonowych to możliwość przyspieszenia prac produkcyjnych i obniżenia ilości zużywanej energii. Efektem zastosowania tego typu rozwiązań jest również obniżenie śladu węglowego gotowych elementów betonowych, co może być wkładem zakładów produkcyjnych w globalne ograniczenie emisji CO_2. Obowiązek ograniczenia emisji CO_2 o 55% do 2030r jest obligatoryjny na terenie Unii Europejskiej i ma prowadzić do osiągnięcia neutralności klimatycznej. Współpraca w tym zakresie pomiędzy poszczególnymi sektorami branży budowlanej jest w tym wypadku niezbędna, ponieważ brak wspólnych działań może doprowadzić do utraty konkurencyjności na globalnym rynku. W publikacji przedstawiono przykład działań, które zbliżają nas do tego celu.

Literatura

[1] Bajorek G., Barć M. Praktyczne zastosowanie funkcji dojrzałości do bieżącego szacowania wytrzymałości betonu w realizowanej konstrukcji, XI Konferencja Dni Betonu 2021
[2] Kłos M., Kożuchowski A. Ocena i analiza wczesnej wytrzymałość betonu na ściskanie w prefabrykowanych elementach konstrukcyjnych, XII Konferencja Dni Betonu 2023,
[3] AASHTO T325: Standard Method of Test for Estimating the Strength of Concrete in Transportation Construction by Maturity Tests
[4] ACI 228.1R: In-place Methods to Estimate Concrete Strength
[5] ASTM C 1074-98 Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
[6] ASTM C918: Standard Test Method for Measuring Early-Age Compressive Strength and Projecting Later-Age Strength
[7] CSA A23.1/ A23.2: Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test Methods and Standard Practice for Concrete
[8] NCh 3565:2018: Hormigón - Estimación de la resistencia mecánica - Método de la madurez
[9] NEN 5970: Determination of Strength of Fresh Concrete with the Method of Weighted Maturity
[10] EPD EFCA – Concrete admixtures – Plasticizers and Superplasticizer & Hardening Accelerators, European Federation of Concrete Admixtures Associations a.i.s.b.l. (EFCA) 2021-2026
[11] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB Nr 237/2023 Grupa cementów CEM I 52,5
[12] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB Nr 241/2023 CEM II/A-V 52,5 R-NA
[13] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB No. 418/2023 CEM II/A-LL 42,5 R – NA

Andrzej Cieloch
Jarosław Gaudy
Paweł Głaz
Michał Witkowski

Wpływ zastosowanego rozwiązania materiałowego opartego na cementach o obniżonej emisji CO_2 zawierających nieklinkierowe składniki główne na trwałość warstwy ścieralnej kostki brukowej

THE INFLUENCE OF MATERIAL SOLUTION BASED ON LOW CARBON CEMENT WITH SUPPLEMENTARY CEMENTITIOUS MATERIALS ON DURABILITY OF THE WEARING COURSE OF PAVING BLOCKS

Streszczenie

Produkcja wyrobów z betonu formowanego metodą wibroprasowania w długoletniej tradycji kojarzona była ze stosowaniem cementów typu CEM I. Długo funkcjonował pogląd, że cementy typu CEM II nie posiadają odpowiedniej wytrzymałości na ściskanie, aby zachować podobny rytm produkcji jak z cementami typu CEM I.

Ten argument powoli traci na znaczeniu, ponieważ jeśli chodzi o dolną warstwę wyrobów dwuwarstwowych stosowanie cementów zawierających dodatki mineralne jest coraz powszechniejsze.

Jednakże w przypadku warstwy górnej - narażonej na ścieranie i działanie mrozu oraz środków odladzających - zastosowanie cementów zawierających dodatki mineralne u wielu producentów wciąż spotyka się z nieufnością i przekonaniem, że nie są one w stanie zapewnić wysokiej trwałości ich wyrobów w warunkach w jakich są one eksploatowane.

Obecnie, kiedy obniżanie emisyjności produktów cementowych, a tym samym emisyjności wyrobów z betonu jest nieuniknioną koniecznością, autorzy postanowili sprawdzić czy i w jakim stopniu zastosowanie cementów typu CEM II zawierających popiół krzemionkowy V, kamień wapienny LL i granulowany żużel wielkopiecowy S; wpłynie na parametry trwałościowe warstwy ścieralnej betonowej kostki brukowej. Punktem odniesienia są właściwości wyrobu wyprodukowanego z zastosowaniem cementu CEM I.

Badania trwałościowe składające się na część doświadczalną referatu dotyczą prób wykonanych w 2 etapach. Pierwszy obejmuje próby zaformowane w laboratorium z wykorzystaniem prasy żyratorowej. Natomiast próby do badań w drugim etapie zaformowano podczas testu przemysłowego na linii do produkcji betonowej kostki brukowej.

mgr inż. Andrzej Cieloch – Semmelrock Stein+Design Sp. z o.o.
mgr inż. Jarosław Gaudy – CEMEX Polska Sp. z o.o.
inż. Paweł Głaz – CEMEX Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Michał Witkowski – SIKA Poland Sp. z o.o.

Abstract

For decades, the production of vibro-pressed concrete products was associated with the use of Portland cement CEM I. For a long time, it was claimed that cements CEM II do not have adequate compressive strength to maintain a similar production rhythm as with cements CEM I.

This argument is getting weaker and weaker, because for the bottom layer of two-layer products, the use of cements with supplementary cementitious materials (SCMs) is becoming more and more common.

However, in the case of the top layer - exposed to abrasion and frost and de-icing agents - for many manufacturers, the use of cements with SCMs is still met with mistrust and the belief that in the exploitation conditions they are not able to ensure high durability of their products.

Nowadays, when unavoidable is reduction the carbon footprint of cement products, therefore also reduction the carbon footprint of concrete products, the authors decided to test if and how the use cements CEM II containing siliceous fly ash V, limestone LL and granulated blast furnace slag S; will affect the durability parameters of the wearing course of concrete paving blocks. The properties of the product manufactured with the use of cement CEM I were adopted as references.

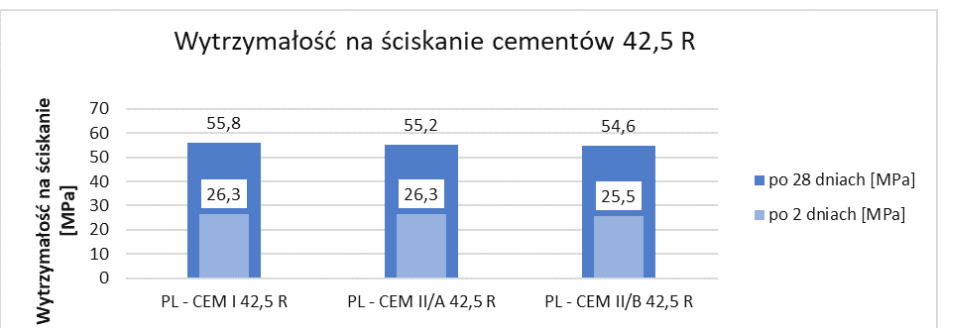
In the experimental part of the paper, durability tests were prepared in two parts. The first part include samples formed in the laboratory using a gyratory compactor. The second part include samples formed on production line during industrial tests for concrete paving stones.

1. Wstęp

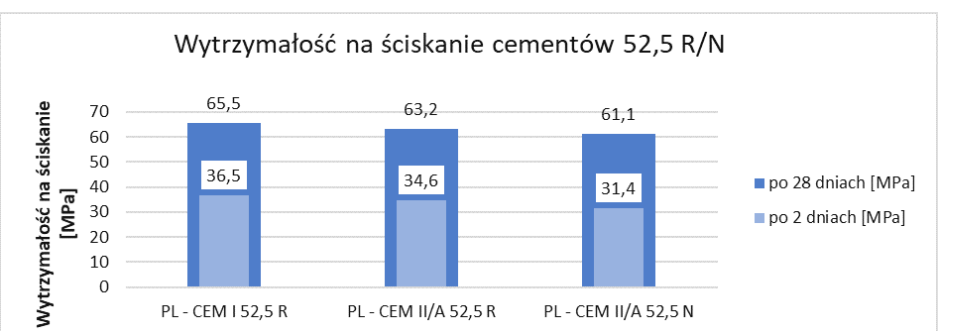
Wibroprasowana betonowa kostka brukowa produkowana w Polsce od ponad 30 lat znajduje szerokie zastosowanie w kształtowaniu powierzchni przeznaczonych do ruchu zarówno w sferze publicznej jak i prywatnej.

Stosowanie cementów typu CEM I do produkcji wyrobów prefabrykowanych było od początku czymś oczywistym, pozwalało bowiem generować wysokie wydajności produkcji – uzyskać możliwie krótki cykl produkcyjny - co pozwalało na wywózkę produktów w miejsce składowania już po 12-18 godzinach od zaformowania.

Cementy typu CEM II dostępne obecnie na rynku nie ustępują cementom CEM I jeśli chodzi o wytrzymałość, co jest podstawowym warunkiem pozwalającym na ich zastosowanie bez zmiany wielkości magazynu poprodukcyjnego czy rytmu produkcji, dlatego też cementy CEM II stosowane są coraz powszechniej do dolnej warstwy betonowej kostki brukowej wytwarzanej metodą dwuwarstwową. Taki proces wpisuje się w obecne dążenie do ograniczania emisji CO_2 – cementy CEM II charakteryzują się niższym śladem węglowym.



Rysunek 1. Średnia wytrzymałość na ściskanie produkowanych w Polsce cementów CEM I 42,5 R i CEM II/A 42,5 R oraz CEM II/B 42,5 R – dane za 2022 r.



Rysunek 2. Średnia wytrzymałość na ściskanie produkowanych w Polsce cementów CEM I 52,5 R i CEM II/A 52,5 R/N – dane za 2022 r.

Jak wspomniano już wcześniej najtrudniej jest producentom betonowej kostki brukowej zrezygnować z cementu CEM I używanego do wierzchniej, eksponowanej warstwy

wyrobów. Obawy związane są głównie z aspektami trwałościowymi, czyli odpornością powierzchni betonowej kostki brukowej na ścieranie oraz zamrażanie i rozmrażanie w obecności środków odladzających. Dodatkowo podnoszona jest kwestia różnicy koloru pomiędzy cementem CEM I i CEM II.

Jednakże w sytuacji kiedy wszyscy mierzymy się z koniecznością redukcji emisji CO_2 w każdym przejawie aktywności - Unia Europejska w 2021 r. przyjęła za cel ograniczenie emisji CO_2 o 55% do 2030 r. względem 1990 r. oraz neutralność klimatyczną do roku 2050 - zastosowanie cementów o obniżonej emisji CO_2 również do eksponowanej powierzchni wyrobów wibroprasowanych wydaje się być konieczne.

Roczna wielkość produkcji betonowej kostki brukowej w Polsce stanowi ok. 80 mln m^2.

Przy technologii dwuwarstwowej – obecnie prawie wyłącznie stosowanej przez producentów – można przyjąć, że do warstwy ścieralnej grubości 4-10 mm roczne zużycie cementu to ok 240 tys. ton zakładając, że ilość cementu do mieszanki to 430 kg/m^3.

Zgodnie z Deklaracją Środowiskową typu III - Świadectwo nr 116/2020 [2], opracowaną w roku 2020 przez ITB na zlecenie Stowarzyszenia Producentów Cementu – **uśredniony** ślad węglowy cementów typu CEM I w Polsce to 710kg CO_{2eq}/tonę cementu. Dla cementów CEM II(A i B) - według tego samego źródła – **uśredniona** wartość wynosi 571kg CO_{2eq}/tonę. Z prostego wyliczenia wynika, że w oparciu o te dane zmiana cementu z CEM I na CEM II zmniejszy emisję CO_2 dla warstwy eksponowanej o ok. 34 tys. ton.

Aby sprawdzić możliwość skutecznego zastąpienia cementu CEM I przez cement CEM II w warstwie ścieralnej wibroprasowanej betonowej kostki brukowej przeprowadzono dwuetapowy projekt, który pozwolił sprawdzić i porównać te właściwości. Pierwszy etap – na próbkach wykonanych w Laboratorium - zagęszczonych za pomocą prasy żyratorowej. W drugim etapie zbadano wyroby wykonane w warunkach przemysłowych – na linii produkcyjnej.

2. Etap pierwszy - założenia i materiały do badań

2.1 Założenia

W pierwszym etapie próbki do badań zostały wykonane w Laboratorium.-

Aby uzyskać odpowiednie i powtarzalne zagęszczenie każdej z próbek na potrzeby niniejszej pracy wykorzystano prasę żyratorową GALILEO – urządzenie najnowszej generacji tego typu, dzięki któremu metoda intensywnego zagęszczania odzwierciedla proces wibroprasowania. Jest to możliwe poprzez równomierne okrężne ruchy walca zagęszczającego który sprawia, że - podczas cyklicznego przemieszczania osi formowanej próbki - na mieszankę oddziałuje równocześnie statyczna siła ścinająca i ściskająca. Metoda ta została opracowana specjalnie do badań świeżej mieszanki betonowej o konsystencji wilgotnej stosowanej do wyrobów betonowych takich jak: betonowa kostka brukowa, krawężniki, obrzeża, palisady, bloczki fundamentowe, rury, kręgi, stropowe płyty kanałowe, beton wałowany, beton nawierzchniowy, mieszanki związane spoiwem hydraulicznym, itp.

Podczas przygotowania próbek badawczych w prasie żyratorowej symulującej proces formowania wyrobów możemy oceniać aspekty wizualne m.in. takie jak stopień zagęszczenia, urabialność, czas zachowania właściwości roboczych mieszanki etc.

Możemy również badać zaformowane próbki w zakresie wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałości na rozłupywanie, podciąganie kapilarnego, nasiąkliwości, mrozoodporności, ścieralności itp.

Metoda ta umożliwia uzyskanie powtarzalnych warunków zagęszczania formowanych próbek, co jest szczególnie istotne przy wykonywaniu badań porównawczych, pozwala bowiem uniknąć przypadkowości rezultatów wynikającej z różnego stopnia zagęszczenia, który jest kluczowy dla właściwości wyrobów wibroprasowanych. Na potrzeby niniejszego opracowania autorzy referatu skoncentrowali się na porównaniu różnych rodzajów cementów z przeznaczeniem do produkcji wierzchniej warstwy betonowej kostki brukowej.

Komponując receptury postanowiono sprawdzić, czy i jak istotne znaczenie dla sprawdzanych właściwości ma ilość cementu w mieszance dla warstwy wierzchniej. Każdy z porównywanych cementów został użyty w 3 dozach: 400, 430 i 460 kg/m^3

2.2. Materiały

2.2.1. Materiały - Cement

Wybrano do sprawdzenia dwa cementy typu CEM II/A.

- CEM II/A-V 52,5 R - NA
- CEM II/A-LL 42,5 R - NA

i jeden cement typu CEM II/B

- CEM II/B-M (S-V) 42,5 R

Jako cement referencyjny wybrano stosowany powszechnie w warunkach przemysłowych cement CEM I 52,5 R

Właściwości cementów użytych do zarobów laboratoryjnych przedstawiono w Tablicy 1

Tablica 1. Właściwości fizyko-chemiczne cementów.

Właściwości			CEM I 52,5 R	CEM II/A-V 52,5 R **- NA**	CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	CEM II/A-LL 42,5 R - NA
Zawartość SO_3		%	2,74	2,9	2,79	2,73
Zawartość Cl		%	0,064	0,054	0,028	0,04
Zawartość Na_2O_{eq}		%	0,62	0,77	0,79	0,41
Powierzchnia właściwa wg Blaina		cm^2/g	4144	4962	4722	5650
Wodożądność		%	29,5	32	32	27,4
Początek wiązania		min	190	205	220	160
Koniec wiązania		min	230	235	250	200
Stałość objętości		mm	1,0	0,0	1,0	1,0
Wytrzymałość na ściskanie	**D1**	**MPa**	**18,4**	**19,2**	**13,5**	**15,4**
	D2	**MPa**	**33,5**	**34,3**	**24,2**	**28,7**
	D28	MPa	62,4	63,4	57,5	58,9

2.2.2. Materiały - Domieszki

Na potrzeby niniejszej pracy badawczej zastosowano domieszkę SikaPaver® 800 Color.

SikaPaver® 800 Color jest domieszką zmniejszającą powstawanie wykwitów węglanowych na elementach z betonu wibroprasowanego z równoczesnym efektem uplastyczniająco – hydrofobizującym. Technologia została specjalnie opracowana na potrzeby produkcji mieszanek półsuchych i wilgotnych.

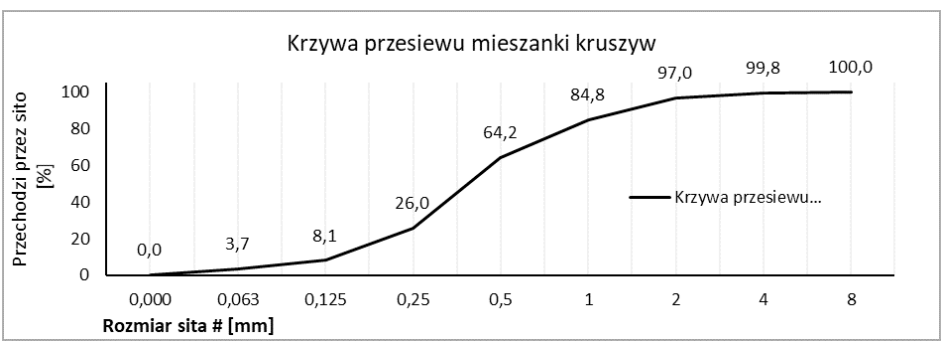
Domieszka SikaPaver® 800 Color jest stosowana przy produkcji szarych lub kolorowych elementów z betonu półsuchego lub wilgotnego o bardzo małej zawartości wody. Takie mieszanki betonowe są na ogół stosowane do maszynowej produkcji wyrobów betonowych, które dzięki właściwościom betonu i procesowi produkcji mogą być wyjmowane z form zaraz po ich uformowaniu. Dzięki mechanizmowi hydrofobizacji strukturalnej przy użyciu domieszki SikaPaver® 800 Color uzyskujemy betony o podwyższonej mrozoodporności oraz odporności na działanie środków odladzających.

2.2.3. Materiały - Kruszywo

Do każdej mieszanki z użyciem różnych rodzajów cementów zastosowano stały układ stosu okruchowego kruszywa składający się z:

- Piasek naturalny 0-2 - 65,5%
- Piasek łamany granitowy 0-2 - 34,5%

Rysunek 3 przedstawia krzywą przesiewu mieszanki kruszyw na warstwę eksponowaną betonowej kostki brukowej.



Rysunek 3. Krzywa przesiewu mieszanki kruszyw.

3. Etap pierwszy - badania prób zaformowanych w laboratorium

3.1. Receptury i opis formowania próbek

Do wykonania mieszanek została wykorzystana mieszarka laboratoryjna o pojemności 8 litrów.

Dla zachowania powtarzalności zarobów do wszystkich mieszanek zastosowano tę samą sekwencję wykonania, która składała się z następujących etapów:

– mieszanie suchego kruszywa + 2/3 ilości wody – przez 30s
– odczekanie 60s na absorbcję wody przez ziarna kruszywa

– dodanie cementu – mieszanie przez 30s
– dodanie pozostałej 1/3 ilości wody + domieszka i mieszanie przez 60s

Następnie za pomocą prasy żyratorowej GALILEO wykonano walce wysokości i średnicy 10 cm z zachowaniem takich samych ustawień pracy urządzenia dla wszystkich formowanych próbek. Oznaczenia serii oraz receptury według których wykonano mieszanki przedstawiono w Tablicy 2.

Tablica 2. Receptury mieszanek wykonanych i zaformowanych w laboratorium.

Oznakowanie mieszanki SERIA	Rodzaj cementu	Ilość cementu [kg/m³]	Woda całkowita [kg/m³]	SikaPaver® 800 Color [kg/m³]	w/c
CI5-400	CEM I 52,5 R	400	156	1,20	0,39
CI5-430		430	156	1,29	0,36
CI5-460		460	156	1,38	0,34
CIIAV5-400	CEM II/A-V 52,5 R - NA	400	156	1,20	0,39
CIIAV5-430		430	156	1,29	0,36
CIIAV5-460		460	156	1,38	0,34
CIIBM4-400	CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	400	156	1,20	0,39
CIIBM4-430		430	156	1,29	0,36
CIIBM4-460		460	156	1,38	0,34
CIIALL4-400	CEM II/A--LL 42,5 R - NA	400	156	1,20	0,39
CIIALL4-430		430	156	1,29	0,36
CIIALL4-460		460	156	1,38	0,34

3.2. Wyniki badań odporności na ścieranie oraz zamrażanie i rozmrażanie w obecności środków odladzających

Badanie odporności na ścieranie wykonano na tarczy Boehmego zgodnie z metodą opisaną w Załączniku H normy PN-EN 1338 Betonowa kostka brukowa - Wymagania i metody badań. Badanie odporności na zamrażanie i rozmrażanie w obecności środków odladzających wykonano zgodnie z metodą opisana w załączniku D w/w normy. Badania przeprowadzono dla każdej serii na 3 próbkach dla ścieralności oraz 3 próbkach dla mrozoodporności.

W Tablicy 3 przedstawiono ocenę uzyskanych wyników badań.

Tablica 3. Ocena uzyskanych wyników w odniesieniu do wymagań normy PN-EN 1338.

Rodzaj cementu	Oznakowanie mieszanki SERIA	Ilość cementu [kg/m^3]	Wymagania PN-EN 1338 dla badania ścieralności na tarczy Böhmego	Wymagania PN-EN 1338 dla badania odporności na zamrażanie i rozmrażanie w obecności soli odladzających
CEM I 52,5 R	CI5-400	400	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CI5-430	430	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CI5-460	460	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
CEM II/A-V 52,5 R - NA	CIIAV5-400	400	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CIIAV5-430	430	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CIIAV5-460	460	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	CIIBM4-400	400	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CIIBM4-430	430	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CIIBM4-460	460	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
CEM II/A-LL 42,5 R - NA	CIIALL4-400	400	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CIIALL4-430	430	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D
	CIIALL4-460	460	Spełnione – Klasa I	Spełnione – Klasa D

Wszystkie serie niezależnie od rodzaju jak i ilości użytego cementu uzyskały wynik spełniający wymagania normy PN-EN 1338 dla najlepszej klasy ścieralności określonej w normie jako **Klasa I -** czyli objętość materiału, który uległ starciu podczas badania mieścił się poniżej 18 000mm^3/5000mm^2. Podobnie próbki wszystkich badanych serii uzyskały wyniki spełniające wymaganie odporności na działanie mrozu w obecności środków odladzających. Kostka mrozoodporna w normie PN-EN 1338 jest oznaczona **Klasą D**.

4. Etap drugi - test produkcyjny

Dla drugiego etapu zdecydowano, że w sytuacji gdzie próbki wykonane na każdym z cementów niezależnie od jego ilości spełniły wymagania normy PN-EN 1338 w zakresie ścieralności i mrozoodporności – do prób produkcyjnych zostaną zastosowane receptury z najmniejszą ilością cementu czyli 400kg/m^3

Zasady jakie przyjęto dla przeprowadzenia testów produkcyjnych:

1. Próba produkcyjna obejmująca zaformowanie wyrobów z mieszanek wyprodukowanych z udziałem wszystkich cementów odbyła się w ciągu jednej zmiany roboczej.
2. Wszystkie mieszanki wykonano w tym samym wysokoobrotowym mikserze typu Eirich RV12. Wielkość zarobu 0,25m^3.
3. Wykonano zaroby jednakowej objętości według receptur jak dla serii CI5-400; CIIAV5-400; CIIBM4-400; CIIALL4-400.
4. Wszystkie mieszanki zostały wykorzystane do produkcji niebarwionej kostki brukowej typu BEHATON.

5. Zachowano sposób postępowania, czas i warunki pielęgnacji oraz przechowywania i magazynowania wyrobów zgodny z zakładowymi procedurami obowiązującymi podczas standardowej produkcji.
6. Z każdej z serii produkcyjnej pobrano kostki do badania ścieralności i mrozoodporności.

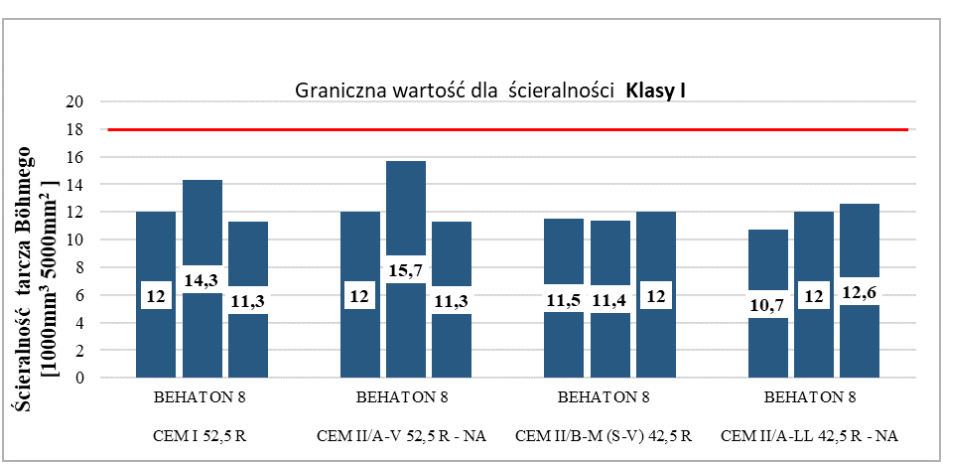
Zgodnie z Tabelą 7 z normy PN-EN 1338 dla badania odporności na ścieranie przeznaczono po 3 próbki z serii, podobnie jak do badania mrozoodporności. Ilości próbek - jak dla badań typu.

Do badań przeprowadzonych zgodnie z procedurami opisanymi w załącznikach D i H normy PN-EN 1338 przystąpiono po 28 dniach od zaformowania próbek.

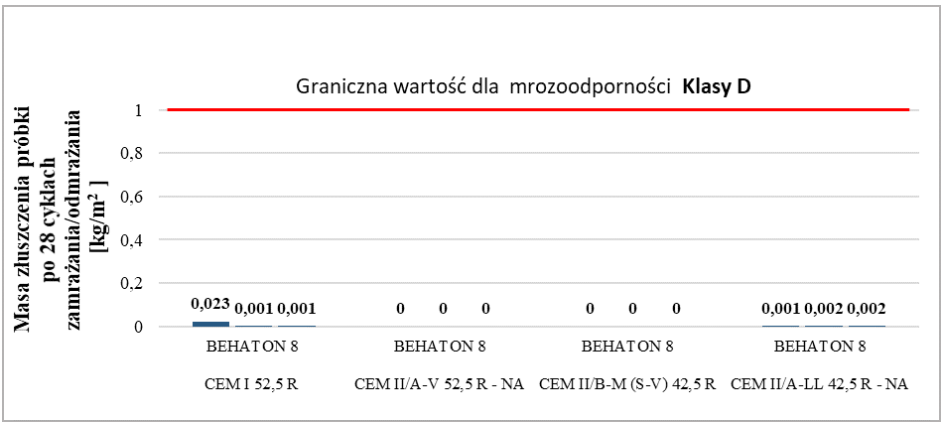
Wyniki oznaczeń na poszczególnych próbkach przedstawiono w Tablicy 4 oraz na wykresach – Rysunek 4 i 5

Tablica 4. Wyniki badań ścieralności i mrozoodporności poszczególnych próbek.

Oznaczenie próbki SERIA	Pomiar ścieralności próbek na tarczy Böhmego [1 000 mm³/5 000 mm²]			Masa złuszczeń po 28 cyklach zamrażania/odmrażania [kg/m²]		
	Próbka 1	Próbka 2	Próbka 3	Próbka1	Próbka 2	Próbka 3
BEHATON 8 CEM I 52,5 R	12,0	14,3	11,3	0,023	0,001	0,001
BEHATON 8 CEM II/A-V 52,5 R-NA	12,0	15,7	11,3	0,000	0,000	0,000
BEHATON 8 CEM II/B-M (S-V) 42,5 R	11,5	11,4	12,0	0,000	0,000	0,000
BEHATON 8 CEM II/A-LL 42,5 R-NA	10,7	12,0	12,6	0,001	0,002	0,002



Rysunek 4. Wyniki badań ścieralności poszczególnych próbek odniesione do wymagań PN-EN 1338.

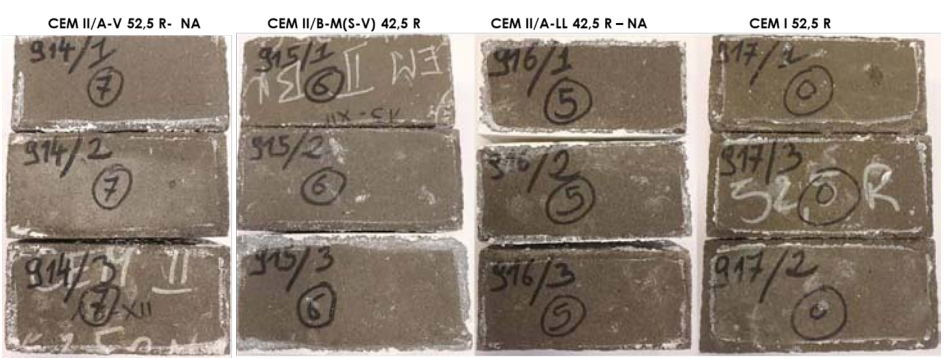


Rysunek 5. Wyniki badań mrozoodporności poszczególnych próbek odniesione do wymagań PN-EN 1338.

Uzyskane rezultaty wskazują, że wymagania normy PN-EN 1338 zarówno dla ścieralności jak i mrozoodporności zostały spełnione.

Należy podkreślić, że wyniki świadczą o bardzo wysokim i porównywalnym poziomie każdej z tych właściwości dla wszystkich serii. Nie widać również aby zastosowanie któregoś z porównywanych cementów istotnie wpływało na zmianę ścieralności czy mrozoodporności badanych wyrobów.

Na Rysunku 6 przedstawiono fotografie próbek po badaniu mrozoodporności. Można tu zaobserwować, że jedyne ubytki, które powstały podczas badania to punktowe miejsca, które mogą wskazywać raczej na efekt odspojenia kruszywa.



Rysunek 6. Fotografia próbek po badaniu mrozoodporności.

Odnosząc się do obaw dotyczących dużego zróżnicowania koloru po zmianie cementu, na Rysunku 7 przedstawiono porównanie kostek z testu produkcyjnego. Można tu zaobserwować lekkie zróżnicowanie odcienia szarości, jednak są one na tyle niewielkie, że nie powinny stanowić istotnego problemu dla produkowanej kostki szarej.

Rysunek 7. Porównanie koloru kostek brukowych wykonanych z cementami z projektu w świetle dziennym.

5. Obliczenie śladu węglowego dla sprawdzanych rozwiązań

Ślad węglowy stał się jednym z parametrów uwzględnianych przez odbiorców w ocenie składanych ofert i zaczyna wpływać w bezpośredni sposób na wybór konkretnego dostawcy. Biorąc pod uwagę przedmiot na którym skupiał się niniejszy referat koniecznym wydaje się porównanie śladu węglowego generowanego przez poszczególne rozwiązania. Skupiono się wyłącznie na różnicach wynikających z rodzaju zastosowanego cementu, ponieważ pozostałe surowce oraz proces technologiczny były identyczne dla wszystkich rozwiązań. Dane dla cementów zostały przyjęte w oparciu o Deklaracje Środowiskowe III Typu z roku 2023 umieszczone na stronie producenta – CEMEX Polska sp. z o.o.[4][5][6][7]

W Tablicy 5 przedstawiono wartości (kg/m^3) i różnice procentowe wielkości śladu węglowego jako CO_{2eq}.

Rozwiązania wykorzystujące CEM II/A mają niższy ślad węglowy o około 12-13%, a na CEM II/B – o około 25% w porównaniu do betonu referencyjnego z cementem CEM I.

Tablica 5 Porównanie śladu węglowego sprawdzanych rozwiązań.

Cement	Jednostkowy ślad węglowy [kgCO_{2eq}/kg cementu]	Udział cementu, [kg/m^3]	Ślad węglowy Cement, [kg $CO_{2\,eq}$ /m^{3}betonu]	Ślad węglowy Cement [%]
CEM I 52,5R	**0,511**	400	204,4	100%
CEM II/A-V 52,5R-NA	**0,449**	400	179,6	88% (-12%)
CEM II/A-LL 42,5R-NA	**0,447**	400	178,8	87% (-13%)
CEM II/B-M(S-V) 42,5 R	**0,381**	400	152,4	75% (-25%)

6. Podsumowanie i wnioski

Test produkcyjny, który jest najlepszym sposobem sprawdzenia przydatności surowców do zapewnienia pożądanych cech wyrobów wykazał, że przy zastosowaniu do eksponowanej warstwy kostki brukowej cementów porównywanych w ramach projektu:

- CEM II/A zawierających popiół krzemionkowy V oraz kamień wapienny LL czyli CEM II/A-V 52,5 R - NA i CEM II/A-LL 42,5 R - NA

- oraz CEM II/B-M zawierającego popiół krzemionkowy V i granulowany żużel wielkopiecowy S – czyli CEM II/B-M (S-V) 42,5 R ;
  1. Uzyskano wyroby o bardzo dobrej odporności na ścieranie jak również odporności na zamrażanie i rozmrażanie w obecności soli odladzających.
  2. Uzyskane rezultaty wskazują, że obie te właściwości dla wyrobów z każdym z w/w cementów CEM II są nie gorsze od tych, które zostały uzyskane przez wyroby przy zastosowaniu używanego obecnie cementu CEM I 52,5 R.
  3. Zróżnicowanie odcienia szarości wyrobów - przy zastosowaniu użytych w projekcie cementów zawierających popiół krzemionkowy V, kamień wapienny LL, oraz mieszankę popiołu V z granulowanym żużlem wielkopiecowym S – jest niewielkie i nie powinno stanowić istotnego problemu zwłaszcza jeśli zmiana nastąpi na początku sezonu produkcyjnego.

Nic nie stoi na przeszkodzie aby w warstwie wierzchniej kostki brukowej zastępować cement CEM I cementami CEM II/A, a nawet CEM II/B - oczywiście po wykonaniu badań sprawdzających dla rozwiązania cement-domieszka-kruszywo, co wynika bezpośrednio z konieczności **przeprowadzenia badań typu** w ramach Zakładowej Kontroli Produkcji.

Dodatkowym efektem takiej zamiany, który obecnie staje się bardzo istotny dla producentów - jest obniżenie śladu węglowego przy wykorzystaniu sprawdzanych w projekcie cementów CEM II od 12% do nawet 25% w porównaniu do rozwiązania z cementem CEM I.

Z punktu widzenia uzyskania przez wyroby wysokiej mrozoodporności i odporności na ścieranie, istotniejsze wydaje się zachowanie zasad i reżimów produkcyjnych takich jak:

1. Właściwa jakość kruszyw, ponieważ wysoką odporność wyrobów na ścieranie i mróz mogą zapewnić kruszywa o takich właśnie cechach.
2. Dobranie odpowiedniej domieszki, która poprawi łatwość i jakość zagęszczenia mieszanki w wyrobie, ułatwi osiągnięcie odpowiedniego wyglądu formowanych elementów i zmniejszy podatność na wsiąkanie wody oraz innych szkodliwych czynników - zapewniając lepszą szczelność powierzchniową.
3. Powtarzalność procesu produkcji mieszanki (wilgotność, stopień homogenizacji) oraz warunków formowania wyrobów (czas przerobu, ustawienia wibroprasy).
4. Odpowiednie warunki przechowywania po zaformowaniu.

Literatura

[1] PN-EN 1338 Betonowa kostka brukowa - Wymagania i metody badań
[2] Świadectwo nr 116/2020 Deklaracji środowiskowej typu III – ITB:2020
[3] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[4] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB Nr 237/2023 Grupa cementów CEM I 52,5
[5] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB Nr 241/2023 CEM II/A-V 52,5 R-NA
[6] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB No. 418/2023 CEM II/A-LL 42,5 R – NA
[7] Deklaracja Środowiskowa III Typu - EPD ITB No. 419/2023 CEM II/B-M(S-V) 42,5 R

Prawa autorskie © 2023 / Andrzej Cieloch, Michał Witkowski oraz CEMEX Innovation Holding Ltd., Szwajcaria. Wszystkie prawa zastrzeżone.

Radosław Dydo

Ujarzmić beton. Zastosowanie modelowania CAD w projektowaniu deskowań powierzchni krzywoliniowych

SUBJUGATING CONCRETE. APPLICATION OF CAD MODELLING IN THE DESIGN OF FORMWORK FOR CURVILINEAR SURFACES

Streszczenie

Artykuł przybliża metodykę oraz rozwiązania projektowe i techniczne podczas pracy nad modelowaniem deskowania skomplikowanych form krzywoliniowych w oparciu o komputerowe systemy wspomagania projektowego CAD. Na podstawie wybranych dwóch realizacji - *Głowica w formie trójnika słupa „Y" - Szpital onkologiczny w Poznaniu oraz Komin stacji wentylatorni budynku technicznego CERN* - przedstawiono proces projektowania oraz problematykę odwzorowania nierozwijalnych powierzchni torusa oraz paraboloidy hiperbolicznej przy wykorzystaniu autorskich skryptów napisanych w języku VISUAL LISP dla AutoCAD`a.

Abstract

The article discusses the methodology, design solutions, and technical aspects involved in modeling formwork for complex curved shapes using computer-aided design (CAD) systems. Based on two selected projects - the "Y"-shaped column head for the Oncological Hospital in Poznań and the chimney of the ventilation station for the CERN technical building - the design process and the challenges of reproducing non-developable surfaces such as torus and hyperbolic paraboloid are presented. This is achieved using custom scripts written in VISUAL LISP for AutoCAD.

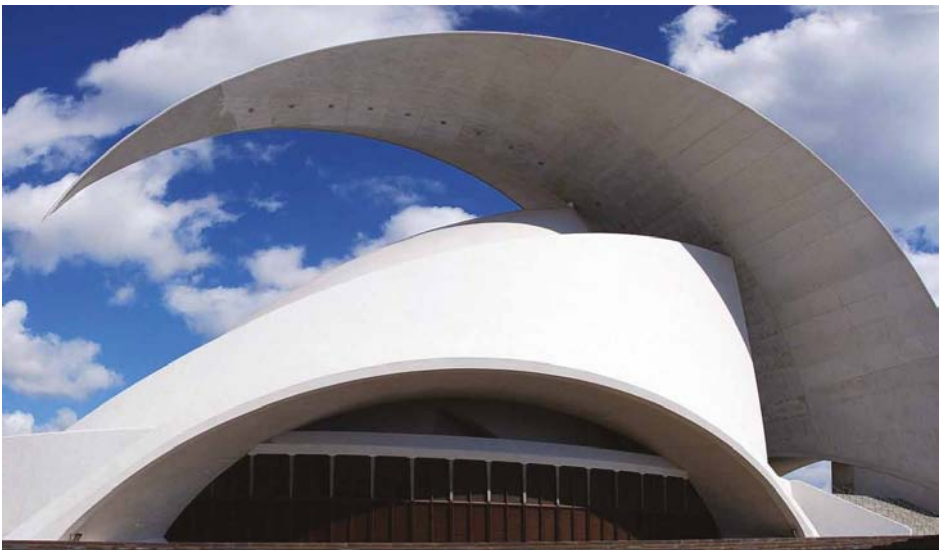
inż. arch. Radosław Dydo – Budosprzęt Sp. z o.o.

Wprowadzenie

Rozwój technologii informatycznych wpływa znacząco na każdą dziedzinę naszego życia. Wirtualna rzeczywistość (virtual-reality), czy rozszerzona rzeczywistość (augmented reality[1]) nie są już pojęciami wyłącznie ze świata fantasy. Popularność i łatwa dostępność narzędzi modelowania CAD, które niegdyś były dostępne jedynie wysoko wykwalifikowanym pracownikom dziś są na wyciągnięcie ręki (czy raczej na jedno kliknięcie myszki) dla każdego zainteresowanego. Akronim "3D" nie wywołuje u nikogo konsternacji, młodzi ludzie swobodnie poruszają się w wirtualnej przestrzeni, czasem lepiej niż w tej rzeczywistej. Jeżeli mamy powyższe na uwadze i sprzęgniemy to z niczym nieskrępowaną pomysłowością projektantów, architektów oraz inżynierów to otrzymujemy wizje które, szokują swą formą. Dodatkowo zdumiewają śmiałością i odwagą, zapewniając ich twórcom trwały pomnik w pamięci potomnych.

Jednocześnie wizje te przywołują o szybsze bicie serca tych, którym przyjdzie zmierzyć się z ich realizacją, gdyż stanowią poważne wyzwanie inżynieryjne. Nie wspominając o kosztowności takich przedsięwzięć. Żelbet to wyjątkowo wdzięczny materiał, który przy pomocy magicznej różdżki przybiera dowolne kształty. Tą różdżką są tutaj formy szalunkowe, które im bardziej nietypowy i organiczny kształt - tym koszt takiej różdżki jest bardziej EKSTREMALNY. W niniejszym referacie przyjrzymy się sposobom optymalizacji pracy przy projektach nieszablonowych z wykorzystaniem narzędzi CAD/CAM, z którymi przyszło nam zmierzyć się w ostatnich latach, oraz o tym jak te EKSTREMUM sprowadzić do poziomu akceptowalnego kosztu.

[1] *(materiały do rozdania na prelekcji z kodem QR do wirtualnych modeli 3D (słup " Y", komin CERN)*



Rys.1 Audytorium w Santa Cruz na Teneryfie
Arch. Santiago Calatrava

Powierzchnie krzywoliniowe - Model to podstawa!

Modelowanie CAD umożliwia tworzenie powierzchni dowolnych kształtów które, powstają wskutek przemyślnego ruchu ludzkiej ręki. Ta miękka kreska nabiera realnych kształtów i materializuje obraz, który narodził się w zamyśle twórcy i nie jest wynikiem funkcji matematycznej czy algorytmu. Innymi słowy, powstają obecnie powierzchnie na drodze swobodnego wręcz rzeźbiarskiego aktu twórczego. Pojawiają się wirtualne obrazy nie mające swojego odpowiednika matematycznego, czy odwzorowania w realnym świecie. Stworzony model jest unikatowy, by go urzeczywistnić, potrzebujemy jego samego. Brzmi jak tautologia, ale przedstawia pewną prawdę a zarazem problem. Problemem jest komunikacja. Jest stara prawda, która mówi, że "jeden obraz wart jest tysiąca słów", parafrazując może się okazać że jeden model 3D wart jest tysiąca obrazów.

Nie zawsze jest tak, że jednoznacznie za pomocą kilku obrazów jesteśmy w stanie odwzorować daną bryłę. Standardem w komunikacji pomiędzy różnymi branżami uwikłanymi w proces tworzenia projektu budowlanego pomimo rosnącej popularyzacji BIM-u wciąż pozostaje rysunek. Bywa, że w mojej pracy spotykam się z sytuacjami - szczególnie w tych projektach, w których mamy do czynienia ze skomplikowaną geometrią – gdzie geometria nie pokrywa się z rysunkami zbrojarskimi. Występują rozbieżności wskutek interpretacji rysunków 2D, czy ludzkich pomyłek. Model wygenerowany w programie jest jednoznaczny, ale istnieje ryzyko, że model może być niepoprawny (zawierać błędy topologiczne uniemożliwiające dalszą obróbkę w celu opracowania projektu formy szalunkowej).

Metodyka

Podstawowym programem, którego używamy do projektowania form jest AutoCAD 2010 i GstarCAD 2020. Programy te mogłoby się wydawać w porównaniu z innymi programami dedykowanymi do modelowego projektowania są jak prędkość żółwia do zająca. Idąc za mądrością Ezopa nie należy przedwcześnie jednak przekreślać żółwia… Visual LISP to potężne narzędzie, które daje ogromne możliwości. Pozwala automatyzować czynności oszczędzając godziny żmudnej pracy, co znacząco redukuje koszty. A ta możliwość programowania narzędzi w AutoCadzie dostępna jest już od ponad 20 lat. Wszystko jednak zaczyna się od modelu. Jeżeli nie mamy do dyspozycji poprawnego modelu CAD, zaczynamy od jego wymodelowania i uzyskania aprobaty projektanta (możliwe odchyłki, aproksymacja kształtu). Na bazie zaakceptowanego projektu powstaje projekt formy szalunkowej w oparciu o przyjętą technologię deskowania.

Rozmiar ma znaczenie

W zależności od gabarytów elementu do zadeskowania przyjmuje się różne rozwiązania. W przypadku konieczności formowania elementów żelbetowych o nieregularnej oraz skomplikowanej geometrii konieczne może okazać się skonstruowanie zindywidualizowanej formy, gdyż przy pomocy standardowych systemów szalunkowych nie będzie możliwe uzyskanie zadanego kształtu.

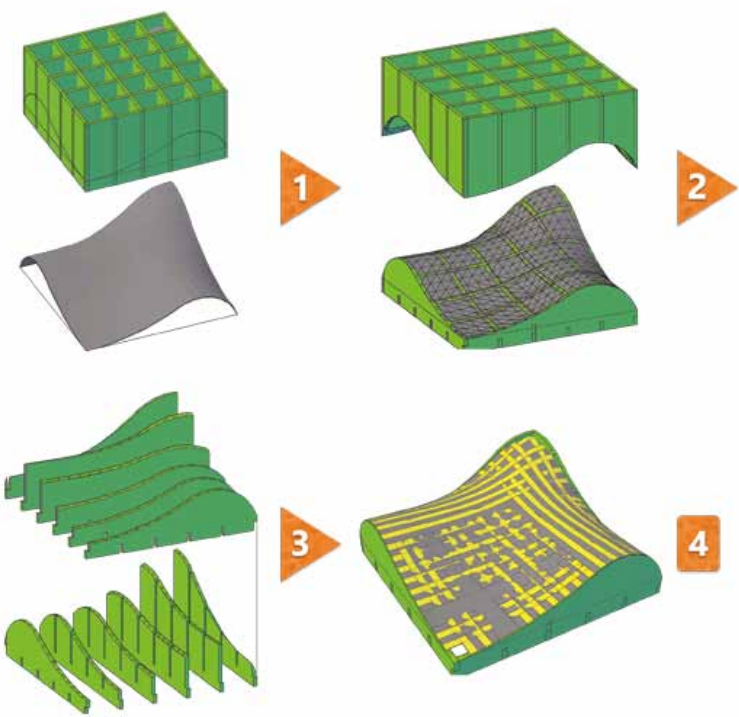
Rys. 2 Kratownice formy wylotowej komina

W takiej sytuacji, w zależności od gabarytu docelowego obiektu mamy kilka możliwości:

1. Wybitka montowana do deskowania specjalistycznego jak np.: BudoEKO, Hunnebeck H20, lub Doka Top 50,
2. Forma kratownicy (tzw “bocian”),

3. Wybitka samonośna (przy niskich elementach małej architektury), która przenosi obciążenia dynamiczne powstające na skutek układania mieszanki betonowej,
4. Wybitka formująca - wyparta jest o deskowanie ramowe, które przenosi obciążenia powstające przy betonowaniu.

Najistotniejsze z punktu odwzorowania formy są belki jarzmowe/wręgi. To ich kształt ostatecznie decyduje o podobieństwie formy. Uzyskuje się je za pomocą operacji boolowskich. Docelowy model CAD odejmuje się od rusztu przestrzennego arkuszy sklejek, wskutek czego powstają słupki i pasy odpowiednio wyprofilowane. Wzajemne położenie pasów poziomych i pionowych realizowane jest dzięki nacięciu wpustu w desce. Czasami krzywa styku deski jarzmowej przyjmuje zwichrowaną powierzchnię - w takim przypadku krążyny wycinane są po większym obrysie, a dodatkowa linia sfazowania krawędzi naznaczana jest przy procesie wycinania na ploterze CNC. Finalną obróbkę wykonuje się ręcznie przy pomocy dedykowanych narzędzi po zmontowaniu przestrzennego rusztu.



Rys.3 Schemat modelowania form krzywopowierzchniowych

Áurea praxis, stérilis theória

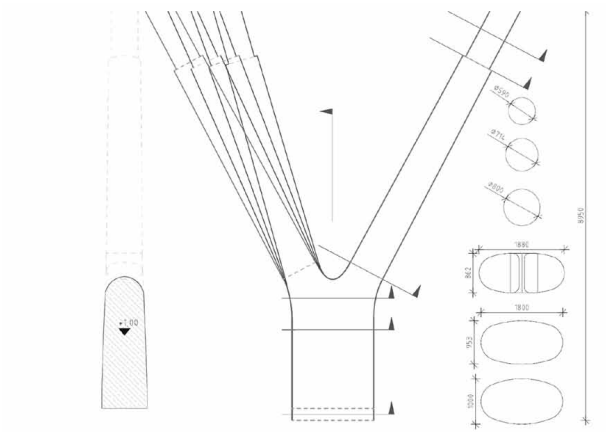
Dwa przykłady z praktyki

Rozwinąć nierozwijalne

Słupy radialne w kształcie litery "Y". Budowa szpitala onkologicznego w Poznaniu. Gen. wykonawca: Skanska SA, zamawiający: Hunnebeck Polska, wykonawca: Budosprzęt Sp z.o.o

Forma

W ramach rozbudowy szpitala onkologicznego w Poznaniu, ze względu na położenie obiektu w centrum historycznej tkanki starego miasta zaprojektowany został wspornik budynku wyparty na czterech słupach w formie litery "Y". Słupy różniły się od siebie kątem wychylenia ramion. U podstawy słupa przekrój miał kształt elipsy. Wraz ze wzrostem wysokości zmniejsza się jej krótsza średnica. Następnie w sposób bez załamań i ostrych zagięć kształt elipsy przechodził w dwa okręgi - podstawy stożkowych słupów. Ta część, tzw. powierzchnia siodlasta stanowiła największe wyzwanie. Następnie dwie odnogi słupa stożkowo pną się ukosem w górę by w górnej części przypodporowej odznaczyć się kształtem regularnego walca.

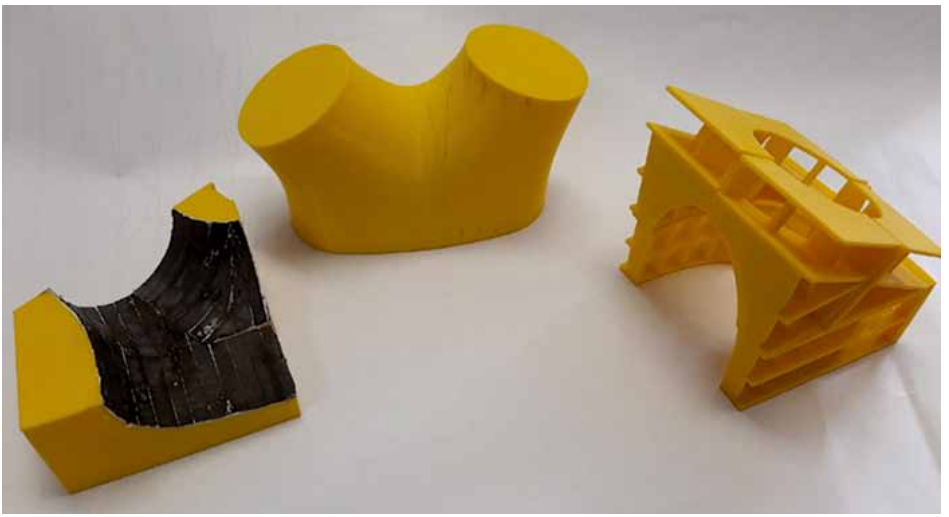


Rys.4 Geometria słupów wspornika. 4 typy

Problem

Ze względów technologicznych największy problem stanowiła powierzchnia parabolidy hiperbolicznej będącej częścią słupa, w której rozgałęział się on na dwa ramiona (tą część w dalszych rozdziałach artykułu nazywać będziemy dla uproszczenia trójnikiem). Dostarczony model BIM przez wykonawcę obarczony był błędami topologicznymi.

Modele 3D prezentowały się dobrze na wizualizacjach jednak w rzeczywistości, przy głębszej analizie okazały się być obiektami siatkowymi sklejanymi z kilku drobniejszych elementów. Generowanie na ich podstawie przekrojów przewodnich okazało się niewykonalne. Wymodelowany przez nas model trójwymiarowego słupa został przesłany do akceptacji projektantom. Ostateczna bryła 3D słupa została wymodelowana przy pomocy operacji loft-a (wytłaczania złożonego) w połączeniu z operacjami boolowskimi oraz wygładzeniem linii krawędzi zespawanych obiektów. Tu pojawił się pewien problem odnośnie operacji zaokrąglania.



Rys.5 Wydruk 3D. Modele poglądowe formy

Ze względu na różnice w słupach, gdzie kąt rozwarcia ramion różnił się w zależności od słupa operacja zaokrąglania w poszczególnych słupach dawałą nieco różne efekty. Poziom tzw. przełęczy w zależności od typu słupa przypadał na różnej wysokości. Na pozór banalna niezauważalna błahostka. Było to problematyczne, gdyż ze względów optymalizacji ilości koniecznych form utrudniało to spasowanie deskowania poszczególnych słupów. Ze względu częściowego podobieństwa wszystkich słupów (jedna odnoga słupa we wszystkich wariantach była pochylona pod tym samym kątem, zmieniał się jedynie kąt nachylenia drugiej odnogi) ustalono, że przygotowane zostaną dla każdego wariantu po połowie formy na trójnik. Stąd wynikało, że jedna forma będzie użyta czterokrotnie, inne jednorazowo. Takie ustalenia wymagały dopracowania ostatecznego kształtu słupa by formy dla poszczególnych wariantów można było ze sobą dopasować. Ostatecznie wymusiło to dobranie zredukowanego o parę cm promienia zaokrąglenia odnóg słupów i odrobinę ręcznej korekty. W ten sposób po akceptacji zmodyfikowanych form słupa przez głównego projektanta można było przystąpić do opracowywania projektu deskowania.

Rozwiązanie

Technologicznie ze względów wytrzymałościowych oraz wygody realizacji, betonowanie słupa podzielono na trzy etapy. Obciążenia technologiczne od układania mieszanki betonowej miały zostać przenoszone przez systemowe deskowanie ramowe Rasto które ułożone zostało w formie graniastosłupa. W ten zamknięty kształt deskowania wpasowane zostały specjalistyczne zindywidualizowane formy. Te tak zwane wybitki szalunkowe zaprojektowane zostały z rusztu wzajemnie przenikających się elementów poziomych i pionowych, które łączyły się ze sobą na wpust-wpust.

Rys.6 Słupy wspornika po zabetonowaniu

Takie połączenia gwarantowały najwyższą dokładność wymiarową, a wszystkie elementy składowe wycinane były na ploterach frezujących CNC. Poszycie form stanowiła sklejka brzozowa gr. 12 mm nacinana, stosowana przy większych promieniach. Dla małych promieni była to sklejka elastyczna gr. 8 mm na podbudowie z pasów sklejki konstrukcyjnej gr. 15 mm powleczona lakierem i impregnatem. Poszycie formy stożkowych ramion słupa było wyłożone sklejką brzozową szalunkową gr. 4 mm na podbudowie z pasów sklejki. Ze względów topologicznych powierzchnia formy trójnika wymagała odmiennego podejścia. Formy stożkowe odgałęzień oraz forma trzonu eliptycznego słupa obłożone zostały arkuszami, których kształt w łatwy sposób dało się wygenerować jako, że są to powierzchnie rozwijalne.

Jednak powierzchnia trójnika ze względu na małe promienie, duże przegięcia oraz ujemną wartość parametru krzywizny Gaussa wymagała indywidualnego podejścia. Układ poziomych i pionowych pasów-wręgów ze sklejki konstrukcyjnej tworzył przestrzenny ruszt dopasowany do wymaganego kształtu. Na nim wyłożone zostały dwie warstwy z pasów sklejki elastycznej gr. 8 mm w kierunkach wzajemnie prostopadłych. Kierunek ułożenia tych pasów został wybrany jako pośredni względem głównych kierunków krzywizny płaszczyzny (krzywizna Gaussa -> największa krzywizna jest prostopadłą do najmniejszej). Pozwalało to dobrać większą szerokość listew bez obawy ich złamania podczas wyginania na wręgach. By zoptymalizować ten proces posłużyłem się autorskim skryptem do AutoCADa, który symulował rozkład listwy na powierzchni, jego deformacje i odkształcenie względem pierwotnego kierunku przyłożenia listwy.

Łatwo można to sobie wyobrazić na przykładzie szyjki butelki wina, która przy wylocie przyjmuje regularny kształt cylindra. Gdy przetniemy butelkę w płaszczyźnie prostopadłej do jej osi obrotowej uzyskamy kształt okręgu, przesuwając płaszczyznę cięcia w kierunku denka następuje zmiana okręgu. Przyrost ten jest nieliniowy w przeciwieństwie do stożka. Jeżeli początkowy okrąg - krzywą - uprościmy do serii odcinków (zamienimy go w wielokąt foremny) oraz do takich odcinków przyłożymy promieniście listwy (takie elementy płaskie, w których zdecydowanie dominuje jeden wymiar, a grubość relatywnie jest znikoma) i zaczniemy wywijać na butelkę te listwy to zauważymy,

że wzdłuż ich układania zaczynają się one wzajemnie rozchodzić tworząc tzw. dziury/ szczeliny.

a) b) c)

Rys.7 a) Wizualizacja działania skryptu symulującego b) Gotowa forma po wyłożeniu listwami c) Forma trójnika 1/4 część dolna i górna - widoczne listwy wyłożenia

Dzięki wirtualnemu rozkładowi uzyskanemu poprzez działanie skryptu byliśmy w stanie zaprojektować pasy, które wypełniały te puste przestrzenie co było istotne szczególnie przy układaniu pierwszej warstwy listew - te musiały opierać się na wręgach. W przypadku swobodnego układania listew tzw. ręki istniało ryzyko, że powstanie przerwa, której wypełnienie nie będzie mogło oprzeć się na wręgu.

Na tak przygotowane podłoże została nałożona warstwa szpachli wzmacniania włóknem szklanym. Po oszlifowaniu powierzchni warstwę wykończeniową stanowiły impregnat oraz farba chlorokauczukowa. By zapewnić najlepsze możliwe dopasowanie form, skrajne wręgi były złożone z dwóch warstw (sklejki 12 mm + 15 mm). Sklejka 12

Rys.8 Skończone formy bazowe trójnika (dolne)

mm była przycinana do tzw. "zera" czyli do poziomu docelowej formy, natomiast sklejka 15 mm z offsetem na warstwę podbudowy z pasów sklejek i warstwy wykańczającej. Dwie przylegające formy miały wspólny element identyczny co ułatwiało dopasowanie form. Przygotowane formy poddane zostały kontroli wymiarowej i testowi dopasowania składowych form w procesie próbnego pierwomontażu.

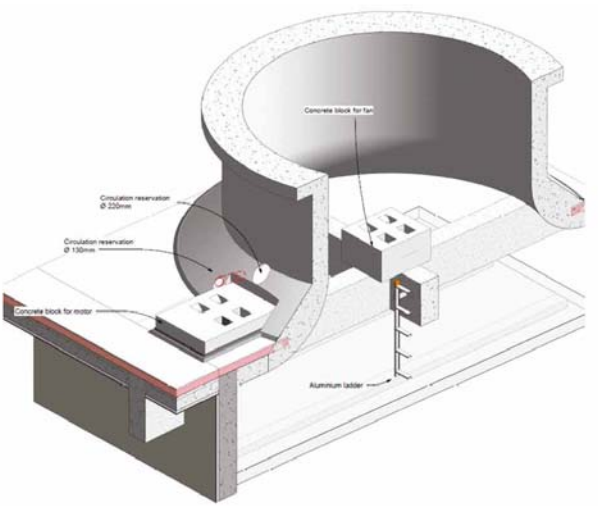
Nie tą drogą utartą

Kominy stacji wentylatorni budynku technicznego CERN.

Zamawiający/wykonawca: Tech-Bud Sp. z o.o., Wykonawca: Budosprzęt Sp. z o.o.

Forma

W ramach rozbudowy zakładu CERN LHC Point 5 na budynku wentylatorni oznaczonym nr SF57 zaprojektowane zostały trzy wyloty kominowe o średnicy wylotowej ϕ = 3,70 m. Forma cylindryczna komina w miejscu przecięcia z płaszczyzną stropu - od strony zewnętrznej - łączyła się skośną pachwiną, natomiast od strony wewnętrznej komina płaszczyzna pozioma stropu łagodnie przechodziła po okręgu w pion. W ukształtowanej w ten sposób formie wyodrębnić można było trzy rodzaje powierzchni: cylindryczną, stożkową oraz torusa. Wylot komina wieńczył gzyms, który poszerzał się w kierunku zewnętrznym. Otwór komina na wysokości stropu przecięty był dwiema belkami, które krzyżowały się ze sobą w środku okręgu dając platformę wsporczą pod urządzenie wentylatora.

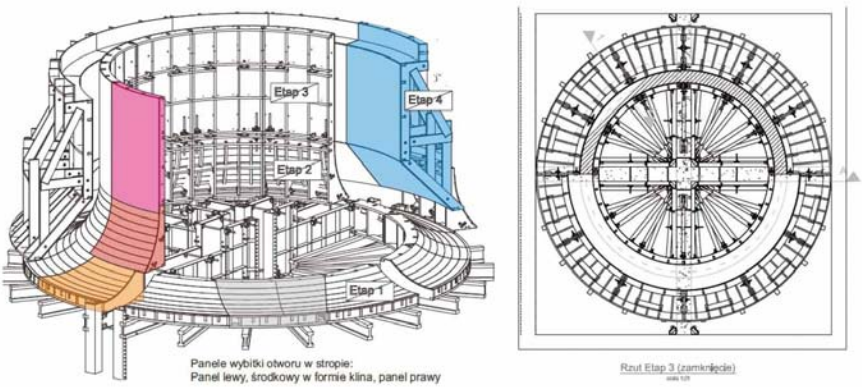


Rys.9 Rysunek poglądowy formy komina (fragment dokumentacji)

Przyjęte rozwiązanie

Z perspektywy wykonawcy deskowań największy problem stanowiła część wewnętrznego torusa, która dodatkowo w rzucie do pewnej wysokości została podzielona na cztery pola. Na wysokości deskowanie zostało podzielone na dwa etapy. Poziom podestu deskowania po uzgodnieniach z wykonawcą ustalony został tak, by pokrywał się ze spodem belki

wsporczej wiatraka. Pierwszy etap betonowania obejmował zakres belek z otworowaną płytą i wyobloną krawędzią. Druga część betonowania dotyczyła wylotów kominów na pełną ich wysokość (2,00 m) wraz z belką obwodową/gzymsem. Ten etap został podzielony na sześć taktów, po dwa betonowania na każdy komin, w układzie przestawnym dwóch kompletów deskowania na ćwierć okręgów.



Rys.10 Widok izometryczny deskowania formy komina (dokumentacja wykonawcza BSP)

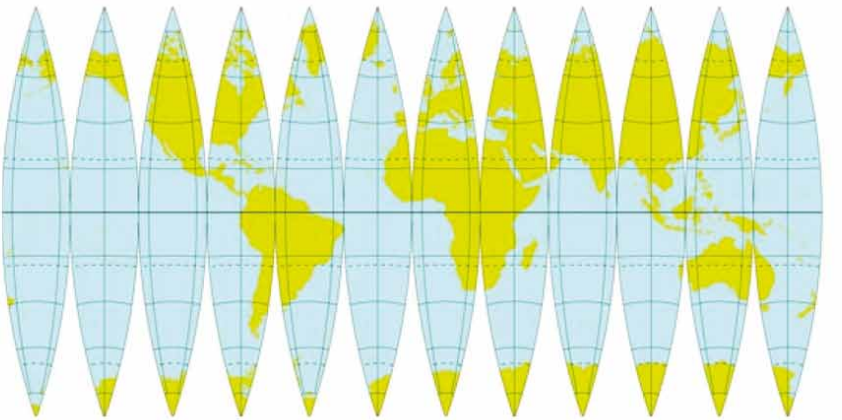
Każde z czterech pól deskowania otworu w stropie złożone było z trzech segmentów uformowanych w rzucie, w kształcie klina, który umożliwić miał wygodne rozdeskowanie. Wykonawca ostatecznie zamówił dwa komplety deskowania otworu na pierwszy etap oraz połowę pełnego okręgu dla drugiego etapu.

Problem

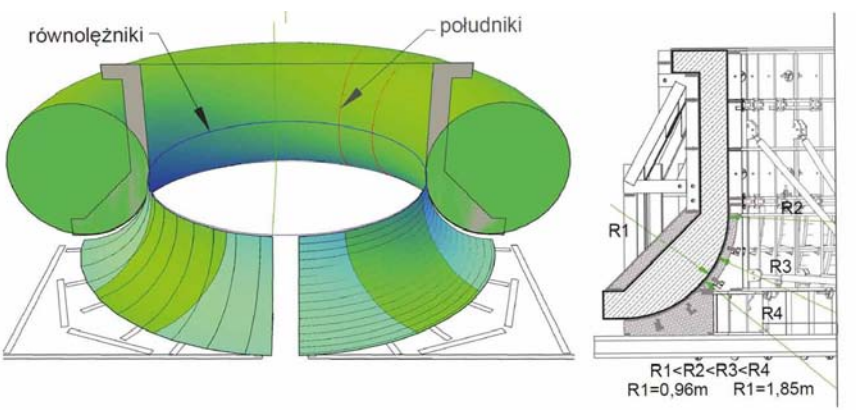
Po przeanalizowaniu geometrii torusa oraz podziału odcinka z uwzględnieniem klinowania przyjęliśmy dyskretację okręgu wzdłuż tzw "południków" torusa. Odwrotnie do sposobu, który wstępnie się narzucał, czyli wzdłuż "równoleżników" - jak to ma miejsce np. przy globusie (tych starszych oklejanych na mokro modelach - ilustracja poniżej).

Przyjęte rozwiązanie miało kilka atutów. Ze względu na promienie gięcia płatów, dopasowanie listew okazało się dużo łatwiejsze i umożliwiało wykorzystanie standardowej sklejki szalunkowej.

Grubsza sklejka umożliwiała redukcje wręgów generując większą siatkę (mniejsza ilość wręgów podłużnych i poprzecznych = mniejsza ilość materiału, cięcia itd.) Promień południka do najmniejszego równoleżnika był w stosunku 1:2. Maksymalny promień gięcia wg naszych norm zakładowych wynosi: 3,50 m dla sklejki gr. 15 mm oraz 2,90 m dla sklejki gr. 12 mm.



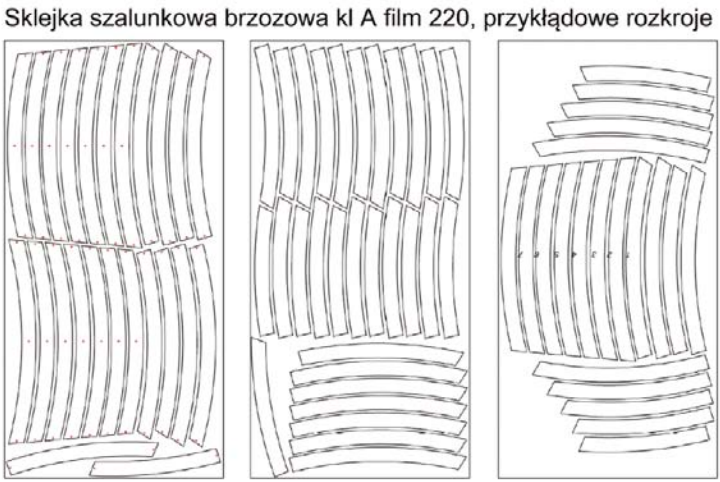
Rys.11 Siatka globusa



Rys.12 Schemat koncepcji kierunku wyłożenia formy torusa

Można te wartości zmniejszyć nacinając sklejkę powierzchniowo na głębokość ok. ⅔ jej grubości, jednak promienie gięcia poniżej 1,00 m wymagają stosowania specjalnej sklejki elastycznej, lub bardzo cienkiej sklejki szalunkowej 4 mm. Stosowanie tych sklejek wymaga jednak podbudowy z pasów grubszej sklejki lub gęstszego jej podparcia. Przyjmując aproksymację kształtu przez podział południka uzyskaliśmy wizualnie lepszy efekt.

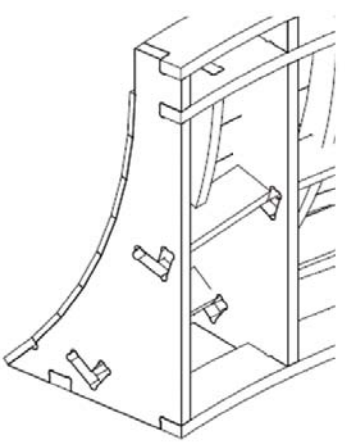
By przyspieszyć prace i optymalizować ilości odpadu za pomocą autorskich skryptów do AutoCADa uzyskaliśmy rozwinięcia powierzchni stożkowych powstałych wskutek aproksymacji ujemnej krzywizny torusa, które rozmieszczone za pomocą auto nestingu wpisane zostały w zadane formatki sklejki (rys.) Dzięki modelowaniu w 3D, precyzyjnemu wycięciu elementów, łączeniu segmentów na wpust -wpust montaż przebiegał szybko, a powstałe w ten sposób formy były identyczne. Sklejki poszycia były tak precyzyjnie dopasowane, że nie wymagały uszczelniania styków.



Rys.13 Wykroje pasów poszycia formy ze sklejki

Wyzwaniem również okazało się precyzyjne dopasowanie form w pionie, gdyż etapowanie prac zakładało betonowanie w dwóch etapach, a linia podziału przebiegała w krzywej torusa. W dodatku nie w jej środku. Trzeba było dobrać tak podział dolnej i górnej części łuku by wizualnie "fasetowane" formy przedstawiały się podobnie.

By precyzyjnie dopasować formę z etapu pierwszego i drugiego należało precyzyjnie umieścić w formie etapu drugiego pierwszy pas sklejki. By to zrobić pierwszy pas sklejki wycięty został ze sklejki gr. 15 mm tak jak to było w formach etapu pierwszego, natomiast kolejne pasy zostały wycięte ze sklejki gr. 12 mm. Na wręgach pojawiło się zatem charakterystyczne podcięcie o gr. 3 mm, które pozwoliło idealnie spozycjonować położenie pierwszego pasa sklejki. Im wyższy pas sklejki tym jego wygięcie się zwiększało, więc taka zamiana sklejki 15 mm na 12 mm przyniosła pozytywny skutek i ułatwiała dalszy montaż (rys. podcięcie widoczne w lewym dolnym rogu.) Poniżej na zdjęciu widoczny efekt montażu i test dopasowania form który został przedstawiony klientowi do weryfikacji.



Rys.14 Forma startowa wewnętrzna 2 etapu

Forma zewnętrzna ze względu na duży gabaryt i ograniczanie kosztów wykonana została jako kratownica przestrzenna. Elementy łukowe wycinane spośród arkuszy, z założenia generują większy odpad co skłoniło nas do odwrócenia głównych osi wyparcia z poziomych na pionowe. Kratownice zaplanowano tak by jej montaż mógł nastąpić szybko i dać możliwie dokładne formy. Czasu nie pozostawało wiele.

Rys.15 Dwie kosane kratownice zewnętrzne etapu 2

Aby precyzyjnie montować słupki i krzyżulce użyliśmy otworów dopasowujących, poprzez które poszczególne elementy wstępnie były ze sobą łączone kołkami z drewna średnicy 28 mm. Tak wstępnie połączone elementy kratownic były łączone wkrętami do drewna TRX5 x 80. Sklejki na wewnętrzne formy cylindryczne ze względu na mały promień R = 1,85 m zostały ponacinane by umożliwić ich ułożenie na ruszcie ze sklejki konstrukcyjnej. Dopasowanie sklejki do formy odbywało się na prowizorycznej prasie.

a) b)

Rys.16 a) Test dopasowania form zewnętrznych etapu 2 b) Test dopasowania form wewnętrznych etapu 2

Podsumowanie

Deskowania elementów o nietypowych kształtach niskoseryjnych, jest procesem kosztownym i czasochłonnym. Rośnie zapotrzebowanie na tego typu usługi. Kluczem do sukcesu jest tutaj optymalizacja i automatyzacja procesu. Dzięki wykorzystaniu technologii CAD/CAM możemy ograniczyć znacząco ilości wykorzystanego materiału redukując ilość odpadów, równocześnie upraszczając prace montażowe. Składanie rusztu przestrzennego jest jak układanie puzzli. Nie wymaga opracowywania warsztatowych dokładnych rysunków w celu wyprodukowania elementów składowych. Uproszczony rysunek montażowy w połączeniu z udostępnieniem wirtualnego modelu CAD cieślom przyspiesza prace. Co więcej, nie wymaga wysoko wykwalifikowanych pracowników na każdym etapie pracy nad formą. Nie wymaga również kosztownych specjalistycznych programów - GstarCAD - koszt wieczystej licencji to w przybliżeniu 2 tys. zł.

Projektowanie w ten sposób form umożliwiło redukcję czasu montażu o ok. 40 %, wydłużając czas pracy nad projektem o ok. 15 %, co ostatecznie daje wymierną korzyść. Deskowania form powierzchni krzywoliniowych tych nierozwijalnych jest zawsze obarczone wysokim ryzykiem niedoszacowania kosztów. Ostateczna cena takiej formy może być podana po opracowaniu projektu. Jednak w procesie przystąpienia do przetargu przygotowanie takiego projektu to zbyt wysoki wydatek, dlatego w większości przypadków przewiduje się koszt takich form na bazie własnego doświadczenia. Przemnaża się go dodatkowo przez wysoki współczynnik ryzyka (np. 2). Przy docinaniu arkuszy sklejki na formy krzywoliniowe powstaje dużo odpadu i wymaga to sporo czasu. Sporządza się z tanich materiałów szablony, które następnie przykłada się do arkuszy z docelowego materiału przeznaczonego na poszycie formy. W przypadku deskowania torusa - formatki wycięte na maszynie CNC przyspieszyły prace montażowe o kilka dni, co dawało nam redukcję kosztów montażu o kolejne 30 - 40 %. Przy realizacji zadania “słupy Y” okazało się, że oprócz naszej propozycji deskowania trójnika były rozpatrywane równolegle dwa inne rozwiązania. Formy stalowe oraz formy wycinane w XPSie z pokryciem z laminatów na maszynach CNC 5D. Jednak tamte rozwiązania okazały się droższe analogicznie o 60 % i 100 %. Korzystając z dobrodziejstw technologii dostępnej już ponad 20 lat temu, dziś wciąż jesteśmy w stanie tworzyć rzeczy niezwykłe. W bardzo dobrej jakości. Polskiej Jakości!

Automatyzacja - Przykładowe skrypty do gstarCADa2020

wpusty.lsp - generuje podcięcia pozycjonujące przenikających się desek (obiektów 3D),
listwy.lsp - symuluje rzeczywisty rozkład listew (płaskie obiekty) na płaszczyźnie (dowolnej), w odniesieniu do zadanego próbkowania i pozwala wrysować rozkroje tzw. “dziur” powstałych przez “nieciągłość wyłożenia listwami”,
stozkowe.lsp - generuje wykroje rozwinięcia powierzchni stożkowych i sferycznych.

Rys.17 Budowa. Widoczny etap 1 i etap 2

Rys.18 Widoczne fasetowanie powierzchni torusa. Faza pierwomontażu w hali Budosprzętu

Rys.19 Zdjęcia kominów z zakończenia budowy

a) b)

Rys.20 a) Budowa, b) Pierwomontaż na hali produkcyjnej

Literatura

[1] Stanisław Polański: Geometria powłok budowlanych. PWN, Warszawa 1986
[2] Edward Lisowski: Modelowanie geometrii elementów maszyn i urządzeń w systemach CAD 3D, Politechnika Krakowska , Kraków 2003
[3] Ryszard Markiewicz :Modelowanie geometryczne w projektowaniu. PW, Warszawa 2010
[4] K. Marciniak (red): Obróbka powierzchni krzywoliniowych na frezarkach sterowanych numerycznie, WNT Warszawa 1988

Piotr Fudalej
Marzena Najduchowska

Redukcja emisji CO_2 w produkcji sprężonych prefabrykatów betonowych przez zmianę cementu CEM I na cement wieloskładnikowy

REDUCTION OF CO_2 EMISSIONS BY REPLACING CEM I PORTLAND CEMENT WITH PORTLAND CEMENT WITH ADDITIVES IN THE PRODUCTION OF PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS

Streszczenie

Obecnie w zakładach prefabrykacji przy produkcji sprężonych wyrobów betonowych wykorzystuje się przede wszystkim cement portlandzki CEM I, z uwagi na duży przyrost wytrzymałości wczesnej. W technologii produkcji prefabrykatów sprężonych, w momencie sprężania elementu, wymagana jest wytrzymałość wczesna betonu na poziomie 75%, wytrzymałości końcowej. Na przykład dla podkładów kolejowych jest to wartość minimum 45 MPa. Ponadto, w Warunkach Technicznych Wykonania i Odbioru Podkładów i Podrozjazdnic Strunobetonowych, w wymaganiach jest wskazany cement portlandzki klasy nie niższej niż 52,5, o zawartości związków alkalicznych mniejszej niż 0,6% masy cementu i zawartości SO_3 mniejszej lub równej 3,5%.

Przeprowadzone badania miały na celu określenie możliwości zastąpienia cementu portlandzkiego CEM I, cementem portlandzkim z dodatkami CEM II do produkcji prefabrykatów sprężonych. Podjęta praca została wykonana z uwagi na deklaracje przemysłu cementowego o sukcesywnym ograniczaniu produkcji cementów portlandzkich CEM I, w celu realizacji założenia strategii zrównoważonego rozwoju. Działania te podejmowane są zgodnie z inicjatywą „Fit for 55", która zakłada, że do 2030 roku Unia Europejska zredukuje emisję CO_2 o 55% oraz postanowień europejskiej branży cementowej związanych z wdrażaniem Europejskiego Zielonego Ładu.

W związku z powyższym producenci sprężonych prefabrykatów betonowych będą zmuszeni do systematycznego wdrażania na rynek zielonych rozwiązań. Jednym ze sposobów osiągnięcia obniżenia śladu węglowego jest zastąpienie cementu portlandzkiego CEM I, cementami wieloskładnikowymi CEM II, czy też cementem hutniczym CEM III.

Do badań wytypowano sześć różnych rodzajów cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II i opracowano z ich udziałem receptury betonu. Próbki betonu poddano procesowi naparzania i zbadano wytrzymałość wczesną, wytrzymałość na ściskanie i zgi-

mgr inż. Piotr Fudalej – Łukasiewicz – Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych
dr inż. Marzena Najduchowska – Łukasiewicz – Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych

nanie po 28 dniach, nasiąkliwość, mrozoodporność po 150 cyklach zamrażania-rozmrażania oraz odporność betonu w obecności soli odladzających po 56 cyklach. Określono również odporność na karbonatyzację oraz określono rozkład porów powietrznych w stwardniałym betonie. Uzyskane wyniki porównano do analogicznych receptur betonów wykonanych z cementu portlandzkiego CEM I 52,5 i CEM I 42,5.

W wyniku przeprowadzonych badań wskazano 3 rodzaje cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II, dla których otrzymano najkorzystniejsze właściwości do produkcji elementów sprężonych.

Abstract

Today, ordinary Portland cement (CEM I) is mainly used in precast plants for the prestressed concrete products production due to the high increase in early strength. In the prestressed concrete elements, the early strength at the time of prestressing of the element is required at the level of 75% of the final strength. For instance, in the case of railway sleepers the minimum required early strength value is 45 MPa. Moreover, according to Technical Conditions for the Execution and Acceptance of Prestressed Concrete Sleepers and Turnout Sleepers, the ordinary Portland cement of a grade not less than 52.5 with alkali content not more than 0.6% of the cement mass and max. % of SO_3 3.5% is required.

The aim of this study was to investigate the possibility of replacing the ordinary Portland cement CEM I with Portland cement with additives (CEM II) in the production of prestressed precast concrete elements.

The undertaken work was carried out in regards to the declarations of the cement industry on the successive reduction of the ordinary Portland cement (CEM I) production in order to implement strategies for sustainable development. These actions are undertaken in accordance with the „Fit for 55" initiative, which assumes that by 2030 the European Union will reduce CO2 emissions by 55%. Moreover, it is related to the resolution of the European cement industry regarding implementation of the European Green Deal.

Due to the above, cement producers will be obliged to introduce systematically the green solutions to the market, and they will have to replace pure ordinary Portland cement CEM I with multi-component Portland cements CEM II or blastfurnance cement CEM III, thanks to which their products will reduce the carbon footprint.

In this study, the six different types of Portland cements CEM II were selected and incorporated in the designed concrete mix recipes. The concrete samples were subjected to the infusion process and the early strength was determined. After steaming the samples were tested for compressive strength (after 28 days), bending strength, water absorption, frost resistance and carbonation. In addition, the distribution of air pores was determined. The obtained results were compared to analogous concrete recipes made of ordinary Portland cement CEM I grade of 52.5 and 42.5.

As a result of the conducted research, 3 types of Portland cements CEM II, which showed the best properties, were determined as the cements which can be intended for the prestressed concrete elements production.

1. Wprowadzenie

Cement ma bardzo duże znaczenie w gospodarce, praktycznie jest on niezastąpiony w budownictwie. W przypadku produkcji betonu, czynnikiem determinującym stopień oddziaływania na środowisko poprzez emisję CO_2, jest udział w jego składzie cementu. Jest to związane z procesem produkcji cementu, w którym zużywa się dużo energii na jednostkę produkcji, podczas wypalania klinkieru portlandzkiego.

Cementownie prowadząc swoją działalność muszą podejmować wyzwanie mające na celu ograniczenie emisji CO_2 do atmosfery. Około 63 % emisji CO_2 z produkcji cementu to emisja procesowa. Węglan wapnia podczas produkcji klinkieru jest rozkładany na CaO i CO_2. Tego procesu nie da się wyeliminować. Pomimo tego faktu cementownie ograniczają emisję CO_2 na różne sposoby. Jednym ze sposobów ograniczania emisji CO_2 do atmosfery jest zamienianie klinkieru dodatkami mineralnymi w cemencie. W tej chwili cementownie zastępują klinkier składnikami głównymi nieklinkierowymi na poziomie około 30%. Są to głównie: żużle, popioły i wapień. Niestety w Polsce istnieją obszary, w których cement portlandzki nie jest możliwy do zastąpienia innym rodzajem cementu. Dotyczy to między innymi produkcji niektórych prefabrykatów strunobetonowych. W Warunkach Technicznych Wykonania i Odbioru Podkładów i Podrozjazdnic Strunobetonowych [1], czy też w normie PN-EN 13230-1: 2016 [2] istnieją zapisy utrudniające, czy wręcz uniemożliwiające takie kroki. Należy jednak podkreślić, że zapisy te będą musiały być w przyszłości zmodyfikowane z uwagi na fakt, że cement jest odpowiedzialny za ślad węglowy w betonie na poziomie 70-80% [3].

W związku z tym, że emisja CO_2 do atmosfery jest procesem niewskazanym ze względu na powstający efekt cieplarniany, asortyment produkowanych w tej chwili rodzajów cementów z dodatkami jest bardzo szeroki.

Produkcja prefabrykatów sprężonych wymaga ścisłego przestrzegania warunków techniczno-technologicznych. Obejmują one przede wszystkim odpowiednią siłę naciągu strun (zbrojenia), dokładność ułożenia zbrojenia, czy też bardzo dużą dokładność wymiarową. Czynniki te decydują w bardzo dużym stopniu o właściwościach mechanicznych prefabrykatów strunobetonowych. Prefabrykaty takie jak: przęsła mostów, nadciągi, słupy czy też produkty dla kolejnictwa tj. podkłady i podrozjazdnice kolejowe, pracują pod bardzo dużymi obciążeniami dynamicznymi.

Produkcja strunobetonowa jest produkcją bardzo wymagającą, ale też produkcją seryjną zwłaszcza przy wykonywaniu prefabrykatów dla kolejnictwa czy energetyki. Tutaj niezwykle ważny jest czas. Podczas produkcji dąży się do maksymalnego skrócenia przebywania świeżego prefabrykatu w formie. Ograniczenia czasowe powodują, że w większości przypadków oprócz ograniczeń legislacyjnych, firmy wykorzystują czyste cementy portlandzkie.

W typowej produkcji prefabrykatów sprężonych stosuje się metodę naparzania, która w znaczący sposób przyśpiesza osiągnięcie przez prefabrykat około 75% wytrzymałości docelowej, która pozwoli w sposób pewny sprężyć rozformowywany prefabrykat, bez ryzyka zerwania przyczepności zbrojenia do betonu.

W niniejszej pracy podjęto próbę wykazania przydatności cementów portlandzkich wieloskładnikowych do wykorzystania w prefabrykacji strunobetonowej.

1.1. Przyczyny zniszczenia podkładów strunobetonowych

Podkłady strunobetonowe są w mniejszym stopniu narażone na korozję zewnętrzną związaną z chemicznym środowiskiem agresywnym, natomiast muszą wykazywać dobrą odporność na działanie mrozu oraz karbonatyzację. W warunkach klimatu umiarkowanego poddawane są one m.in. oddziaływaniu wody zmieniającej stan skupienia w wyniku zamrażania i odmrażania oraz obecnego w powietrzu CO_2. Oba te czynniki powodują destrukcję betonu. Ponadto zagrożenia podkładów kolejowych są związane z wewnętrzną korozją betonu, do której przede wszystkim zaliczamy reakcję kruszyw z alkaliami ASR oraz opóźnione powstawanie ettringitu [4]. W technologii elementów strunobetonowych, z uwagi na możliwość wystąpienia korozji elementów stalowych, bardzo ważnym zagadnieniem jest również zawartość chloru w roztworze w porach betonu. W żadnym przypadku nie powinna być przekroczona, zawartość chloru w cemencie wynosząca 0,1%, a także stosowane kruszywo i woda zarobowa nie powinny zawierać tego składnika [4].

Zagrożenie reakcją kruszyw z alkaliami ASR, wynika z obecności w cemencie sodu i potasu, które wchodzą w reakcje z siarczanami w cemencie tworząc tzw. alkalia rozpuszczalne w wodzie, które to natomiast reagują z kruszywami reaktywnymi. Do kruszyw reaktywnych należą przede wszystkim kruszywa zawierające opal, szkło krzemionkowe, gnejsy, łupki zawierające miki. Powszechnie przyjmuje się, że graniczna zawartość alkaliów w cemencie wynosi 0,6 %, co wywodzi się z bezpiecznej ilości 1,8 kg Na_2O_e w m^3 betonu, jeżeli ilość cementu wynosi 300 kg/m^3. Mówi się też o bezpiecznej zawartości 3 kg Na_2O_e w m^3 betonu, co oznacza, że ilość cementu można podnieść do 500 kg/m^3 [4]. Należy również podkreślić, że poziom 1,8 kg/m^3 jest poparty znacznie większą ilością badań [5].

Wydawałoby się, że zjawisko opóźnionego powstawania ettryngitu było bardzo dobrze poznane. Ettryngit jest fazą, która powstaje bardzo szybko w zaczynie cementowym (już w pierwszych minutach hydratacji i wzrasta przez okres około 48 godzin). Po tym czasie zawartość ettryngitu maleje, zapewniając odpowiedni czas wiązania cementu. Na miejsce malejącej ilości ettryngitu w produktach hydratacji cementu powstaje żel fazy C--S-H. Ten przebieg hydratacji odnosi się do warunków normalnych tj. temperatury (20-30) ^oC oraz przy stosunkowo małej zawartości SO_3 nie przekraczającej 4% [6].

Równocześnie prowadzono badania związane ze zjawiskiem powstawania opóźnionego ettryngitu w warunkach podwyższonych temperatur. Przeprowadzone badania można było zamknąć w sformułowaniu, że ettryngit jest trwały w procesie naparzania do temperatury 90 ^oC [5,9].

Takie podejście myślowe było przyczyną częstych uszkodzeń wyrobów wykonanych w technologii strunobetonu. Przyczyną tego był znaczący rozwój technologii betonu a mianowicie znaczące obniżenie stosunku W/C oraz tego, że cement zaczęto wytwarzać w technologii suchej (krótki piec). Zjawiska te wyjaśnił Wieker [7] wykazując, że brak trwałości ettryngitu zależy od wzrostu stężenia NaOH i KOH w roztworze znajdującym się w porach betonu wraz ze wzrostem temperatury.

Powstawanie ettryngitu w późniejszym okresie około 2 dni, gdy beton jest już stwardniały i nie może skompensować ekspansji krystalizującego etryngitu odkształceniami plastycznymi prowadzi do powstawania spękań i jego zniszczenia. Skutkuje to zniszczeniem prefabrykatu, gdyż nie jest on odporny na cykliczne zamrażanie/odmrażanie w okresie zimowym.

Przeprowadzone badania [8] wykazały, że w przypadku autoklawizacji w 50 ^oC ettryngit jest trwały nawet gdy zawartość rozpuszczalnego Na_2O_e wynosi 1,0 %. Natomiast w temperaturze 60 ^oC 1,0 % Na_2O_e powoduje że ettryngit nie jest już trwały.

Ekspansja związana z opóźnionym powstawaniem ettryngitu jest obserwowana w zaczynach, zaprawach i betonach dojrzewających w temperaturze 65°C i wyższej. Uważa się, że graniczna temperatura dojrzewania betonu zapobiegająca opóźnionemu powstawania ettryngitu to 60°C. Temperatura graniczna zależy od sumarycznej zawartości Na_2O_e w betonie oraz warunków jego dojrzewania [9]. Ekspansji przeciwdziałają cementy z dodatkami pucolanowymi , a dobre wyniki dają szczególnie cementy hutnicze [10]. Szkodliwe działanie opóźnionego powstawania ettringitu nie występuje również w przypadku cementów zawierających dodatek krzemionkowego popiołu lotnego [11-12].

2. Wymagania dla podkładów strunobetonowych

Beton i składniki mieszanki betonowej do produkcji podkładów strunobetonowych muszą spełniać wymagania stawiane w WTWiO [1], wydanych przez PKP PLK S.A oraz normę PN-EN 13230:2016[2]. W tabeli 1 porównano wymagania w tym zakresie. Dodatkowo wymagania te porównano do wymagań obowiązujących w Niemczech [13].

Tabela 1. Zestawienie wymagań wg WTWiO[1], PN-EN 13230-1:2016[2] oraz TL 889.0143 [13]

Wymagania według	WTWiO Id-101: 11.02.2020	PN-EN 13230-1:2016	TL 889.0143
Surowce			
Cement	PN-EN 197-1	PN-EN 197-1	DIN-EN 197-1
Klasa cementu	CEM I 52,5	CEM I 42,5 lub 52,5	zalecenie CEM I - N
Zawartość SO_3	< 3,5 %	< 4 %	< 3 %
Równoważnik Na_2O	< 0,6 % (NA)	< 0,6 % (NA) (wymagania krajowe)	< 0,8 %
Kruszywo	PN-86/B-06712/ Az1:1997	PN-EN 12620	DIN-EN 12620 DIN-EN 1045-2
Woda	PN-EN 1008	PN-EN 1008	DIN-EN 1008
Domieszki	PN-EN 206-1	PN-EN 934-2	n.o.
Mieszanka betonowa			
Zawartość cementu	min. 300 kg/m^3	min. 300 kg/m^3	Wartości graniczne dla klas ekspozycji XC4, XD3, XS1, XF3,WA
W/C	< 0,45	< 0,45	
Konsystencja	Z/P	Z/P	Z/P
Zawartość powietrza	Z/P	Z/P	Z/P
Obróbka termiczna			

Tabela 1. Cd. Zestawienie wymagań wg WTWiO[1], PN-EN 13230-1:2016[2] oraz TL 889.0143 [13]

Wymagania według	WTWiO Id-101: 11.02.2020	PN-EN 13230-1:2016	TL 889.0143
Temp. świeżego betonu	max. 30 ^{O}C	max. 30 ^{O}C	Z/P
Temp. w rdzeniu	n.o.	wg rys 4 i 5 EN 13230-1	< 30^{O}C po 3 h oraz < 40^{O}C po 4 h
do 2 h – od momentu wymieszania składników betonu	n.o.	max. 30 ^{O}C	
T_{max} – graniczna temp. w rdzeniu prefabrykatu	60 ^{O}C	(2-4% SO_3) 60 ~50^{O}C	50 ^{O}C
ΔT_{max} – przyrost temperatury w rdzeniu prefabrykatu	20^{O}C/h	15^{O}C/h i 10^{O}C/0,5h	j.w.
Beton			
Wytrzymałość do rozformowania	75 % f_{ck}	n.o.	≥48 MPa
Klasa betonu	C 50/60	C 45/55	C 50/60
Zawartość alkaliów	n.o.	3,5 kg/m^3	≤3 kg/m^3
Mrozoodporność	F125 (tożsame z PN-B-06265)	n.o.	XF3
Nasiąkliwość	< 5%	< 12% (porowatość wg zał. C)	n.o.
n.o. – nie określono			
Z/P – wartość lub rodzaj ustala zamawiający lub producent			

Głównymi kryteriami rodzaju zastosowanego cementu jest klasa cementu, zawartość alkaliów oraz zawartość SO_3.

Przyczyną takich ograniczeń jest korozja betonu, a ściślej mówiąc reakcje alkalia-kruszywo czy też opóźnione powstawanie etryngitu. Natomiast klasa stosowanego cementu głównie determinuje wytrzymałość betonu, zwłaszcza wytrzymałość wczesną.

W tabeli 2 przedstawiono skład i wymagania dla niektórych cementów portlandzkich wieloskładnikowych niskoalkalicznych. Biorąc pod uwagę wytyczne zawarte w WTWiO [1] żaden z cementów portlandzkich wieloskładnikowych niskoalkalicznych nie spełnia wymagań do zastosowań w kolejnictwie.

Tabela 2. Skład i wymagania dla cementów niskoalkalicznych wg PN-B-19707 [14]

Rodzaj cementu	Skład cementu specjalnego	Całkowita zawartość alkaliów wyrażona jako Na_2O_{eq}	Alkalia czynne* Na_2O_{eq}
	Wymagania dodatkowe	Wymaganie [%]	Zawartość [%]
CEM I CEM II/A-LL NA	-	≤ 0,6	0,3-0,47
CEM II/A-V NA	popiół lotny krzemionkowy V ≥ 14 %	≤ 1,2	0,51
CEM II/A-S NA	Granulowany żużel wielkopiecowy S ≥ 14 %	≤ 0,7	0,48
CEM II/A-M (S-V) NA	Suma popiołu lotnego krzemionkowego i granulowanego żużla wielkopiecowego (S + V) ≥ 14 %	≤ 1,2	0,47
*) oznaczenie wg metody ASTM C114-04			

3. Materiały i metody badań

Przy wyborze cementów do badań kierowano się zasadą, że musi być on szeroko dostępny na rynku i produkowany przez większość cementowni w kraju. W związku z powyższym wytypowano 8 rodzajów cementów:

1. CEM I/52,5 R – cementy referencyjne
2. CEM I/42,5 R - cementy referencyjne
3. CEM II/A-S 42,5 R
4. CEM II/A-S 52,5 N
5. CEM II/A-M(S-LL)52,5 N
6. CEM II/A-S 52,5 R
7. CEM II/B-S 42,5 R-NA
8. CEM II/A-M(V-LL)52,5 N

W tabeli 3 przedstawiono wybrane właściwości zastosowanych cementów do badań.

Tabela 3. Właściwości cementów

Nr rec.	Cement	Podstawowe parametry cementów							
		Zawartość		Czas wiązania		Wytrzymałość po: [MPa]			Pow. właści-wa [cm²/g]
		Na_2O_{eq} [%]	SO_3 [%]	Początek t_0 [min]	Koniec t_1 [min]	1 dniu	2 dniach	28 dniach	
1	CEM I/52,5 R - NA	0,58	3,24	-	-	4390	36,8	66,7	4390
2	CEM I/42,5 R	0,61	2,87	199	268	4168	29,5	59,4	4168
3	CEM II/A-S 42,5 R	0,75	2,53	244	319	3670	25,5	59,0	3670
4	CEM II/A-S 52,5 N	0,68	2,81	211	324	4187	28,5	61,1	4187
5	CEM II/A-M (S-LL) 52,5 N	0,81	2,99	205	258	5230	39,1	64,9	5230
6	CEM II/A-S 52,5 R	0,73	2,81	211	316	4391	32,8	60,8	4391
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	0,66	2,56	235	365	4246	25,8	57,1	4246
8	CEM II/A-M (V-LL) 52,5 N	0,9	2,71	203	300	4612	31,1	58,6	4612

Do przygotowania próbek betonowych zastosowano kruszywa zgodne z wymaganiami normy PN-EN 12620 +A1:2010 [15]: piasek płukany 0/2 oraz granit 2/8 i 8/16. Zastosowano wodę wodociągową, odpowiadającą wymaganiom normy PN-EN 1008:2004 [16] oraz domieszkę chemiczną - superplastyfikator karboksylanowy. Domieszka chemiczna spełniała wymagania normy PN-EN 934-2+A1:2012 [17]. Zastosowano domieszkę chemiczną powszechnie stosowaną przez producentów prefabrykatów strunobetonowych.

Z wyżej opisanych surowców wykonano próbki betonu i poddano je procesowi naparzania.

Zaprojektowano 8 mieszanek betonowych o podobnym składzie, różniącym się zastosowanym cementem. Skład mieszanek podano w tabeli 4. Jako próbki referencyjne posłużyły próbki betonu wykonane z zastosowaniem cementu CEM I ponieważ, betony wykonane na tym cemencie są powszechnie używane w prefabrykacji sprężonej. -

Próbki poddano procesowi naparzania w początkowym okresie twardnienia w temperaturze 50°C i wilgotności powyżej 95%. W badaniach zastosowano dwa warianty naparzania, próbki naparzano 10 i 24 godziny. Po ostygnięciu próbki pielęgnowano w warunkach normowych [18]. Określono wpływ naparzania na właściwości otrzymanego betonu.

Tabela 4. Skład mieszanek betonowych

Nr receptury	Skład [kg/m³]														
	CEM I/52,5 R	CEM I/42,5 R	CEM I/-S 42,5 R	CEM II/A-S 52,5 N	CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	CEM II/A-S 52,5 R	CEM II/B-S 42,5 R-NA	CEM I/A-M (V-LL) 52,5 N	Piasek 0/2	Granit 2/8	Granit 8/16	Superplastyfikator	Woda	W/C	SUMA
1	360								675	518	800	3,6	108	0,3	2465
2		360													
3			360												
4				360											
5					360										
6						360									
7							360								
8								360							

Zakres badań świeżej mieszanki betonowej oraz stwardniałego betonu obejmował następujące oznaczenia: konsystencji, wytrzymałości na ściskanie i zginanie, mrozoodporności i nasiąkliwości. Przeprowadzono również oznaczania struktury porów powietrznych w próbce stwardniałego betonu. Konsystencję mieszanek betonowych określono metodą stopnia zagęszczania zgodnie z normą PN-EN 12390-1:2019 [19]. Wytrzymałość na ściskanie po 10 i 24 godzinach oraz 7, 28 i 56 dniach określono na kostkach o wymiarach (150×150×150) mm zgodnie z normą PN-EN 12390-3:2019[20]. Wytrzymałość na zginanie oznaczono po 7 dniach wg normy PN-EN 12390-5:2019[21]. Mrozoodporność betonu oznaczono dwoma metodami, metodą stopnia wewnętrznego zniszczenia betonu i zewnętrznej destrukcji, poprzez ocenę spadku wytrzymałości, ubytku masy i oceny wizualnej dla stopnia mrozoodporności betonu F150 wg normy PN-B-06265:2022[22], oraz metodą odporności betonu na zamrażanie-rozmrażanie w obecności soli odladzających po 56 cyklach w 3% roztworze chlorku sodu wg normy PN-B-06265:2022[22]. Badania nasiąkliwości wykonano w oparciu o zapisy zawarte w WTWiO [1]. Jest to badanie tożsame z zapisami normy PN-88/B-06250[23], która posiada status normy wycofanej z katalogu PKN. Określenie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 480-11:2008[24]. Z kostek stwardniałego betonu wycięto próbki o wymiarach (25×150×100) mm, z których przygotowano polerowane zgłady. Pomiar charakterystyki porów powietrznych wykonano metodą mikroskopową na urządzeniu Rapid Air, przy wykorzystaniu komputerowego systemu automatycznej analizy obrazu.

4. Wyniki badań

Wykonane zaroby świeżej mieszanki betonowej charakteryzowały się stopniem zagęszczenia wynoszącym od 1,16 do 1,20, oznaczonym wg PN-EN 12350-4:2019[25].

Uzyskane wyniki badań wytrzymałości na ściskanie zostały przedstawione w tabeli nr 5 i 6. Z przedstawionych wyników wynika, że dla wszystkich receptur zostały spełnione wymagania zawarte w WTWiO [1]. Klasa wytrzymałości C50/60 została osiągnięta dla betonów po 28 dniach dla wszystkich rodzajów zastosowanych cementów. Wykonane betony uzyskały też zadawalające wytrzymałości wczesne po 24 godzinach naparzania. Dla próbek referencyjnych wykonanych z cementów portlandzkich CEM I 42,5R oraz CEM I 52,5R, uzyskano odpowiednio wytrzymałości wczesne na poziomie 61 MPa i 67 MPa. Dla cementów wieloskładnikowych uzyskano wytrzymałości na poziomie próbek referencyjnych. Próbki betonu z cementem CEM II/B-S 42,5 R-NA charakteryzowały się największym przyrostem wytrzymałości wczesnej po 24 godzinach. W tym przypadku uzyskano wytrzymałość 71 MPa.

Dla próbek sezonowanych w skróconym procesie naparzania do dziesięciu godzin poziom 75% wytrzymałości końcowej klasy C50/60 uzyskano przy zastosowaniu cementów wieloskładnikowych klasy 52,5: CEM II/A-S 52,5 N; CEM/II A-M(S-LL) 52,5 N; CEM II/A-S 52,5 R (tablica 6). Uzyskane wartości wytrzymałości na ściskanie dla tych cementów wskazują na możliwość sprężenia prefabrykatów po czasie około 10 godzin pielęgnacji. Największy przyrost wytrzymałości po 10 godzinach naparzania uzyskano dla cementu CEM II A-M(S-LL) 52,5 N. Przyczyną takiego przyrostu wytrzymałości może być zarodkowanie produktów hydratacji na ziarnach zmielonego dodatku wapienia znajdującego się w cemencie. Dodatek wapienia do cementu może przyśpieszyć reakcję fazy C_3S [26]. Uzyskano wartość wytrzymałości na poziomie cementu referencyjnego CEM I 52,5 R, wynoszącego 51 MPa.

W przypadku zastosowania w betonie cementów klasy 42,5 zarówno dla cementu referencyjnego CEM I jak i dla cementów wieloskładnikowych dla badanych receptur nie uzyskano zadawalających wytrzymałości wczesnych.

Tabela 5. Wytrzymałość betonu na ściskanie po 24 godzinach naparzania

Nr receptury	Cement	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]			
		24 godziny	7 dni	28 dni	56 dni
1	CEM I/52,5 R	66,9	73,4	82,1	82,5
4	CEM II/A-S 52,5 N	66,0	69,1	84,4	88,0
5	CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	65,6	77,6	87,3	87,4
6	CEM II/A-S 52,5 R	69,1	78,9	86,9	94,7
8	CEM II/A-M (V-LL) 52,5 N	67,2	78,6	86,1	97,4
2	CEM I/42,5 R	60,7	72,1	81,9	82,0
3	CEM II/A-S 42,5 R	60,5	67,1	84,2	86,7
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	**71,1**	81,0	88,1	99,4

Tabela 6. Porównanie wytrzymałości betonu na ściskanie po 10 i 24 godzinach naparzania

Nr receptury	Cement	Wytrzymałość na ściskanie po: [MPa]		% wytrzymałości końcowej klasy C50/60 po:	
		10-ciu godzinach naparzania	24-ech godzinach naparzania	10-ciu godzinach naparzania	24-ech godzinach naparzania
1	CEM I/52,5 R	51,0	66,9	85	> 100
4	CEM II/A-S 52,5 N	44,8	66,0	**75**	
5	CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	50,8	65,6	**84**	
6	CEM II/A-S 52,5 R	45,4	69,1	**76**	
8	CEM II/A-M (V-LL)52,5 N	25,1	67,2	41	
2	CEM I/42,5 R	39,7	60,7	66	
3	CEM II/A-S 42,5 R	38,5	60,5	64	
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	18,8	71,1	31	

W tabeli 7 zostały przedstawione wyniki badań wytrzymałości betonów na zginanie po 7 dniach pielęgnacji w warunkach normowych.

Tabela 7. Wytrzymałość betonu na zginanie

Nr receptury	Cement	Wytrzymałość na zginanie po 7 dniach MPa	
		1 punktowe	2 punktowe
1	CEM I 52,5 R	7,5	6,7
4	CEM II/A-S 52,5 N	7,6	6,7
5	CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	7,5	6,7
6	CEM II/A-S 52,5 R	7,6	6,8
8	CEM II/A-M (V-LL) 52,5 N	8,9	8,0
2	CEM I 42,5 R	7,4	6,5
3	CEM II/A-S 42,5 R	6,9	6,2
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	8,9	7,9

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że uzyskane parametry wytrzymałości na zginanie są wystarczające i spełniają wymagania stawiane w WTWiO Polskich Linii Kolejowych S.A. [1]. Uzyskane wyniki dla betonów z udziałem cementów wieloskładnikowych są na poziomie betonów wykonanych z cementami referencyjnymi.

Tabela 8 przedstawia wyniki badania mrozoodporności wg normy PN-B-06265:2022 [22]. Załącznik N, po 150 cyklach zamrażania-rozmrażania, natomiast w tabeli 9 przedstawiono wyniki badań mrozoodporności z udziałem soli odladzających wg Załącznika O.

Dla wszystkich badanych betonów uzyskano stopień mrozoodporności F125. Próbki nie wykazały pęknięć, łączna masa ubytku nie przekroczyła 5% masy próbek nie zamrażanych oraz obniżenie wytrzymałości na ściskanie w stosunku do wytrzymałości próbek nie zamrażanych nie była większe niż 20%.

Tabela 8. Mrozoodporność betonu F150

Nr receptury	Cement	Mrozoodporność	
		Spadek wytrzymałości [%]	Ubytek masy [%]
1	CEM I 52,5 R	1,1	0,0
2	CEM I 42,5 R	8,9	0,1
3	CEM II/A-S 42,5 R	2,8	0,2
4	CEM II/A-S 52,5 N	2,6	0,2
5	CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	2,3	0,2
6	CEM II/A-S 52,5 R	2,8	0,1
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	0,9	0,1
8	CEM II/A-M (V-LL) 52,5 N	3,9	0,1

W żadnym przypadku nie została przekroczona granica ilości złuszczeń dla kategorii FT2 oznaczonej wg załącznika O normy PN-B-06265:2022 [22].

Tabela 9. Odporność betonu na cykliczne zamrażanie-rozmrażanie w obecności soli odladzających

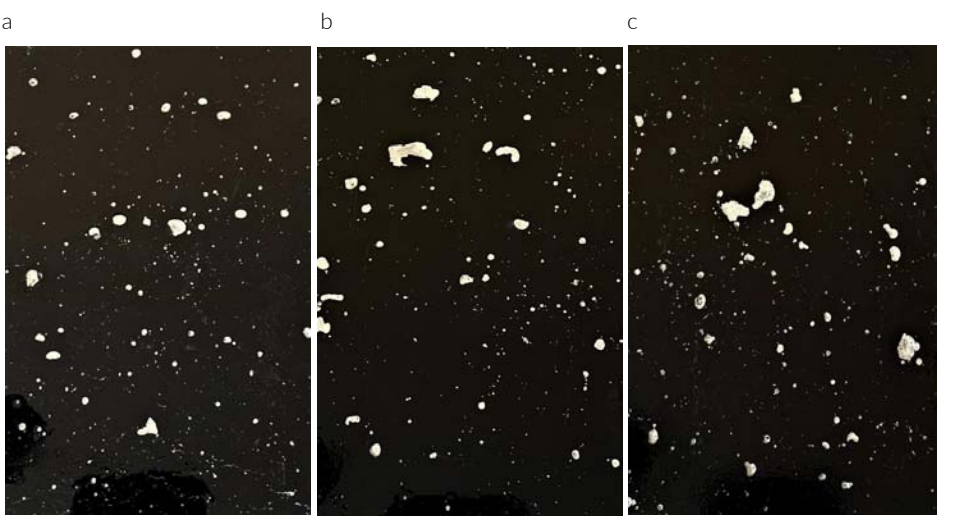
Ilość złuszczonego materiału po cyklach zamrażania/rozmrażania						
LP	CEMENT	Po **7** cyklach S_n [kg/m^2]	Po **14** cyklach S_n [kg/m^2]	Po **28** cyklach S_n [kg/m^2]	Po **42** cyklach S_n [kg/m^2]	Po **56** cyklach S_n [kg/m^2]
1	CEM I/52,5 R	0,0312	0,0533	0,0756	0,0978	0,1067
2	CEM I/42,5 R	0,0289	0,0578	0,0845	0,1023	0,1111
3	CEM II/A-S 42,5 R	0,0355	0,0600	0,0800	0,1022	0,1089
4	CEM II/A-S 52,5 N	0,0336	0,0645	0,1045	0,1222	0,1445
5	CEM II/A-M(S-LL)52,5 N	0,0267	0,0511	0,0689	0,08665	0,0956
6	CEM II/A-S 52,5 R	0,0334	0,0689	0,0911	0,1089	0,1178
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	0,0289	0,06	0,0823	0,1000	0,1134
8	CEM II/A-M (V-LL)52,5 N	0,0956	0,1800	0,2378	0,2867	0,3267

Tabela 10. Nasiąkliwość betonu

Nr receptury	Cement	Nasiąkliwość, [%]
1	CEM I 52,5 R	2,9
2	CEM I 42,5 R	3,3
3	CEMII/A-S 42,5 R	3,0
4	CEMII/A-S 52,5 N	2,9
5	CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	2,7
6	CEM II/A-S 52,5 R	2,8
7	CEM II/B-S 42,5 R-NA	2,5
8	CEM II/A-M (V-LL) 52,5 N	2,6

Na postawie otrzymanych wyników można stwierdzić, że wszystkie badane betony, niezależnie od zastosowanego cementu wykazują nasiąkliwość znacznie niższą od dopuszczalnej wartości 5% w specyfikacji [1]. Oznaczony poziom nasiąkliwości badanych betonów wynosi około 3%. Pozwala to stwierdzić, że wykonane betony posiadają strukturę szczelną i odporną na przenikanie roztworów agresywnych ze środowiska w miejscu ich zabudowania.

Oznaczenia parametrów mikrostruktury porów powietrznych według normy PN-EN 480-11:2008 [24] zestawiono w Tablicy 11 oraz na rysunku 1. Badania przeprowadzono na betonach z udziałem cementów CEM I/52,5R, CEM II/A-M (S-LL)52,5N, c) CEM II/A-S 52,5R. Betony z udziałem tych cementów wykazały najkorzystniejszą szybkość wytrzymałości wczesnej po skróconym czasie naparzania do 10 godzin. Zawartość zaczynu w badanych betonach wynosiła 22,4%. Zakres charakterystyki rozkładu porów powietrznych w badanych próbkach betonu obejmował: całkowitą zawartość powietrza A, powierzchnię właściwą systemu porów powietrznych α, wskaźnik rozmieszczenia L i zawartość mikroporów A_{300}.



Rys. 1. Fotografie zgładów betonowych, a) CEM I/52,5R b) CEM II/A-M(S-LL)52,5N, c) CEM II/A-S 52,5R

CEM I 52,5 R	CEM I 42,5 R
CEM II/A-S 42,5 R	CEM II/A-S 52,5 N
CEM II/A-M(S-LL) 52,5 N	CEM II/A-S 52,5 R
CEM II/B-S 42,5 R-NA	CEM II/A-M(V-LL)52,5 N

Rysunek 2. Widok próbek betonu po badaniu karbonatyzacji

Tablica 11. Charakterystyka porów powietrznych w stwardniałym betonie

Oznaczenie próbek betonu	Całkowita zawartość powietrza w stwardniałym betonie A [%]	Powierzchnia właściwa systemu porów powietrznych α [mm^{-1}]	Wskaźnik rozmieszczenia porów L [mm]	Zawartość mikroporów o średnicy poniżej 300 µm A_{300} [%]
CEM I/52,5 R	2,1	38,8	0,190	0,65
CEM II/A-M (S-LL)52,5N	2,0	39,2	0,180	0,60
CEM II/A-S 52,2R	2,0	39,0	0,170	0,62

Uzyskane wyniki wskazują, że zastosowane cementy nie wpływają na rozmieszczenie oraz charakterystykę porów powietrznych w wykonanych betonach. Wskaźnik rozmieszczenia porów L dla wszystkich próbek wynosił poniżej 0,200 mm.

Na rysunku 2 przedstawiono widok próbek po badaniu karbonatyzacji. Po okresie ekspozycji próbek w atmosferze 3% CO_2 przez 70 dni, w żadnej z badanych próbek betonu nie zaobserwowano oznak karbonatyzacji. W związku z powyższym w przypadku zastosowania tych cementów będzie zagwarantowana ochrona zbrojenia przed korozją, wskutek karbonatyzacji, przez otulinę betonową.

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały możliwość zastąpienia cementu portlandzkiego CEM I, cementami wieloskładnikowymi portlandzkimi CEM II, dostępnymi na rynku i produkowanymi przez większość cementowni w kraju, przy produkcji sprężonych prefabrykatów betonowych. Zastąpienie cementu portlandzkiego CEM I może skutkować obniżeniem kosztów produkcji elementów, przy jednoczesnym zmniejszeniu emisji CO_2 do atmosfery.

Badane betony z wykorzystaniem cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II uzyskały porównywalne, a nawet w niektórych przypadkach lepsze właściwości w porównaniu z betonami z cementami referencyjnymi. Przyrost wytrzymałości betonów z zastosowaniem cementów klasy 52,5 z grupy CEM II/A-S i cementu CEM II/A-M(S-LL) wykazał, że możliwe jest uzyskanie po 10 godzinach naparzania wytrzymałości granicznej minimum 75% f_{ck}, wymaganej do sprężenia prefabrykatu. Możliwe jest uzyskanie jeszcze wyższych wytrzymałości wczesnych optymalizując skład receptury mieszanki betonowej oraz warunki pielęgnacji wczesnej.

Niezbędne jest określenie granicznej ilości alkaliów w betonie z udziałem cementów portlandzkich wieloskładnikowych do produkcji prefabrykatów strunobetonowych z uwzględnieniem zagrożeń środowiskowych. Wytyczne Polskich Kolei wskazują na maksymalna zawartość alkaliów 0,6%, niemieckich na 0,8%, przy stosowaniu cementu portlandzkiego CEM I. Powyższe wymagania oraz norma PN-EN 13230-1:2016[2] nie dopuszczają do użytkowania cementów wieloskładnikowych, w tym cementów CEM II/A-S czy też CEM II/A-M(S-LL). Biorąc pod uwagę przedstawione wstępne wyniki badań, wydaje się celowym rozpoczęcie prac mających na celu dopuszczenie ww. cementów do zastosowania w betonie strunobetonowym. Przemawia za tym również fakt, że ciepło hydratacji dla cementów portlandzkich wieloskładnikowych jest niższe niż cementów

portlandzkich, przez co istnieje mniejsze prawdopodobieństwo przekroczenia temperatury dopuszczalnej w rdzeniu prefabrykatu podczas dojrzewania.

Przy określeniu granicznej zawartości alkaliów w cemencie należy uwzględniać potencjalną reaktywność alkaliczną kruszywa stosowanego do wykonania betonu w zależności od zastosowanego rodzaju cementu oraz wyspecyfikowanie w zależności od zastosowań stosowanie kruszywa niereaktywnego bądź potencjalnie reaktywnego w strunobetonie. Należy również podkreślić, że obecność żużla i/lub popiołu w cementach wpływa na zapobieganie reakcji ASR w betonie.

Praca badawcza finansowana ze środków Subwencji Ł-ICiMB nr 3NS09B22

Literatura

[1] Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru wydane przez PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. - 11 luty 2020 r.
[2] PN-EN 13230-1:2016-06 Kolejnictwo - Tor - Podkłady i podrozjazdnice betonowe - Część 1: Wymagania ogólne.
[3] Schneider M. "The cement industry on the way to a low-carbon future", Cement and Concrete Research 124 (2019) 105792.
[4] Kurdowski W., Pakłos D. – „Zastosowanie CEM I 52,5 R-NA do produkcji podkładów strunobetonowych", Dni Betonu 2010.
[5] Kurdowski W. – „Zagrożenia korozyjne strunobetonowych podkładów kolejowych" – V Konferencja: Specjalne zastosowania Cementów Ożarów. Starachowice, 19.11.2009.
[6] Locher F.W., Richards Z.W., Srung S., Zement-Kalk-Gips, 33,271,1980.
[7] Wieker W., Herr R., Schubert H., Proc. Int. Coll. Corrosion of Cement Paste, s. 3, Mogilany.
[8] Pawluk J, Wpływ zawartości alkaliów w cemencie na trwałość autoklawizowanego.
[9] Hime W.G., "Delayed Ettringite Formation" – A Concern for Precast Concrete, "PCI Journal", Vol. 41, No. 4, 1996, s. 26-30.
[10] Kurdowski W., "Chemia Cementu i Betonu", Polski Cement, Kraków 2010, PWN, Warszawa 2010.
[11] Lakasik J., Hacker P., Vernet C., Konferencja Dni Betonu, s. 111, Wisła 2004.
[12] Feldman R.F., "Structures and Physical Properties of Cement Pastes", 5thICCC Tokyo, t. III, s.1, Tokyo 1968.
[13] TL 889.0143 – Standard Deutsche Bahn (dawne DB Standard DBS 918 143: 2018).
[14] PN-B-19707:2023-05 Cement. Cement specjalny. Skład, wymagania i kryteria zgodności.
[15] PN-EN 12620 +A1:2010 Kruszywa do betonu.
[16] PN-EN 1008:2004 Woda zarobowa do betonu.
[17] PN-EN 934-2+A1:2012 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu – Część 2: Domieszki do betonu Definicje, wymagania, zgodność, znakowanie i etykietowanie.
[18] PN-EN 12390 – 2:2019-07 Badania betonu – Część 2: Wykonanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.
[19] PN-EN 12350 – 4:2019-08 Badanie mieszanki betonowej – część 2: Badanie konsystencji metodą oznaczania stopnia zagęszczalności.
[20] PN-EN 12390-3:2019 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
[21] PN-EN 12390-5:2019 Badania betonu- Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań.
[22] PN-B-06265:2022 Beton – wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność – Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08.
[23] PN-88/B-06250 Beton zwykły.
[24] PN-EN 480-11:2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu – Metody badan – Część 11: Oznaczenie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie.
[25] PN-EN 12350-4:2019 Badania mieszanki betonowej – Część 4: Badanie konsystencji metoda stopnia zagęszczalności.
[26] Król A., Giergiczny Z., Kuerasińska-Warwas J. "Properties of Concrete Made with Low-Emission Cements CEM II/C-M and CEM VI", Materials 2020,13, 2257.

Ewelina Górecka
Katarzyna Łaskawiec
Piotr Gębarowski

Ocena możliwości zastosowania popiołów ze spalania węgla brunatnego w technologii wytwarzania autoklawizowanego betonu komórkowego

ASSESSING THE APPLICABILITY OF LIGNITE FLY ASH IN AUTOCLAVED AERATED CONCRETE TECHNOLOGY

Streszczenie

W wyniku wieloletnich badań i doświadczeń produkcyjnych zrealizowano w Polsce i na świecie szereg kierunków utylizacji surowców (odpadów) z energetyki. Technologie utylizacji były opracowane w zasadzie dla odpadów powstających przy tradycyjnym spalaniu węgla w kotłach pyłowych. Do wytwarzania ABK stosowane są głównie popioły lotne krzemionkowe i/lub popioły fluidalne. Dotychczas popioły lotne wapienne czyli popioły z duża zawartością związków wapna powstające podczas spalania węgli brunatnych, a także w procesach suchego odsiarczania spalin w paleniskach konwencjonalnych nie były stosowane do wytwarzania ABK.

Popiół lotny pochodzący ze spalania węgla brunatnego w klasycznym palenisku pyłowym charakteryzuje się złożonym składem mineralnym. Dominuje piasek kwarcowy, ale również anhydryt, tlenek magnezu i zwiększone ilości węglanu i tlenku wapnia w stosunku do tradycyjnych popiołów krzemionkowych. Skład ten może być powodem powstawania niekontrolowanych zmian objętości zachodzących podczas hydratacji. Zastosowanie popiołu lotnego wapiennego w technologii ABK daje korzyści ekonomiczne, ekologiczne i techniczne. Związane to jest ze zmniejszeniem ilości wapna w recepturze wyjściowej ABK (w porównaniu do receptury na tradycyjnym popiele krzemionkowym) i wynikającą z tego redukcją emisji CO_2.

W artykule przedstawiono wyniki badan prób technologicznych zastosowania popiołów wapiennych z Elektrowni Bełchatów. Zweryfikowano możliwość zastosowania ich jako surowiec do wytwarzania autoklawizowanego betonu komórkowego.

mgr inż. Ewelina Górecka – Sieć Badawcza Łukasiewicz Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych
dr inż. Katarzyna Łaskawiec – Sieć Badawcza Łukasiewicz Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych
dr inż. Piotr Gębarowski – Sieć Badawcza Łukasiewicz Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych

Abstract

As a result of many years of research and production experience, a number of directions for the utilisation of raw materials (waste) from the power industry have been realised in Poland and worldwide. Utilisation technologies were basically developed for wastes arising from traditional coal combustion in pulverised coal boilers. Silica fly ash and/or fluidised bed fly ash are mainly used to produce AAC. Lime fly ash with a high content of lime compounds generated during the combustion of lignite coals and in dry flue gas desulphurisation processes in conventional furnaces, has not been used to produce AAC.

Fly ash from the combustion of lignite in a classic pulverised coal furnace is characterised by a complex mineral composition. Quartz sand predominates, but also anhydrite, magnesium oxide and increased amounts of carbonate and calcium oxide compared to traditional silica ash. This composition may be the reason for uncontrolled volume changes occurring during hydration. The use of lime fly ash in AAC technology offers economic, environmental and technical advantages. This is related to the reduction in the amount of lime in the AAC formulation (compared to the formulation on traditional silica ash) and the resulting reduction in CO_2 emissions.

The article presents the results of technological tests on the use of limestone ashes from the Bełchatów Power Plant in autoclaved aerated concrete technology. The possibility of using them as a raw material for the production of AAC was verified.

1. Wstęp

Jednym z elementów zrównoważonego rozwoju jest ochrona środowiska naturalnego. Wpisuje się tutaj wykorzystanie surowców wtórnych i prowadzenie procesów technologicznych przyjaznych dla środowiska. Zagospodarowanie popiołów lotnych, produktów ubocznych energetyki, stanowi poważne zagadnienie we wszystkich krajach, w tym i Polski, które oparły energetykę na paliwach stałych [1, 2, 3, 4, 5]. W wyniku wieloletnich badań i doświadczeń produkcyjnych w Polsce i na świecie, doprowadzono do określenia i realizacji kierunków utylizacji popiołów lotnych w przemyśle materiałów budowlanych. Dotychczasowe technologie wykorzystywania popiołów lotnych w przemyśle materiałów budowlanych i innych kierunkach, były opracowane w zasadzie dla popiołów powstających przy tradycyjnym spalaniu samego węgla kamiennego lub brunatnego w kotłach pyłowych. Przyjęty kierunek zmian w energetyce, polegający na wprowadzeniu różnych metod odsiarczania spalin i spalania węgla oraz pozyskiwania energii ze źródeł odnawialnych, spowodował realizację w Polsce prac badawczych nad możliwością zastosowania popiołów lotnych nowej generacji do wytwarzania materiałów budowlanych [5, 6, 7, 8, 9].

Doświadczenia polskie wskazują, że najbardziej racjonalnym i efektywnym sposobem zagospodarowania krzemionkowych popiołów lotnych jest ich wykorzystanie do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK). Technologie wytwarzania ABK charakteryzują się małym zużyciem surowców oraz energii w stosunku do innych materiałów budowlanych. Ponadto w ABK ilość popiołów w recepturze może wynosić około 70%, a proces wytwarzania ABK jest procesem bezodpadowym, a przez to przyjaznym dla środowiska.

W Polsce autoklawizowany beton komórkowy produkowany jest głównie w klasie gęstości 600, 500 i 400. Nieliczni producenci wytwarzają beton komórkowy najniższych klas gęstości – 300 i 350. Badania wykazały, że beton komórkowy o gęstości 300 – 500 kg/m^3 charakteryzuje się prawie liniową zależnością izolacyjności cieplnej od gęstości. Umożliwia to wykonanie „ciepłych" ścian zewnętrznych jednowarstwowych, o współczynniku przenikania ciepła U poniżej 0,20 W/(m^{2}K). Zaletą tych ścian jest ich wystarczająca izolacyjność cieplna bez potrzeby dodatkowego ocieplania, przy spełnianiu warunków bezpieczeństwa konstrukcji, bezpieczeństwa pożarowego i ochrony przed hałasem.

Izolacyjność termiczna ścian w dużym stopniu wpływa na komfort użytkowania budynku oraz koszty jego utrzymania. W 2021 roku zaostrzono wymagania dla ścian jednowarstwowych i wielowarstwowych przy temperaturze T > 16^{o}C: współczynnik przenikania ciepła ściany U powinien być ≤ 0,20 W/(m^2·K) [10]. Ściany jednowarstwowe są szczególnie zalecane dla budynków jednorodzinnych. W takich budynkach najlepiej wykorzystywane są walory konstrukcyjne i izolacyjne betonu komórkowego.

Na początku XXI wieku opracowana została technologia wytwarzania ABK z popiołów lotnych wapiennych powstających ze spalania węgla brunatnego okręgu Konin-Adamów-Bełchatów [11]. Obecnie popioły te charakteryzują się nieco odmiennym składem na co wpływ może mieć zmiana wykorzystywanych pokładów węgla. Zatem koniecznym stało się opracowanie pewnego zakresu badań laboratoryjnych, zmierzających do określenia wpływu obecnie uzyskiwanych popiołów oraz ich frakcji na właściwości autoklawizowanego betonu komórkowego.

2. Część doświadczalna

2.1 Przygotowanie próbek do badań

Dla potrzeb realizacji pracy przeprowadzono badania składu chemicznego i właściwości fizycznych popiołów (tab.1).

Tablica 1. Skład i właściwości fizyko-techniczne popiołów krzemionkowych i wapiennych użytych w badaniach.

Skład i właściwości		Popiół krzemionkowy	Popiół wapienny
Strata prażenia [%]		2,60	2,40
$SiO_{2\ całk.}$ [%]		48,00	26,60
$CaO_{całk.}$ [%]		4,10	37,70
CaO_{w} [%]		0,04	6,60
Bezwodnik SO_3 [%]		0,41	13,48
Promieniotwórczość	f_1	1,19	0,43
	f_2 [Bq/kg]	160,34	69,60
Przepad przez sito # 0,063mm [%]		68,60	99,60
Wodożądność [%]		48,10	62,00

Wiadomo, że dla betonu komórkowego gęstości 320-380 kg/m^3 optymalne uziarnienie spoiwa i kruszywa pozwala na prawidłowy proces kształtowania struktury betonu komórkowego. Zapewnia to optymalne otulenie ziaren kruszywa spoiwem, stwarzając warunki możliwe do całkowitego przereagowania spoiwa z kruszywem i w rezultacie uzyskania wysokiej jakości gotowego wyrobu. Poprzez zwiększenie przemiału surowców wyraźnie zmniejszono w tworzywie udział najdrobniejszych porów o średnicy <107Å. Zależności te świadczą o tym, że wzrost rozdrobnienia surowców wpływa na rozwinięcie powierzchni nowo powstałych faz uwodnionych krzemianów wapnia, a więc na ilość przereagowania surowców. Uziarnienie spoiwa i kruszywa wpływa również na właściwości reologiczne świeżej masy. W miarę zbliżania się uziarnienia do wartości optymalnych zwiększa się lepkość i zmniejsza skurcz masy betonu komórkowego podczas jej wstępnego wiązania.

Poza zwiększonym rozdrobnieniem surowców, w ramach innych zabiegów technologicznych mogących ułatwić produkcję betonu komórkowego lekkich odmian zmniejszono odpowiednio ilość wapna w recepturze. Dla osiągnięcia prawidłowego efektu procesu wyrastania i wstępnego wiązania masy betonu komórkowego (szczególnie lekkich odmian), bardzo ważnym, poza łącznym czasem gaszenia wapna, jest przebieg przyrostu temperatury, a szczególnie czas osiągnięcia 55-60°C. Przy takiej temperaturze lepkość masy betonu komórkowego osiąga taki stan, przy którym dalsze swobodne wyrastanie staje się praktycznie niemożliwe. W związku z tym, gdy temperatura zostanie osiągnięta występują zaburzenia technologiczne objawiające się powierzchniowym „gotowaniem" odlewów, a następnie ich nadmiernym osiadaniem deformującym strukturę. Przy lekkich odmianach ABK nie pozwala to wręcz na utrzymanie się masy betonu na wymaganej wysokości.

Po analizie wyników prób laboratoryjnych otrzymywanych betonów, przeprowadzono na wybranych najlepszych recepturach próby w skali półtechnicznej (rys.1). Próby technologiczne prowadzono w formach o wymiarach 144x72x60 cm.

Rys. 1. Masy betonu komórkowego w trakcie krojenia, przed autoklawizacją - skala półtechniczna.

2.2 Wyniki badań

Po procesie autoklawizacji masy betonowej pobrano próbki do oznaczenia gęstości wg normy PN-EN 772-13:2001, wytrzymałości na ściskanie wg normy PN-EN 772-1+A1:2015-10 i przewodności cielnej PN ISO 8301:1998 (tab.2 i tab.3).

Tablica 2. Gęstość i wytrzymałość ABK o gęstość 320 i 380 kg/m^3 (zastąpienie w recepturze 40% tradycyjnego popiołu krzemionkowego popiołem wapiennym, zmniejszenie ilości wapna o 20%).

Numer próbki	Średnia gęstość [kg/m^3]	Średnia wytrzymałość [N/mm^2]	Wilgotność [%]
00A	385±10	2,5±0,1	5,0±0,1
01	380±10	2,4±0,1	4,8±0,1
02	380±10	2,6±0,1	5,1±0,1
03	395±10	2,6±0,1	5,0±0,1
00B	320±10	2,7±0,1	6,0±0,1
04	325±10	2,6±0,1	6,8±0,1
05	320±10	2,5±0,1	7,4±0,1
06	325±10	2,4±0,1	7,2±0,1

Tablica 3. Gęstość i współczynnik przewodzenia ciepła ABK o gęstość 320 i 380 kg/m^3 (zastąpienie w recepturze 40% tradycyjnego popiołu krzemionkowego popiołem wapiennym, zmniejszenie ilości wapna o 20%).

Numer próbki	Gęstość [kg/m^3]	Współczynnik przewodzenia ciepła „l" [W/(m×K)]
00A	385±10	0,0895±0,001
01	380±10	0,0854±0,001
02	370±10	0,0849±0,001
00B	320±10	0,0796±0,001
05	335±10	0,0766±0,001
06	320±10	0,0744±0,001

3. Podsumowanie

Przeprowadzone badania i przytoczone powyżej wyniki potwierdziły możliwość zastosowania w technologii ABK popiołów wapiennych. Na podstawie przeprowadzonych prób technologicznych stwierdzono, możliwość zastąpienia 40% tradycyjnych popiołów krzemionkowych popiołami wapiennymi. Dzięki zastosowaniu wapiennych popiołów frakcjonowanych w recepturach betonu komórkowego można zmniejszyć ilość wapna około 20% w stosunku do receptury bazowej. Otrzymany beton komórkowy o gęstości około 320 kg/m^3 miał wytrzymałość na ściskanie około 2,5 MPa i współczynnik przewodzenia ciepła około 0,075 W/(m×K).

Dotychczasowe wyniki badań wskazują, że celowa jest ich kontynuacja. Większa skala daje inny obraz termiki i lepkości świeżej masy betonu komórkowego. Celowym jest dopracowanie receptur w technologii Unipol (w spoiwie zastosowany dodatkowo cement) celem dalszej poprawy jakości produkowanych elementów. Pomimo, iż otrzymane betony komórkowe charakteryzują się dobrymi parametrami fizyko-technicznymi są mniej odporne na uszkodzenia mechaniczne.

Literatura

[1] Balkovic S., Zapotoczna-Sytek G., Autoklawizowany beton komórkowy. Technologia. Właściwości. Zastosowanie, PWN Warszawa 2013.

[2] Materiały Międzynarodowej Konferencji „Popioły z Energetyki" Warszawa, 2008r.

[3] Czarnecki L., Więcławski R. Materiały Budowlane nr. 9, p.83, 2005.

[4] Zapotoczna-Sytek G. *AAC of fly ash in the strategy of sustainable development), 4th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete* Innovation and Development, p.257, London, 2005.

[5] Basu P. Chemical Engineering Science vol.54, p.5547, 1999.

[6] Łaskawiec K., Zapotoczna-Sytek G, Górska B., *Zastosowanie popiołów lotnych ze współspalania węgla kamiennego i biomasy do wytwarzania betonu komórkowego* VI Konferencja Polskiego Towarzystwa Ceramicznego, s.1081,Zakopane, 2007.

[7] Zapotoczna-Sytek G., Łaskawiec K., Gębarowski P., Małolepszy J., Szymczak J., Popioły lotne nowej generacji do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego. Monografia. Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych, Warszawa, 2013.

[8] Małolepszy J., Brylicki W., *The Hydraulic and Pozzolanic Properties of WasteProducts from Fluidizes Black Coal Combustion in Circulation Atmospheric Boiler Turbace*, 14th Int. Baustofftagung IBAUSIL, p. 2043, Weimar, 2000.

[9] Zapotoczna-Sytek G, Łaskawiec K., Gębarowski P., Małolepszy J., Szymczak J., ICiMB, *Popioły lotne nowej generacji do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego*, Monografia, Wydawnictwo Instytut Śląski 2013.
[10] Warunki Techniczne *(WT2021)*.
[11] Różycka A., Petri M., Łaskawiec K., *Ocena możliwości wykorzystania popiołów wapiennych do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego:* „Materiały Budowlane: konstrukcje, technologie, rynek", nr 2¸ p. 42-43. 2013

Arkadiusz Ignerowicz
Michał Oleksik
Damian Zawół
Łukasz Osuch
Mariusz Dąbrowski

Wpływ domieszek chemicznych na trwałość warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej

THE INFLUENCE OF CHEMICAL ADMIXTURES ON THE DURABILITY OF THE CONSTRUCTION LAYER OF PAVING BLOKS

Streszczenie

Zastosowanie betonu wibroprasowanego w konstrukcjach infrastruktury drogowej o dużej istotności społecznej wymaga zapewnienia trwałości na cały przewidziany okres eksploatacyjny. W konsekwencji, w dokumentach technicznych, stawiane są rygorystyczne wymagania w odniesieniu do ścieralności, nasiąkliwości, a szczególnie mrozoodporności. W przypadku dokumentów normalizacyjnych dotyczących drobnowymiarowych elementów dwuwarstwowych czynniki niszczące odnoszą się głównie do warstwy fakturowej. W praktyce jednak wnikanie wilgoci oraz środków odladzających przez pozostałe powierzchnie elementów wibroprasowanych wymuszają zapewnienie odporności na cykliczne zamrażanie i rozmrażanie także warstwy konstrukcyjnej gotowych wyrobów.

Program badań zakładał zastosowanie szeregu domieszek chemicznych mających za zadanie poprawę odporności na cykliczne zamrażanie i rozmrażanie warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej z niskoemisyjnym cementem CEM II/B-S i popiołem lotnym krzemionkowym. Modyfikacje domieszkami obejmowały poprawę upakowania matrycy cementowej, hydrofobizację porów kapilarnych, stosowanie dodatków żywicznych i wprowadzenie sferycznych mikroporów. Kostki brukowe do badań wykonano w skali przemysłowej w zakładzie produkcyjnym wraz z zachowaniem warunków i czasu dojrzewania przez okres 56 dni. Wpływ modyfikacji domieszkami chemicznymi określono badając nasiąkliwość, porowatość otwartą dla wody, szybkość absorpcji wody w wyniku podciągania kapilarnego, charakterystykę porów powietrznych metodą analizy obrazu i mrozoodporność zwykłą (F150) warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej. Otrzymane wyniki wykazały problemy z jednorodnością betonu kostki brukowej w przypadku stosowania domieszek napo-

mgr. inż. Arkadiusz Ignerowicz – Atlas Sp. z o.o.
mgr. inż. Michał Oleksik – Atlas Sp. z o.o.
mgr. inż. Damian Zawół – PBI Beton Sp. z o.o.
mgr inż. Łukasz Osuch – PBI Beton Sp. z o.o.
dr inż. Mariusz Dąbrowski – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk

wietrzających. Zadowalające wyniki mrozoodporności uzyskano stosując domieszki zapewniające lepsze zagęszczenie betonu podczas wibroprasowania.

Abstract

Increasing durability requirements for paving stones by technical specification documents resulted in the search for more effective material solutions, especially in chemical admixture issue. Currently, freeze and thaw resistance applies to the textured surface and also to the structural part of the paving stone. Therefore, the research program includes the use of chemical admixtures that increase the resistance to cyclical freezing and thawing of the structural layer of paving stones made of concrete with low-emission cement type CEM II/B-S and silica fly ash. The influence of proposed chemical admixtures on the concrete properties was done by improving a compaction degree of cement matrix, hydrophobization of the capillary pores and the introduction of spherical micropores. The paving stones were produced on an industrial scale in a concrete block making plant and was tested after the 56 days of curing. The splitting strength, water absorption, open porosity, capillary suction, air voids characteristic and freeze-thaw resistance (F150) measurements of structural layer of paving stones were carried out. The results revealed problems with the homogeneity of paving stone concrete when air-entraining admixture was used. Satisfactory results of frost resistance were obtained by using admixtures ensuring better compaction of concrete during vibropressing.

1. Wprowadzenie

Od czasu uruchomienia pierwszej linii produkcji elementów wibroprasowanych w Przedsiębiorstwie „Kombet" w Gdyni minęło ponad 40 lat. W tym okresie Polska stała się ich czołowym producentem na skalę europejską i światową. Już w roku 2010 wielkość produkcji kostki brukowej przekroczyła 60 mln m^2 [1]. Z raportu firmy badawczej Spectis na temat rynku wyrobów betonowych w Polsce wynika iż w ujęciu ilościowym głównym segmentem tego rynku pozostaje segment kostki brukowej wraz z płytami chodnikowymi, krawężnikami czy obrzeżami. W ujęciu wartościowym jest natomiast na drugim miejscu i stanowi 30,2% (ok.3,5mld zł) całego rynku wyrobów betonowych. [2] Na ten sukces złożyło się kilka czynników, w tym: niski koszt produkcji, dostępność, bogate wzornictwo, prostota i szybkość montażu.

Ze względu na specyfikę procesu produkcyjnego betonu wibroprasowanego, w tym natychmiastowe rozszalowanie, osiągnięcie wysokiej wytrzymałości wczesnej (16h) do składowania i transportu gotowych elementów preferowane jest stosowanie cementów wysokoklinkierowych. Dziś ze względu na próbę uzyskania neutralności klimatycznej w roku 2050, transformację energetyczną oraz ochronę nieodnawialnych surowców naturalnych przed producentami kostki brukowej jest wiele wyzwań technologicznych, w tym zastosowanie cementów wieloskładnikowych CEM II÷CEM VI.

Dynamiczne zapotrzebowanie instytucji publicznych na elementy wibroprasowane jest związane z budową dróg, autostrad, chodników, parkingów czy ścieżek rowerowych. A zatem obiektów od których wymagana jest gwarantowana trwałość w całym okresie eksploatacji czyli minimum 50 lat. W Polsce panuje specyficzny klimat charakteryzujący się bardzo dużą ilością tzw. przejść przez zero w okresie zimowym i wczesnowiosennym. Uśredniona dla całego kraju wartość to ponad 60 dni [3]. Dodatkowo utrzymanie bezpieczeństwa ruchu na nawierzchniach drogowych wymusza stosowanie środków odladzających, najczęściej chlorku sodu lub wapnia czyniąc ekstremalne warunki pracy wbudowanych elementów. Kryteria jakościowe oraz opis badania odporności na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie przy udziale środków odladzających dla drobnowymiarowych elementów wibroprasowanych zawarte są w grupie trzech norm zharmonizowanych PN-EN 1338 [4], PN-EN 1339 [5] oraz PN-EN 1340 [6]. Ocena jakościowa dotyczy jednak tylko warstwy wierzchniej dwuwarstwowego elementu wibroprasowanego.

W praktyce taki sposób oceny nie zawsze się sprawdza. W punkcie 5.3.2.2 powyższych norm zawarta jest informacja iż dla zapewnienia trwałości wyrobu w danym kraju, w którym wyrób jest wprowadzany na rynek, zalecenia co do odporności na warunki atmosferyczne mogą być określone na poziomie krajowym. W Polsce elementy wibroprasowane zamawiane w ramach przetargów publicznych muszą również spełniać kryteria określone w branżowych specyfikacjach technicznych, czy warunkach wykonania i odbioru robót budowlanych opracowanych przez GDDKiA. W zaktualizowanych OST dla nawierzchni z bruku betonowego przyjęto łączne stosowanie zaostrzonych kryteriów nasiąkliwości i mrozoodporności. W przypadku kostki brukowej oprócz badania mrozoodporności warstwy licowej wprowadzono również badanie całych elementów zgodnie z załącznikiem N normy PN-B-06265:2022-8 [7]. Przy czym jako kryterium jakościowe przyjęto graniczną wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu po 150 cyklach zamrażania/rozmrażania w wodzie lub 30 cyklach zamrażania/rozmrażania w 3% roztworze NaCl, nie mniejszą niż 2,9 MPa dla każdej kostki.

Wymagania dotyczące ograniczenia emisji CO_2, wprowadzenie nowych rodzajów cementów wielkoskładnikowych, zmiany w kryteriach oceny zgodności skłoniły autorów

niniejszej pracy do realizacji programu badawczego mającego na celu określenie wpływu współczesnych domieszek do betonu na trwałość warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej z cementem niskoemisyjnym.

2. Materiały i program badań

2.1. Opis linii technologicznej

Próby przeprowadzono dzięki uprzejmości firmy PBI Beton. Zakład produkcyjny zlokalizowany w Wymysłowie posiada nowoczesną i niezawodną linię technologiczną zaprojektowaną przez niemieckiego producenta maszyn OMAG z Emden. Wibroprasa stacjonarna OMAG Tronic 140/120 pozwala produkować elementy o wysokości od 18mm do 400mm. Zastosowany w maszynie silny, dynamiczny i stabilny system wibracji ma kluczowy wpływ na produkcję wibroprasowanych elementów betonowych, zapewniając powtarzalność ich produkcji. Bardzo ważną cechą linii jest posiadanie możliwości ciągłej regulacji jej głównych parametrów. Pozwala to na odpowiednie dopasowanie wibracji, nie tylko do rodzaju produkowanego elementu, ale także do rodzaju i wilgotności dostarczonej mieszanki betonowej. Zastosowanie techniki serwonapędowej pozwala precyzyjnie ustawić parametry pracy wibroprasy i skrócić czas formowania wyrobów. Wykonanie badań na jednej z najnowocześniejszych obecnie linii produkcyjnych kostki brukowej jest niewątpliwie wyznacznikiem aplikacyjnego charakteru uzyskanych wyników.

2.2. Program badań

Plan badań zakładał zastosowanie szeregu domieszek chemicznych mających za zadanie poprawę odporności na cykliczne zamrażanie i rozmrażanie warstwy konstrukcyjnej dwuwarstwowej kostki brukowej. Dokładny opis domieszek przedstawiono w Tabeli 1. Oprócz konwencjonalnej domieszki uplastyczniającej (Próba 0) zastosowano domieszki bądź mieszaniny domieszek o różnorodnych mechanizmach działania, w tym:

- wprowadzające porowatość kulistą o rozmiarach mikrometrycznych,
- uszczelnienie chemiczne poprzez hydrofobizację porów kapilarnych,

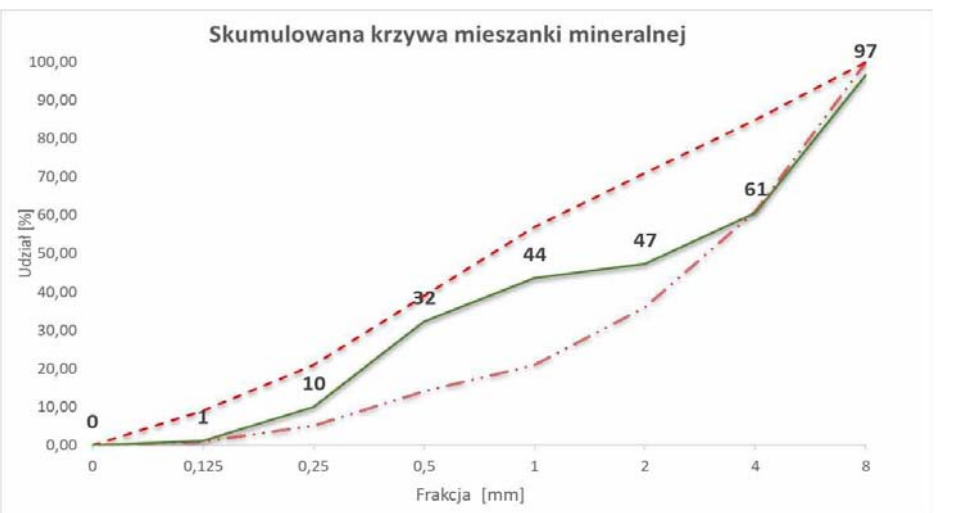
Tablica 1. Opis zastosowanych domieszek chemicznych

Numer próby	Rodzaj domieszki chemicznej	Baza chemiczna	Dozowanie [%]
P0	Uplastyczniająca (zwilżająca)	Niejonowy środek powierzchnio-czynny	0,3
P1	Napowietrzająca	Anionowy środek powierzchnio-czynny	0,4
P2	Napowietrzająca	Anionowy środek powierzchnio-czynny	0,6
P3	Upłynniająco-hydrofobizująca	Mieszanina silanów/siloksanów i eteru polikarboksylowego	0,5
P4	Upłynniająca	Mieszanina żywicy akrylowej i eteru polikarboksylowego	1
P5	Uplastyczniająca	Żywica akrylowa	1

- uszczelnienie mechaniczne poprzez zwiększenie stopnia zagęszczenia i jednoczesne zmniejszenie porowatości całkowitej betonu.

2.3. Receptura betonu

Koncepcja badań zakładała wyprodukowanie mieszanki betonowej na warstwę konstrukcyjną dwuwarstwowej kostki brukowej z niskoemisyjnym cementem CEM II B-S i popiołem lotnym kat. A. Recepturę betonu (Tablica 2) opracowano na podstawie wieloletnich doświadczeń producenta kostki brukowej uwzględniając parametry mechaniczne wibroprasy, rodzaj blatów roboczych, szybkość i jednorodność zasypu formy, maksymalną gęstość oraz estetykę gotowego wyrobu. Wykorzystano mieszankę o max. uziarnieniu do 8 mm stosując płukany piasek kwarcowy 0-2 mm i grys wapienny 2-8 mm. Skumulowana krzywa uziarnienia mieściła się w przyjętych krzywych granicznych charakterystycznych dla technologii wibroprasowania (Rys. 1). Mieszankę zaprojektowano w klasie konsystencji *V0* i projektowanej gęstości 2350 kg/m^3. Poszczególne próby różniły się rodzajem zastosowanych domieszek chemicznych i nieznacznymi korektami w ilości wody zarobowej wynikającej z charakterystyki stosowanej domieszki. Skład mieszanki, w sposób uproszczony, przedstawiono w Tablicy 2.



Rys. 1. Krzywa uziarnienia mieszanki przeznaczonej na warstwę konstrukcyjną – krzywe graniczne [7]

Każdy zarób produkcyjny miał objętość 1,6 m^3. Składniki dodawano w następującej kolejności: kruszywo grube, kruszywo drobne, cement, wodę zarobową oraz domieszkę chemiczną. Całkowity czas homogenizacji mieszanki wyniósł 2 minuty.

Tablica 2. Skład betonu dla warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej.

Składniki	Ilość [kg/m^3]
CEM II/B-S + popiół lotny	370
Piasek 0/2mm	900
Grys wapienny 2/8mm	1000
Domieszka	Zgodnie z opisem w Tablicy 1
Stosunek wodno-cementowy	Ok. 0,36±0,01 (do otrzymania optymalnej konsystencji)

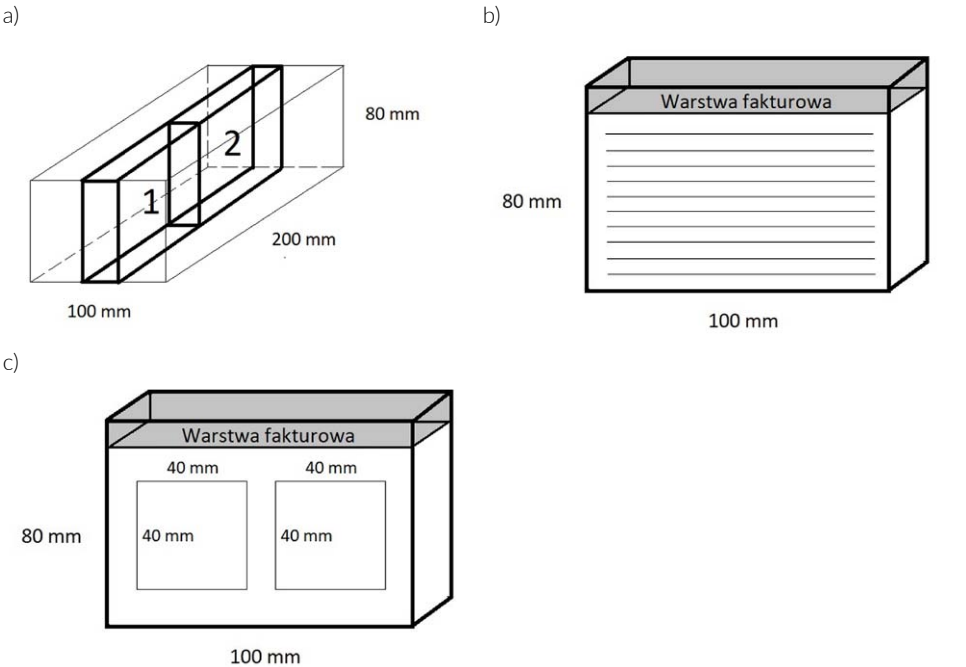
2.4. Metody badawcze i pobieranie próbek

Modyfikacje materiałowe badano za pomocą następujących metod badawczych:

- wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na ośmiu kostkach po 28 dniach dojrzewania zgodnie z PN-EN 1338:2005 zał. F. (maszyna wytrzymałościowa FORM+TEST model APLHA 3-3000S z zakresem do 3000kN)
- nasiąkliwości na trzech kostkach po 28 dniach dojrzewania zgodnie z PN-EN 1338:2005 zał. E
- charakterystyki porów w stwardniałym betonie – na 2 kostkach metodą trawersową bazującą na wymaganiach normy PN-EN 480-11:2008 [8]. Z racji odmiennego kształtu i dwuwarstwowej budowy kostki brukowej wycięto po dwie próbki z każdej kostki brukowej zgodnie ze schematem przedstawionym na Rys. 2a. Pomiary cięciw porów powietrznych wykonano za pomocą komputerowego systemu automatycznej analizy obrazu. Użyto mikroskopu stereoskopowego Nikon SMZ800, kamery cyfrowej QICAM Fast 1394 (1 pixel - 1,54 µm); stolika skaningowego Marzhäuser SCAN 150x150; oprogramowania Image Pro Plus 7.0. Zebrano obrazy na dwa sposoby. Po pierwsze, do analizy charakterystyki porów metodą trawersową. Długość linii trawersowej jednej próbki badawczej wynosiła 850 mm (Rys. 2b) z racji ograniczonej powierzchni warstwy konstrukcyjnej w przekroju. Łączna długość linii trawersowej z dwóch kostek wynosiła 3400 mm – po 1700 mm dla każdej kostki brukowej. Wyznaczono całkowitą zawartość powietrza (A), powierzchnię właściwą porów (α), wskaźnik rozmieszczenia porów (L) i zawartość mikroporów (A_{300}). Po drugie, zebrano złożone obrazy mikroskopowe z powierzchni o wymiarach około 40x40 mm – po dwa z każdej powierzchni badawczej (Rys 2c). Z obrazów wyznaczono całkowitą procentową zawartość pustek powietrznych na badanej powierzchni (A_{2D}) oraz odległości pomiędzy najbliższymi sąsiadującymi porami zgodnie ze wzorem (1):

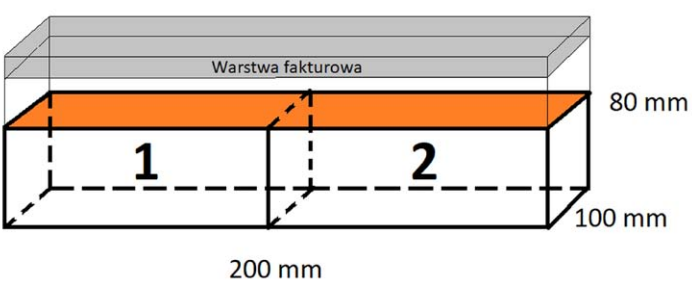
$$L = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2} - (r_1 + r_2) \quad (1)$$

gdzie: (X_i, Y_i) – pozycja środka pustki *i* na powierzchni obrazu
r_i – promień pustki *i*



Rys. 2. Schemat cięcia kostki brukowej do badań charakterystyki porów (a), prowadzenia linii trawersowej zgodny z PN-EN 480-11 (b), fragmentów zgładu wybranych do analizy powierzchniowej (c) warstwy konstrukcyjnej przekroju próbki badawczej

- współczynnika absorpcji wody I w stwardniałym betonie przeprowadzono metodą bazującą na metodzie zaczerpniętej z normy ASTM C1585-1 [9]. Po cztery próbki badawcze o wymiarach 100x100x50 mm wycięto z dwóch kostek brukowych po 56 dniach dojrzewania zgodnie ze schematem na Rys. 3. Wycięte próbki wysuszono do stałej masy (zmiana nie większa niż 0,1% między pomiarami odbywającymi się co 24h) w temperaturze 60˚C. Na podstawie zmiany masy próbek w funkcji czasu wywołanej zanurzeniem badanej powierzchni próbki w wodzie wyznaczono współczynnik początkowej szybkości absorpcji (S_i) oraz wtórnej szybkości absorpcji wody (S_s).



Rys. 3. Schemat cięcia kostki brukowej do badań podciągania kapilarnego (wyróżnienie – powierzchnia badawcza wyciętych próbek 1 i 2)

- porowatości dostępnej dla wody *E* wykonano zgodnie z normą francuską NF P18-459:2010 [10]. Próbki zostały nasycone próżniowo wodą, a następnie ważone w trzech stanach nasycenia wodą: całkowicie nasycone ważone wagą hydrostatyczną, całkowicie nasycone ważone wagą analityczną, oraz wysuszone do stałej masy w 105°C. Na podstawie różnic między pomiarami wyznaczono wartość porowatości dostępnej dla wody. Badanie przeprowadzono na 4 próbkach 100x100x50 mm wyciętych z dwóch kostek brukowych zgodnie ze schematem przedstawionym na Rys. 4.
- mrozoodporności zwykłej (stopień F150) – na 6 kostkach po 56 dniach dojrzewania zgodnie z PN-B-06265 zał. N

Kostki brukowe pobrano według ściśle określonego schematu (Rys. 4) odwzorowującego ułożenie kostek na blacie roboczym wibroprasy, gdzie:

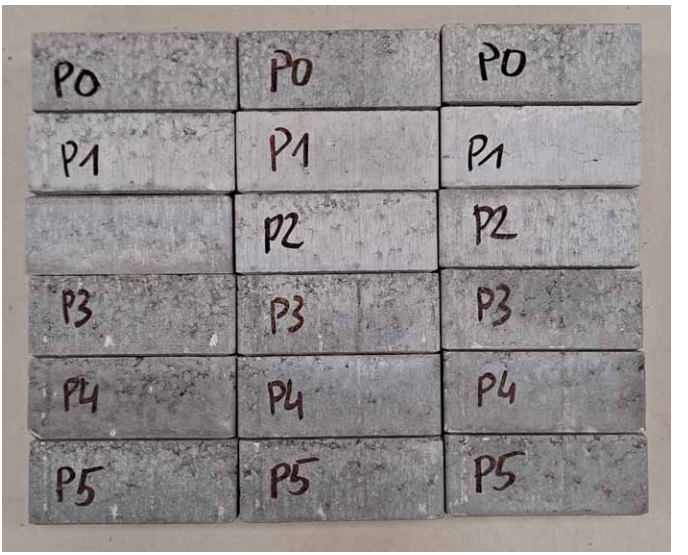
- wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu to: 2,11,15,30,33,41,44,53
- nasiąkliwość kostki: N1,N2,N3
- mrozoodporność zwykła: od 1-F150 do 6-F150
- charakterystyka porów: 1CH, 2CH, 3CH
- podciąganie kapilarne: 1PK i 2PK

	2	N1			
1-F150			1CH	11	1PK
		15	2-F150		
					3-F150
	2CH	2PK		N2	30
		33			
	4-F150			41	3CH
	44			5-F150	N3
		6-F150		53	

Rys. 4. Schemat pobrania kostek do badań.

3. Wyniki i dyskusja

Jednym z etapów oceny jakości wyprodukowanych kostek w ramach poszczególnych serii była ocena wizualna (Rys. 5). Największy wpływ na zmianę wyglądu powierzchni bocznych miała domieszka napowietrzająca (Próba 1 i Próba 2). W trakcie procesu zagęszczania wprowadzone powietrze zostało wyci**śnięte** wraz z częścią zaczynu z wnętrza kostki co w trakcie rozformowywania i unoszenia formy nada**ło** charakterystyczny zaciąg.



Rys. 5. Wygląd powierzchni bocznych kostek brukowych z poszczególnych prób.

Podstawowe właściwości trwałościowe kostki brukowej (wytrzymałość, nasiąkliwość i porowatość dostępna dla wody) badano po 28 dniach dojrzewania, a wyniki zebrano w Tablicy 3.

Tablica 3. Wyniki i kryteria oceny zgodności wytrzymałości, nasiąkliwości i porowatości dostępnej dla wody kostki brukowej.

Numer próby	Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu [MPa]		Nasiąkliwość [%]		Porowatość dostępna dla wody [%]
-	Min.	***Średnia***	Max.	***Średnia***	-
P0	3,3	3,8 ± 0,3	5,3	5,0 ± 0,3	14,0 ± 0,7
P1	3,7	4,2 ± 0,3	4,7	4,5 ± 0,1	11,0 ± 1,3
P2	3,7	4,2 ± 0,3	5,3	4,9 ± 0,5	11,4 ± 2,1
P3	4,4	4,7 ± 0,2	4,2	4,1 ± 0,1	12,6 ± 0,7
P4	3,8	4,3 ± 0,3	4,6	4,5 ± 0,2	12,3 ± 0,3
P5	3,9	4,4 ± 0,3	5,2	4,9 ± 0,3	11,6 ± 0,3
Wymagania PN-EN 1338	2,9	3,6	6,0	-	-
Wymagania GDDKIA*	3,6	-	5,5	5,0	-

**OST D-05.03.23 Nawierzchnia z betonowej kostki brukowej*

Kryteria oceny zgodności (Tablica 3) kostki brukowej pod względem wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu oraz nasiąkliwości różnią się w zależności od dokumentu odniesienia tj. normy PN-EN 1338:2005 i Ogólnej Specyfikacji Technicznej GDDKIA.

Biorąc pod uwagę wymagania normowe (wytrzymałość i nasiąkliwość) wynik pozytywny osiągnięto dla każdej badanej próby. Zgodnie z treścią OST dla nawierzchni z betonowej kostki brukowej żadna kostka nie powinna mieć wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu mniejszej niż 3,6 MPa. Zatem negatywny wynik uzyskano jedynie dla Próby 1. Wytyczne OST dla nasiąkliwości dotyczą wartości średniej, która nie może być większa niż 5,0%, ale dodatkowo żaden pojedynczy wynik nie może przekroczyć wartości 5,5%. Oba te parametry zostały osiągnięte we wszystkich próbach. Najkorzystniejszą wytrzymałość i nasiąkliwość wykazała próba P3 ($R_{śr}$=4,7MPa i $N_{śr}$=4,1%) i wynikała najprawdopodobniej z synergii mechanizmów hydrofobizacji porów kapilarnych i skutecznego upłynnienia mieszanki betonowej podczas zagęszczania w wibroprasie.

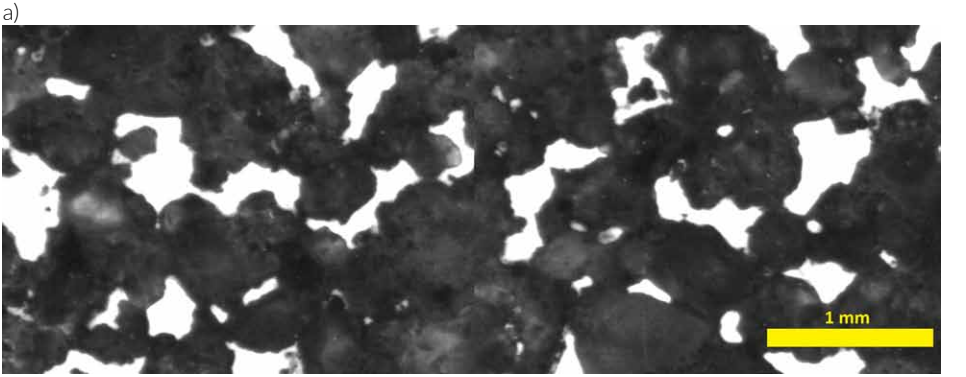
Wyniki badania porowatości dostępnej dla wody (Tablica 3) określającej porowatość otwartą betonu warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej są tożsame z badaniami nasiąkliwości. Widoczne jest zmniejszenie porowatości otwartej po modyfikacji betonu zaproponowanymi domieszkami. Napowietrzanie mieszanki betonowej spowodowało znaczące zwiększenie rozrzutu w wynikach porowatości dostępnej dla porów, co świadczy o niejednorodności betonu w warstwie konstrukcyjnej.

Tablica 4. Uśrednione badania charakterystyki porów i porowatości całkowitej na analizowanej powierzchni (A_{2D} – udział procentowy pustek powietrznych na powierzchni zgładu) warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej

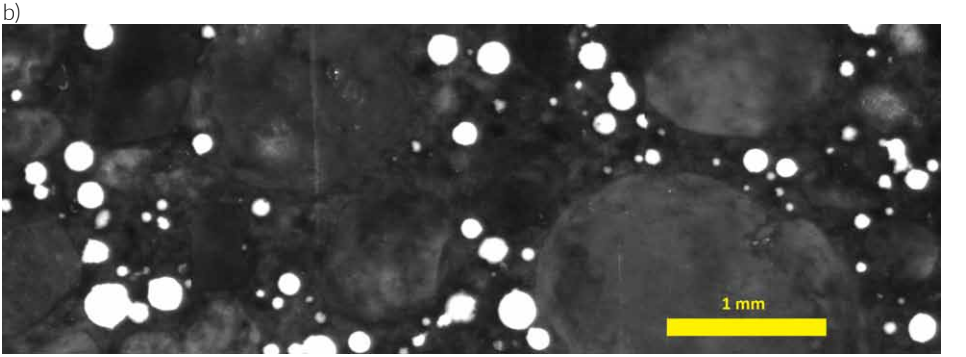
Numer próby	A_{2D} [%]	Charakterystyka porów PN-EN 480-11			
		A [%]	α [mm^{-1}]	$\overline{L}$ [mm]	A_{300} [%]
P0	7,1	10,4	17,1	0,17	3,1
P1	5,1	5,1	36,9	0,14	3,0
P2	5,9	8,2	27,7	0,13	3,9
P3	6,7	9,8	13,8	0,22	1,9
P4	6,8	7,3	25,0	0,16	4,0
P5	4,3	5,2	22,9	0,22	2,2

Wyniki badania charakterystyki porów dwoma metodami przedstawia Tablica 4. Charakterystyczną cechą mikrostruktury porów powietrznych warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej, odróżniającą ją od betonu zwykłego, jest różnorodność kształtów porów uwięzionych w betonie (Rys. 6). Uniemożliwia to dokładną analizę charakterystyki porów zgodnie z modelem Powersa stosowanym w normie PN-EN 480-11, gdyż brak jest wyraźnie kulistych obrazów porów na płaszczyźnie zgładu, a dominują pustaki o nieregularnych kształtach. Nieregularne pustki powietrzne powstają najprawdopodobniej w wyniku zamknięcia ich w zaczynie cementowym między ziarnami kruszywa, które zbliżyły się do siebie w wyniku prasowania betonu. Stąd pojawiają się pory o charakterystycznym dendrytycznym kształcie.

a)



b)



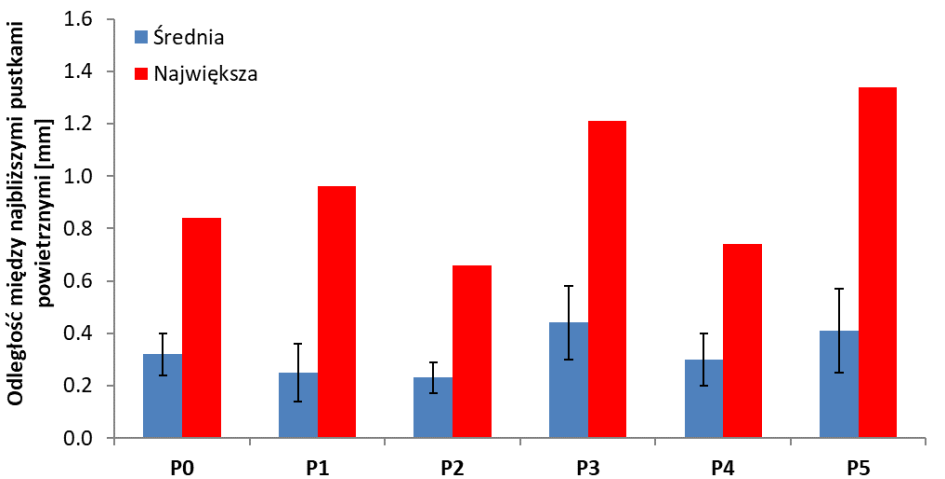
Rys. 6. Przykładowy obraz mikrostruktury porów warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej (a) i napowietrzonego betonu zwykłego (b) – porowatość na zgładzie odzwierciedla barwa biała

Całkowity udział powietrza w próbie referencyjnej P0 jest zdecydowanie większy niż w betonie zwykłym i charakteryzuję dużym udziałem pustek o rozmiarach mniejszych od 300 µm charakteryzujących beton napowietrzony (Tablica 5). Porównując udział procentowy porów zmierzony metodą powierzchniową (A_{2D}), obliczony jako stosunek pola pustek powietrznych do wielkości analizowanego obrazu, z całkowitą zawartością powietrza (A) widoczna jest zdecydowanie większa zawartość pustek powietrznych obliczana metodą normową. Uzyskana rozbieżność potwierdza problemy metodyczne metody normowej w określaniu charakterystyki porów warstwy konstrukcyjnej w dwuwarstwowej kostce brukowej.

Stosowanie domieszki napowietrzającej zmniejszyło całkowitą zawartość powietrza w porównaniu z domieszką referencyjną, a przyczyną było zmniejszenie udziału porów powietrznych charakteryzujących się znacznymi rozmiarami i nieregularnym kształtem. Podobne proporcje całkowitego powietrza A do A_{300} obserwowano także w połączeniu żywicy akrylowej i eteru polikarboksylanowego (P4). W przypadku mieszaniny polikarboksylanów i silanów/siloksanów w betonie (P3) charakterystykę porów wyróżnia mniejsza zawartością mikroporów A_{300} oraz dodatkowo mniejsza całkowita zawartość powietrza w przypadku domieszki uplastyczniającej na bazie żywicy akrylowej (P5).

Odniesienie uzyskanych wyników charakterystyki porów do mrozoodporność kostki brukowej nie jest tożsame z wymaganiami stawianymi dla betonu zwykłego, gdyż występują istotne różnice we właściwościach mechanicznych zaczynu cementowy

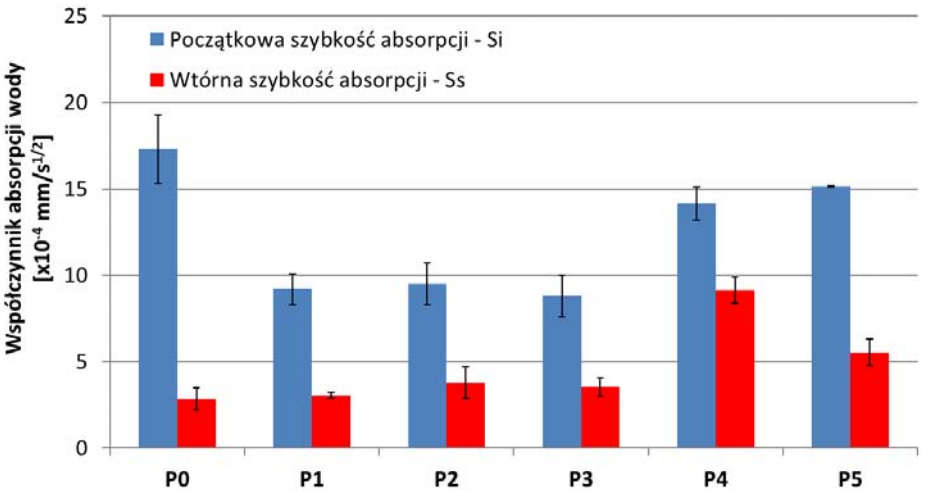
kostki brukowej, jak i jednorodności dystrybucji porów w całej objętości kostki. Różnice w jakości matrycy cementowej objawiają się dużą trudnością w przygotowaniu zgładu polerowanego z wyraźnie ostro zakończonymi krawędziami porów. Brak jednorodności betonu wykazano analizując odległości między sąsiadującymi pustkami powietrznymi (Rys. 7). Wyniki obliczeń średniej odległości między najbliższymi pustkami powietrznymi charakteryzowały się znacznym rozrzutem wyników. Odchylenie standardowe populacji zawierało się od 25 do 44% wielkości średniej i było tym większe, im większą maksymalną odległość między porami zarejestrowano dla serii betonu.



Rys. 7. Średnia i największa odległość między najbliższymi porami wyznaczona metodą analizy obrazu powierzchni zgładu warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej

Wyniki badania podciągania kapilarnego przedstawiono na Rys. 8. Szybkość absorpcji wody jest miarą pośrednio świadczącą o mikrostrukturze połączonych porów w betonie podczas podciągania wody przez naturalnie występujące siły kapilarne. Zmniejszenie początkowej szybkości absorpcji (S_i) betonu warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej po zastosowaniu zaproponowanych domieszek chemicznych świadczy o zmniejszeniu udziału połączonych porów kapilarnych o małych średnicach odpowiadających za podciąganie kapilarne w pierwszym okresie badania. W porównaniu od próby referencyjnej (P0) współczynnik absorpcji zmniejszył się w przypadku użycia domieszki napowietrzającej (P2 i P3) i upłynniająco-hydrofobizującej (P3) o około połowę. Z racji odmiennego wpływu domieszek na mieszankę betonową wyjaśnienie przyczyn zmian szybkości podciągania kapilarnego nie było możliwe. W powyższych przypadkach zmniejszenie szybkości podciągania kapilarnego betonu niekoniecznie jest związane z zagęszczeniem matrycy cementowej, a jedynie ograniczeniem generowanego ciśnienia kapilarnego. W przypadku hydrofobizacji mechanizmem ograniczającym podciąganie kapilarne może być uniemożliwienie absorpcji wody przez najmniejsze pory kapilarne w betonie, a w przypadku domieszki napowietrzającej przecinanie porów kapilarnych przez pęcherzyki powietrza ze zmniejszeniem ciśnienia kapilarnego. Wtórna szybkość absorpcji (S_s) jest miarą szybkości absorpcji wody przez duże pory kapilarne generujące małe ciśnienie kapilarne. Jedynie

w przypadku betonu z domieszką upłynniającą (P4) występuje trzykrotnie większy współczynnik absorpcji, a pozostałe betony nie różnią się istotnie S_s.



Rys. 8. Szybkość absorpcji wody warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej

Z przeprowadzonych badań mrozoodporności wynika (Tablica 5) iż kryterium zawartego w OST GDDKiA nie spełniono w próbach P0, P1 i P2. Próba referencyjna P0 potwierdziła problemy ze spełnieniem kryteriów stawianych w OST, pomimo, że 5 z 6 próbek spełniło wymagania. W odróżnieniu od prób P1 i P2, ze środkami powierzchniowo czynnymi jed-

Tablica 5. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu kostek poddanych 150 cyklom zamrażania/rozmrażania (wyróżnienie – nie spełnia kryterium)

Numer próby/numer próbki	Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu kostek poddanych przemiennemu zamrażaniu/rozmrażaniu [MPa]						Odchylenie standardowe
	1 F150	2 F150	3 F150	4 F150	5 F150	6 F150	-
P0	3,2	3,7	3,4	**2,4**	4,0	3,3	0,54
P1	**0,5**	5,7	**1,5**	4,2	**1,9**	**0,1**	2,19
P2	**0,3**	5,1	**1,9**	4,3	**2,5**	**0,3**	2,00
P3	4,3	4,9	4,9	3,7	5,6	4,1	0,68
P4	5,3	4,5	4,7	4,0	5,9	4,5	0,68
P5	4,0	3,7	3,9	4,5	4,1	5,0	0,47
Wymagania PN-EN 1338	brak						-
Wymagania OST GDDKIA*	Żadna kostka nie powinna mieć wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu mniejszej niż 2,9 MPa.						-

**OST D-05.03.23 Nawierzchnia z betonowej kostki brukowej*

norodność mieszanki betonowej była zadowalająca. Zróżnicowanie wyników w przypadku prób P1 i P2 jest nieakceptowalne, co świadczy o dużej niejednorodności betonu i jest bezpośrednią przyczyną niespełnienia kryterium. Przyczyny niejednorodności mogą wynikać z niewłaściwych parametrów technologicznych przy produkcji kostki dla domieszki napowietrzającej, tj. zbyt krótka homogenizacja, niewłaściwy czas zagęszczania, problemy z właściwym zasypem gniazd formy, itp. Odporność na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie otrzymano stosując mieszaniny domieszek (P3 i P4) oraz P5 (żywica akrylowa). Minimalna wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu przewyższała w tych przypadkach kryterium od 28 do 103%, a rozrzut wyników na akceptowalnym poziomie.

4. Wnioski

Z przeprowadzonych badań wynika, że stosowanie domieszek napowietrzających w betonie wibroprasowanym nie jest efektywnym rozwiązaniem technologicznym, gdyż obserwuje się skutek odwrotny do zamierzonego, tzn. następuje zmniejszenie udziału powietrza w kostce brukowej. Dotyczy to przede wszystkim zmniejszenia udziału porów o największych średnicach i nie ma znaczącego wpływu na poprawę mrozoodporności betonu. Jednocześnie badania wskazują, że napowietrzanie betonu wibroprasowanego powoduje problemy z jednorodnością kostki brukowej. Zaproponowane domieszki upłynniające i uplastyczniające z dodatkami hydrofobizującymi wykazują skuteczność w poprawie mrozoodporności warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej. Dodatkowo zmniejszają nasiąkliwość, udział porowatości otwartej, szybkość absorpcji wody w wyniku podciągania kapilarnego betonu poprzez lepsze zagęszczenie matrycy cementowej i hydrofobizacji porowatości otwartej warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej.

Przeprowadzone badania wykazały, że stosowanie domieszek chemicznych charakteryzujących się większą efektywnością zagęszczania mieszanki betonowej podczas wibroprasowania pozwala z powodzeniem stosować cementy niskoemisyjne (wieloskładnikowe) bez negatywnego wpływu na mrozoodporność warstwy konstrukcyjnej dwuwarstwowej kostki brukowej.

Literatura

[1] M. Doering, Ł. Mrozik, J. Gajewski, „Stan aktualny i tendencje rozwoju rynku betonowej kostki brukowej" Materiały Budowlane, 9'2014
[2] Spectis, raport „Rynek wyrobów betonowych w Polsce 2022-2027".
[3] strona internetowa https://klimada2.ios.gov.pl
[4] PN-EN 1338:2005 Betonowe kostki brukowe -- Wymagania i metody badań
[5] PN-EN 1339:2005 Betonowe płyty brukowe -- Wymagania i metody badań
[6] PN-EN 1340:2004 Krawężniki betonowe -- Wymagania i metody badań
[7] PN-B-06265:2022-08 Beton -- Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność -- Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08
[8] M. Dąbrowski, Wpływ dodatku popiołów lotnych wapiennych na mikrostrukturę i mrozoodporność kompozytów o matrycach cementowych, Praca doktorska, IPPT PAN 2016
[9] ASTM C1585-13 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes
[10] NF P18-459:2010 Concrete. Testing hardened concrete.Testing porosity and density

Wioletta Jackiewicz-Rek
Maciej Kalinowski
Karol Chilmon
Jakub Zabawski

Ocena przydatności metody ultradźwiękowej w badaniu wybranych właściwości betonu wodoprzepuszczalnego

EVALUATION OF THE USEFULNESS OF THE ULTRASONIC METHOD IN THE STUDY OF SELECTED PROPERTIES OF PERVIOUS CONCRETE

Streszczenie

Beton wodoprzepuszczalny jest coraz częściej wykorzystywany jako materiał do konstrukcji nawierzchni dróg o niskim natężeniu ruchu oraz prefabrykowanych elementów betonowych (np. płyt chodnikowych) ze względu na unikalną zdolność do filtracji wody, przyczyniającą się do poprawy lokalnych warunków retencji. Autorzy zdecydowali się ocenić przydatność metody ultradźwiękowej do oszacowania wybranych właściwości betonu wodoprzepuszczalnego ze względu na długotrwały i uciążliwy charakter standardowych badań dotyczących jamistości takiego rodzaju betonu, utrudniający kontrolę jakości w przypadku produkcji przemysłowej. Biorąc pod uwagę wpływ jamistości na szereg właściwości tego typu betonów, przeprowadzono dwuetapowy plan badawczy. W pierwszej kolejności zbadano zależność pomiędzy całkowitą zawartością pustek powietrznych (w zakresie 6 – 32 %), a wybranymi właściwościami betonów wodoprzepuszczalnych – wskaźnikiem filtracji i wytrzymałością na ściskanie. W kolejnej fazie eksperymentu, zbadano zależność pomiędzy szybkością rozchodzenia się fali ultradźwiękowej, a wybranymi właściwościami betonu wodoprzepuszczalnego (jamistością i modułem sprężystości podłużnej). Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, iż badania ultradźwiękowe pozwalają oszacować jamistość oraz moduł Younga materiału w sposób nieniszczący, a tym samym ocenić pozostałe właściwości badanego elementu. Wraz ze zwiększeniem znaczenia właściwości specjalnych kompozytów w budownictwie służących poprawie warunków środowiskowych, betony jamiste wpisują się w założenia zarówno zrównoważonego rozwoju jak i umożliwiają lokalną poprawę warunków wodnych. Na podstawie przeprowadzonych badań dotyczących właściwości betonów jamistych jak i metod ich badania, można sformułować następujące wnioski:

dr inż. Wioletta Jackiewicz-Rek – Politechnika Warszawska
mgr inż. Maciej Kalinowski – Politechnika Warszawska
mgr inż. Karol Chilmon – Politechnika Warszawska
inż. Jakub Zabawski – Politechnika Warszawska

- Całkowita zawartość pustek powietrznych w betonie jamistym w istotny sposób wpływa na jego wytrzymałość na ściskanie, wodoprzepuszczalność i moduł sprężystości podłużnej,
- Całkowita zawartość pustek powietrznych betonu jamistego może być wykorzystana jako parametr do oceny jego pozostałych właściwości,
- Metoda ultradźwiękowa okazała się być użyteczną metodą oceny jamistości betonu wodoprzepuszczalnego i jego modułu sprężystości podłużnej, choć konieczne są dalsze badania w celu oceny dokładności metody, zwłaszcza na elementach wielkogabarytowych.

Abstract

Pervious concrete is increasingly being used as a material for the construction of low-traffic road surfaces, as well as precast concrete elements (e.g., paving slabs) due to its unique ability to filter water contributing to improved local retention. The authors decided to evaluate the suitability of the ultrasonic method for estimating selected properties of pervious concrete due to the lengthy and cumbersome nature of porosity testing of this type of concrete, making quality control difficult in the case of industrial production. Taking into account the influence of porosity on a number of properties of this type of concrete, a two-stage research plan was carried out. First, the relationship between porosity (in the range of 6 - 32%) and selected properties of water-permeable concretes - filtration rate and compressive strength - was investigated. In the next phase of the experiment, the relationship between the rate of ultrasonic wave propagation and selected properties of water-permeable concrete (porosity and longitudinal modulus of elasticity) was studied. Based on the results, it was concluded that ultrasonic testing allows estimating the porosity and Young's modulus of the material in a non-destructive way, and thus assessing the other properties of the tested element. With the increasing importance of the properties improving environmental conditions of composites in construction, pervious concretes fit in with the tenets of both sustainable development and methods for local improvement of water conditions. Based on the research conducted on the properties of pervious concretes as well as their testing methods, the following conclusions can be made:

- The total content of air voids in pervious concrete significantly affects its compressive strength, water permeability, and longitudinal modulus of elasticity,
- The total air void content of pervious concrete can be used as a parameter to evaluate its other properties,
- The ultrasonic method has proven to be a useful method for evaluating the air void content of water-permeable concrete and its longitudinal modulus of elasticity. However, further research is needed to evaluate the accuracy of the method, especially on large-scale elements.

1. Wprowadzenie

Obecnie na świecie około 3,9 mld ludzi mieszka na obszarach miejskich, czyli 54% światowej populacji [1]. Ze względu na stale rosnącą liczbę ludności w miastach, wiele aglomeracji powiększa swoje obszary, budując nowe osiedla i infrastrukturę transportową. Budowa nowych metropolii powoduje ciągły wzrost powierzchni nieprzepuszczalnych, pokrytych wcześniej w dużej części roślinnością, co przy stale zmieniających się warunkach hydrologicznych i atmosferycznych skutkuje zwiększeniem uciążliwości związanej z zarządzaniem wodą w miastach [2].

Konwencjonalne nawierzchnie zwiększają ilość spływu wód burzowych do kanalizacji, które często nie są przystosowane do utrzymania wysokiego przepływu wody w czasie. Konsekwencją tego jest zwiększone ryzyko wystąpienia powodzi na terenach miejskich [2]. W odpowiedzi na szkodliwe skutki urbanizacji w postaci powodzi i suszy, na świecie pojawiły się koncepcje na radzenie sobie ze skutkami ubocznymi tego procesu. W Chinach, na przełomie lat 2012-2013, po silnych powodziach, gospodarka wodami opadowymi uległa znacznej poprawie dzięki koncepcji znanej jako „Sponge City" [3]. Koncepcja ta ma na celu stworzenie jak największej liczby powierzchni przepuszczalnych i magazynujących wodę, takich jak zielone dachy, tarasy widokowe, jeziora, stawy czy chodniki oraz drogi o przepuszczalnych nawierzchniach. Infrastruktura powstała w ramach koncepcji miasta gąbki nie tylko przyczynia się do poprawy gospodarki wodnej, ale również poprawia jakość powietrza w mieście dzięki większej ilości terenów zielonych oraz zmniejszeniu efektu miejskiej wyspy ciepła [4]. Jakość powietrza może również zostać poprawiona poprzez uwzględnienie w składzie nawierzchni wodoprzepuszczalnych materiałów fotokatalitycznych [5,6]. Powierzchnie wodoprzepuszczalne są niezbędne do zwiększenia retencji wody w miastach, a cel ten można osiągnąć stosując na przykład beton jamisty.

Beton jamisty jest to kompozyt o otwarto-porowatej strukturze, umożliwiającej swobody przepływ płynów przez jego strukturę [7]. Beton zwykły projektowany jest w sposób zapewniający prawie całkowite wypełnienie pustek między ziarnami kruszywa grubego zaprawą cementową, natomiast w betonie jamistym zaprawa spaja ziarna kruszywa grubego jedynie punktowo w miejscach styku. Efekt ten uzyskuje się poprzez stosowanie kruszywa o nieciągłej krzywej uziarnienia oraz poprzez nieuwzględnienie kruszywa drobnego lub znaczne zmniejszenie jego ilości w kompozycie. Działania te służą zwiększeniu ogólnej objętości makroporów w kompozycie (jamistości), poprawiając przepuszczalność materiału [7]. W betonach zwykłych przepuszczalność wody jest celowo ograniczana, by zmniejszyć negatywny wpływ warunków środowiskowych na właściwości materiału. W betonie jamistym woda przepływa przez otwarte puste przestrzenie, tworzące sieć połączonych ze sobą porów [4,7].

Na całym świecie istnieją różne zastosowania dla betonu jamistego, głównie ze względu na jego zdolności do przepuszczania wody [8]. Wodoprzepuszczalność betonu jamistego umożliwia przechwytywanie opadów atmosferycznych, dzięki czemu mogą one zasilać wody gruntowe i wspomagać małą retencję. Podstawowym celem zastosowania nawierzchni z betonu jamistego jest odprowadzenie spływów powierzchniowych i jednocześnie nadmiaru wód opadowych z miasta. Dodatkowo, nawierzchnia drogowa wykonana z betonu jamistego przyczynia się do znacznego zmniejszenia hałasu, pochodzącego od poruszających się po niej pojazdów [9]. Z uwagi na to, że beton jamisty ma mniejszą wytrzymałość na ściskanie niż zwykły beton, stosuje się go głównie na drogach o małym natężeniu ruchu, podjazdach, parkingach i chodnikach. Kolejnymi zastosowaniami betonów jamistych są podbudowy w nawierzchniach z betonu cementowego

oraz nawierzchnie z drobnowymiarowych elementów betonowych, jak opisano w [9]. Dodatkowo, betony jamiste znajdują zastosowanie w stabilizacji skarp oraz w budowie ekranów akustycznych lub tłumików torowych.

Właściwości mechaniczne i wodoprzepuszczalność betonu jamistego zależą od jego jamistości. Wraz ze wzrostem objętości makroporów, a tym samym ze wzrastającą wodoprzepuszczalnością, pogarszają się właściwości mechaniczne takiego betonu [10]. Zazwyczaj betony jamiste charakteryzują się zawartością pustek powietrznych w całości swojej objętości na poziomie 10-30%. Proces produkcji tego typu betonu jest skomplikowany i znacznie różni się od produkcji betonu zwykłego. Ostateczna jamistość stwardniałego betonu wodoprzepuszczalnego zależy od kilku zmiennych, w tym od właściwości reologicznych mieszanki betonowej i techniki jej zagęszczania [4,7]. Na właściwości mechaniczne betonu jamistego wpływa głównie całkowita zawartość pustek powietrznych w jego objętości, w mniejszym stopniu proporcje pomiędzy jego składnikami (kruszywo, cement, woda, piasek). Stosunek wody do cementu oraz zawartość cementu w mieszance betonu jamistego mają jednak zasadniczy wpływ na trwałość materiału, przede wszystkim na jego odporność na zamarzanie i rozmarzanie [4].

2. Cel i zakres badań

W badaniach wstępnych Autorzy postanowili zbadać zależność pomiędzy jamistością betonu wodoprzepuszczalnego a jego podstawowymi właściwościami: wytrzymałością na ściskanie i wodoprzepuszczalnością. Wszystkie badane betony jamiste charakteryzowały się takim samym stosunkiem woda/cement. Natomiast proporcje masowe pomiędzy składnikami mieszanki betonowej (cementem, kruszywem drobnym, kruszywem grubym) były zmienne.

W drugiej części eksperymentu, dla wybranej grupy różnych betonów jamistych, zbadano zawartość pustek powietrznych dostępnych dla wody i moduł sprężystości podłużnej, aby stwierdzić, czy jamistość również wpływa tę właściwość. Na koniec zbadano, czy metoda ultradźwiękowa może być wykorzystana do oceny jamistości betonu wodoprzepuszczalnego. Jako zmienne niezależne w planie badań przyjęto stosunek masowy cementu do piasku (c/p) w zaprawie wchodzącej w skład mieszanki betonowej oraz stosunek masowy zaprawy do kruszywa grubego (z/k). W ten sposób uzyskano składy mieszanek o zróżnicowanej zawartości cementu portlandzkiego – od 245 do 540 kg/m^3. Jamistość mieszanki betonowej była kontrolowana poprzez czas zagęszczania i właściwości reologiczne mieszanki betonowej. Ciekłość mieszanek betonowych regulowano przy użyciu superplastyfikatora PCE. W badaniach wstępnych, dotyczących wytrzymałości na ściskanie, wodoprzepuszczalności i jej zależności od jamistości betonu wodoprzepuszczalnego, przygotowano kilka różnych serii betonów jamistego (Tabela 1). Oprócz jamistości poszczególne serie różniły się proporcjami pomiędzy głównymi składnikami mieszanki betonowej, tak by móc ocenić, która z analizowanych zmiennych (jamistość czy skład materiałowy w przyjętym zakresie) ma najistotniejszy wpływ na właściwości uzyskanego kompozytu cementowego. Stosunek wody do cementu utrzymywany był na stałym poziomie 0,30. W ramach badań na tym etapie, wykonano oznaczenia wytrzymałości na ściskanie oraz wodoprzepuszczalności, w celu ustalenia zależności pomiędzy jamistością betonu wodoprzepuszczalnego a jego właściwościami.

Tabela 1. Charakterystyka składów próbek betonu jamistego wykorzystanych w badaniach wstępnych

ID	w/c [-]	c/p [-]	z/k [-]	SP [% m.c.]
1	0,3	100,00	0,23	0,30
2		100,00	0,25	0,30
3		100,00	0,26	0,30
4		100,00	0,28	0,30
5		6,50	0,31	0,40
6		3,00	0,35	0,50
7		1,90	0,39	0,60
8		1,60	0,36	0,40
9		1,60	0,44	0,40
10		1,60	0,48	0,40
11		0,50	0,41	1,80
12		0,75	0,41	0,65
13		1,40	0,41	0,45
14		1,80	0,41	0,35
15		1,00	0,41	0,50
16		1,00	0,41	0,60
17		1,00	0,41	0,70
18		1,00	0,45	0,50
19		1,15	0,43	0,85
20		1,15	0,43	0,75
21		1,15	0,44	0,55
22		1,15	0,44	0,65

W kolejnym etapie eksperymentu, dotyczącym zależności między modułem sprężystości podłużnej, a jamistością betonu wodoprzepuszczalnego, stosunek wody do cementu (w/c) we wszystkich betonach był stały i wynosił 0,30. Stosunek c/p przyjęto jako 1,15 lub 1,618, a stosunek z/k wahał się od 0,40 do 0,44. Zestawienie przygotowanych serii próbek betonu jamistego przedstawiono w Tabeli 2. Pomimo że kilka serii charakteryzowało się identycznymi proporcjami poszczególnych składników w mieszance, to zawartość pustek powietrznych w objętości próbek różniła się między sobą. Różnica w jamistości została osiągnięta dzięki różnym czasom zagęszczania dla poszczególnych serii.

Mieszanki betonu jamistego były zagęszczane przez określony czas przy użyciu stołu wibracyjnego (częstotliwość 50 Hz). Czas wibracji wahał się od 3 do 15 sekund, w zależności od urabialności mieszanki i projektowanego zakresu jamistości. Próbki rozformowano po 24 godzinach od przygotowania. Po rozformowaniu, próbki przechowywano do czasu badań w wodzie (temperatura = 20 ± 2°C)

Tabela 2. Charakterystyka składów projektowanych betonów jamistych

Oznaczenie serii	w/c [-]	c/p [-]	z/k [-]	SP [% m.c.]	Projektowany zakres jamistości [%]
PC1	0,3	1,15	0,42	0,6	12-16
PC2				0,8	16-20
PC3				0,8	18-22
PC4				0,5	10-14
PC5				0,4	28-32
PC6			0,44	0,6	9-13
PC7		1,618	0,40	0,6	20-24
PC8			0,41	0,6	10-14
PC9			0,42	0,6	18-22
PC10			0,43	0,6	6-10
PC11			0,44	0,6	12-18

2.1 Materiały

W badaniu wykorzystano cement CEM II A/S 52,5 R. Jego właściwości były zgodne z normą PN-EN 197-1. Jako kruszywo drobne zastosowano piasek rzeczny wiślany 0/2, który spełniał wymagania normowe PN-EN 13139. Jako kruszywo grube zastosowano grys gabro 4/8 z kopalni Słupiec Nowa Ruda, które spełniało wymagania normowe PN-EN-13043. Zastosowano wodę wodociągową, spełniającą wymagania normy PN-EN 1008. Do mieszanki betonowej dodano superplastyfikator PCE, służący do modyfikacji właściwości reologicznych mieszanek betonowych. Spełniał on wymagania normy PN-EN 934-2 i charakteryzował się elektrostatycznym i sterycznym mechanizmem działania.

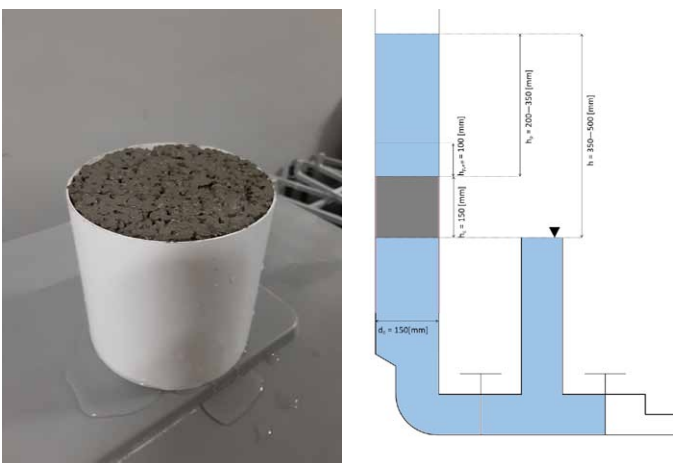
2.2 Metody

Współczynnik filtracji był badany metodą zmiennego słupa wody. Zmierzono przepuszczalność betonu jamistego na próbkach cylindrycznych o średnicy 150 mm i wysokości 150 mm. Badanie przeprowadzano w 28. dniu dojrzewania próbek. Przepuszczalność wody defniowano współczynnikiem filtracji k [mm/s] i obliczano według równania. (1) [11],

$$k = aL/At \cdot ln(h1/h2) \quad (1)$$

gdzie a - pole przekroju poprzecznego cylindrycznej rurki pomiarowej [mm^2], A - pole przekroju poprzecznego próbki cylindrycznej [mm^2] (w obliczeniach współczynnik a/A wynosił jeden ze względu na odpowiednią konstrukcję urządzenia pomiarowego), L - wysokość próbki cylindrycznej [mm], t - czas opadania słupa wody od h1 do h2 [s], h1 - początkowa wysokość słupa wody, od której rozpoczyna się pomiar [mm], h2 - końcowa wysokość słupa wody, przy której kończy się pomiar [mm].

Aby wyeliminować problem przepływu wody w przestrzeni pomiędzy próbką a urządzeniem badawczym, przygotowano cylindryczne próbki betonu w dodatkowym plastikowym cylindrze, w którym umieszczono próbkę w urządzeniu pomiarowym (rys. 1). Dzięki zastosowaniu takiego rodzaju uszczelnienia pionowej powierzchni zewnętrznej próbki, cały przepływ wody w urządzeniu pomiarowym odbywał się przez objętość próbki, co pozwoliło na dokładniejsze określenie współczynnika filtracji. Ponieważ w badaniu wodoprzepuszczalności betonu zakłada się laminarny przepływ cieczy przez badany materiał, przyjęto, że pomiar czasu, w którym słup wody zmniejsza swoją wysokość o określoną wartość (wartość wymagana do obliczenia współczynnika filtracji k) rozpoczyna się po ustabilizowaniu się przepływu cieczy przez próbkę badanego materiału, w odległości 100 mm od górnej powierzchni próbki (250 mm wysokości słupa wody) do górnej powierzchni badanej próbki (150 mm wysokości słupa wody).



Rysunek 1. Plastikowy cylinder uszczelniający dla próbek betonu przepuszczalnego podczas badania przepuszczalności oraz schemat urządzenia pomiarowego używanego do badania przepuszczalności (kolor szary pokazuje umieszczenie próbki betonu, a niebieski obecność wody przed otwarciem środkowego zaworu wymuszającego przepływ wody)

Badanie zawartości pustek powietrznych dostępnych dla wody betonu wodoprzepuszczalnego wykonano metodą hydrostatyczną. Próbki o różnych wymiarach - kostki 100x100x100mm (połowa próbek przygotowanych do badań wytrzymałości na ściskanie została poddana ściskaniu, a druga połowa badaniom zawartości pustek powietrznych), cylindry 150x75mm (uzyskane poprzez przecięcie cylindrów 150x150mm wykonanych do badania przepuszczalności wody) oraz cylindry 150x100mm (uzyskane poprzez przecięcie cylindrów 150x300mm wykonanych do badania modułu sprężystości podłużnej). Przed badaniami próbki były pielęgnowane przez 28 dni w wodzie. Technika badania składała się z kilku etapów. Najpierw zmierzono masę hydrostatyczną próbek. Następnie próbki suszono w stałej temperaturze 100°C przez 24 godziny (podczas opracowywania procedury na podstawie badań wstępnych uznano, że 24 godziny suszenia wystarczą do skutecznego wysuszenia betonu jamistego). Następnie zmierzono suchą masę próbek. W kolejnym kroku, próbkę umieszczano w worku foliowym i zamykano próżniowo przy

użyciu urządzenia InstroTrek Corelok. Tak przygotowana sucha próbka została następnie umieszczona na wadze hydrostatycznej.

$$P = (V_{sb} - V_s)/V_{sb} \quad (2)$$

$$V_s = (m_1 - m_2)/\rho_w \quad (3)$$

$$V_{sb} = ((m_2 + m_b - m_3)/\rho_w) - V_b \quad (4)$$

Zawartość pustek powietrznych obliczono według równania (2), gdzie P - Zawartość pustek powietrznych w stwardniałym betonie jamistym [%], V_{sb} - całkowita objętość próbki (pustki i szkielet materiałowy) [cm^3], V_s - objętość szkieletu materiałowego [cm^3]. V_s obliczono wg równania (3), gdzie m_1 - masa nieuszczelnionej próbki na wadze hydrostatycznej [g], m_2 - masa suchej próbki [g], a V_{sb} obliczono wg równania (4), gdzie m_2 - masa suchej próbki [g], m_b - masa worka foliowego [g], m_3 - masa hydrostatyczna uszczelnionej próbki [g], V_b - objętość worka foliowego [cm^3], ρ_w – gęstosc wody [g/cm^3]. Objętość szkieletu materiału oraz całkowitą objętość próbki obliczono wykorzystując różnicę pomiędzy odczytem masy próbki zmierzonej na wadze hydrostatycznej i zwykłej, zgodnie z prawem Archimedesa.

W celu oceny przydatności betonu jamistego jako materiału na elementy prefabrykowane przeprowadzono badanie wytrzymałości na ściskanie wg PN-EN 12390-3 po dwóch dniach.

Badanie modułu sprężystości podłużnej przeprowadzono zgodnie z normą ASTM C469. Zewnętrzna struktura próbki z betonu jamistego praktycznie uniemożliwia zastosowanie metody opisanej w PN-EN 12390-13 - w metodzie tej należy wprowadzić trzy tensometry w powierzchnię boczną próbki. W przypadku betonu jamistego, ze względu na dużą liczbę porów i pustek w objętości w warstwie zewnętrznej badanych próbek, taki układ doświadczalny nie pozwala na uzyskanie powtarzalnych wyników. W metodzie ASTM C469 tensometr mocowany jest do urządzenia wzorcowego, w którym umieszcza się badaną próbkę.

Przed badaniem modułu Younga, próbki cylindryczne o wymiarach 150 x 300 mm pielęgnowano przez 28 dni. Górna powierzchnia cylindrów była szlifowana ze względu na wystające kruszywo ponad nominalne wymiary form. Przed badaniem próbkę umieszczono w urządzeniu składającym się z trzech metalowych pierścieni ze śrubami i dwóch pionowych podpór (Rys. 2).

Rysunek 2. Próbka betonu wodoprzepuszczalnego w trakcie badania modułu Younga wg ASTM C469

Górny i dolny pierścień były przykręcone do próbki. Maksymalna wartość siły ściskającej wynosiła 40% wartości wytrzymałości na ściskanie wyznaczonej przed badaniem modułu sprężystości podłużnej na jednej próbce z serii.. Z pomiaru otrzymano wykresy naprężenie-odkształcenie. Moduł Younga jest określony przez nachylenie siecznej do osi odkształcenia na wykresie naprężeń (odkształceń).

Prędkość propagacji fali ultradźwiękowej badano zgodnie z normą PN-EN 12504-4. Do badań wykorzystano cylindryczne próbki z betonu przepuszczalnego o wymiarach nominalnych 150x300 mm oraz 150x100 mm (regularne próbki cylindryczne przecięte na trzy) pielęgnowane przez minimum 28 dni. Badanie przeprowadzono przy użyciu betonoskopu do betonu Proceq, stosując głowice walcowe o częstotliwości 54 kHz (Rysunek 3).

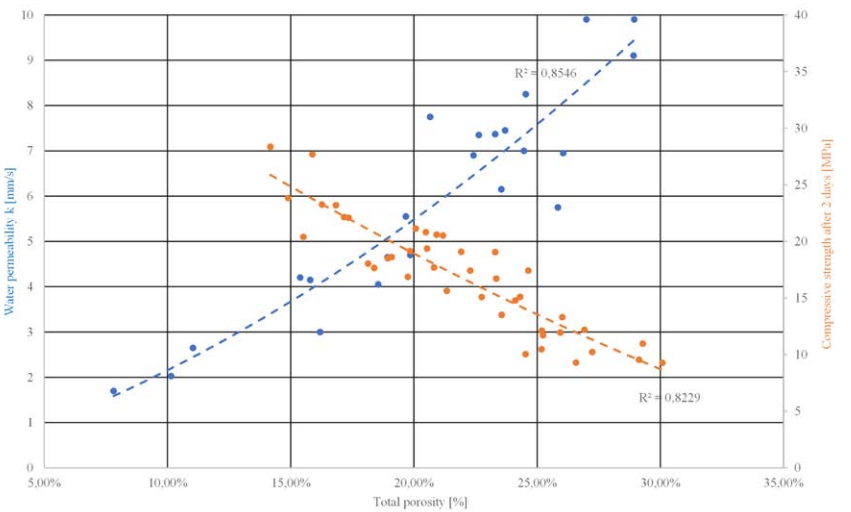
Rysunek 3. Stanowisko badawcze prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w betonie wodoprzepuszczalnym

Przed określeniem prędkości rozchodzenia się fali ultradźwiękowej urządzenie zostało skalibrowane za pomocą odpowiedniej próbki referencyjnej. Głowice pokryte żelem stosowanym do badań medycznych USG umieszczano po obu stronach próbki w kierunku formowania. Żel nakładano w celu wyeliminowania poduszki powietrznej pomiędzy sondą a próbką. Głowice ustawiano współosiowo - takie ułożenie zapobiegało błędom pomiarowym.

3. Wyniki

Na podstawie badań wstępnych zbadano zależność pomiędzy zawartością pustek powietrznych betonu jamistego a jego właściwościami. Stwierdzono, że niezależnie od składu mieszanki betonowej, wytrzymałość na ściskanie i wodoprzepuszczalność są silnie uzależnione od zawartości pustek powietrznych w materiale (Rysunek 4). Wyniki te są zgodne z rezultatami prezentowanymi w literaturze naukowej na ten temat [12,13]. Wpływ różnej zawartości poszczególnych składników w betonie jamistym można zaobserwować badając jego trwałość, przykładowo odporność na zamarzanie i rozmarzanie [13,14]. Po dostrzeżeniu wpływu jamistości na podstawowe właściwości betonu jamistego można zadać pytanie, czy jakieś inne właściwości można z nią bezpośrednio powiązać. Jednym z najważniejszych parametrów elementów wykonanych z betonu jest jego moduł sprężystości, gdyż opisuje on zależność pomiędzy wytrzymałością materiału a jego

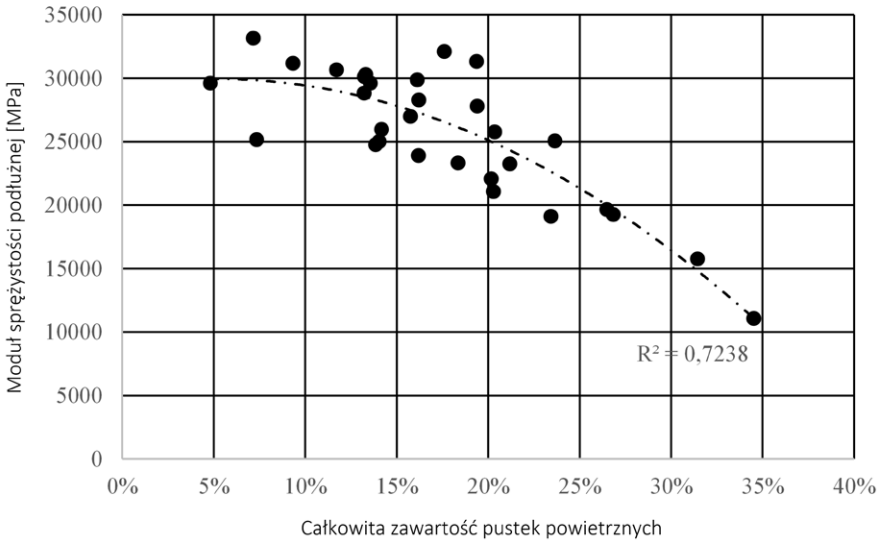
odkształceniem. Beton jamisty można określić jako beton z matrycą cementową, która nie wypełnia wszystkich makroporów pomiędzy ziarnami kruszywa [12,15]. W związku z tym, należy spodziewać się zmiany modułu sprężystości w porównaniu z betonem zwykłym o podobnym składzie.



Rysunek 4 Wykres zależności między zawartością pustek powietrznych w betonie jamistym a jego właściwościami: wytrzymałością na ściskanie po dwóch dniach i wodoprzepuszczalnością

Przeprowadzone badania potwierdziły, że jamistość betonu wodoprzepuszczalnego wpływa bezpośrednio na jego moduł sprężystości (rys. 5). Wraz ze wzrostem jamistości maleje moduł sprężystości podłużnej betonu jamistego Zależność ta spowodowana jest wzrostem zawartości makro pustek powietrznych w betonie, kierunkujących propagację naprężeń w strukturze materiału i zwiększających odkształcenie elementu poddanego naprężeniom. W zależności od jamistości betonu wodoprzepuszczalnego, w zaprojektowanym eksperymencie moduł sprężystości zmieniał się od ok. 30 GPa dla zawartości pustek powietrznych ok. 5% do ok. 10 GPa dla zawartości pustek powietrznych ok. 35%. Ponieważ betony jamiste w tej fazie eksperymentu różniły się również składem, potwierdzono, że dla wybranego zakresu stosunków c/p i z/k zawartość pustek powietrznych betonu jamistego była decydującym czynnikiem wpływającym na właściwości betonu projektowanego.

Ponieważ od jamistości betonu wodoprzepuszczalnego zależą jego podstawowe właściwości [9-18], metody szybkiej oceny tej właściwości betonu pozwoliłyby na szybkie oszacowanie jego pozostałych właściwości. Istnieje kilka metod badania całkowitej zawartości pustek powietrznych w betonie jamistym [10-15], w tym jedna z nich została wykorzystana w eksperymentach prowadzonych przez autorów. Możliwości są jednak ograniczone, jeśli ktoś chciałby szybko ocenić jamistość betonu wodoprzepuszczalnego poza specjalistycznym laboratorium. Jamistość betonu wodoprzepuszczalnego można ocenić teoretycznie dla elementów małogabarytowych, gdzie masa mieszanki betonowej do wypełnienia znanej objętości pozwoliłaby na obliczenie gęstości mieszanki betonowej i oszacowanie jej jamistości [8].



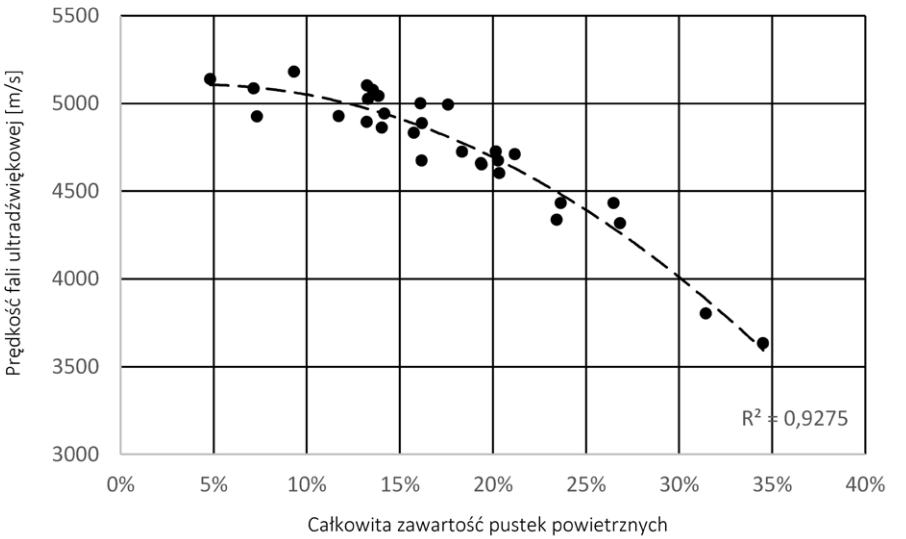
Rysunek 5. Wykres zależności pomiędzy całkowitą zawartością pustek powietrznych betonu jamistego a jego modułem sprężystości podłużnej

Załóżmy jednak, że mielibyśmy na myśli kontrolę jakości elementów wielkogabarytowych wykonanych z betonu jamistego lub nawierzchni betonowej wykonanej in-situ. W takim przypadku rozwiązanie to jest kontrproduktywne, gdyż charakteryzuje się dużym ryzykiem niedoszacowania lub przeszacowania jamistości elementu. Wykorzystanie propagacji fal ultradźwiękowych przez beton jamistego stanowi ciekawe rozwiązanie problemu oceny zawartości pustek powietrznych w jego objętości. Ponieważ fale ultradźwiękowe rozchodzą się z różną prędkością w materiałach o różnych gęstościach, można by przypuszczać, że ich prędkość powinna być różna w betonach wodoprzepuszczalnych o różnych jamistościach.

W analizowanych betonach jamistych o znanej zawartości pustek powietrznych w swojej objętości, zmierzonej za pomocą procedury laboratoryjnej opisanej w poprzednim rozdziale, przeprowadzono badanie ultradźwiękowe w celu oceny jamistości. Stwierdzono, że propagacja fali ultradźwiękowej jest ściśle związana z całkowitą zawartością pustek powietrznych w badanych próbkach betonu (rys. 6). W zależności od jamistości betonu wodoprzepuszczalnego w zaprojektowanym eksperymencie prędkość propagacji fali zmieniała się od ok. 5200 m/s dla zawartości pustek powietrznych ok. 5% do ok. 3600 m/s dla zawartości pustek powietrznych ok. 35% i potwierdziła przydatność tego typu metody badawczej do oceny jamistości betonów wodoprzepuszczalnych.

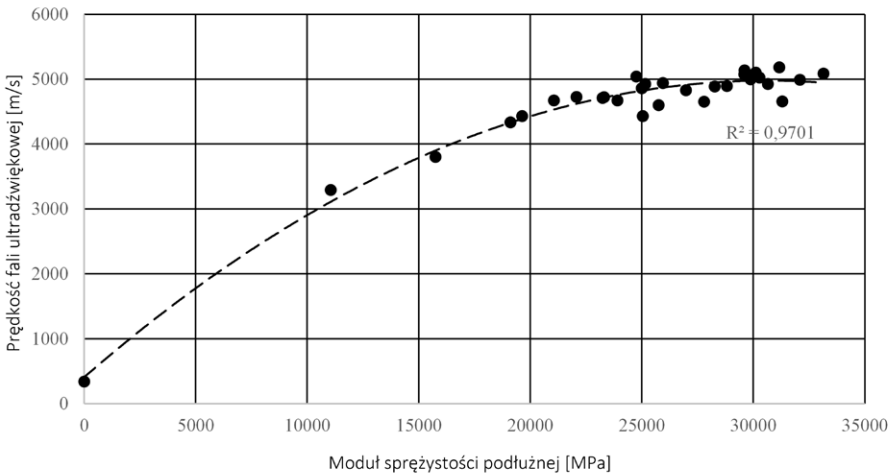
Badania laboratoryjne modułu sprężystości podłużnej betonu wymagają rygorystycznego umieszczenia czujników odkształcenia na próbce betonu. Powierzchnia zewnętrzna, na którą działa siła, również musi być przygotowana przed badaniem, aby mieć pewność, że wyniki przeprowadzonego badania reprezentują dokładną wartość dla badanego materiału. Czynności związane z regularnym przygotowaniem próbek betonu są już uciążliwe. Charakterystyka betonu jamistego stanowią dodatkowe trudności w przygotowaniu. Ze względu na wysoką jamistość, zewnętrzna warstwa próbki

z betonu jamistego jest nieregularna, pełna otworów porowych i grubych ziaren kruszywa pokrytych cienką warstwą matrycy cementowej. Z tego powodu prawidłowe rozmieszczenie czujników odkształcenia jest zwykle wielokrotnie powtarzane w celu znalezienia stabilnej i osiowej konfiguracji aparatury badawczej. Wszystkie te problemy powodują, że procedura badawcza jest długa i w większości przypadków nie nadaje się do badania próbek wykonanych z betonu jamistego.



Rysunek 6. Wykres zależności pomiędzy całkowitą zawartością pustek powietrznych w próbkach betonu jamistego a prędkością propagacji fali ultradźwiękowej

Metoda ultradźwiękowa stanowi alternatywną, pośrednią metodę oceny modułu sprężystości podłużnej. Stwierdzono, że propagacja fali ultradźwiękowej jest ściśle związana z modułem Younga badanych próbek betonowych (rys. 7). W zależności od całkowitej zawartości pustek powietrznych betonu jamistego prędkość propagacji fali zmieniała się od ok. 5200 m/s dla modułu sprężystości ok. 33 GPa do ok. 3600 m/s dla modułu sprężystości ok. 10 GPa i potwierdziła przydatność tego typu metody badawczej do oceny jamistości betonów jamistych (dla 0 GPa uwzględniono prędkość fali ultradźwiękowej w powietrzu - 340,3 m/s).



Rysunek 7. Wykres zależności pomiędzy modułem sprężystości podłużnej próbek betonu jamistego a prędkością propagacji fali ultradźwiękowej

4. Podsumowanie

Betony wodoprzepuszczalne stanowią ciekawy kierunek rozwoju w technologii betonu. Wraz ze zwiększeniem znaczenia właściwości specjalnych kompozytów w budownictwie służących poprawie warunków środowiskowych, betony jamiste wpisują się w założenia zarówno zrównoważonego rozwoju jak i umożliwiają lokalną poprawę warunków wodnych [19]. Na podstawie przeprowadzonych badań dotyczących właściwości betonów jamistych jak i metod ich badania, można sformułować następujące wnioski:

- Całkowita zawartość pustek powietrznych w betonie jamistym w istotny sposób wpływa na jego wytrzymałość na ściskanie, wodoprzepuszczalność i moduł sprężystości podłużnej,
- Całkowita zawartość pustek powietrznych betonu jamistego może być wykorzystana jako parametr do oceny jego pozostałych właściwości,
- Metoda ultradźwiękowa okazała się być użyteczną metodą oceny jamistości betonu wodoprzepuszczalnego i jego modułu sprężystości podłużnej, choć konieczne są dalsze badania w celu oceny dokładności metody, zwłaszcza na elementach wielkogabarytowych.

Badania przedstawione w pracy zostały sfinansowane ze środków Narodowego Centrum Badań i Rozwoju w ramach projektu POIR.01.01.01-00-0441/20.

Literatura

[1] United Nations, Department of Economic and Social Affairs, Population Division: World Urbanization Prospects: The 2014 Revision, (2015) (ST/ESA/SER.A/366).
[2] Siedlecka, M., Suchocka, M.: Wodoprzepuszczalne nawierzchnie a zrównoważony rozwój terenów miejskich. Drogownictwo (2), 60-67 (2017).
[3] Chen, X. et al.: Valorization of construction waste materials for pavements of sponge cities: A review. Construction and Building Materials 356, 129247 (2022).
[4] Elango, K.S., et al.: Properties of pervious concrete – A state of the art review. Materials Today: Proceedings 45 (2), 2422-2425 (2021).
[5] Kalinowski M., Chilmon K., Jackiewicz-Rek W., Rakowski B. (2023) The Influence of Selected Material Variables of Photocatalytic Cementitious Composites on the Self-Cleaning Properties and Air Purification Efficiency from NOx Pollutants. Sustainability 2023 15(1) 853.
[6] Kalinowski M., Woyciechowski P., Jackiewicz-Rek W. (2023) Surface Modification of Photocatalytic Cementitious Composites with Polyacrylic Superabsorbent Polymers (SAP). Materials Proceedings 2023 13(1) 23, Proceedings of 10th MATBUD'2023 Scientific-Technical Conference.
[7] Shan, J. et al.: Pore characteristics of pervious concrete and their influence on permeability attributes. Construction and Building Materials 327, 126874 (2022).
[8] Zhong, R., Leng, Z., Poon, C-S.: Research and application of pervious concrete as a sustainable pavement material: A state-of-the-art and state-of-the-practice review. Construction and Building Materials 183, 544-553 (2018).
[9] Marolf, A. et al.: Influence of aggregate size and gradation on acoustic absorption of enhanced porosity concrete. ACI Materials Journal 101, 82-91 (2004).
[10] Zhong, R., Wille, K.: Linking pore system characteristics to the compressive behavior of pervious concrete. Cement and Concrete Composites 70, 130-136 (2016).
[11] Wang, X. et al.: The quantitative assessment of clogging and cleaning effects on the permeability of pervious concrete. Construction and Building Materials, 335, 127455 (2022).
[12] Cai, J. et al.: Mix design methods for pervious concrete based on the mesostructure: Progress, existing problems and recommendation for future improvement. Case Studies in Construction Materials 17, e01253 (2022).
[13] Wu, F., Yu, Q., Brouwers, H.J.H.: Mechanical, absorptive and freeze–thaw properties of pervious concrete applying a bimodal aggregate packing model. Construction and Building Materials 333, 127445 (2022).
[14] Claudino, G.O. et al.: Mix design for pervious concrete based on the optimization of cement paste and granular skeleton to balance mechanical strength and permeability. Construction and Building Material 347, 128620 (2022).
[15] Streider H.L. et al.: Performance evaluation of pervious concrete pavements with recycled concrete aggregate, Construction and Building Material 315, 125384 (2022).
[16] Krishan, C.R. et al.: Iron oxide-modified pervious concrete filter for lead removal from wastewater, Environmental Technology & Innovation 28, 102681 (2022).
[17] da Costa, F.B.P. et al: Pervious concrete for desired porosity: Influence of w/c ratio and a rheology-modifying admixture, Construction and Building Materials, 268, 121084 (2021).
[18] Chilmon K., Jackiewicz-Rek W., Kalinowski M. (2023) Multifunkcjonalne nawierzchnie z betonu jamistego. Magazyn Autostrady 3/2023.
[19] Kalinowski M., Chilmon K., Jackiewicz-Rek W., Jaworska B., Wojtkowska M. (2023) Filtracja spływu powierzchniowego przez beton wodoprzepuszczalny - immobilizacja metali ciężkich. Konferencja DNI BETONU Wisła 9-11.10.2023.

Mateusz Kłos
August Kożuchowski

Ocena i analiza wczesnej wytrzymałości betonu na ściskanie w prefabrykowanych elementach konstrukcyjnych

EVALUATION AND ANALYSIS OF THE EARLY AGE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN PREFABRICATED STRUCTURAL ELEMENTS

Streszczenie

Przedmiotem referatu jest przedstawienie i porównanie wybranych praktycznych sposobów oceny wczesnej wytrzymałości betonu na ściskanie prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych. W dobie niezwykle istotnego zadania polegającego na ograniczeniu emisji CO_2 i związaną z tym koniecznością optymalizacji receptur stosowanych mieszanek betonowych oraz procesów produkcyjnych, istotnym zagadnieniem z punktu widzenia zakładów prefabrykacji betonowej jest jak najdokładniejsza ocena stopnia dojrzałości betonu i jego rzeczywistej, wczesnej wytrzymałości na ściskanie. Wielokrotnie udowodniono, że analiza wczesnej wytrzymałości betonu w konstrukcji oparta na badaniu próbek betonowych przechowywanych normowo, czy składowanych przy analizowanej konstrukcji nie pozwala w zadowalającym stopniu ocenić wytrzymałości materiału w konstrukcji.

Różnice wynikają z zupełnie odmiennych warunków jakie tworzą się w elementach żelbetowych niż w próbkach, które mają zdecydowanie mniejszą objętość oraz większą podatności na wszelkie i często zmienne czynniki zewnętrzne. Oczywistym jest, że tylko metody uwzględniające rzeczywiste warunki temperaturowe panujące w kluczowych punktach prefabrykatu pozwolą z odpowiednią dokładnością określić rzeczywistą wytrzymałość betonu w konstrukcji i umożliwić bezpieczne podjęcie dalszych procesów produkcyjnych wykonywanych elementów. W referacie porównano wyniki badań wytrzymałości wczesnej na ściskanie po 8h, 10h, 12h, 24h uzyskiwane na próbkach sześciennych w różnych warunkach pielęgnacji, do badań sklerometrycznych w analogicznych okresach oraz z wartościami prognozowanymi przez system oceny dojrzałości betonu, który w czasie rzeczywistym monitoruje parametry mieszanki i analizuje rozwój wytrzymałości wczesnej na ściskanie.

mgr inż. Mateusz Kłos – SIENKIEWICZ MAT-BUD Sp. z o.o.
mgr inż. August Kożuchowski – CHRYSO Polska Sp. z o.o.

Abstract

The subject of the paper is the presentation and comparison of selected practical methods of evaluating the early compressive strength of concrete of prefabricated structural elements. In the era of the extremely important task of reducing CO_2 emissions and the related need to optimize the recipes of the concrete mixes used and production processes, an important issue from the point of view of prefabrication plants is the most accurate assessment of the grade of concrete maturity and its actual, early compressive strength. It has been proven many times that the analysis of the early strength of concrete in a structure based on the study of concrete samples stored in accordance with the standards or stored next to the analyzed structure does not allow for a satisfactory assessment of the strength of the material in the structure.

The differences result from completely different conditions that are created in reinforced concrete elements than in samples that have a much smaller volume and greater susceptibility to any and often variable external factors. It is obvious that only methods that take into account the actual temperature conditions prevailing in the key points of the prefabricated element will allow to determine the actual strength of the concrete in the structure with sufficient accuracy and enable further safe production processes of the elements to be made. The paper compares the results of early compressive strength tests after 8h, 10h, 12h, 24h obtained on cubic samples in different curing conditions, to sclerometric tests in analogous periods and with the values predicted by the concrete maturity assessment system, which monitors the mix parameters and analyzes the development of early compressive strength.

1. Wstęp

Oddziałująca silnie na branżę budowlaną konieczność redukcji emisji CO2 I wynikające z niej wyzwania dotyczące m.in konieczności zmiany rodzajów stosowanych cementów (ograniczenie stosowania cementów CEM I charakteryzujących się z reguły najszybszym tempem przyrostu wytrzymałości wczesnej), poszukiwania optymalizacji procesów produkcyjnych i zmiany dotychczasowych, często wygodnych, ale dalekich od optymalnych w sensie ekonomicznym i ekologicznym przyzwyczajeń, sprawiają, że bardziej niż kiedykolwiek, jako branża, musimy spojrzeć na posiadaną przez nas wiedzę i zastanowić się and skutecznymi sposobami praktycznego wykorzystania jej pełnego potencjału. Czynniki wpływające na tempo przyrostu wytrzymałości wczesnej betonu na ściskanie są od wielu lat powszechnie znane, natomiast jeszcze niedawno wiedza ta nie mogła być wykorzystywana w pełni swojego potencjału.

Czynnikami decydującymi o tempie przyrostu wczesnej wytrzymałości betonu są między innymi:

- skład mieszanki betonowej (a szczególnie stosowany cement, wskaźnik w/c i stosowane domieszki chemiczne),
- objętość rozpatrywanego elementu (proces wiązania cementu jest procesem egzoenergetycznym – w jego trakcie wydziela się ciepło, które z kolei sprzyja dalszemu przyspieszeniu postępowania procesu hydratacji tworząc korzystny, ale również obarczony pewnym ryzykiem, mechanizm przyspieszający uzyskiwanie wysokiej wczesnej wytrzymałości betonu na ściskanie, którego wpływ będzie tym większy im większa będzie masywność elementu),
- temperatura wyjściowa mieszanki betonowej i warunki dojrzewania betonu(z opisanych powyżej powodów kluczowe znaczenie dla "uruchomienia" procesu hydratacji ma temperatura wbudowanej mieszanki betonowej, przy jej wyższych temperaturach hydratacja rozpocznie się i będzie przebiegać szybciej, temperatura otoczenia natomiast może wzmocnić lub osłabić ten efekt).

Wśród powszechnie stosowanych sposobów oceny wytrzymałości wczesnej betonu w konstrukcji próżno szukać metod uwzględniających wszystkie wymienione powyżej czynniki, a szczególnie kluczowy wpływ temperatury w objętości dojrzewających elementów. Pobieranie i badanie próbek normowych przechowywanych w warunkach laboratoryjnych lub przy elemencie nie zawsze pozwala odzwierciedlić rzeczywiste warunki temperaturowe panujące w objętości prefabrykatu. W zależności od masywności elementu i warunków w jakich dojrzewa, stopień dojrzałości betonu w konstrukcji będzie wyraźnie większy niż próbce o małej objętości – nawet przechowywanej w stałej, laboratoryjnej temperatury. Wg prof. Kazimierza Flagi konstrukcje żelbetowe pod względem masywności można sklasyfikować jako niemasywne, średniomasywne i masywne, gdzie o przynależności do poszczególnych grup decyduje wartość modułu powierzchniowego (stosunek powierzchni elementu do jego objętości).

Inną stosowaną często metodą oceny wytrzymałości betonu w elemencie jest badanie sklerometryczne twardości powierzchni elementu (przy pomocy młotka Schmidta). Metoda ta obarczona jest licznymi ograniczeniami, takimi jak konieczność wyznaczania i weryfikacji krzywych korelacji dla stosowanych mieszanek, mocno przybliżony charakter uzyskiwanych wyników oraz specyfika badania uwzględniająca jedynie ograniczoną, zewnętrzną warstwę betonu. Osobnym czynnikiem w przypadku kontroli twardości betonu badaniem sklerometrycznym jest konieczność zapewnienia dostępu do powierzchni, którą można uznać za miarodajną dla danego element, co nie zawsze jest możliwe. W związku

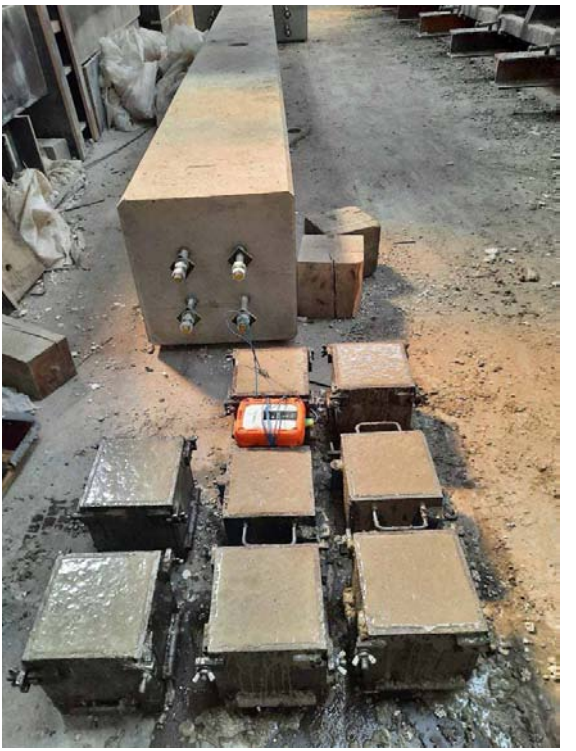
z tym metodę tę można raczej traktować jako sposób dodatkowej weryfikacji niż miarodajny sposób oceny wytrzymałości wczesnej betonu w konstrukcji, jednak z uwagi na jej wciąż częste praktyczne stosowanie ujęto ją w analizie na potrzeby niniejszego referatu.

Odpowiedzią na konieczność optymalizacji procesu produkcyjnego polegającą na miarodajnej ocenie rzeczywistej wytrzymałości betonu na ściskanie w elemencie, stały się systemy monitorujące pomiar dojrzałości betonu. Dojrzałość betonu rozumiana jest jako poziom osiągniętej wytrzymałości w odniesieniu do czasu i temperatury w jakiej przebiega proces twardnienia. Ocena stopnia dojrzałości możliwa jest dzięki pomiarze rzeczywistej temperatury w kluczowych, krytycznych punktach objętości prefabrykatu i odniesieniu tych pomiarów do wcześniej wyznaczonej krzywej dojrzałości.

2. Analiza przypadku

Do analizy na potrzeby niniejszego referatu przyjęto recepturę betonu klasy C50/60 stosowaną do produkcji słupów prefabrykowanych o przekroju poprzecznym 600x550 mm. W analizowanym przypadku na podstawie klasyfikacji wg prof. K. Flagi słupy można zakwalifikować do kategorii konstrukcji średniomasywnych. Wg profesora Flagi w takich konstrukcjach beton charakteryzuje się zdolnością do samoocieplania w przedziale od 3 do 20°C. [9] Potwierdzają to przedstawione w dalszej części referatu wykresy temperatury zarejestrowanej w próbkach przechowywanych w warunkach laboratoryjnych lub przy elemencie, a temperatury zarejestrowanej w różnych punktach przekroju poprzecznego elementu. Uznano że wybrane słupy posłużą za dobry przykład obrazujący potencjalne różnice pomiędzy stopniem dojrzałości betonu w elemencie w porównaniu do betonu pobranych próbek normowych. Biorąc pod uwagę potencjalne znaczenie dla optymalizacji procesów produkcyjnych w zakładach prefabrykacji w analizie skupiono się również na wczesnych wytrzymałościach betonu (do 24h) kluczowych z punktu widzenia możliwości rozformowania elementów. W ramach analizy konkretnych przypadków wytypowano krytyczny przekrój słupa, w płaszczyźnie zamontowania kotwy transportowej, która posłuży do rozformowania i przetransportowania elementu do miejsca dalszej obróbki. W wytypowanym przekroju zamontowano trzy czujniki temperatury: 10 cm od górnej powierzchni element, 10 cm od jego dolnej powierzchni oraz w środku przekroju (wszystkie w środku szerokości przekroju element). Dla porównania zamontowano również czujnik w próbce przechowywanej w warunkach laboratoryjnych oraz próbce przechowywanej „na formie" w miejscu dojrzewania prefabrykatu. Analizę przeprowadzono dla mieszanki betonu klasy C50/60 przez dwa dni produkcyjne, w obu dniach dla prefabrykowanego słupa o takich samych gabarytach.

Pierwszym krokiem w celu wykorzystania systemu monitoringu dojrzałości betonu w elementach jest kalibracja polegająca na wyznaczeniu krzywej dojrzałości dla każdej analizowanej receptury mieszanki betonowej. Krzywa dojrzałości zawiera informacje o wytrzymałości betonu na ściskanie odnoszących się do przeliczonego czasu dojrzewania w temperaturze 20°C. Krzywą wyznacza się na podstawie laboratoryjnych badań wytrzymałości na ściskanie normowych próbek oraz pomiarze temperatury w tych próbkach poprzez zamontowane w nich czujników. Następnie system oceny dojrzałości przelicza czas dojrzewania betonu zgodnie z równaniem Arrheniusa. Po wykonaniu wstępnej kalibracji, cały proces należy powtórzyć aby sprawdzić dokładność prognozowanych wyników wytrzymałości na ściskanie z rzeczywistymi wynikami otrzymywanymi z badania wytrzymałości na próbkach sześciennych. Najlepszą praktyką jest wykonywanie

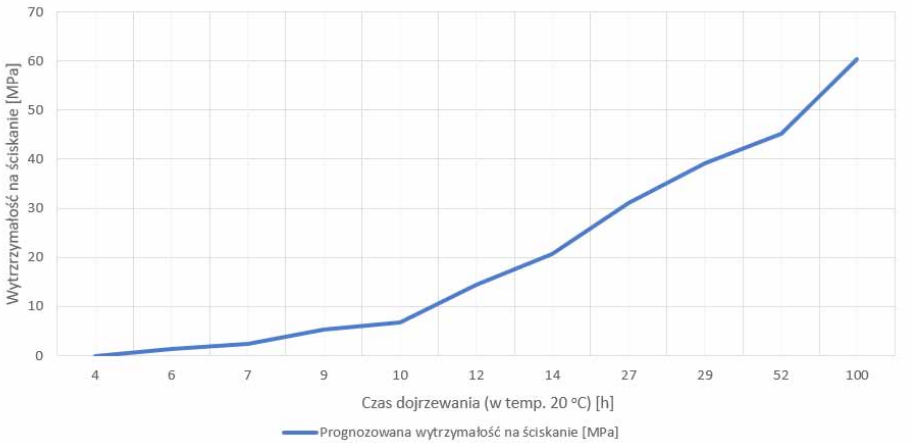


Zdjęcie 1 Część próbek z czujnikiem temperatury, przygotowane do przeniesienia do normowych warunków pielęgnacji

mieszanek do celów kalibracji w laboratorium, w którym możemy być pewni dokładności odmierzonych ilości składników mieszanki betonowej. Dokładność kalibracji jest związana z powtarzalnością odtworzenia mieszanki, a wpływ takich czynników jak zmienność składników i różnic w ilości ich dozowania, czy różnic w wartości wskaźnika w/c możemy ograniczyć współczynnikiem bezpieczeństwa. Na poniższym wykresie przedstawiono krzywą dojrzałości, którą uzyskano na podstawie laboratoryjnych badań analizowanej receptury. Otrzymaną krzywą następnie zweryfikowano w próbach produkcyjnych, które potwierdziły jej przydatność.

W przypadku oceny wytrzymałości betonu w konstrukcji przy pomocy młotka Schmidta, podobnie jak w przypadku systemu prognozowania wytrzymałości, konieczne jest wyznaczenie zależności pomiędzy wartościami wskazań młotka (liczby odbicia), a rzeczywistymi wytrzymałościami betonu na ściskanie. Rzeczoną zależność w formie równania funkcji wyznaczono i zweryfikowano przy okazji wyznaczania i weryfikowania krzywej dojrzałości poprzez badanie młotkiem Schmidta unieruchomionych w prasie wytrzymałościowej normowych kostek betonowych przed ich zgnieceniem, zgodnie z praktyką stosowaną w zakładzie produkcyjnymi. Na podstawie tych wyników wyznaczono równanie funkcji korelacji wartości odbicia i wytrzymałości betonu, która następnie posłużyła do wyznaczenia wartości wytrzymałości betonu na ściskanie w elemencie w analizowanych przypadkach. Badanie młotkiem Schmidta wykonano zgodnie z nor-

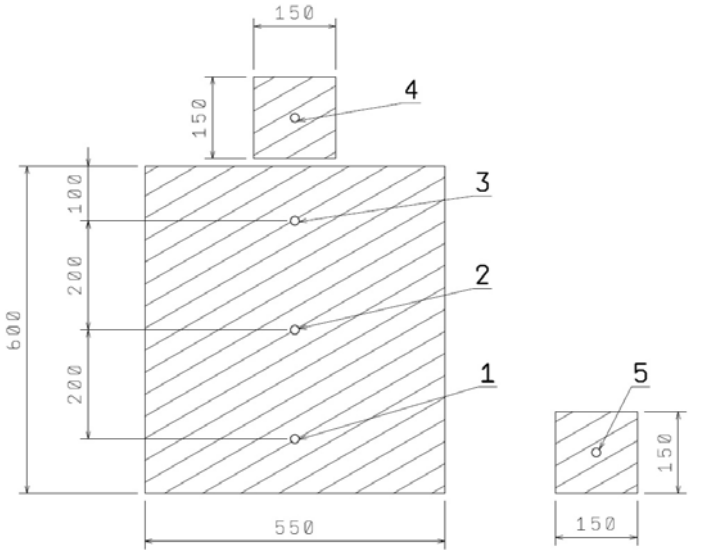
mą na bocznej powierzchni prefabrykatu na wysokości przekroju, gdzie zamontowano czujniki temperatury.



Rys. 1. Krzywa dojrzałości systemu prognozowania wytrzymałości

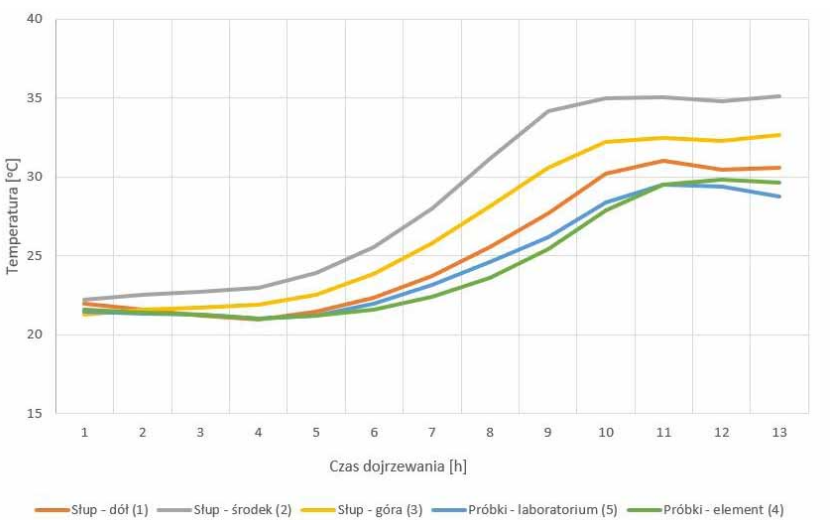
Zdjęcie 2 Badanie normowej próbki betonowej w celu wyznaczenia korelacji wskazań młotka

Zdjęcie 3 Forma elementu z zamontowanymi czujnikami pomiarowymi

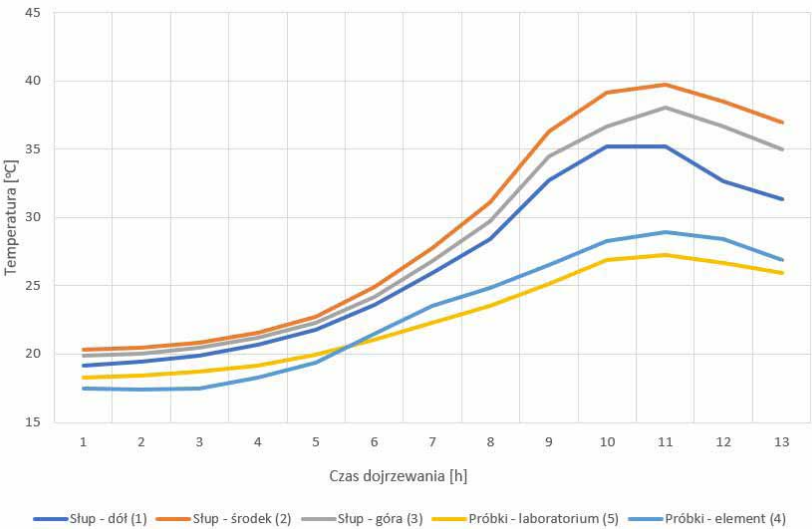


Rys. 2. Schemat rozmieszczenia czujników temperatury w przekroju słupa oraz próbkach badawczych(1. czujnik dolny w elemencie, 2. czujnik środkowy w elemencie, 3. czujnik górny w elemencie, 4. czujnik umieszczony w próbce znajdujący się na elemencie, 5. czujnik w próbce pielęgnowanej normowo)

Na poniższych wykresach przedstawiono wykresy temperatury odczytanej z systemu monitoringu dojrzałości dla wszystkich punktów pomiarowych.



Rys. 3. Wykres temperatur odczytanej z czujników - próba 1



Rys. 4. Wykres temperatur odczytanej z czujników - próba 2

Wyniki uzyskane z badań próbek przechowywanych w warunkach laboratoryjnych oraz próbek przechowywanych "na formie" oraz prognozowane wyniki odczytane z systemu prognozowania wytrzymałości zestawiono w tabelach 1 i 2.

Tabela 1 Próba 1

Czas dojrzewania		8h	10h	12h	24h
Wytrzymałość na ściskanie próbek sześciennych [MPa][1]	Próbki przechowywane normowo	5,4	14,4	20,6	39,2
	Próbki przechowywane na elemencie	6,1	15,6	21,1	41,3
Wynik uzyskany z korelacji badania sklerometrem (Młotkiem Schmidta) [MPa][2]	Badanie próbek laboratoryjnych	4	14	20	38
	Badanie próbek przechowywanych na elemencie badanych	5	16	22	38
	Badanie elementu	10	20	26	43
Prognoza wytrzymałości z systemu oceny dojrzałości [MPa]	Próbek przechowywanych normowo	5,3	14,2	20,9	39,1
	Próbek przechowywanych na elemencie	5,5	14,9	21,1	39,8
	Elementu, czujnik górny	5,6	15,2	21,4	40,2
	Elementu, czujnik środkowy	9	20,3	23,8	45,4
	Elementu, czujnik dolny	6,5	17,2	22,4	41,5

[1] Średnia z trzech wyników badania wytrzymałości na ściskane uzyskane na próbkach sześciennych o wymiarze boku 150mm

[2] Wynik wytrzymałości betonu uzyskany z przeliczenia średniej wartości odbicia na podstawie wyznaczonej krzywej korelacji

Tabela 2 Próba 2

Czas dojrzewania		8h	10h	12h	24h
Wytrzymałość na ściskanie próbek sześciennych [MPa][1]	Próbki przechowywane normowo	4,2	12,1	15,6	36,7
	Próbki przechowywane na elemencie	4,6	12,5	16,9	37,1
Wynik uzyskany z korelacji badania sklerometrem (Młotkiem Schmidta) [MPa][2]	Badanie próbek laboratoryjnych	4	15	18	41
	Badanie próbek przechowywanych na elemencie badanych	5	16	19	42
	Badanie elementu	10	20	26	48
Prognoza wytrzymałości z systemu oceny dojrzałości [MPa]	Próbek przechowywanych normowo	3,2	10,9	16,9	35,3
	Próbek przechowywanych na elemencie	3,4	11,2	17,5	36,2
	Elementu, czujnik górny	4,7	14,4	22	41
	Elementu, czujnik środkowy	5,2	15,4	22,7	45,9
	Elementu, czujnik dolny	4,3	13,7	21,7	40,6

3. Analiza przeprowadzonych badań

Spostrzeżenia z przeprowadzonych badań zawarto w poniższych punktach:

- W analizowanym przypadku prefabrykowanego słupa uzyskano wyraźne różnice pomiędzy temperaturą osiągniętą u góry, w środku, jak i u dołu element. Zgodnie z przypuszczeniami czujnik zamontowany w środku przekroju elementu zarejestrował najwyższą temperaturę. Różnice w odczytach temperatury przełożyły się na prognozowane wytrzymałości wczesne betonu w tych punktach.
- Uzyskane w badaniach laboratoryjnych wyniki oraz wyniki prognozowane dla tych samych próbek dla czasu dojrzewania 12 h – 24h różnią się o nie więcej niż 10% wskazując na właściwe wyznaczenie krzywej dojrzałości dla analizowanej receptury oraz przydatność samego systemu prognozowania wytrzymałości. W przypadku wcześniejszego okresu dojrzewania procentowe różnice pomiędzy wartościami rzeczywistymi, a prognozowanymi są większe, ale w zakresie tak niskich wytrzymałości efekt wszelkich zmiennych może być bardziej odczuwalny. Niemniej istnieje możliwość dodatkowego zwiększenia dokładności wyznaczenia krzywej dojrzałości uwzględniając okres, w którym rozbieżności uzyskiwanych wyników przekraczają oczekiwany poziom.
- W analizowanym przypadku różnice pomiędzy wynikami uzyskanymi z badań laboratoryjnych, prognozowanymi wynikami wytrzymałości (dla punktów dolnych i górnych) oraz z pomiarów sklerometrem powierzchni bocznej prefabrykatu dla kluczowego okresu 12h nie są znaczne. W tym konkretnym przypadku każda z wymienionych metod mogła posłużyć do weryfikacji wczesnej wytrzymałości betonu na ściskanie pod kątem możliwości rozformowania elementu. Obserwacja ta nie jest jednak ogólnym wnioskiem i dotyczy konkretnego elementu wykonanego z danej receptury, który dojrzewał w określonych warunkach. W przypadku zmiany receptury, gabarytu elementu lub warunków jego dojrzewania wyniki uzyskane z próbek przechowywanych w laboratorium lub przy elemencie mogą i prawdopodobnie staną się niemiarodajne.
- W obu analizowanych przypadkach czujniki zamontowane w elemencie wskazały na osiągnięcie wyższej temperatury maksymalnej w elemencie (niezależnie od położenia

punktu) niż w próbkach przechowywanych w warunkach laboratoryjnych. Przekłada się to na wyższą prognozowaną wytrzymałość betonu w prefabrykacie niż w próbkach przechowywanych w warunkach laboratoryjnych lub przy elemencie. Mimo, że w analizowanym przypadku różnice te nie były duże, to obserwacja ta wskazuje na rzeczywisty potencjał do optymalizacji czasu potrzebnego do bezpiecznego rozformowania elementu na podstawie monitoringu warunków temperaturowych panujących w dojrzewającym elemencie.

- Wyniki jednoznacznie wskazują, że dla danego elementu i metody pielęgnacji w zależności wybranego punktu objętości elementu beton podczas dojrzewania osiąga różne temperatury, które niewątpliwie przekładają się na różny stopień dojrzałości i wytrzymałości betonu. W związku z tym aby efektywnie korzystać z systemu prognozowania wytrzymałości konieczna jest wcześniejsza analiza elementu oraz warunków jego dojrzewania w celu określaniu krytycznych z punktu widzenia wytrzymałości wczesnej oraz możliwości rozformowania punktów jego objętości.

4. Podsumowanie

Biorąc pod uwagę ilość czynników wpływających na tempo przyrostu wytrzymałości betonu na ściskanie, niezależnie od stosowanego do oceny wczesnej wytrzymałości betonu rozwiązania konieczna jest gruntowna wiedza o produkowanych elementach, warunkach ich dojrzewania, stosowanych mieszankach betonowych oraz specyfice i ograniczeniach samej metody weryfikacji wytrzymałości. W przypadku spełnienia tego warunku każda z ujętych w niniejszym referacie metod może stanowić użyteczne narzędzie do oceny wytrzymałości betonu i jej weryfikacji w elemencie. Niemniej jedynie system prognozowania wytrzymałości na podstawie odczytu temperatury w elemencie uwzględnia czynniki, które w przypadku próbek przechowywanych w stałych warunkach lub przy formie nie są uwzględniane lub są uwzględniane w ograniczonym zakresie. W analizowanym na potrzeby niniejszego referatu przypadku różnice pomiędzy wytrzymałościami uzyskanymi z badania próbek przechowywanych w laboratorium, a wartościami prognozowanymi nie były znaczne. Zdaniem autorów istotne znaczenie miały tu gabaryty elementu oraz dość „komfortowe" warunków w jakich dojrzewał prefabrykat (produkcja w okresie ciepłej wiosny na zamkniętej hali produkcyjnej, w stałej temp. ok. 15°C). W przypadku dojrzewania elementu o innych wymiarach w innych warunkach różnice pomiędzy badaniami próbek i wartościami prognozowanymi najprawdopodobniej byłyby większe. Przewaga systemu prognozowania wytrzymałości polega na „automatycznym" uwzględnieniu tych czynników i w przypadku właściwej kalibracji i wyznaczeniu krzywej dojrzałości betonu uzyskiwane prognozy wytrzymałości będą miarodajne niezależnie warunków dojrzewania i gabarytów elementu. Wymaga to jednak dalszych analiz przeprowadzonych dla różnych elementów i różnych warunków ich dojrzewania.

Autorzy referatu nie mają wątpliwości, że tego typu systemy stanowią kolejny krok w rozwoju branży i odpowiadają potrzebie automatyzacji i optymalizacji procesu produkcji. Nie są jednak pozbawione ograniczeń i nie zwalniają Producenta z posiadania gruntownej wiedzy w zakresie produkowanych elementów, stosowanych surowców i mieszanek betonowych oraz warunków pielęgnacji elementów. Pozwalają jednak uwzględnić czynniki, które mogą mieć kluczowy wpływ na przeprowadzenie procesów optymalizacyjnych ciągu produkcyjnego wyrobów betonowych/żelbetowych.

Literatura

[1] Bajorek G., Barć M. Praktyczne zastosowanie funkcji dojrzałości do bieżącego szacowania wytrzymałości betonu w realizowanej konstrukcji, XI Konferencja Dni Betonu 2021
[2] AASHTO T325: Standard Method of Test for Estimating the Strength of Concrete in Transportation Construction by Maturity Tests
[3] ACI 228.1R: In-place Methods to Estimate Concrete Strength
[4] ASTM C 1074-98 Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
[5] CSA A23.1/ A23.2: Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test Methods and Standard Practice for Concrete
[6] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton - Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność
[7] PN-EN 13670:2011 Wykonywanie konstrukcji z betonu
[8] PN-EN 12504-2:2021-12 Badania betonu w konstrukcjach -- Część 2: Badanie nieniszczące -- Oznaczanie liczby odbicia
[9] Flaga K.: Naprężenia własne termiczne typu „makro" w elementach i konstrukcjach z betonu. Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej, Monografia 106, Kraków 1990, 45÷ 55

Michał Oleksik
Arkadiusz Ignerowicz
Arkadiusz Fornal
Maciej Batog
Jakub Baklarz
Wioletta Wojtkiewicz

Wpływ stosowania cementów niskoemisyjnych na właściwości betonu oraz trwałość drobnowymiarowych dwuwarstwowych elementów wibroprasowanych

THE EFFECT OF USE OF LOW-EMISSION CEMENTS ON CONCRETE PROPERTIES AND DURABILITY OF FINE-DIMENSIONAL TWO-LAYER VIBRO-PRESSED ELEMENTS

Streszczenie

Elementy wykonane z betonu wibroprasowanego stanowią istotną część rynku wyrobów prefabrykowanych. Zastosowanie tych wyrobów na powierzchniach poziomych narażonych na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie narzuca na producentów wysokie wymagania jakościowe. Producenci tych wyrobów stoją przed wyzwaniem stosowania cementów niskoemisyjnych przy zapewnieniu wszystkich parametrów trwałościowych gotowych elementów.

Program badań zakładał badanie wpływu zastosowania cementów niskoemisyjnych w kompozycji z i bez popiołu lotnego krzemionkowego na właściwości betonu oraz trwałość gotowych drobnowymiarowych dwuwarstwowych elementów wibroprasowanych. Do badań wykorzystano cementy CEM I 42,5R, CEM II/B-V 42,5 R, CEM II/A-LL 52,5R, CEM II/B-M(V-LL) 42,5N oraz popiół lotny krzemionkowy. Badania właściwości mieszanki realizowane były w laboratorium z użyciem prasy żyratorowej, z której zaformowane próbki zostały poddane badaniom wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu oraz nasiąkliwości. Uzyskane wyniki pozwoliły na wytypowanie najkorzystniejszych rozwiązań, które zostały zrealizowane w skali przemysłowej w zakładzie produkcyjnym. Wpływ zastosowanych cementów niskoemisyjnych określono badając dla dwuwarstwowych kostek brukowych wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, odporność na działanie soli odladzających oraz nasiąkliwość.

mgr inż. Michał Oleksik – Atlas Sp. z o.o.
mgr inż. Arkadiusz Ignerowicz – Atlas Sp. z o.o.
mgr inż. Arkadiusz Fornal – Atlas Sp. z o.o.
dr inż. Maciej Batog – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
mgr inż. Jakub Baklarz – Centrum Technologiczne Betotech Sp. z o.o.
mgr inż. Wioletta Wojtkiewicz – DROG-BRUK A.P. Szczerek Sp.J.

Abstract

Vibro-pressed concrete elements form an important part of the precast market. The use of these products on horizontal surfaces exposed to cyclic freezing/thawing imposes high quality requirements on manufacturers. Manufacturers of these products face the challenge of using low-emission cements while ensuring all durability parameters of the finished elements.

The research programme involved investigating the effects of using low-emission cements in compositions with and without silica fly ash on the properties of the concrete used in production and the durability of the finished small-sized two-layer vibro-pressed elements. The cements used in the study were CEM I 42.5R, CEM II/B-V 42.5 R, CEM II/A-LL 52.5R, CEM II/B-M(V-LL) 42.5N and silica fly ash. Testing of the properties of the mix was carried out in the laboratory using a gyratory press, from which the moulded specimens were tested for split tensile strength and absorbability. The results obtained made it possible to select the most favourable solutions, which were implemented on an industrial scale in a production plant. The impact of the use of low-emission cements was determined by examining the split tensile strength, resistance to de-icing salts and absorbability.

1. Wstęp

W produkcji prefabrykowanych elementów wibroprasowanych zazwyczaj stosuje się cementy portlandzkie CEM I lub cementy portlandzkie CEM II/A wysokich klas wytrzymałościowych (≥ 42,5R). Dodatkowym wymaganiem jest możliwość stosowania tych cementów w kombinacji z popiołem lotnym krzemionkowym w betonie do warstwy konstrukcyjnej. Wymagania norm i specyfikacji technicznych oraz oczekiwania użytkowników elementów wibroprasowanych stawiają przed nimi wysokie wymagania jakościowe tj. wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, mrozoodporność w obecności soli, nasiąkliwość itp. Obecnie do wymagań jakościowych dochodzi wyzwanie związane ze zmniejszaniem wpływu na środowisko stosownych rozwiązań materiałowych, wyrażone głównie poprzez zmniejszenie śladu węglowego produkowanych wyrobów. Można to osiągnąć poprzez stosownie cementów charakteryzujących się mniejszym śladem węglowym np. CEM II/B, które zawierają większą ilość nieklinkierowych składników głównych. Betony wykonane z cementów zawierających nieklinkierowe składnik główne takie jak popiół lotny, granulowany żużel wielkopiecowy charakteryzują się stosunkowo wolnym, jak na potrzeby prefabrykacji, przyrostem wytrzymałości wczesnych [1÷3] oraz niższą odpornością na działanie cyklicznego zamrażania-odmrażania [1÷6]. Powyższe cechy odnoszą się głównie do betonów tradycyjnych, a nie wibroprasowanych. W przypadku technologii wibroprasowanej stosowany jest bardzo niski współczynnik wodno-cementowy i/lub obróbka cieplna (podwyższona temperatura i wilgotność) po procesie formowania elementów, co znacznie przyspiesza narastanie wytrzymałości wczesnej zwłaszcza cementów o obniżonej zawartości klinkieru CEM II÷CEM VI i betonów z nich wykonanych [1, 2, 5, 6]. Trwałość betonu wibroprasowanego, utożsamiana głównie z odpornością na zamrażanie/rozmrażanie z udziałem soli odladzających, wyprodukowanego z cementów niskoklinkierowych nie jest w sposób dostateczny opisania w literaturze zwłaszcza w przypadku stosowania cementów CEM II÷CEM VI, gdyż większość doświadczeń dotyczy betonu tradycyjnego. Powyższe czynniki stanowiły przyczynek do podjęcia opisanego w niniejszym artykule tematu badawczego, głównie pod kątem możliwości stosowania cementów z grupy CEM II.

2. Materiały

W badaniach wykorzystano 5 rodzajów cementów wyprodukowanych w skali przemysłowej: cement portlandzki CEM I 42,5R (cement odniesienia), cement portlandzki wapienny CEM II/A-LL 52,5R, cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/A-M (S-LL) 52,5N, cement portlandzki popiołowy CEM II/B-V 42,5R oraz cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II/B-M (V-LL) 42,5N, które różniły się rodzajem i sumaryczną ilością zastosowanych nieklinkierowych składników cementu. Skutkowało to różnicami we właściwościach fizycznych i mechanicznych, co przedstawiono w tabeli 1. Skład chemiczny cementów zestawiono w tabeli 1. W tabeli 2 przedstawiono skład chemiczny zastosowanych cementów.

Tabela 1. Właściwości fizyko-mechaniczne cementów

Właściwość	Jednostka	CEM I 42,5R	CEM II/A-LL 52,5R	CEM II/A-M (S-LL) 52,5N	CEM II/B-V 42,5R	CEM II/B-M (V-LL) 42,5N
Początek czasu wiązania	[min]	210	185	200	215	225
Wytrzymałość na ściskanie: - po 1 dniu - po 2 dniach - po 28 dniach	[MPa]	15,5 25,6 58,3	25,7 37,9 64,3	15,1 28,0 58,6	18,2 30,4 55,4	17,4 30,1 59,4
Wodożądność	[%]	27,3	30,6	30,3	29,4	28,8
Powierzchnia właściwa wg Blaine`a	[cm^2/g]	3650	5360	4550	5140	4860
Ilość nieklinkierowych składników głównych i drugorzędnych	[%]	0÷5	6÷20	6÷20	21÷35	21÷35

Tabela 2. Skład chemiczny cementów

Składnik	CaO	Fe_2O_3	SiO_2	Al_2O_3	MgO	SO_3	Cl-	Na_2O	K_2O	Poz. n.	Str. pr.
CEM I 52,5R	62,58	4,15	19,31	5,02	1,72	2,78	0,048	0,18	0,63	0,91	2,67
CEM II/A-LL 52,5R	60,75	4,30	18,4	5,62	1,70	3,35	0,056	0,18	0,70	0,59	4,35
CEM II/A-M (S-LL) 52,5N	59,69	3,59	21,10	5,21	2,24	2,86	0,052	0,20	0,59	0,92	3,82
CEM II/B-V 42,5R	47,74	5,04	27,03	9,98	2,04	3,24	0,039	0,60	1,07	18,82	2,05
CEM II/B-M (V-LL) 42,5R	54,62	4,43	22,86	7,46	1,78	2,72	0,037	0,43	0,87	9,92	4,11
poz. n. – pozostałość nierozpuszczalna; str. pr – strata prażenia											

Program badań był podzielony na 2 części: laboratoryjną i próbę przemysłową.

3. Badania laboratoryjne

3.1. Plan i metody badań laboratoryjnych

Celem badań laboratoryjnych było pokazanie wpływu rodzaju cementu na właściwości warstwy konstrukcyjnej. Zakres badań betonów laboratoryjnych obejmował:

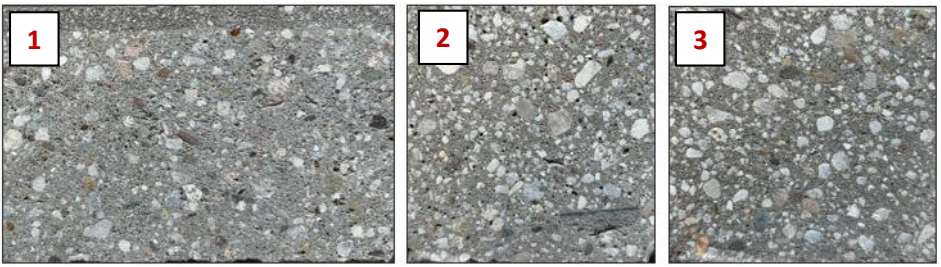
– wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu po 7 i 28 dniach wg PN-EN 1338 zał. F,
– nasiąkliwość po 28 dniach wg PN-EN 1338 zał. E.

Składy betonów przedstawiono w tabeli 3. Zaprojektowano dwie serie receptur bez udziału popiołu i z udziałem popiołu, gdyż część laboratoryjna był skoncentrowana na określeniu właściwości betonów przeznaczonych do warstwy konstrukcyjnej elementów wibroprasowanych. Popiół lotny jest powszechnie stosowany jako składnik betonu do warstwy konstrukcyjnej. Ze względu na rodzaj cementu zróżnicowano ilość stosowanego w składzie betonu popiołu lotnego tj. betony z cementami CEM I 42,5R i CEM II/A-LL 52,5R zawierały 70 kg/m^3, a betony z cementami CEM II/B-V 42,5R i CEM II/B-M (V-LL) 42,5N zawierały 35 kg/m^3. Różnica w ilości popiołu lotnego składzie betonu wynikała z ilości nieklinkierowych składników głównych w zastosowanych w cementach.

Tabela 3. Skład betonów laboratoryjnych

Materiał	**Źródło**	**CI42 (referencja)**	**CI42P (referencja z popiołem)**	**CIIALL52**	**CIIALL52P**
CEM I 42,5 R	Górażdże	330	260	-	-
CEM II/A-LL 52,5 R	Górażdże	-	-	330	260
Popiół lotny krzemionkowy	-	-	70	-	70
Piasek 0/2	Błaszki	900	949	907	893
Piasek 0,8/2	Błaszki	-	-	-	-
Żwir 2/8	Błaszki	1004	1058	1011	996
Woda	Wodociągowa	139	141	140	140
Perpecel NF-600	Atlas	0,83	0,83	0,83	0,83
Materiał	**Źródło**	**CIIBV42**	**CIIBV42P**	**CIIBM42**	**CIIBM42P**
CEM II/B-V 42,5R	Górażdże	330	295	-	-
CEM II/B-M (V-LL) 42,5N	Górażdże	-	-	330	-
Popiół lotny krzemionkowy	-	-	35	-	35
Piasek 0/2	Błaszki	892	886	896	890
Piasek 0,8/2	Błaszki	-	-	-	-
Żwir 2/8	Błaszki	994	988	999	992
Woda	Wodociągowa	139	140	139	140
Perpecel NF-600	Atlas	0,83	0,83	0,83	0,83

Ze względu na specyfikę produkcji betonowych elementów wibroprasowanych właściwości użytkowe mieszanki betonowej do ich produkcji zwykle waliduje się na etapie prób przemysłowych w zakładzie produkcyjnym. Wynika to z niskiej wilgotność mieszanki betonowej, co powoduje, że osiągnięcie odpowiedniego stopnia zagęszczenia próbki tradycyjnymi metodami w skali laboratoryjnej jest problematyczne. Wpływ sposobu formowania mieszanki na stopień zagęszczenia próbki przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Wpływ sposobu formowania na stopień zagęszczenia próbki. 1 – wibroprasowanie, 2 – stolik wibracyjny, 3 – prasa żyratorowa

W związku z tym, w badaniach laboratoryjnych zastosowano prasę żyratorową (rys.2a), która dzięki odpowiedniemu układowi sił w trakcie procesu formowania pozwala otrzymać próbki o podobnym stopniu zagęszczenia, jak wyroby uzyskane w procesie wibroprasowania w zakładzie produkcyjnym. Pozwala to na ocenę wpływu innych czynników, aniżeli stopień zagęszczenia, np. rodzaju i ilości cementu, stosu okruchowego kruszywa, rodzaju i ilości domieszki chemicznej na właściwości mieszanki i stwardniałego betonu. W prasie żyratorowej odpowiedni stopień zagęszczenia mieszanki uzyskuje się poprzez równoczesne zastosowanie siły ściskającej i ścinającej w osi pionowej próbki. Próbka umiejscowiona jest pod niewielkim kątem względem osi pionowej (rys. 2b). Taki układ sił powoduje ruch linii środkowej badanego elementu, który wytwarza stożkową powierzchnię żyracji, podczas gdy końce badanego elementu pozostają w przybliżeniu prostopadłe do osi pionowej powierzchni.

Rys. 2. Prasa żyratorowa (a) i szkic procesu zagęszczania próbki w prasie żyratorowej (b) (F- siła ściskająca, n – liczba obrotów na minutę wokół osi próbki)

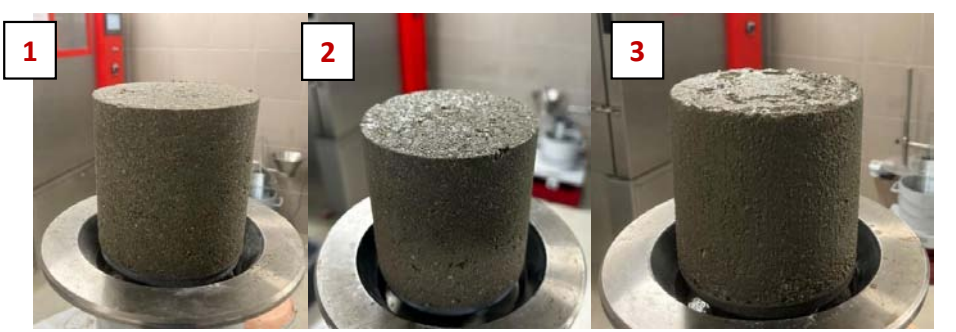
Prasa żyratorowa umożliwia regulację siły ściskającej F, prędkości obrotowej n oraz kąta nachylenia próbki względem osi pionowej. Jednakże najczęściej stosowanymi usta-

wieniami są te określone w skandynawskiej normie NT BUILD 427 (tabela 4) [7] i takie ustawienia przyjęto w niniejszej pracy.

Tabela 4. Wartości parametrów prasy żyratorowej wg. NT BUILD 427 [7]

Parametr	Wartość
Siła ściskająca F [kN]	1,26
Prędkość obrotowa [rpm]	60
Kąt nachylenia [deg]	2,28

Proces zagęszczania próbki uznaje się za zakończony w momencie, gdy próbka osiągnie zadaną: wysokość, gęstość lub liczbę cykli (1 cykl = 1 obrót). W niniejszej pracy przyjęto, że proces zagęszczania został uznany za zakończony w momencie, gdy urządzenie wykonało 100 cykli. Po procesie formowania na podstawie oceny wizualnej próbki określano optymalną wilgotność mieszanki. Zbyt niska spowodowałaby nieosiągnięcie przez mieszankę zadanych parametrów wytrzymałościowych. Z kolei zbyt wysoka zawartość wody prowadziłaby do deformacji kształtu wyrobu czy też generowałaby problemy produkcyjne w postaci podklejania stempla w urządzeniu wibroprasującym. Przykładowy wygląd próbki po zakończonym formowaniu przedstawiono na rys. 3. W trakcie formowania próbki w prasie żyratorowej rejestrowane były w czasie rzeczywistym także wartości gęstości, porowatości. Następnie po uformowaniu próbki pielęgnowano w temperaturze 20°C i wilgotności 95%.



Rys. 3. Wygląd próbki po zakończonym procesie formowania. 1- za niska wilgotność; 2 – optymalna wilgotność; 3 – wysoka wilgotność

Ślad węglowy został obliczony przy wykorzystaniu oprogramowania „GCCA Industry EPD tool for cement and concrete" w wersji 4.0 opracowanego dla Global Cement and Concrete Association (GCCA). Narzędzie „GCCA Industry EPD tool for cement and concrete" jest internetowym narzędziem do tworzenia deklaracji środowiskowych (EPD) dla klinkieru, cementu, kruszyw, betonu i prefabrykatów betonowych. To narzędzie jest zgodne z wytycznymi zawartymi w normach:

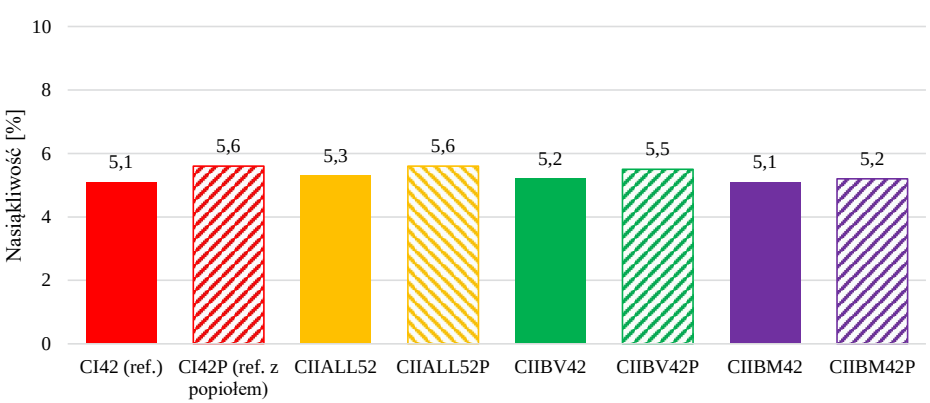
– PN-EN 15804+A2:2020-03 „Zrównoważenie obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobu – Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych" [8],
– PN-EN 16908+A1:2022-08 „Cement i wapno budowlane – Deklaracje środowiskowe wyrobów – Zasady kategoryzacji wyrobów będące uzupełnieniem postanowień EN 15804" [9],

– PN-EN 16757:2023-04 „Zrównoważone podejście do obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobu – Zasady dotyczące kategorii wyrobów w odniesieniu do betonu i elementów betonowych" [10].

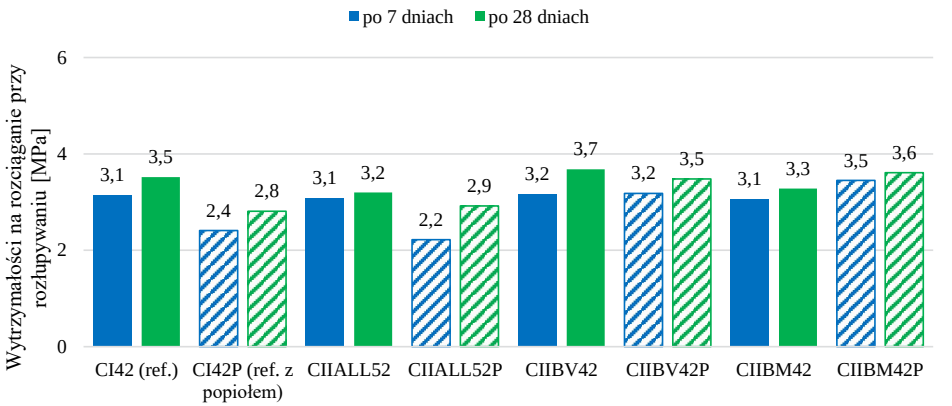
Narzędzie GCCA Industry EPD tool for cement and concrete" jest narzędziem zweryfikowanym przez certyfikowaną jednostkę zewnętrzną. Wykorzystywane dane do obliczeń pochodzą z bazy danych ecoinvent v3.5. Prezentowane obliczenia obejmują etapy A1÷A3 tj. „od kołyski do bramy".

3.2. Wyniki badań laboratoryjnych

Na rys. 4 przedstawiono wyniki badań nasiąkliwości badanych próbek laboratoryjnych bez i z dodatkiem popiołu lotnego. Nasiąkliwość betonów bez popiołu lotnego mieściła się w przedziale 5,1÷5,3%. Natomiast betony zawierające popiół lotny miały wyższą nasiąkliwość 5,2÷5,6%. Wszystkie betony spełniłyby wymagania dotyczące betonowych kostek brukowych klasy B wg PN-EN 1338 tj. < 6,0% [11]. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu po 7 i 28 dniach przedstawiono na rys. 5. Próbki bez dodatku popiołu uzyskały wytrzymałość po 7 dniach na zbliżonym poziomie 3,1÷3,2 MPa (beton referencyjny 3,1 MPa), natomiast po 28 dniach dojrzewania różnice był nieznacznie większe 3,2÷3,7 MPa (beton referencyjny 3,5 MPa). Natomiast w przypadku betonów, gdzie zastosowano popiół lotny krzemionkowy spodziewano się spadku wytrzymałości i tak było w przypadku betonów z cementami CEM I 42,5R oraz CEM II/A-LL 52,5R (dodatek popiołu 70 kg/m^3) odpowiednio 2,4 MPa i 2,2 MPa po 7 dniach pielęgnacji oraz 2,8 MPa i 2,9 MPa po 28 dniach pielęgnacji. Natomiast w przypadku cementów CEM II/B-V 42,5R i CEM II/B-M (V-LL) 42,5N z mniejszą ilością popiołu lotnego krzemionkowego V (dodatek popiołu 35 kg/m^3) wytrzymałości były wyższe i wynosiły odpowiednio 3,2 MPa i 3,5 MPa po 7 dniach pielęgnacji oraz 3,5 MPa i 3,6 MPa po 28 dniach pielęgnacji. Może to wynikać lepszego upakowania/zagęszczenia próbek ze względu na większą ilość kamienia wapiennego i popiołu lotnego pochodzącego ze składu cementu.

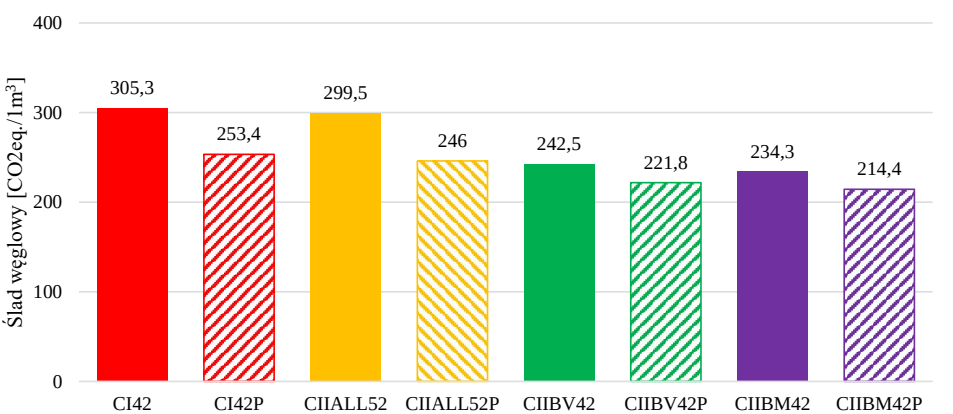


Rys. 4. Nasiąkliwość betonów laboratoryjnych po 28 dniach pielęgnacji (P – próbki z popiołem)

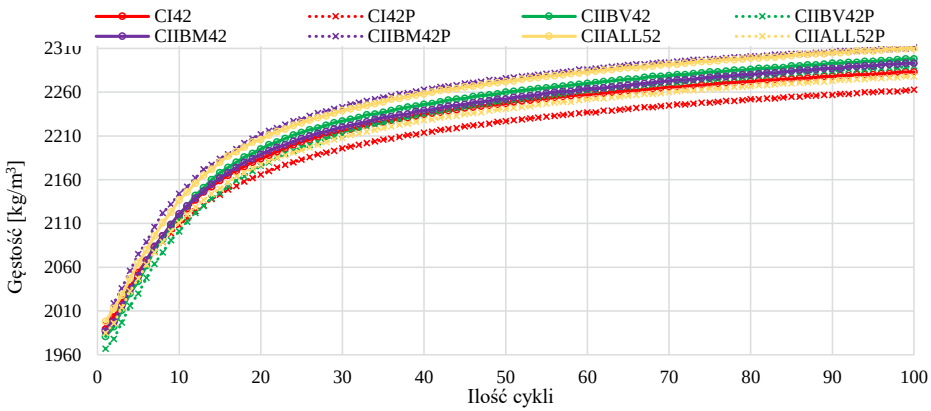


Rys. 5. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonów laboratoryjnych (P – z popiołem)

Zastosowanie cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II/A, B, a zwłaszcza CEM II/B-V 42,5R oraz CEM II/B-M (V-LL) 42,5N pozwala przy podobnych właściwościach obniżyć ślad węglowy betonów o 21÷25% (rys.6) w stosunku do cementu portlandzkiego CEM I 42,5R przy bardzo zbliżonych właściwościach wytrzymałościowych i nasiąkliwości. W przypadku cementu CEM II/A-LL 52,5R korzyść związana z obniżeniem śladu węglowego była niższa tylko ok. 5 kg/m^3, co wynika z mniejszego udziału nieklinkierowych składników głównych oraz dużego stopnia przemiału wymagającego znacznie większych ilości energii elektrycznej, która w Polsce pochodzi głównie ze spalania węgla. Cechą charakterystyczną cementu CEM II/A-LL 52,5R jest szybki przyrost wytrzymałości wczesnych, który nie był przedmiotem badań na tym etapie.



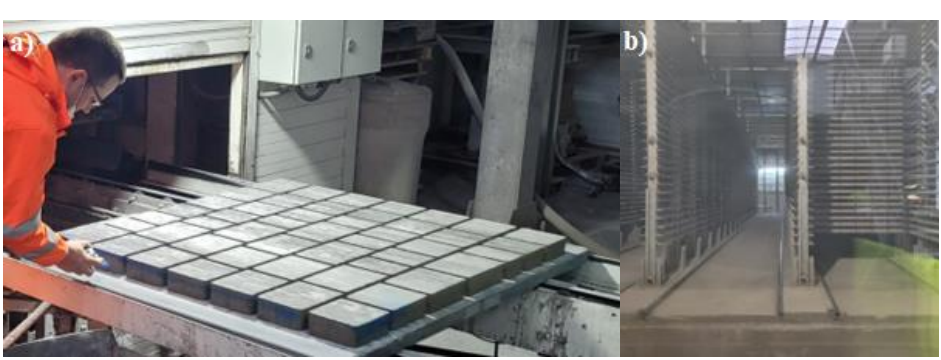
Rys. 6. Emisyjność betonów wykonanych w próbie laboratoryjnej (P – beton z popiołem)



Rys. 7. Zmiana gęstości próbki w trakcie procesu formowania

4. Próba przemysłowa

Dzięki uprzejmości i zaangażowaniu firmy DROG-BRUK A.P.Szczerek Sp. J., która posiada nowoczesne zaplecze technologiczne, możliwe było wyprodukowanie w skali przemysłowej dwuwarstwowej betonowej kostki brukowej. Producent do testów udostępnił linię produkcyjną wyposażoną w wibroprasę producenta HESS RH 1500-3VA z wykorzystaniem blatów Wasa Uniplast Ultra wzmocnionych mikrowłóknami. Zastosowanie w pełni kontrolowanego systemu wibracji oraz siły prasowania zapewniło bardzo dobrą powtarzalność produkcji elementów betonowych metodą wibroprasowania. W przypadku firmy DROG-BRUK po wyprodukowaniu kostki zostały umieszczone w komorze dojrzewalni na okres ok. 18 godz. przy wilgotności powietrza 85 ±10% i temperaturze 35 ±5°C (Fot. 1), a następnie były składowane na niezadaszonym placu magazynowym.



Fot. 1. Kontrola wizualna wyprodukowanej betonowej kostki brukowej przed wejściem do komory dojrzewalni (a) Komora dojrzewalni z regulowaną wilgotnością i temperaturą dojrzewania betonu (b)

4.1. Plan i metody badań przemysłowych

W skali przemysłowej zastosowano cement CEM II B-V 42,5R w produkcji betonowej kostki wibroprasowanej w warstwie fakturowej i konstrukcyjnej, gdzie warstwę konstrukcyjną wykonano w dwóch wariantach bez i z udziałem popiołu lotnego krzemionkowego kat. A. Oprócz produkcji z użyciem cementu CEM II B-V 42,5R wykonana została również próba referencyjna z użyciem cementu, który jest używany w standardowej produkcji, tj. CEM II/A-M (S-LL) 52,5N wraz z dodatkiem popiołu lotnego krzemionkowego kat. A. Skład betonów przedstawiono w tabeli 5. Składy betonu zostały opracowane na podstawie prób laboratoryjnych z użyciem żyroprasy opisanej wcześniej. Wykorzystano mieszankę o max. uziarnieniu do 8 mm, stosując płukany piasek kwarcowy 0-2 mm i żwir 2-8 mm. Mieszanka została zaprojektowana w klasie konsystencji V0 i z gęstością projektowaną na poziomie 2350 kg/m^3. Dodatkowo wprowadzono nieznaczne korekty w ilości wody zarobowej wynikające z charakterystyki stosowanych spoiw. W celu poprawy właściwości mieszanki betonowej zastosowano również domieszki chemiczne przeznaczone do technologii wibroprasowanej:

- w warstwie konstrukcyjnej ATLAS PERPECEL NF-600 – domieszka, która poprawia zwilżalność cementu i pozwala na dozowanie optymalnej ilości wody w betonie o konsystencji wilgotnej,
- w warstwie fakturowej ATLAS ANGUCEL ES-201 – domieszka hydrofobizująca ograniczająca ryzyko wystąpienia wykwitów węglanowych.

Tabela 5. Skład betonów w próbie przemysłowej

Materiał	Źródło	Warstwa konstrukcyjna (WK)			Warstwa fakturowa (WF)	
		WKCIIAM52 (ref.)	WKCIIBV42	WKCIIBV42P	WFCIIAM52 (ref.)	WFCIIBV42
CEM II/A-M (S-LL) 52,5N	Górażdże	260	-	-	450	-
CEM II/B-V 42,5 R	Górażdże	-	330	295	-	470
Popiół lotny krzemionkowy	-	70	-	35	-	-
Piasek 0/2	Błaszki	950	892	886	1550	1500
Żwir 2/8	Błaszki	1050	994	988	-	-
Woda	Wodociągowa	119	119	119	130	140
Domieszka Perpecel NF-600	Atlas	0,83	0,83	0,83	-	-
Domieszka Angucel ES-201	Atlas	-	-	-	4,5	4,7

Plan badań kostek brukowych wyprodukowanych w próbie przemysłowej był następujący:

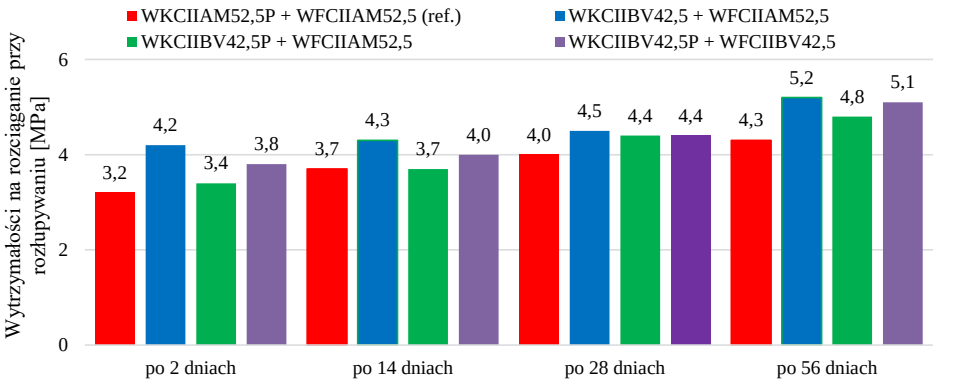
- wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu wg PN-EN 1338:2005, zał. F po 2, 14, 28 i 56 dniach dojrzewania,
- odporność na ścieranie metodą szerokiej tarczy wg PN-EN 1338:2005, zał. G po 28 dniach dojrzewania,
- nasiąkliwość kostki brukowej wg PN-EN 1338:2005, zał. E po 28 i 56 dniach dojrzewania,
- odporność kostki brukowej na zamrażanie/rozmrażanie z udziałem soli odladzającej wg PN-EN 1338:2005, zał. D po 28 dniach dojrzewania (wyniki nie zostały zaprezentowane – badania w trakcie wykonywania).
- Na fot. 2 przedstawiono schemat wyboru próbek do badań z blatu produkcyjnego.

Fot. 2. Schemat pobierania próbek do badań

4.2. Wyniki badań z próby przemysłowej

Na rys. 8 i 9 przedstawiono odpowiednio wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu i nasiąkliwości wyprodukowanej kostki brukowej. Już po 14 dniach dojrzewania wszystkie wyprodukowane kostki brukowe spełniały wymagania normy PN-EN 1338:2005 [11] w zakresie wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu tj. ≥ 3,6 MPa. oraz nasiąkliwości tj. ≤ 6,0%. Odnośnie nasiąkliwości również wymaganie GDDKiA tj. ≤ 5,0% [12÷13] zostało spełnione. Potwierdza to możliwość stosowania cementu CEM II/B-V 42,5R z i bez dodatkowej ilości popiołu jako składnika betonu do produkcji warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej, co korzystnie wpływa na obniżenie śladu węglowego (rys. 10). Wyniki badania ścieralności kostek (tabela 6), a w zasadzie warstwy fakturowej, wykonanych z cementu referencyjnego CEM II/A-M (S-LL) 52,5N oraz cementu CEM II/B-V 42,5R pokazały spełnienie wymagań normy PN-EN 1338:2005 dla kategorii I (najostrzejszej), co jest pozytywnym aspektem w kontekście stosowania tego cementu w warstwie fak-

turowej kostki brukowej. Badania odporności kostki brukowej na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie w obecności soli odladzającej dały pozytywny wyniki dla obu zastosowanych cementów dla kategorii D (Tab. 7)



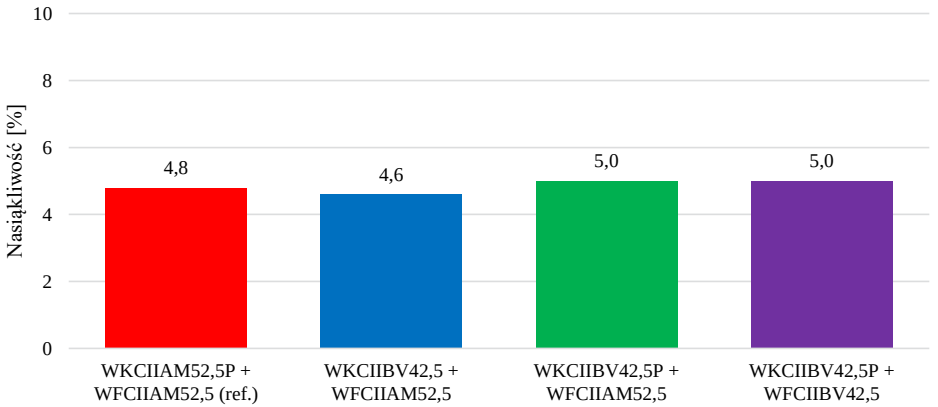
Rys. 8. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu kostek brukowych z próby przemysłowej (P – z popiołem)

Tabela 6. Ścieralność wyprodukowanej kostki brukowej

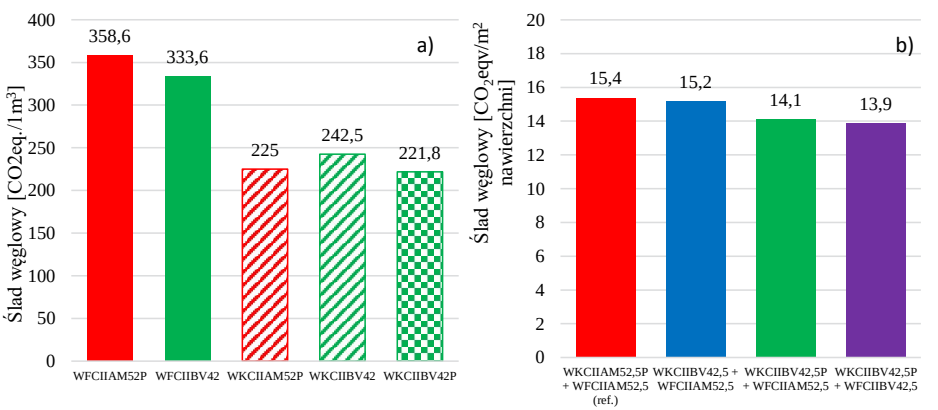
Ścieralność		
Wymagania normy PN-EN 1338:2005 dla kategorii I [8]	WKCIIAM52,5P + WFCIIAM52,5 (ref.)	WKCIIBV42,5P + WFCIIBV42,5
Ścieralność na szerokiej tarczy ściernej zał. G ≤ 20 mm	18,8 mm	19,3 mm
Ścieralność na tarczy Boehmego zał. H < 18 000 mm^3/5 000 mm^2	10 997 mm^3/5 000 mm^2	14 790 mm^3/5 000 mm^2

Tabela 7. Odporność kostki brukowej na zamrażanie/rozmrażanie z udziałem soli odladzających

Ubytek masy		
Wymagania normy PN-EN 1338:2005 dla kategorii D [8]	WKCIIAM52,5P + WFCIIAM52,5 (ref.)	WKCIIBV42,5P + WFCIIBV42,5
Ubytek masy na jednostkę powierzchni ≤ 1,0 kg/m^2	0,02 kg/m^2	0,06 kg/m^2



Rys. 9. Nasiąkliwość kostek brukowych z próby przemysłowej po 28 dniach pielęgnacji (P – próbki z popiołem)



Rys. 10. Ślad węglowy: 1m^3 betonu (a), 1m^2 powierzchni kostki brukowej (b)

5. Podsumowanie i wnioski

Stosowanie cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II/A, B np. CEM II/B-V 42,5R pozwala ograniczyć ślad węglowych związany z produkcją elementów wibroprasowanych przy zachowaniu zbliżonych właściwościach użytkowych w porównaniu do cementu portlandzkiego CEM I, co jest zgodne z filozofią zrównoważonego rozwoju i ideą gospodarki w obiegu zamkniętym. Z pewnością cementy CEM II/A, B mogą stanowić pełnoprawny zamiennik cementów portlandzkich CEM I w składzie betonu do warstwy konstrukcyjnej elementów wibroprasowanych. Natomiast możliwość ich stosowania w przypadku warstwy fakturowej ogranicza się głównie do cementów CEM II/A, np. do opisywanego cementu CEM II/A-M (S-LL) 52,5N. W tym przypadku czynnikiem decydującym jest odporność na zamrażanie/rozmrażanie z udziałem soli odladzającej. Wyniki badań potwierdzają spełnienie wymagań pod kątem oceny odporności zamrażanie/rozmrażanie z udziałem soli odladzających dla obu cementów zastosowanych w warstwie fakturowej. Należy zachować

szczególną uwagę w przypadku stosowania cementów z grupy CEM II/B w warstwie fakturowej przy produkcji elementów prefabrykowanych w okresie obniżonych temperatur np. w okresie wiosny i jesieni. Obniżona temperatura w której dojrzewają gotowe składowane na placu elementy może być przyczyną wydłużenia procesu hydratacji i może skutkować obniżeniem i/lub brakiem odporności na cykliczne zamrażanie/rozmrażanie w obecności soli odladzających warstwy fakturowej.

Literatura

[1] Giergiczny Z., Małolepszy J., Szwabowski J., Śliwiński J.: Cementy z dodatkami mineralnymi w technologii betonów nowej generacji. Wydawnictwo Instytut Śląski Sp. z o.o., Opole, 2002
[2] Deja J.; Marek Gawlicki, Zdzisław B. Kohutek, Łukasz Kotwica, Artur Łagosz, Radosław Mróz, Waldemar Pichór. Beton: technologie i metody badań, Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2020. — 938.
[3] Müller C., Performance of Portland-composite cements, Cement International, Nr 2, 2006, s. 112-119
[4] Giergiczny Z., Sokołowski M.: Cement portlandzki wapienny CEM II/A-LL 42,5R w prefabrykacji, Materiały Budowlane, nr 11, 2008, s. 9-11.
[5] Batog M., Bakalarz J., Synowiec K., Dziuk D., Stosowanie cementów wieloskładnikowych w budownictwie, Budownictwo, Architektura Technologie, nr 3/2022
[6] Z. Giergiczny, „Popiół lotny w składzie cementu i betonu", Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2013
[7] NT BUILD 427 Concrete, fresh: Compactibility with ic-tester (intensive compaction tester)
[8] PN-EN 15804+A2:2020-03 „Zrównoważenie obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobu – Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych",
[9] PN-EN 16908+A1:2022-08 „Cement i wapno budowlane – Deklaracje środowiskowe wyrobów – Zasady kategoryzacji wyrobów będące uzupełnieniem postanowień EN 15804",
[10] PN-EN 16757:2023-04 „Zrównoważone podejście do obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobu – Zasady dotyczące kategorii wyrobów w odniesieniu do betonu i elementów betonowych",
[11] PN-EN 1338:2005 „Betonowe kostki brukowe – Wymagania i metody badań"
[12] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Specyfikacje techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych D.05.03.23. Nawierzchnia z kostki brukowej betonowej, https://www.archiwum.gddkia.gov.pl/pl/d/d47ee977002f113fc8533e54c6ad4a80 (dostęp 1.06.2023)
[13] Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warunki wykonania i odbioru robót budowlanych D-08.01.01 v02 Krawężniki betonowe, Warszawa 22 lutego 2022

Anna Rostkowska
Katarzyna Łaskawiec

Zbrojenie z włókien nowej generacji w elementach z autoklawizowanego betonu komórkowego

AUTOCLAVED AERATED CONCRETE ELEMENTS WITH NEW GENERATION FIBRE

Streszczenie

Szybki rozwój inżynierii materiałowej umożliwia zastosowanie nowej generacji włókien do prefabrykacji betonowej. Utworzony w ten sposób kompozyt, powinien wykazać zwiększoną wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie od tradycyjnych prefabrykatów betonowych.

Stosowanie dodatku włókien nowej generacji do poprawy właściwości mechanicznych różnych elementów prefabrykowanych, w tym autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK), jest tematem podejmowanym w ostatnich latach przez różnych autorów w ośrodkach na całym świecie. Mimo znacznej liczby publikacji dotyczących wpływu włókien na wytrzymałość ABK, w niewielu pracach podejmowano analizę zmian przewodności cieplnej takich elementów. Jest to kwestia zasadnicza dla ograniczenia strat energii w obiektach zbudowanych z bloczków z ABK. W konsekwencji możliwe będzie osiągnięcie zmniejszenia emisji CO_2 do atmosfery oraz zmniejszenie zużycia surowców energetycznych koniecznych do ogrzania lub schłodzenia obiektów. Jest to istotny parametr objęty Dyrektywami Unii Europejskiej.

W artykule przedstawiony będzie wpływ dodatku włókien celulozowych na właściwości wytrzymałościowe betonu komórkowego.

Abstract

Rapid developments in materials engineering are making it possible to apply a new generation of fibres to precast concrete. The composite formed in this way, should show increased compressive and tensile strengths from traditional precast concrete.

mgr inż. Anna Rostkowska – Sieć Badawcza Łukasiewicz, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych, Kraków, Polska

dr inż. Katarzyna Łaskawiec – Sieć Badawcza Łukasiewicz, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych, Kraków, Polska

The use of the addition of new generation fibres to improve the mechanical properties of various precast elements, including autoclaved aerated concrete (AAC), has been a topic addressed in recent years by various authors in centres around the world. Despite the considerable number of publications on the influence of fibres on the strength of AAC, few works have addressed the analysis of changes in the thermal conductivity of such elements. This is a crucial issue for the reduction of energy losses in structures built with AAC blocks. As a consequence, it will be possible to achieve a reduction in CO2 emissions into the atmosphere and a reduction in the consumption of energy raw materials required to heat or cool buildings. This is an important parameter covered by European Union Directives.

This paper will present the influence of the addition of cellulose fibres on the strength properties of autoclaved aerated concrete.

1. Wstęp

Około 35 % światowego zużycia energii jest pochłaniane przez zapotrzebowania energetyczne budynków[1]. Emisja tlenków węgla z tym związana jest większa niż emisja pochodząca z sektora transportowego. Kurczące się zasoby surowców energetycznych i zmiany klimatyczne wynikające ze wzrostu emisji CO_2, wskazują jak istotne jest efektywne wykorzystanie energii nie tylko w sektorach gospodarki bazujących na spalaniu paliw kopalnych, ale również w budynkach mieszkalnych, biurowych czy użyteczności publicznej.

Biorąc pod uwagę dystrybucję konsumpcji energii w budynkach, dominuje zużycie energii na ogrzewanie i chłodzenie obiektów. Około 40% strat ciepła w budynkach zachodzi przez ściany zewnętrzne i z tego powodu kwestia zmniejszenia przewodności cieplnej ścian (zwiększenia oporów przepływu ciepła) jest sprawą zasadniczą dla redukcji tych strat [1].

Dużym wyzwaniem dla sektora budowlanego będzie reagowanie na zmiany klimatyczne, zwłaszcza osiągnięcie celów w zakresie globalnej redukcji emisji dwutlenku węgla. W 2022 roku członkowie Europejskiego Stowarzyszenia Autoklawizowanego Betonu komórkowego (EAACA) zobowiązali się do opracowania harmonogramu zadań zgodnego z celami Porozumienia Paryskiego w zakresie ograniczenia globalnego ocieplenia do 1,5 ˚C i wspierającego politykę dekarbonizacji budynków w Europie oraz poszczególnych sektorów budownictwa. Drogą wskazaną przez harmonogram dochodzenia do zerowej emisyjności, produkty z ABK mają potencjał osiągnięcia zerowej emisji netto do roku 2050, a nawet, dzięki rekarbonizacji, możliwość osiągnięcia ujemnego poziomu emisji dwutlenku węgla. To oznacza, że w cyklu życia produkty te będą pochłaniać więcej dwutlenku węgla z atmosfery niż generować. ABK, dzięki doskonałej charakterystyce cieplnej i możliwości osiągnięcia ujemnej emisji CO_2, odgrywa ważną rolę jako zrównoważony materiał budowlany, przyczyniając się do zmniejszenia emisji (użytkowej i wbudowanej) w cyklu życia europejskich budynków.[2]

Na wszystkich etapach ABK, jako mineralny materiał budowlany dla zrównoważonego budownictwa, może być w pełni utylizowany i wykorzystywany ponownie. Czyli od produkcji, gdzie brak odpadów w zakładach, poprzez budowę, gdzie możliwy jest recykling gruzu z betonu komórkowego pochodzącego z docinania elementów na budowie, aż po rozbiórkę, gdzie materiał pochodzący z rozbiórki obiektów może być poddany recyklingowi. Obieg zamknięty z produktów z ABK ogromnie uwiarygodni tą branżę. [3]

Autoklawizowany beton komórkowy (ABK) jest jednym z najpowszechniejszych materiałów budowlanych w Polsce. Znajduje zastosowanie zarówno w budownictwie mieszkaniowym, obiektach gospodarczych jak i w dużych inwestycjach publicznych. O sukcesie ABK zadecydował fakt, iż materiał ten charakteryzuje się pożądanymi parametrami właściwości fizyko-technicznych takimi jak: wysoki opór cieplny, dobra wytrzymałość przy stosunkowo niskiej gęstości, niepalność, przepuszczalność pary wodnej, trwałość [1-6]. Popularność elementów murowych z ABK wśród wykonawców wynika ze zmniejszonych nakładów prac związanych z niższą wagą elementów, łatwiejszą obróbką oraz dogodniejszymi sposobami zakładania instalacji, prostymi sposobami łączenia prefabrykatów z murowanymi ścianami z ABK. Dodatkową zaletą elementów z ABK jest precyzja ich wykonania, która wynika z zastosowania zaawansowanych technologicznie maszyn. Dokładność wymiarów elementów na poziomie 2 mm (TLMA) lub nawet 1 mm (TLMB) pozwala na stosowanie zapraw cienkowarstwowych co pozwala na zmniejszenie mostków cieplnych w murowanej przegrodzie [6-8]. Wśród innych materiałów murowych podobną dokładność wymiarową osiągają jedynie szlifowane elementy ceramiczne.

Autoklawizowany beton komórkowy jest jedynym materiałem ściennym charakteryzującym się tak szerokim zakresem gęstości, od 300 kg/m^3 do 800 kg/m^3. W związku z niskimi wartościami gęstości oraz z dużą porowatością ABK wyróżnia się dobrymi właściwościami izolacyjnymi. Współczynnik przewodzenia ciepła λ dla gęstości 700 kg/m^3 przyjmuje wartości około 0,21 W/(m*K) natomiast dla gęstości 350 kg/m^3 wynosi około 0,09 W/(m*K) [1;4-6]. Połączenie powyższych cech oraz paroprzepuszczalności wpływa pozytywnie na komfort cieplny osób przebywających w pomieszczeniach wymurowanych z ABK. Materiał ten, szczególnie w przypadku gęstości 300 - 400 kg/m^3 charakteryzuje się jednak względnie niewielką wytrzymałością na ściskanie w porównaniu do innych materiałów murowych. W przypadku najniższych gęstości wytrzymałość na ściskanie ABK kształtuje się na poziomie około 2,0 - 2,5 MPa [1,4,5]. Jednym ze sposobów na wzmocnienie struktury betonu komórkowego jest zastosowanie zbrojenia rozproszonego.

2. Zbrojenie rozproszone w betonach

Zbrojenie rozproszone wykorzystywane obecnie w technologii betonu kruszywowego w celu zmiany jego właściwości to krótkie, cienkie włókna: stalowe, szklane, polimerowe, węglowe i bazaltowe, celulozowe.

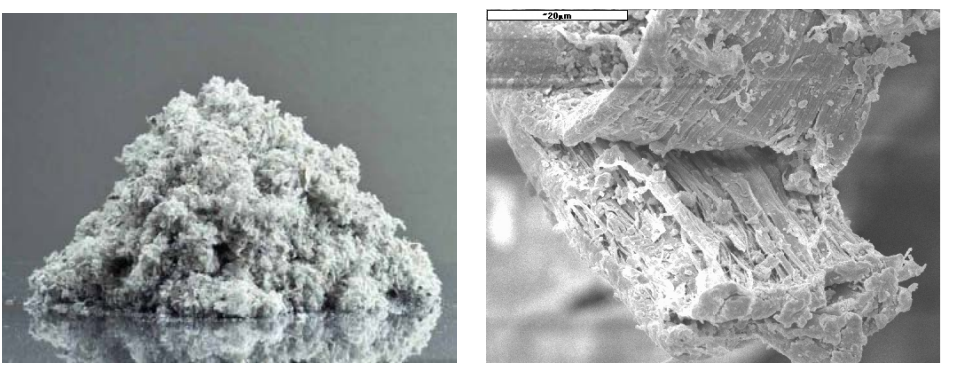
W zależności od przeznaczenia projektowanego betonu, właściwości poszczególnych włókien determinują ich wybór jako zbrojenia rozproszonego [6-8]. Każdy z wyżej wymienionych rodzajów włókien posiada wiele odmian, zarówno w odniesieniu do ich geometrii jak i właściwości fizycznych. Historycznie jako pierwsze włókno spośród wymienionych powyżej zastosowana została fibra stalowa. Pomimo ewidentnie pozytywnego wpływu na wytrzymałość betonu, zwiększenia udarności, polepszenia odporności na działanie mrozu, redukcję skurczu i pełzania oraz zmniejszenia prawdopodobieństwa występowania pęknięć, włókna ze stali znacząco pogarszają urabialność mieszanki betonowej, zwiększają jej masę i wymagają dodatkowych zabiegów w celu zabezpieczenia przed korozją. W dalszych latach starano się poszukiwać takich materiałów do produkcji włókien, które zachowując zalety włókien stalowych jednocześnie byłyby lżejsze, odporne na korozję i w jak najmniejszym stopniu pogarszałyby urabialność mieszanki betonowej. Powszechnie stosowane dzisiaj do zbrojenia betonu kruszywowego włókna polimerowe, szklane, naturalne, węglowe i skalne spełniają te założenia, a głównymi kryteriami odpowiedzialnymi za wybór danego zbrojenia są cena i dostępność na rynku.

Różnice w przeznaczeniu betonu kruszywowego (elementy konstrukcyjne: słupy, belki, płyty, ławy fundamentowe) i autoklawizowanego betonu komórkowego (elementy murowe) oraz odmienne technologie wykonania wpływają na kryteria doboru materiałów wzmacniających [6-8]. Trzeba w tym miejscu wybrać, które spośród wspomnianych włókien do zbrojenia betonu kruszywowego mogą mieć zastosowanie w technologii ABK. Cechy autoklawizowanego betonu komórkowego takie jak paroprzepuszczalność oraz absorpcja wody uniemożliwiają użycie stalowego zbrojenia rozproszonego. Procesy technologiczne takie jak wyrost, autoklawizacja czy cięcie elementów na krajalnicy również determinują rodzaj oraz wymiary włókien, które można zastosować do zbrojenia ABK. Za kryteria wyboru należy zatem przyjąć: odporność na wysokie wartości pH (9 - 12), odporność na temperaturę procesu autoklawizacji (około 190 ˚C), odporność na korozję w kontakcie z wodą, wymiar wzdłużny poniżej 10 mm oraz odpowiednie właściwości adhezyjne zapobiegające segregacji włókien w mieszance betonowej. Powyższe kryteria spełniają włókna szklane, węglowe, bazaltowe, celulozowe oraz wykonane z modyfikowa-

nego polipropylenu. Przeprowadzone do tej pory badania nad zastosowaniem zbrojenia rozproszonego do ABK wykazały pozytywny wpływ na jego właściwości [12, 17].

3. Włókna jako zbrojenie do betonu komórkowego

Badania nad włóknami celulozowymi (rys. 1) prowadzone w Ukrainian Research Design Institute of Building Materials and Products [12] dotyczyły włókien otrzymanych z surowca wtórnego pochodzenia naturalnego o średnicy od 20 do 25 µm i długości (1,0 - 2,5) mm. Procentowy dodatek włókien w stosunku do masy suchych składników wynosił (0,1 - 0,15) % przy uzyskanej gęstości betonu komórkowego na poziomie około 400 kg/m^3. Otrzymany materiał wzmocniony dyspersyjnymi włóknami celulozowymi charakteryzował się zwiększonymi w porównaniu z betonem kontrolnym wartościami wytrzymałości na ściskanie, odpowiednio: 2,97 MPa dla próbek kontrolnych i 3,40 MPa dla próbek wzmocnionych. Zwiększeniu uległy również wytrzymałość na rozciąganie i mrozoodporność.



Rysunek 1. Włókna celulozowe w wielkości naturalnej [13] i w powiększeniu 2000 razy (po prawej) [14].

Pozytywne rezultaty otrzymano podczas badań nad dodatkiem włókien bazaltowych (rys. 2) do ABK prowadzonych na Politechnice w Tomsku [13]. Opublikowane w 2009 roku wyniki badań dotyczyły włókien o średnicach: (10 - 80) µm, (13 - 17) µm, i poniżej 3 µm. Założono dodatek włókien w ilość: 0,25%, 0,5%, 1,0%, 1,5% i 2,0% w stosunku do sumarycznej masy suchych składników oraz gęstości betonu: 300 kg/m^3, 500 kg/m^3, 800 kg/m^3. Niezależnie od rodzaju użytego włókna bazaltowego wytrzymałości na ściskanie w przypadku gęstości 300 kg/m^3 wzrastała wraz z procentowym dodatkiem danego włókna. Dla gęstości 500 kg/m^3 zaobserwowano wystąpienie optimum dodatku włókna dla wartości 1,0% w przypadku wszystkich badanych średnic włókien. Próbki ABK o gęstości 800 kg/m^3 wzmocnione włóknami o niższych wartościach średnic wykazały najwyższą wytrzymałość przy jednoprocentowym dodatku włókna bazaltowego. Wzrost wytrzymałości dla próbek ABK o gęstości 800 kg/m^3 z włóknami o średnicy (10 - 80) µm pojawił się dopiero po dodaniu 2% włókien.

Rysunek 2. Włókna bazaltowe powleczone polimerem tworzącym nieregularną chropowatą powierzchnię zapewniającą znakomitą adhezję. Po lewej w wielkości naturalnej i w powiększeniu 250 razy po prawej [16].

Badania nad wpływem chemicznie i termicznie odpornych włókien węglowych (CF) jako zbrojenia rozproszonego na właściwości i strukturę autoklawizowanego betonu komórkowego prowadzono na Uniwersytecie Wileńskim [17]. W eksperymencie stosowano różne metody „podawania" włókien węglowych: mieszanie ze zmielonym piaskiem na sucho i na mokro, siekanie. Powodowało to różny stopień rozdrobnienia zbrojenia. Wraz ze wzrostem rozdrobnienia włókien węglowych po obróbce mechanicznej, wzrastała ich powierzchnia aktywna, która służyła w masie betonowej jako jądra krystalizacji podczas procesu autoklawizacji betonu. Powodowało to wzrost ilości faz krystalicznych typu C-S-H, tobermoryt i w konsekwencji zwiększenie wytrzymałości na ściskanie o (6 – 22)%, a po ekspozycji betonu w temperaturze 700 °C, spadek odkształcenia termicznego o (5 – 20)% oraz zmniejszenie ubytku masy o (7 – 20)%. Po dodaniu mechanicznie nieleczonego CF wynoszącego 0,1%, wytrzymałość na zginanie wzrasta o 29% w porównaniu do ABK bez dodatku CF.

Kompleksowe badania nad wpływem typu i wielkości dodawanych włókien (polipropylenowych, węglowych, bazaltowych i szklanych) na właściwości otrzymanego autoklawizowanego betonu komórkowego przeprowadzono na Uniwersytecie w Kırıkkale w Turcji [18, 19]. Włókna były dodawane w ilości od 0,304% do 1,095% objętości w stosunku do objętości materiału w recepturze ABK bez dodatku zbrojenia. Opublikowano rezultaty badań właściwości mechanicznych i przewodności cieplnej oraz mikrostrukturę próbek betonu komórkowego o gęstości 400 kg/m^3, 500 kg/m^3, 600 kg/m^3. W badaniach eksperymentalnych zaobserwowano, że przewodnictwo cieplne betonu ze zbrojeniem rozproszonym wzrasta liniowo wraz z przewodnictwem cieplnym wykorzystywanych włókien (kolejno od włókien bazaltowych, polipropylenowych, szklanych do węglowych), a beton komórkowy zbrojony włóknami bazaltowymi ma najniższy – korzystny współczynnik przewodzenia ciepła. W badanym zakresie ilości dodawanych włókien do receptury ABK dla wszystkich przypadków odnotowano wzrost wytrzymałości na ściskanie i zginanie otrzymanego betonu komórkowego. Największą wytrzymałość na ściskanie i zginanie uzyskano dla próbek ABK wzmocnionych włóknami węglowymi.

4. Próby technologiczne wytwarzania ABK

Przedmiotem badań podjętych w Sieci Badawczej Łukasiewicz ICiMB było wzmocnienie struktury betonu komórkowego włóknami polimerowymi, celulozowymi i bazaltowymi. Pierwszy etap obejmował prace nad włóknami polimerowymi i celulozowymi. W przypadku włókien polimerowych impulsem do przeprowadzenia badań nad ich przydatnością w zbrojeniu ABK jest ich popularność na rynku dodatków do betonu. Charakteryzują się one dobrymi właściwościami mechanicznymi, odpornością chemiczną a przy tym występują w wielu wariantach wymiarów i składu chemicznego. Zaletą włókien polimerowych jest również ich przystępna cena. Niewątpliwą wadą przy zastosowaniu włókien polimerowych do ABK jest temperatura topnienia, która w zależności od rodzaju polimeru oscyluje wokół wartości temperatur procesu autoklawizacji. Celem podjętych badań z wykorzystaniem włókien polimerowych jest zweryfikowanie, czy są one przydatne jako zbrojenie rozproszone w ABK pomimo występowania problemu zbieżności temperatury topnienia włókien i temperatury autoklawizacji. W związku z powyższym do prac badawczych wybrano powszechnie stosowane włókna polimerowe o możliwie najwyższej temperaturze topnienia. W przypadku włókien celulozowych i bazaltowych, dla których temperatura autoklawizacji nie stanowi zagrożenia, kierowano się wielkością (długość i średnica) i dostępnością produktów.

Wytypowanym do testów rozproszonym zbrojeniem polimerowym był produkt składający się z mieszanki poliolefin w kształcie włókien skręconych w wiązki o długości około 25 mm i średnicy 0,5 mm. Pozostałe parametry deklarowane przez producenta to: wytrzymałość włókien na rozciąganie - 516,9 N/mm^2, moduł sprężystości - 5,37 GPa, temperatura topnienia - 170°C. Jak zapewnia producent włókna charakteryzują się doskonałą przyczepnością do zaczynu cementowego, zapewnioną przez rozszczepianie się końcówek włókien w czasie mieszania z pozostałymi składnikami mieszanki betonowej. Kolejnym rodzajem zbrojenia rozproszonego, którego wpływ na właściwości ABK zbadano było włókno celulozowe. Produkt ten ma postać białych prostokątnych płatków o wymiarach około 5x4 mm, które utworzone są ze zbitych włókien o długości (1,9 - 2,3) mm i średnicy (14 - 17) µm. Według producenta gęstość włókien wynosi 1,10 g/cm^3, wytrzymałość włókien na rozciąganie - (600 - 900) N/mm^2, moduł sprężystości - 8,5 GPa. W związku z tym, że powyższe włókna składają się głównie z celulozy, której temperatura topnienia wynosi (260 - 270)°C założono, że ich właściwości nie ulegną zmianie podczas autoklawizacji.

Zaprojektowano receptury ABK dla gęstości 500 kg/m^3, dla różnych zawartości i rodzajów włókien i wykonano odlewy betonu z włóknami polipropylenowymi i celulozowymi. Włókna dozowano w ilości 0.75, 1.5 % (dla włókiem polipropylenowych) oraz 0.75, 1.5, 2.25 % (dla włókien celulozowych) w stosunku do sumy suchych składników receptury betonu. Ze względu na dużą wodożądność włókien, po niezbędnych korektach ilości wody i środka porotwórczego, wyrost mieszanki betonowej wg zaprojektowanych receptur był prawidłowy. Właściwie wyrośniętą masę betonu komórkowego poddawano autoklawizacji w standardowych warunkach. Beton komórkowy po autoklawizacji miał prawidłową strukturę i nie był popękany. Z materiału wycięto po kostki 10x10x10 cm i zbadano gęstość w stanie suchym i wytrzymałość na ściskanie betonu komórkowego. Wyniki przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1.Średnie gęstości i wytrzymałości na ściskanie betonu komórkowego z dodatkiem i bez dodatku włókien.

Rodzaj włókien	Bez dodatku	polipropylenowe	polipropylenowe	celulozowe	celulozowe	celulozowe
Ilość włókien* [%]		0,75	1,5	0,75	1,5	2,25
Średnia gęstość w stanie suchym [kg/m^3]	470±10	510±10	490±10	490±10	500±10	520±10
Średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa]	3,7±0,1	3,5±0,1	3,3±0,1	3,8±0,1	4,3±0,1	3,7±0,1
Współczynnik przewodzenia ciepła [W/mK]	0,1431 ± 0,0002	0,1354 ± 0,0002	0,1393 ± 0,0002	0,1358 ± 0,0027	0,1367 ± 0,0002	0,1451 ± 0,0002

** - ilość włókien w stosunku do sumy suchych składników receptury betonu*

5. Wnioski

Za pozytywny wynik badań trzeba uznać to, że w ABK z dodatkiem włókien celulozowych, płatki włókien rozłożone były jednolicie w całej masie materiału. Wytrzymałość na ściskanie betonu z dodatkiem włókien w porównaniu do betonu kontrolnego wzrosła w przypadku 1,5% dodatku włókien celulozowych (wzrost o 10%). W pozostałych przypadkach wytrzymałość była na podobnym poziomie lub niższa.

Uzyskane wyniki stanowią podstawę do kontynuacji badań. Wzrost wytrzymałości betonu komórkowego w przypadku zastosowania włókien celulozowych wraz z poprawą współczynnika przewodzenia ciepła jest dla producentów betonu komórkowego obiecującym kierunkiem badań.

Literatura

[1] Balkovic S., Zapotoczna-Sytek G., *Autoklawizowany beton komórkowy. Technologia. Właściwości. Zastosowanie*, PWN Warszawa 2013.

[2] http://eaaca.org/wp-contenet/uploads/20022/05/EAACA_Net-Zero-Roadmap-for-AAC.pdf

[3] Z. Turski R., Rogala W., *Sytuacja i kierunki rozwoju Autoklawizowanego Betonu Komórkowego w Europie.* SPB Warszawa 2022.

[4] Flassenberg G., *Structural fire protection with Autoclaved Aerated Concrete*, 4th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete, Limbachiya and Roberts (eds) Taylor&Franncis Group., p. 253, London, 2005.

[5] Łaskawiec K., Małolepszy J., *Autoklawizowany beton komórkowy – dzisiaj i jutro*, V Konferencja Stowarzyszenia Producentów Betonów - Prefabrykacja betonowa i beton komórkowy w nowoczesnym budownictwie, Stowarzyszenie Producentów Betonów, s. 99, Warszawa 2017.

[6] Marchwiński J., Rybarczyk T., *Architektoniczno-budowlane kształtowanie budynków z autoklawizowanego betonu komórkowego ze szczególnym uwzględnieniem budynków mieszkalnych*, V Konferencja Stowarzyszenia Producentów Betonów - Prefabrykacja betonowa i beton komórkowy w nowoczesnym budownictwie, Stowarzyszenie Producentów Betonów, s. 155, Warszawa 2017.

[7] Homann M., Beton komórkowy – podręcznik, Projektowanie i budowanie w systemie. Wydanie 6, Stowarzyszenie Producentów Betonów, Warszawa, 2009.

[8] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Mazur W., Projektowanie konstrukcyjne ścian z betonu komór-

kowego. Zeszyt 2., Stowarzyszenie Producentów Betonów, Warszawa, 2016.
[9] https://civildigital.com/use-of-synthetic-fibres-in-concrete-flooring-and-plastering-advantages/
[10] http://blog-budowlany.blogspot.com/2012/11/beton-zbrojony-woknem.html
[11] http://ekotex.com.pl/pl/produkty/wlokna-specjalistyczne/weglowe/wlokno-weglowe-ciete/
[12] Lapovskaya S., Voloshina T., *Zastosowanie krótkich nierozpuszczalnych włókien celulozowych do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego,* Materiały Budowlane 481 (2012), s. 50-53.
[13] http://polki.pl/tagi,wlokna-celulozowe,141296,1.html
[14] http://www.zielinski.org.pl/welna_celulozowa_charakterystyka.php
[15] Sokolova S., Mitina N., *Untersuchungen zum Einfluss von Dispersfüllern auf die bautechnischen Eigenschaften von Porenbeton*, 17th Internationale Baustofftagung, Weimar, 2009, p.1193.
[16] http://www.swiatbetonu.pl/realizacje/wlokna-do-betonu-fiberbet/
[17] Laukaitis A., Kerienė J., Kligys M., Mikulskis D., Lekūnaitė L., *Influence of mechanically treated carbon fibre additives on structure formation and properties of autoclaved aerated concrete,* Construction and Building Materials, 26 (2012), p. 362.
[18] Pehlivanlı Z. O., Uzun İ., Yücel Z. P., Demir İ., *The effect of different fiber reinforcement on the thermal and mechanical properties of autoclaved aerated concrete*, Construction and Building Materials 96 (2015) 428–433.
[19] Pehlivanlı Z. O., Uzun İ., Yücel Z. P., Demir İ., *The effect of different fiber reinforcement on the thermal and mechanical properties of autoclaved aerated concrete*, Construction and Building Materials 112 (2016) 325–330.

Bartosz Witkowski
Mateusz Moczko
Krzysztof Schabowicz

Prefabrykacja betonowa we współczesnym budownictwie mieszkaniowym

CONCRETE PREFABRICATION IN CONTEMPORARY RESIDENTIAL CONSTRUCTION

Streszczenie

Rosnąca inflacja, wzrost kosztów czynników produkcji i brak wykwalifikowanych pracowników, a także cyklicznie podnoszona płaca minimalna to jedne z głównych czynników wpływających na niestabilność rynku budowlanego, a co za tym idzie na poszukiwanie przez inwestorów i wykonawców alternatywnych rozwiązań pozwalających w jak największym stopniu uniezależnić się od wyżej wskazanych czynników. Nie jest zatem przypadkiem, że coraz częstszą formą wybieraną przez inwestorów budownictwa mieszkaniowego jest prefabrykacja betonowa, która pomniejsza ryzyko wydłużenia realizacji budowy w wyniku złych warunków atmosferycznych i braków kadrowych, a także pozwala oszacować realne koszty inwestycji z mniejszym ryzykiem wzrostu cen niż to ma miejsce przy konstrukcjach monolitycznych. Prefabrykacja powraca do łask po kilkudziesięciu latach, jednak w zupełnie innej jakościowo odsłonie i ze zdecydowanie większą ofertą produkcyjną.

Prefabrykacja betonowa w budownictwie mieszkaniowym to również specjalistyczne rozwiązania konstrukcyjne, ale też i montażowe. W referacie przedstawiono przykłady problemów i rozwiązań z jakimi można się spotkać przy montażu elementów prefabrykowanych. Ponadto ważnym aspektem we współczesnym budownictwie mieszkaniowym są zaostrzone w 2021 roku Warunki Techniczne pod kątem charakterystyki energetycznej. Planując budynek mieszkalny, należy wziąć zatem pod uwagę wysokiej jakości izolację termiczną i ograniczenie mostków termicznych. Producenci prefabrykatów betonowych znajdują także rozwiązania i w tym zakresie, co także zostało przedstawione w referacie. W referacie poruszono także temat Europejskiego Zielonego Ładu i potencjału prefabrykacji betonowej w walce o ograniczenie emisji dwutlenku węgla.

Przedstawione przykłady i rozwiązania w większości pochodzą z inwestycji, przy których udział brali autorzy referatu.

mgr inż. Bartosz Witkowski – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Katedra Budownictwa Ogólnego

mgr inż. Mateusz Moczko – BETARD

prof. dr hab. inż. Krzysztof Schabowicz – Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Katedra Budownictwa Ogólnego

Abstract

Growing inflation, rising costs of production factors and the lack of qualified employees, as well as the cyclically raised minimum wage are some of the main factors contributing to the instability of the construction market, and thus to the search for alternative solutions by investors contractors allowing them to become as independent as possible. There is no doubt that concrete prefabrication is an increasingly popular form chosen by housing investors, which reduces the risk of extending the construction period due to bad weather conditions and staff shortages, and also allows you to estimate real investment costs with a lower risk of price increases than with monolithic structures. Prefabrication is making a comeback after several decades, however in a completely different quality version and with a much larger production offer.

Concrete prefabrication in residential construction is connected with specialised construction and assembly solutions. The paper presents examples of problems and solutions that can be encountered during the assembly of prefabricated elements. In addition, an important aspect in modern housing construction are the tightened Technical Conditions in 2021 in terms of energy performance. During planning a residential building, should be taken into account high-quality thermal insulation and limiting thermal bridges. Manufacturers of precast concrete elements also find solutions in this area. The paper also discusses the European Green Deal and the potential of concrete prefabrication in the fight to reduce carbon dioxide emissions.

The presented examples and solutions mostly come from investments in which the authors of the paper participated.

Słowa kluczowe: prefabrykacja betonowa, budownictwo wielorodzinne, ściany zespolone, izolacja termiczna, płyty PIR, energooszczędność

1. Wstęp

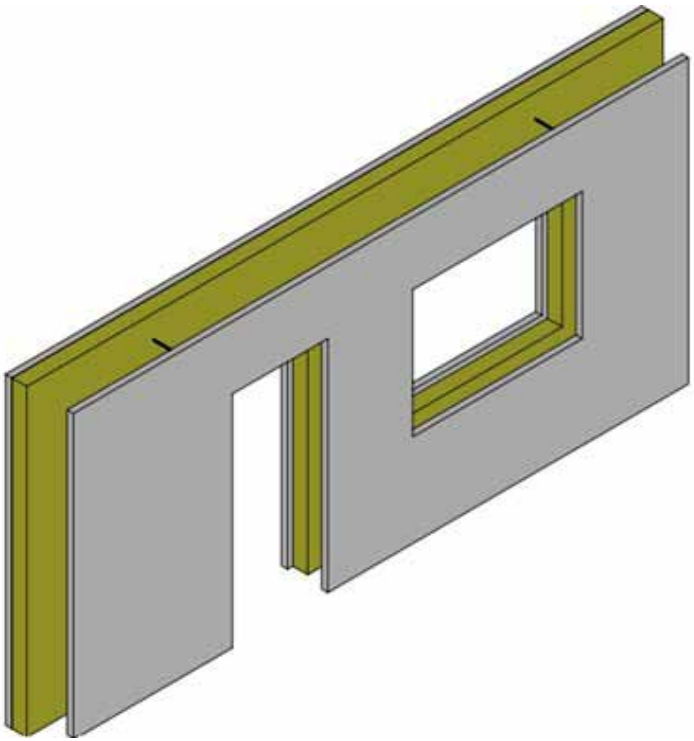
Beton prefabrykowany to beton, który jest produkowany w jednym miejscu do wykorzystania w innym miejscu jako materiał mobilny. Największa część światowej produkcji prefabrykatów prowadzona jest w wyspecjalizowanych zakładach dostawców, jednak w niektórych przypadkach z przyczyn m.in. ekonomicznych, geograficznych, skali produktu lub z powodu utrudnionego dostępu, część elementów jest przygotowywana przy samym placu budowy. Fabryka dostawcy komercyjnego zazwyczaj obejmuje obiekty do produkcji asortymentów o podobnym charakterze w zależności od specjalizacji firmy, elementów ramowych, okładziny, belek mostowych itp. W związku z tym sprzęt jest często wysoce zmechanizowany, uwzględniający szybkie dozowanie i dystrybucję betonu, a także posiadający instalację do przyspieszonego utwardzania produktu.

Prefabrykacja betonowa stosowana w budownictwie mieszkaniowy znana jest w Polsce już od przeszło 60 lat, kiedy to po drugiej wojnie światowej rozpoczęła się odbudowa miast i znacząco wzrósł popyt na nowe mieszkania. Najbardziej kojarzoną formą związaną z prefabrykacją zastosowaną w budynkach jest „wielka płyta", czyli połączenie żelbetowych ścian konstrukcyjnych ze ścianami osłonowymi z gazobetonu. Pomimo kryzysu gospodarczego w końcu lat 80 tych, wraz ze zmianami gospodarczymi w drugiej połowie lat 90-tych ubiegłego wieku, w wyniku których znacząco ograniczono wytwarzanie elementów betonowych na potrzeby branży mieszkaniowej, prefabrykacja wróciła do łask w znacznie nowocześniejszej i poszerzonej formule. Stosowana obecnie prefabrykacja ma nie tylko zapewnić relatywnie krótki czas budowy, z którego będą wynikały odpowiednio oszczędności. Obecne rozwiązania są powiązane także z wysoką jakością wykonania przy zastosowaniu wysokiej klasy izolacji i odpowiednich rozwiązań technologicznych. Co więcej, elementy i przegrody prefabrykowane coraz częściej znajdują zastosowanie w budynkach energooszczędnych, a także w tych o najwyższej klasie energooszczędności [1].

Należy zaznaczyć, że według danych Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego, konstrukcje prefabrykowane żelbetowe wraz z konstrukcjami żelbetowymi monolitycznymi należą także do najbezpieczniejszych form budowy, na których sporadycznie dochodzi do katastrof budowlanych (<1% wg danych na 2021 rok) [2].

2. Ściany warstwowe

Rozwiązaniem konstrukcyjnym nabierającym na popularności są ściany zespolone składające się z dwóch płyt typu filigran, połączonych ze sobą kratownicami, które zapewniają stabilność układu w czasie transportu, montażu oraz układania betonu. Swoją budową gwarantują odpowiednie powiązanie i współpracę w fazie budowy oraz eksploatacji pomiędzy elementami. Ściany zespolone spełniają funkcję szalunku traconego. Przestrzeń między płytami wypełnia się mieszanką betonową na budowie.



Rys. 1 Ściana zespolona z warstwą izolacyjną (widoczna przestrzeń do wypełniania mieszanką betonową) [3]

3. Technologia montażu

Betonowanie przestrzeni pomiędzy płytami odbywa się po oczyszczeniu i zwilżeniu wewnętrznych powierzchni płyt. Mieszanka betonowa powinna mieć konsystencję dopasowaną do grubości rdzenia ściany i układu kratownic. Beton należy układać równomiernie, poziomymi warstwami. Do wypełnienia prefabrykatu warto zastosować mieszankę betonową samozagęszczalną. Ważne jest, by w przypadku zastosowania prefabrykowanych ścian zespolonych w kondygnacjach podziemnych, piwnicznych, garażowych oraz kondygnacji, gdzie wymagana jest szczelność przeciwwilgociowa/przeciwwodna lub istnieje zjawisko wystąpienia wilgoci, penetracji wody zastosować materiały hydroizolacyjne [4,5].

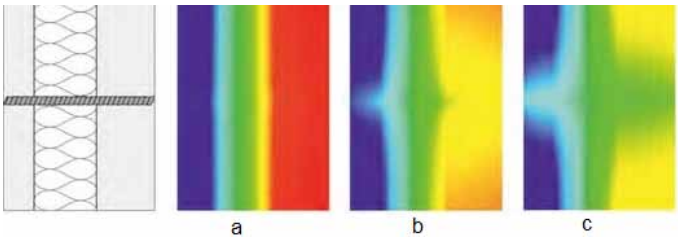
Ciężar ściany zespolonej jest niewielki (ok. 300–350 kg/m2), co umożliwia montaż dźwigiem o niewielkim udźwigu. Ściany zespolone montuje się na wcześniej przygotowanym podłożu, w którym powinny być zabetonowane wytyki, czyli pręty startowe. Wytyki startowe wyznaczają położenie ścian i pozwalają na ich prawidłowe połączenie z płytą fundamentową. Po ustawieniu elementu prefabrykowanego w odpowiednim miejscu należy go zabezpieczyć podporami ukośnymi i skontrować jego ułożenie w pionie. Podpory należy umocować do tulei montażowych, mieszczących się w prefabrykacie oraz do podłoża betonowego. Uzyskany kąt pomiędzy podporą a ścianą

powinien wynosić około 40-50°. Dopiero po zamocowaniu wszystkich podpór można odpiąć haki dźwigu i przystąpić do układania kolejnego elementu ściany [6].

Fot. 1 Zamontowane ściany zespolone, zabezpieczone podporami ukośnymi [3]

4. Zastosowane rozwiązania

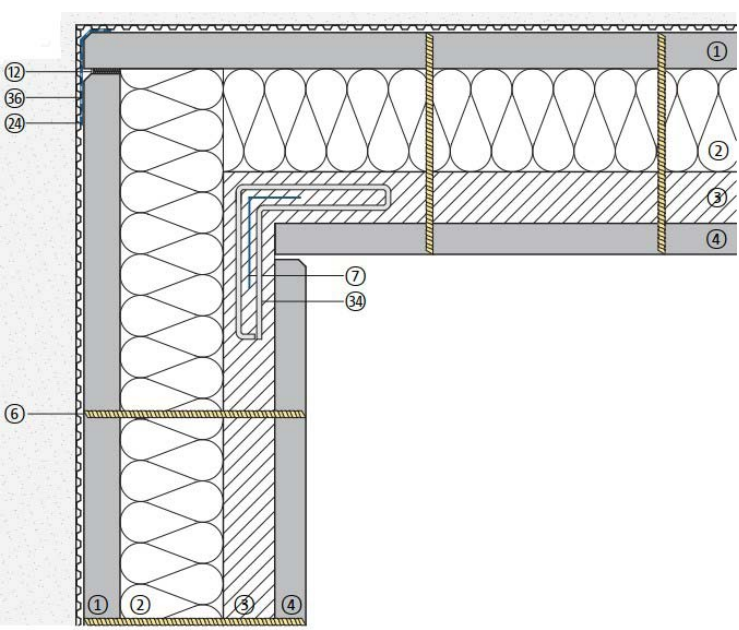
Istotnym czynnikiem już na etapie projektowym ocieplonej ściany zespolonej (z izolacją znajdującą się wewnątrz prefabrykatu), jest zabezpieczenie jej przed korozją. Aby zapewnić takie zabezpieczenie, płyty filigran wraz z warstwą termoizolacyjną, łączone są ze sobą za pomocą kotew z tworzywa kompozytowego odpornego na działanie wilgoci. Kotwy z włókna szklanego ze względu na bardzo niską wartość współczynnika przewodzenia ciepła λ=0,7 W/m·K stanowią optymalne rozwiązanie przy produkcji prefabrykowanych ocieplonych ścian zespolonych. Dzięki dwudziestokrotnie niższemu współczynnikowi przewodzenia ciepła w porównaniu do współczynnika dla stali nierdzewnej i prawie dziewięćdziesięciokrotnie niższym w stosunku do stali czarnej, kotwy te stanowią doskonałą opcję do tradycyjnie stosowanych kotew oraz łączników stalowych, ponieważ ich wpływ na wartość współczynnika przenikania ciepła jest pomijalny. Ograniczenie wpływu punktowych mostków termicznych na przenikanie ciepła przez konstrukcję pozwala na efektywniejsze dobranie izolacji termicznej przy zachowaniu możliwie jak największej powierzchni użytkowej obiektu.



Rys. 2 Rozkład temperatur w ściany z zastosowaniem kotew z tworzywa kompozytowego (a) (prod. Schöck Isolink®) oraz kotew ze stali nierdzewnej (b) i czarnej (c) [7]

W przypadku zastosowania kotew z tworzywa kompozytowego, rozkład temperatur na poszczególnych warstwach jest stały, co oznacza, że ciepło nie ucieka przez warstwy wewnętrzne, co obrazuje dodatkowo na powyższym rysunku jednolita skala kolorów (wyraźnie widać granice warstw w ścianie). Przy zastosowaniu kotew stalowych widoczny na rozkładzie temperatur staje się mostek termiczny w postaci łącznika przebijającego warstwy izolacji. Ciepło migruje przez łącznik do warstwy elewacyjnej i wychładza warstwy wewnętrze, a co za tym idzie wnętrze budynku.

Z punktu widzenia fizyki budowli, niezwykle istotnym czynnikiem w budynkach ze ścian prefabrykowanych są miejsca styku elementów, w których występuje bardzo duże prawdopodobieństwo wystąpienia mostków termicznych, czyli miejsc, przez które ucieka ciepło. Na rysunku 3 pokazano w jaki sposób można uszczelnić styk ścian i zabezpieczyć przed go przedostaniem się wilgoci do warstwy izolacyjnej.



Rys. 3 – Detal połączenia dwóch ścian zespolonych :1-prefabrykowana płyta elewacyjna, 2-Izolacja termiczna, 3-mieszanka betonowa układana na budowie, 4-prefabrykowana płyta nośna, 6-kotwa Schöck Isolink®Typ C-EH, 7-hydroizolacja z powłoką mineralną, 12-masa uszczelniająca, 24-membrana kubełkowa, 34-złącze, 36-warstwa uszczelniająca [7]

W ścianach zespolonych z izolacją termiczną ważną rolę odgrywa także grubość samej ściany. Możemy ją optymalizować poprzez grubość izolacji termicznej, która znowu zależy od parametrów danego materiału izolacyjnego. Sprawdzonym i efektywnym rozwiązaniem wydają się być płyty PIR, których współczynnik przewodzenia ciepła λ wynosi 0,020-0,022 W/(m x K) [8,9]. Przy takich parametrach cieplnych, aby przegroda spełniała aktualne Wymagania Techniczne, obowiązujące od 2021 r. [U_0=0,20 W/(m2·K)], wystarczające jest zastosowanie 12 cm płyty PIR przy całkowitej grubości ściany równej 36 cm. Pomimo, że płyta PIR jest droższa od chociażby styropianu EPS [λ=0,035-0,040 W/(m x K)], to praktyka pokazuje, że zdecydowanie bardziej opłaca się zyskiwać dodatkową powierzchnię użytkową w zamian za cieńszą warstwę przegrody pionowej w postaci ściany. Ponadto chcąc poprawić powyższe właściwości do standardu budynku pasywnego, dla którego współczynnika przenikania ciepła U_C dla ściany zewnętrznej jest nie mniejszy niż 0,15 W/(m^2 x K), należałoby zwiększyć grubość płyty PIR do min. 14 cm (Tabela 1). Pokazuje to, że raptem 2 cm grubsza warstwa izolacyjna gwarantuje spełnienie jednego z parametrów najwyższej jakości budynku energooszczędnego. Jest to ważne ze względu na stale rosnące ceny energii konwencjonalnej, a także porozumienia legislacyjnego Rady Unii Europejskiej z ubiegłego roku dotyczącego zerowej emisji gazów cieplarnianych nowo powstałych budynków od 2030 r., a także zerowej emisji wszystkich budynków do roku 2050 r. Budynek zeroemisyjny definiuje się jako budynek o bardzo wysokiej charakterystyce energetycznej. Wyróżnia go bardzo niskie zużycie energii, w całości pokrytej energią ze źródeł odnawialnych. Jak sama nazwa wskazuje, eksploatacja takiego budynku odbywa się bez lokalnej emisji dwutlenku węgla z paliw kopalnych.

Tab. 1 – Parametry przegrody uzyskane w kalkulatorze BUDOWLANE ABC

Kalkulator uzyskiwanych współczynników przenikania ciepła Uc

Rodzaj przegrody	ściana zewnętrzna
Materiał Warstwy	Żelbet
Współczynnik Przewodzenia Ciepła λ [W/mK]	1.7
Grubość Warstwy [m]	0.07
Opór Cieplny [m2K/W]	0.0411764705882353
Współczynnik Przewodzenia Ciepła λ [W/mK]	0.022
Grubość Warstwy [m]	0.14
Opór Cieplny [m2K/W]	6.363636363636364
Materiał Warstwy	Żelbet
Współczynnik Przewodzenia Ciepła λ [W/mK]	1.7
Grubość Warstwy [m]	0.23
Opór Cieplny [m2K/W]	0.13529411764705884
RSI + RSE:	0.17
Grubość warstw [m]:	0.44
Suma Oporu Cieplnego [m2K/W]:	6.7101069518716585
U [W/m2K]=	0.14902892117406097

Natomiast w zakresie samej produkcji także poczyniono już pierwsze kroki w celu obniżenia emisji dwutlenku węgla. Z racji, że udział betonu we wbudowanym śladzie węglowym budynku stanowi około 50-60%, to jest to znaczące pole do możliwego obniżenia emisji dwutlenku węgla na etapie produkcji betonu. Kompleks biurowy P180 w Warszawie to pierwsza inwestycja w Polsce, w której zastosowano beton o ok. 40% obniżonym śladzie węglowym w porównaniu z betonem tradycyjnym. Jest to istotne osiągnięcie z perspektywy wdrażanego Europejskiego Zielonego Ładu i aspiracji Unii Europejskiej do osiągnięcia neutralności klimatycznej w 2050 r. [11].

Według informacji od producenta, do określenia wartości wskaźnika śladu węglowego potrzebne są wiarygodne dane dotyczące emisyjności wykorzystywanych materiałów. Jest to istotne dla produktów betonowych, które w zależności od swoich parametrów i składu wykazują znaczne różnice w wartości tego wskaźnika. Obniżony ślad węglowy betonu to złożony proces, na który składa się wiele czynników produktowych i produkcyjnych, takich jak: odpowiednio zaprojektowana receptura, wykorzystanie cementu o niskim śladzie węglowym i lokalnych surowców, stosowanie paliw alternatywnych (na etapie produkcji) oraz dodatków mineralnych do cementu [12].

Rys. 4 – Wizualizacja kompleksu biurowego P180 w Warszawie [11]

5. Podsumowanie

Prefabrykacja betonowa jest coraz częściej wybieranym rozwiązaniem wśród inwestorów budynków wielorodzinnych. Jest odpowiedzią nie tylko na rosnące koszty czynników produkcji, niestabilność rynku i braki kadrowe, ale także jest sprawnie rozwijającą się formą konstrukcji, która musi korzystać z nowoczesnych technologii, aby pozostać konkurencyjna. Prefabrykacja zapewnia szybki czas montażu, angażując przy tym mniejsze siły robocze niż w wydaniu monolitycznym. Korzystanie z efektywnych rozwiązań takimi jak chociażby płyty PIR jako izolacji termicznej i kotew z tworzywa kompozytowego,

w podążaniu za nowymi wymaganiami technicznymi, sprawiają, że współczesnej prefabrykacji łatwiej będzie spełnić kolejne ograniczenia, które dążą w kierunku stawiania obiektów jak najbardziej efektywnych energetycznie. Pierwsze przykłady budynków z betonu o obniżonej emisji dwutlenku węgla stanowią asumpt, by także prefabrykacja betonowa mogła stanowić kluczową formę w osiągnięciu neutralności klimatycznej przez Polskę w 2050 r.

Literatura

[1] Runkiewicz L., Szulc J., Sieczkowski J., Ewolucja budownictwa prefabrykowanego w Polsce, Przegląd Budowlany, nr 10/2020
[2] Główny Inspektorat Nadzoru Budowlanego, Katastrofy budowlane w Polsce w 2021 roku, 2022
[3] Katalog Betard https://www.betard.pl/wpcontent/uploads/2023/02/BETARD_KATALOG_BUDOWNICTWO_MIESZKANIOWE_2022_www.pdf
[4] Witkowski B., Schabowicz K., Moczko M.: Izolacje we współczesnej prefabrykacji betonowej. Izolacje, nr 5/2021
[5] Moczko M., Szczelne ściany zespolone, Inżynier Budownictwa. 2021. nr 4, s. 66-67, ISSN 1732-3428
[6] Moczko M., Lisewski M.: Prefabrykowane ściany zespolone z izolacją termiczną. Builder, nr 10/2021
[7] Katalog Schöck Isolink https://www.schoeck.com/pl/isolink-zelbet
[8] O.Y. Bayraktar, „Prefabricated Concrete and Waste Managment", International Journal of Engineering Research & Technology, 2020.
[9] T. Makaveckas, R. Bliudzius, „The influence of polyisocyanurate (PIR) facing on the heat transfer through the corners of insulated building partitions". E3S Web of Conferences 172, NSB 2020.
[10] Kalkulator budowlany ABC https://budowlaneabc.gov.pl/charakterystyka-energetyczna-budynkow/kalkulatory/calc-wpc/
[11] strona internetowa www.inzynierbudownictwa.pl/beton-o-obnizonym-sladzie-weglowym/
[12] strona internetowa https://builder4future.pl/2022/11/17/vertua-beton-z-misja/

ROLA DOMIESZEK CHEMICZNYCH W TECHNOLOGII BETONU I ZAPRAW

THE ROLE OF CHEMICAL ADMIXTURES IN CONCRETE AND MORTAR TECHNOLOGY

Jakub Augustyn

Wyzwanie i szanse dla domieszek w kontekście cementów niskoemisyjnych

CHALLENGES AND OPPORTUNITIES FOR ADMIXTURES IN THE CONTEXT OF LOW-CARBON CEMENTS

Streszczenie

Zmieniający się na naszych oczach rynek cementu w Polsce pod dyktando neutralności klimatycznej nie omija technologii betonu. Niskoemisyjne cementy znajdują coraz szersze zastosowanie w obszarach gdzie królowały do tej pory tzw. „jedynki". Zmiana ta pociąga za sobą konsekwencję w samych recepturach mieszanek betonowych oraz rodzi pytania jak zachować jakość i funkcjonalność betonów z nowymi cementami. W artykule omówiona zostanie kwestia cementów z dodatkami w betonach stosowanych w prefabrykacji ciężkiej, betonach napowietrzanych oraz dobór domieszek do tych zastosowań.

W części badawczej przedstawiono wyniki badań z zastosowaniem cementów z popiołami lotnymi w betonach napowietrzonych. Wskazano różnice jakie występują na poziomie dozowań domieszek oraz parametrów. Szczególną uwagę poświecono strukturze napowietrzenia badanej metodą AVA oraz stabilności zawartości powietrza w czasie.

Dla betonu SCC przedstawiono wyniki wczesnej wytrzymałości na ściskanie dla CEM I 52,5 R oraz CEM II/A-M (S-LL) 52,5 R oraz możliwość modyfikacji tych wyników poprzez zastosowanie odpowiednich domieszek.

Abstract

The cement market in Poland, which is changing before our eyes under the dictates of climate neutrality does not bypass concrete technology. Low-emission cements are increasingly used in areas where CEM I was the king. This change entails consistency in the very recipes of concrete mixes and rises questions about to maintain the quality and functionality of concrete with new cements. The article will discuss the issue of cements with additives in concretes used in heavy precast, aerated concretes and the selection of admixture for these applications.

Jakub Augustyn – MAPEI Polska Sp. z o.o.

The research part presents the results of tests using cements with fly ashes in aerated concretes. The differences that occur at the level of dosing of admixtures and parameters have been indicated. Particular attention was paid to the structure of aeration by the AVA method and the stability of air content over time.

The results of early compressive strength for CEM I 52,5 R and CEM II/A-M (S-LL) 52,5 R and the possibility of modyifying these results by using appropriate admixtures are also presented.

1. Wprowadzenie

Pod określeniem „cementy niskoemisyjne" kryją się cementy o niskiej zawartości klinkieru. Tego typu cementy znane są na rynku już od wielu lat. Zjawiskiem stosunkowo nowym jest coraz mniejsza dostępność granulowanego żużla wielkopiecowego oraz pojawianie się cementów z coraz większą zawartością popiołu lotnego oraz mączki wapiennej. Słyszymy również zapowiedzi o planach redukcji produkcji CEM I lub całkowite jej zawieszenie. Powyższe trendy mają wpływ na receptury mieszanek betonowych oraz stosowanych do niech domieszek. Wprowadzenie cementów niskoemisyjnych na wytwórnie betonu oraz do zakładów prefabrykacji pociąga za sobą niejednokrotnie potrzebę przeprojektowanie mieszanek. Powody które determinują konieczność zmiany receptury mogą być różne dla konkretnych aplikacji.

W przypadku betonu w prefabrykacji ciężkiej konieczne jest zachowanie podobnych wytrzymałości wczesnych w celu zachowania odpowiednich wydajności produkcyjnych. Cementy z mniejszą ilością klinkieru będą miały niższe wytrzymałości wczesne. Aby utrzymać jakość należy wpłynąć na dynamikę przyrastania wytrzymałości na ściskanie. W tej pracy zostanie rozpatrzone działanie domieszki która pozwoli zniwelować różnice we wczesnych okresach dojrzewania betonu.

W betonie towarowym cementy niskoemisyjne funkcjonują już od dawna. Cementy CEM III, CEM II/B-V oraz inne są powszechnie stosowane na wytwórniach betonu. Jako pewną nowość można uznać pojawianie się cementów typu CEM IV oraz CEM V. Rysująca się tendencją ostatnich lat jest ograniczony dostęp granulowanego żużla wielkopiecowego co wymusza zwiększone użycie popiołu lotnego. Tutaj rodzi się pytanie czy cementy z dodatkiem popiołu lotnego możemy stosować w betonie napowietrzonym? Praca ta skupi się na analizie tego zagadnienia.

Mapa drogowa 2050 wydana przez CEMBUEAU mówi o pięciu równoległych drogach które mogą przyczynić się do obniżenia emisji związanej z zarówno produkcją cementu jak i betonu. Po pierwsze należy skupić się na efektywnym wykorzystaniu surowców. Kolejną ważną sprawą jest efektywność energetyczna, Technologią która może zmienić oblicze branży cementowej jest wychwytywanie i ponowne wykorzystanie CO_2 . Należy również zwrócić uwagę na dalszych użytkowników. Chodzi tutaj o recykling betonu oraz zrównoważone budownictwo. Jednym z podpunktów tej mapy jest efektywność produktowa. Praca ta wpisuje się w promowanie tego podpunktu. Dzięki przedstawionym badaniom możliwe będzie dokładniejsze zgłębienie możliwości stosowania cementów z dużą ilością popiołów lotnych w projektach infrastrukturalnych. Zastosowanie takich cementów może przyczynić się do redukcji śladu węglowego 1 metra sześciennego betonu. Pozwoli wyśledzić różnice względem aktualnie stosowanych rozwiązań. Zastosowanie cementów niskoemisyjnych w prefabrykacji również wpisuje się w efektywność produktową.

2. Wyzwania i szanse dla domieszek w prefabrykacji ciężkiej.

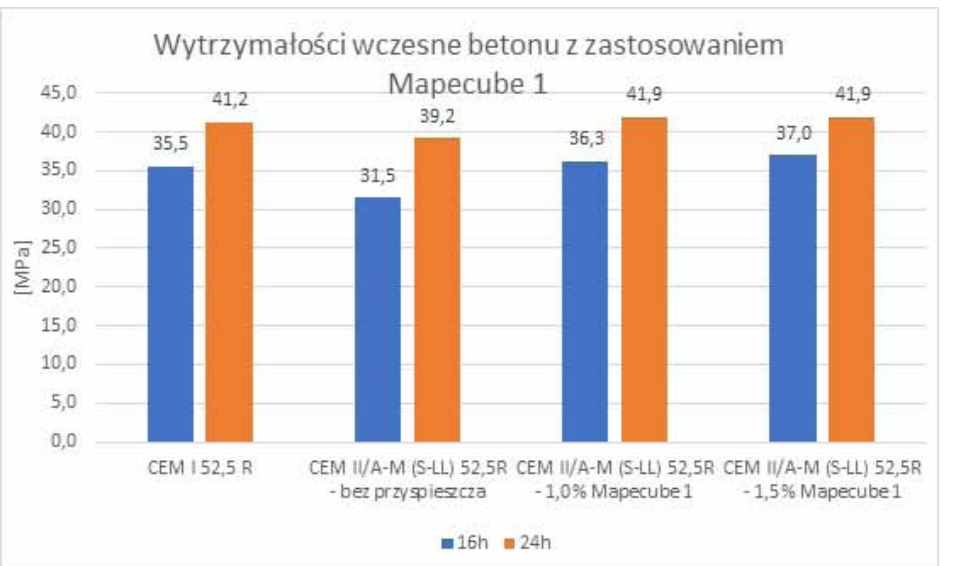
2.1.Opis wyzwań i szans dla domieszek w prefabrykacji

W prefabrykacji ciężkiej od lat króluje CEM I. Wynika to z potrzeby szybkiej rotacji form tym samym wysokiej wytrzymałości wczesnej elementów. Zastosowanie cementów z dodatkami, przede wszystkim CEM II/A generuje pytanie co zrobić aby utrzymać podobne

wczesne wytrzymałości względem CEM I. Do osiągniecia tego zadania prowadzi kilka dróg. Po pierwsze zastosowanie niższego W/C. Tutaj sprawdzać się będą domieszki które przy obniżonym W/C będą charakteryzowały się dobrą urabialnością. Kolejnym zabiegiem mającym na celu utrzymanie wczesnych wytrzymałości na satysfakcjonującym poziomie jest zastosowanie domieszki przyspieszającej. W laboratoriach R&D Mapei powstała specjalna domieszka do takiego zastosowanie.

2.2. Część badawcza dla domieszek w prefabrykacji ciężkiej

Poniżej przedstawiono wykres przedstawiający wytrzymałości wczesne dla 4 mieszanek betonowych SCC. W receptach zastosowano taki sam współczynnik W/C. Zastosowano ten sam superplastyfikator. Jedną ze zmiennych był zastosowany cement. Pracowano na 400kg cementu z dodatkiem mączki wapiennej. W pierwszym przypadku zastosowano CEM I 52,5 R a następnie mieszanki z CEM II/A-M (S-LL) 52,5 R z trzema poziomami dozowania domieszki Mapecube (0,0%, 1,0%, 1,5%). Dzięki wprowadzeniu do mieszanki Mapecube 1 wytrzymałości po 16h na CEM II/A-M (S-LL) 52,5 R są porównywalne z wytrzymałościami uzyskiwanymi na CEM I 52,5 R.



Rysunek 1. Wytrzymałości na ściskanie z zastosowaniem różnych cementów oraz przyspieszacz.

Dodatnie przyspieszacza do mieszanki betonowej podnosi wytrzymałości wczesne. Zastosowanie domieszki przyspieszającej do mieszanki betonowej zniwelowało efekt zastosowanego cementu z dodatkami tym samym może przyczynić się do zachowania wydajności w zakładzie prefabrykacji.

3. Wyzwania i szanse dla domieszek w betonie napowietrzonym.

3.1. Opis wyzwań i szans dla domieszek w betonie napowietrzonym z zastsooswaniem cementów popiołowych

Cementy z dodatkiem granulowanego żużla wielkopiecowego są stosowane w betonach napowietrzonych od wielu lat a ich zachowanie jest powszechnie znane. Natomiast cementy popiołowe w tym zastosowaniu są używane od stosunkowo niedawna. W pełnym zakresie klas ekspozycji XF wg PN-B-06265:2022-08 można stosować tylko CEM II/A-V. Pozostałe cementy popiołowe wymagają potwierdzenia przydatności w wybranych klasach ekspozycji XF. Również specyfikacja na beton konstrukcyjny GDDKiA dopuszcza stosowanie CEM II/A-V dyskwalifikując cementy z większą zawartością popiołu. Tutaj pojawia się pytanie czy cementy z większą zawartością popiołu lotnego spełnią wymagania stawiane betonom mrozoodpornym. Ta praca ma na celu sprawdzenie parametrów mieszanek napowietrzonych z CEM II/B-V 42,5 R-HSR.

3.2. Część badawcza

Prace badawcze miały na celu odpowiedzieć na kilka ważnych pytań w kontekście jakości betonu napowietrzonego:

a) Czy domieszki stosowane do cementów aktualnie stosowanych w betonach napowietrzonych sprawdzą się również z cementem popiołowym?
b) Jak zmieni się dozowanie domieszek względem betonów z CEM I?
c) Czy struktura napowietrzenia badana metodą AVA będzie zadowalająca?
d) Czy stopień mrozoodporności F150 będzie spełniony przy odpowiedniej zawartości powietrza?
e) Jaka rolę oprócz cementu pełni piasek oraz superplastyfikator w kształtowaniu struktury napowietrzenia?
f) Czy utrzymanie konsystencji oraz zawartość powietrza w czasie będą na akceptowalnym poziomie?

Aby odpowiedzieć na te pytania przeprowadzono serię badań na mieszankach betonowych o różnym składzie

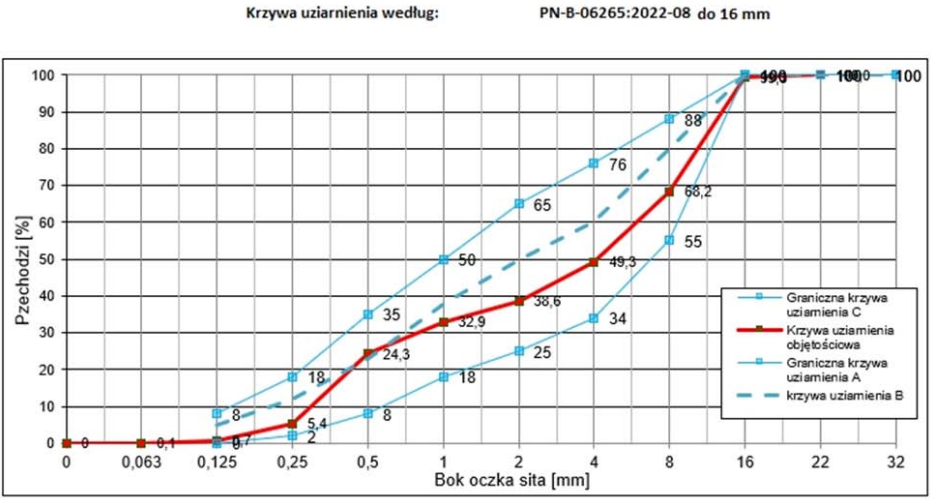
3.3. Charakterystyka użytych składników

3.3.1. Cement

Do zarobów zastosowano CEM I 42,5 R jako cement referencyjny. Jako cement niskoemisyjny popiołowy użyto CEM II/B-V 42,5 R-HSR

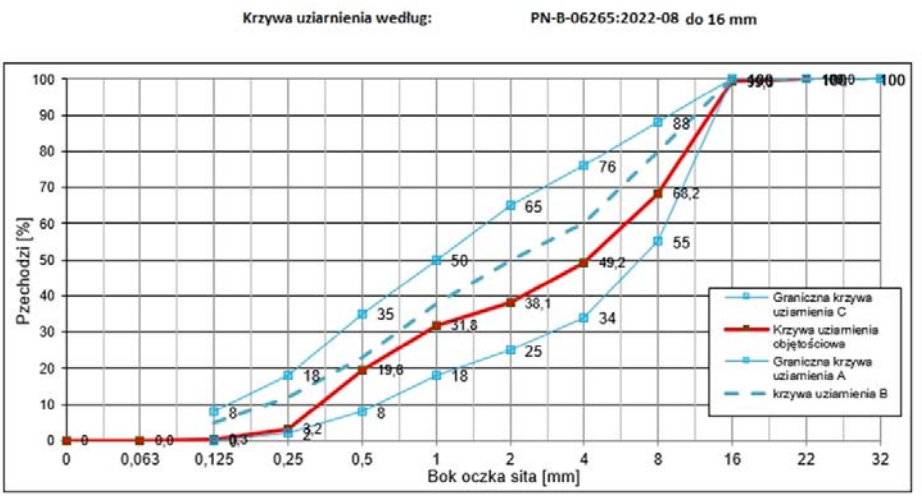
3.3.2. Kruszywa

Jako kruszywa grube zastosowano kruszywa bazaltowe o frakcji 2/8 oraz 8/16. Jako piasek użyto dwóch różnych piasków o różnej krzywej przesiewu. Przy zastosowaniu piasku 1 uzyskano poniższą krzywą uziarnienia:



Rysunek 2. Krzywa uziarnienia 1

Przy zastosowaniu piasku 2 uzyskano poniższą krzywą uziarnienia:



Rysunek 3. Krzywa uziarnienia 2

3.3.3. Domieszki

Do badań zastosowano dwie domieszki polimerowe. Różnią się one od siebie zastosowaną substancją aktywną. Charakteryzują się podobną sucha masa oraz upłynnieniem. Obie te domieszki stosowane są w betonach towarowych oraz napowietrzonych. Jako napowietrzacz zastosowano domieszkę pochodzenia syntetycznego.

3.3.4. Zestawienie wyników

Tabela 1 Zestawienie wyników z zarobów

		CEM I 42,5 R	CEM II/B-V 42,5 R - HSR	CEM II/B-V 42,5 R - HSR	CEM II/B-V 42,5 R - HSR	CEM II/B-V 42,5 R - HSR	CEM II/B-V 42,5 R - HSR
Cement 1	Cement	365	365	365	365	365	365
0/2	Piasek 1	619	619	619	619	0	0
0/2	Piasek 2	0	0	0	0	619	619
2/8	Bazalt	571	571	571	571	571	571
8/16	Bazalt	689	689	689	689	689	689
woda		160	160	160	160	160	160
Domieszka 1	Nazwa domieszki / dozowanie	Supeprplastyfikator 1 0,85%	Supeprplastyfikator 1 0,75%	Supeprplastyfikator 1 0,75%	Superplastyfikator 2 0,75%	Supeprplastyfikator 1 0,75%	Superplastyfikator 2 0,75%
	kg/m³ betonu	3,10	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74
Domieszka 2	Nazwa domieszki	Napowietrzacz 0,15%	Napowietrzacz 0,60%	Napowietrzacz 0,95%	Napowietrzacz 0,60%	Napowietrzacz 0,60%	Napowietrzacz 0,50%
	kg/m³ betonu	0,55	2,19	3,47	2,19	2,19	1,83
Opad stożka [mm]	7'	180	175	200	195	200	205
	60'	170	130	160	150	170	180
Zawartość powietrza [%]	7'	4,5%	3,6%	4,5%	4,0%	3,5%	4,6%
	60'	5,0%	4,2%	5,6%	4,5%	4,2%	5,0%
Gęstość mieszanki		2480	2460	2420	2490	2470	2470
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	28 dni	62,0	57,5	53,3	56,3	59,0	58,5
Wyniki AVA	Współczynnik rozmieszczenia porów L_{300} [mm]	0,192	0,142	0,109	0,180	0,331	0,492
	zawartość porów d<300µm [%]	2,7	2,7%	4,6%	2,1%	1,3%	0,7%
	zawartość powietrza (AVA) [%]	4,6	3,6%	5,4%	3,1%	3,6%	4,3%
Mrozoodproność F150	Wytrzymałość na ściskanie świadka [Mpa]	63,6	67,5	58,9	65,5	75,0	70,5
	Wytrzymałość na ściskanie próbki badanej [Mpa	62,2	63,2	58,2	61,1	67,1	58,0
	Spadek wytrzymałości [%]	2,3%	6,4%	1,2%	6,7%	10,6%	17,7%
	Spadek masy [%]	0,1%	0,4%	0,2%	0,2%	0,2%	0,2%

3.3.5. Analiza uzyskanych wyników

Na podstawie uzyskanych wyników można odpowiedzieć na wcześniej postawione pytania:

a) Domieszki stosowane do betonów z CEM I sprawdziły się również w przypadku CEM II/B-V.
b) Dozowanie napowietrzacza które należy zwiększyć o ok 4 razy. Dla cementów z dużą ilością popiołów należy rozważyć stosowanie bardziej stężonych napowietrzaczy. W przypadku superplastyfikatora w celu zachowania tego samego W/C należało zmniejszyć dozowanie o 0,1%.
c) Struktura napowietrzenia z zastosowaniem piasku 1 jest nawet lepsza niż w przypadku CEM I. W przypadku piasku 2 gdzie pozostałość na siecie 0,25 jest mniejsza wyniki AVA są znacznie gorsze.
d) Stopień mrozoodporności F150 spełniony jest we wszystkich przypadkach nawet przy stosunkowo niskich zawartościach powietrza. Najgorszy wynik uzyskano w przypadku piasku 2 oraz superplastyfikatora 2.
e) Piasek ma duży wpływ na strukturę napowietrenia mieszanki. Im wyższa pozostałość na sicie 0,25 tym lepszy wynik AVA. Również sam superplastyfiaktor ma duże znaczenie. W testowanych przypadkach wyraźnie lepsze wyniki uzyskuje się przy zastosowaniu superplastyfikatora 1.
f) Zarówno utrzymanie konsystencji oraz zawartość powietrza w czasie są na zadowalającym poziomie. Ze względu na obecność popiołu lotnego zmienność zawartości powietrza może być większe ze względu na różne straty prażenia zastosowanego popiołu lotnego w poszczególnych dostawach cementu.

4. Podsumowanie

Cementy niskoemisyjne dzięki odpowiednim zabiegom technologicznym mogą być stosowane również w prefabrykacji ciężkiej oraz betonach napowietrzonych. Odpowiedni dobór domieszek chemicznych sprawia że właściwości zarówno mieszanki betonowej jak i stwardniałego betonu są podobne względem cementów bez dodatków. Uzyskane wyniki pokazują potencjał cementów niskoemisyjnych w nowych gałęziach przemysłu betonowego w Polsce.

Aleksandra Pełczyńska
Cyprian Pełczyński

Kształtowanie właściwości reologicznych zapraw cementowych na podstawie modyfikacji składu domieszki chemicznej z wykorzystaniem reometru rotacyjnego

SHAPING THE RHEOLOGICAL PROPERTIES OF CEMENT MORTARS ON THE BASIS OF MODIFYING THE COMPOSITION OF THE CHEMICAL ADMIXTURE USING A ROTATIONAL RHEOMETER

Streszczenie

Spoiwa niskoemisyjne stosowane w technologii betonu stawiają przed producentami domieszek chemicznych nowe wyzwanie, bowiem zmiana składu oraz proporcji spoiw niskoemisyjnych w stosunku do dotychczas stosowanych cementów staje się przyczyną braku kompatybilności domieszki ze spoiwem. Niesie to za sobą szereg konsekwencji w postaci m.in. braku odpowiedniej reologii mieszanki betonowej oraz jej utrzymania w czasie.

W poniższym artykule przestawiono proces optymalnego doboru składu domieszki chemicznej w oparciu o badanie właściwości reologicznych z wykorzystaniem reometru rotacyjnego. Dzięki takiemu podejściu możliwe się śledzenie w sposób ciągły wpływu danego rodzaju i składu domieszki upłynniającej na bazie polikarboksyeterów na kształtowanie właściwości reologicznych zapraw cementowych rozumianych, jako efekt upłynnienia zaprawy i utrzymania jej konsystencji w czasie.

Celem prowadzonych prac jest określenie wpływu odmiennych składników i proporcji surowców PCE użytych do opracowania składu domieszki upłynniającej, przy stałej umownej zawartości suchej substancji, na zachowanie właściwości reologicznych badanych zapraw. Opracowane składy domieszek, które w pełni spełnią założenia projektowanego efektu upłynnienia oraz utrzymania konsystencji zaprawy w czasie poddano próbnie korelacji z wynikami otrzymanymi na mieszankach betonowych.

Prezentowany w pracy sposób projektowania składu domieszek chemicznych, wykorzystujący możliwości badawcze reometru rotacyjnego stanowi ciekawy przykład podejścia do aktualnego problemu kompatybilności w układzie domieszka – spoiwo niskoemisyjne.

Aleksandra Pełczyńska – Stachema Polska Sp. z o.o.
Cyprian Pełczyński – Stachema Polska Sp. z o.o.

Abstract

Low-emission binders used in concrete technology pose a new challenge to producers of chemical admixtures, because a change in the composition and proportions of low-emission binders in relation to the cements used so far becomes the cause of the incompatibility of the admixture with the binder. This has a number of consequences, including: lack of proper rheology of the concrete mix and its maintenance over time.

The article below presents the process of optimal selection of the composition of the chemical admixture based on the study of rheological properties using a rotational rheometer. Thanks to this approach, it is possible to continuously track the influence of a given type and composition of the polycarboxyethers-based fluidizing admixture on the formation of the rheological properties of cement mortars, understood as the plasticising effect of mortar and maintaining its consistency over time.

The aim of the conducted work is to determine the impact of different components and proportions of PCE raw materials used to develop the composition of the super plasticizing admixture, with a constant conventional dry material content, on the preservation of the rheological properties of the tested mortars. The compositions of admixtures developed that fully meet the assumptions of the designed plasticizing effect and maintaining the consistency of the mortar over time were subjected to a test correlation with the results obtained on concrete mixes.

The method of designing the composition of chemical admixtures presented in the work, using the research capabilities of a rotational rheometer, is an interesting example of an approach to the current problem of compatibility in the system of admixture - low-emission binder.

1. Wprowadzenie

Analiza zmian właściwości mieszanki betonowej w procesach technologicznych takich, jak: mieszanie, transport, układanie czy zagęszczanie wskazuje, że mają one charakter reologiczny [1]. Okazuje się zatem, że problem urabialności w technologii betonu powinien być rozpatrywany w ujęciu reologicznym.

Reologia to dziedzina nauki, która zajmuje się badaniem i opisem zachowania materiałów pod działaniem obciążeń, z uwzględnieniem wpływu czasu.

Do obiektywnej oceny zachowania reologicznego zapraw konieczne jest zastosowanie odpowiedniego sprzętu badawczego. Przykładem takiego urządzenia jest reometr rotacyjnych o nazwie VISKOMAT NT przedstawiony na zdjęciu Fot. 1. Urządzenie to pozwala w sposób ciągły w realnym czasie śledzić zmiany reologii zaprawy rozumiane jako efekt jej upłynnienia i utrzymania konsystencji w czasie.

Szczególną rolę w kształtowaniu urabialności odgrywają superplastyfikatory. Są to domieszki chemiczne, których podstawowym efektem działania jest deflokulacja zaczynu cementowego i zwiększenie ilości wody wolnej w mieszance, a w konsekwencji korzystna modyfikacja jej właściwości reologicznych.

Fot. 1. Reometr rotacyjny VISKOMAT NT.

2. Program badawczy

2.1.Założenia

Za szczególnie istotny problem uważa się brak kompatybilności w układzie spoiwo - domieszka chemiczna. Skuteczność domieszek upłynniających w dużej mierze zależna jest

od składu mineralogicznego cementu. Na potrzeby badań prezentowanych w niniejszym artykule zbadano wpływ odmiennych składników i proporcji surowców PCE użytych do opracowania składu domieszki upłynniającej na zachowanie właściwości reologicznych zapraw cementowych oraz mieszanek betonowych.

2.2. Materiały i metody badań

W pierwszym etapie projektu badawczego wykonano testy na zaprawach cementowych, których celem było porównanie wpływu składu domieszki upłynniającej o stałej zawartości suchej substancji na właściwości reologiczne zapraw cementowych. Do opracowania składu domieszki chemicznej wykorzystano surowce PCE o różnej charakterystyce działania deklarowane przez producenta. Do wykonano zapraw zastosowano:

- cement wieloskładnikowy CEM V/A (S-V) 42,5N wg PN-197-1 [2];
- dwa różne piaski o uziarnieniu 0/1,6 mm:
  - referencyjny (LAB) - nadziarno w ilości 5%;
  - badany (R&D) – nadziarno w ilości %.
- domieszki do betonu:
  - domieszka referencyjna – uniwersalna domieszka PCE o stężeniu 20%;
  - trzy domieszki R&D (R&D1, R&D2, R&D3) o stężeniu 18%, zawierające odmienne proporcję surowców PCE o różnej charakterystyce działania wg. producenta.

Wymienione składy R&D1, R&D2, R&D3 zróżnicowane są względem uniwersalnej domieszki referencyjnej, opartej na zastosowaniu molekuły „hybrydowej" (SWR), łączącej ze sobą dwa rodzaje efektów działania – znacznie redukujący wodę oraz utrzymanie konsystencji mieszanki betonowej w czasie. Przygotowane domieszki R&D różnią są rodzajem i proporcją bazy PCE typu SR (slump retention) w składzie przy niezmiennej ilości bazy WR (water reduction), charakteryzującymi się różnymi długościami łańcucha głównego oraz długością i częstością występowania łańcuchów bocznych.

- woda zarobowa, stosunek w/c=0,45 (const.)

W drugim etapie projektu badawczego wykonano mieszanki betonowe, do wykonania których zastosowano:

- cement CEM V/A (S-V) 42,5N wg. PN-197-1 [2]
- piasek frakcji 0/2 mm
- żwir frakcji 2/8 mm
- żwir frakcji 8/16
- domieszki upłynniające PCE o różnej charakterystyce działania

W pierwszym etapie projektu badawczego określono właściwości reologiczne badanych zapraw cementowych z zastosowaniem reometru rotacyjnego Viskomat NT. Dla każdej wykonanej zaprawy po zakończeniu pomiaru na reometrze rotacyjnym zbadano konsystencję na stoliku rozpływu oraz właściwości mechaniczne: wytrzymałość na zginanie i wytrzymałość na ściskanie [2].

W drugim etapie projektu badawczego wykonano mieszanki betonowe. Dla wykonanych mieszanek zbadano:

- konsystencję metodą opadu stożka wg PN-EN 12350-2 [3] po 5, 30, 60, 90 minutach od wymieszania składników;
- zawartość powietrza metodą ciśnieniową zgodnie z normą PN-EN 12350-7 [4]
- gęstość objętościową betonu zgodnie z normą PN-EN 12350-6 [5];
- wytrzymałość na ściskanie zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [6] po 2, 7, 28, 56 i 90 dniach.

Tab. 1. Składy mieszanek betonowych.

	1	2	3	4
	Zawartość, kg/m^3			
CEM V/A (S-V) 42,5N	320			
Piasek (0/2 mm)	715			
Żwir (2/8 mm)	470			
Żwir (8/16 mm)	660			
Superplastyfikator referencyjny	2,24	-	-	-
Superplastyfikator R&D1	-	2,8	-	-
Superplastyfikator R&D2	-	-	2,8	
Superplastyfikator R&D3	-	-	-	2,8
Domieszka napowietrzająca	-	-	-	-
Woda	165			
w/c efektywne	0,48			
Projektowana zaw. powietrza, %	2,5			
Projektowana gęstość, kg/m^3	2335			
Projektowana klasa konsystencji	S4			

3. Badania zapraw cementowych

3.1. Określenie właściwości reologicznych zapraw cementowych za pomocą reometru rotacyjnego

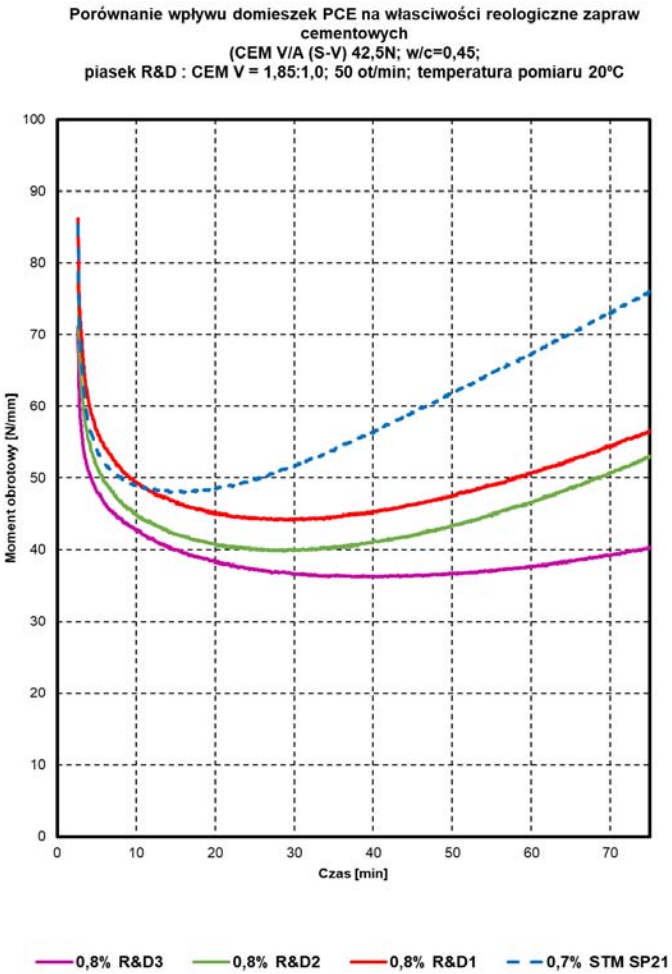
W celu porównania działania domieszek na właściwości reologiczne zapraw wykonano zaprawy cementowe z użyciem domieszek znacznie redukujących ilość wody w dozowaniu:
a) domieszka referencyjna na poziomie 0,7% masy cementu;
b) trzy domieszki R&D (R&D1, R&D2, R&D3) na poziomie 0,8% masy cementu.

Pomiary prowadzono w warunkach stałej prędkości obrotowej sony „WINDOW" (50 obr/min), w temperaturze układu 20ºC przez 75 minut. Wyniki przestawiono na Rys. 1.

Zaprawa cementowa wykonana z zastosowaniem domieszki referencyjnej w ilości 0,7% masy cementu charakteryzuje się bardzo krótkim czasem utrzymania konsystencji zaprawy w czasie. Widać, że krzywa reologiczna dla tej zaprawy (oznaczona niebieską linią przerywaną) po około 20 minutach trwania pomiaru wykazuje gwałtowny przebieg wznoszący.

Kolejne wykreślone krzywe reologiczne: czerwona, zielona i fioletowa odpowiadają zaprawom wykonanym z dodatkiem 0,8% masy cementu opracowanych składów domieszek: R&D1, R&D2, R&D3.

Najlepsze rezultaty otrzymano dla zaprawy wykonanej z zastosowaniem domieszki R&D3, bowiem oprócz poprawy efektu upłynnienia, poprawie ulega utrzymanie właściwości roboczych zaprawy w czasie, co na wykresie reologicznym widoczne jest jako zbliżony do poziomego przebieg krzywej fioletowej.



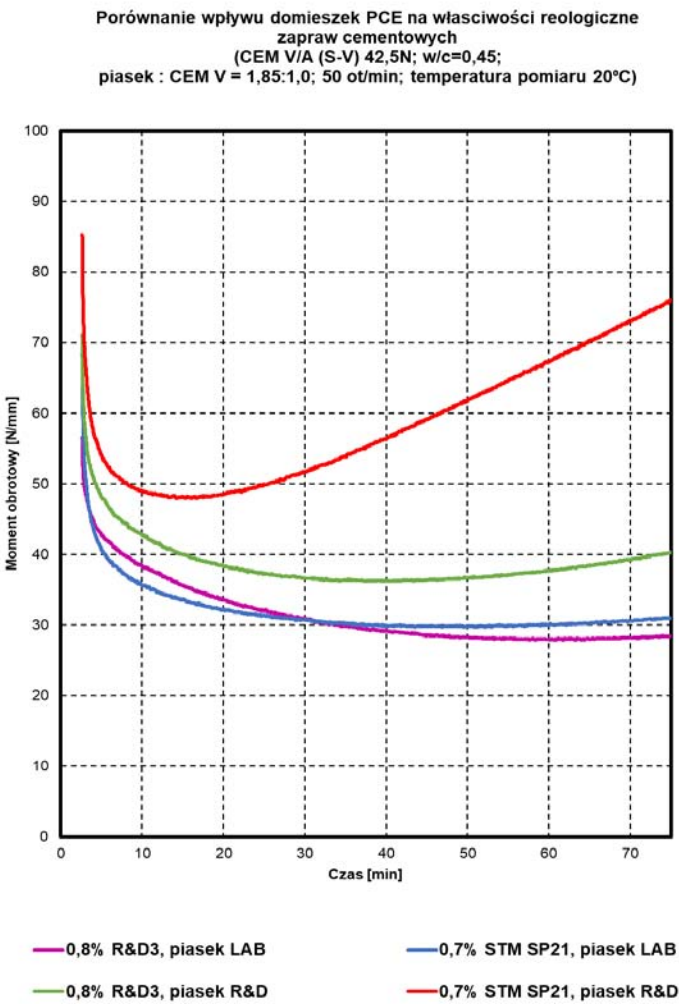
Rys. 1. Porównanie właściwości reologicznych zapraw, wykonanych z zastosowaniem cementu CEM V/A (S-V) 42,5N.

Dla każdej z wykonanych zapraw oznaczono konsystencję na stoliku rozpływu oraz zaformowano próbki 40x40x160mm w celu oznaczenia wytrzymałości na zginanie oraz ściskanie. Wyniki przedstawiono w Tab.2.

Wyniki podane w Tab. 2, zgodnie z oczekiwaniami, stanowią potwierdzenie wpływu zastosowanej domieszki na właściwości reologiczne zapraw, zmierzonych za pomocą stolika rozpływowego. Na podstawie uzyskanych wyników stwierdza się, że właściwości mechaniczne zapraw dla każdej z zastosowanych domieszek R&D są nieznacznie niższe od wytrzymałości uzyskanych dla zaprawy wykonanej z zastosowaniem domieszki referencyjnej.

Tab. 2. Zestawienie wyników zapraw cementowych

Oznaczenie receptury	Dozowanie domieszki [%]	F_c (dni)"	Konsystencja [mm]	Masa próbki [g]	Gęstość [kg/m^3]	F_z [MPa]	F_s [MPa]
Domieszka referencyjna	0,7	7	94	581,79	2273	7,6	38,4
R&D1	0,8	7	111	591,17	2309	7,2	37,3
R&D2	0,8	7	115	591,41	2310	7,4	36,1
R&D3	0,8	7	126	587,33	2294	7,1	36,9



Rys. 2. Porównanie właściwości reologicznych zapraw, wykonanych z zastosowaniem dwóch różnych piasków (0/1,6mm).

W kolejnym etapie prac z wykorzystaniem reometru rotacyjnego określono, jak zmiana piasku wpływa na właściwości reologiczne zapraw cementowych. Do badań wykorzystano dwa piaski pochodzące z różnych źródeł. Wyniki przestawiono na Rys.2.

Właściwości reologiczne zapraw wykonanych na piasku referencyjnym (LAB) przy zastosowaniu obu domieszek: 0,7% domieszki referencyjnej oraz 0,8% R&D3 (krzywa niebieska i fioletowa) są zbliżone.

Różnica w przebiegu krzywych reologicznych wyraźnie widoczna jest przy zmianie piasku na piasek R&D (krzywe zielona i czerwona). Szczególnie zaznacza się tutaj różnica w utrzymaniu konsystencji zaprawy w czasie na korzyść zastosowania domieszki R&D3.

4. Badania mieszanek betonowych

4.1. Konsystencja

Badane mieszanki betonowe osiągnęły założone klasy konsystencji S4. Konsystencja była badana po 5, 30, 60 oraz 90 minutach od momentu wymieszania składników z wodą (Tab.3).

Tab. 3. Zestawienie wyników pomiaru konsystencji mieszanek betonowych

Czas badania (od wymieszania składników), min	Nr mieszanki betonowej wg tab. 1			
	1	2	3	4
	Opad stożka, mm			
5	200	200	205	205
30	160	180	185	200
60	120	150	160	190
90	90	130	135	170
Początkowa klasa konsystencji wg PN-EN 206	S4			

4.2. Zawartość powietrza, gęstość objętościowa

Zawartość powietrza w mieszankach betonowych wyznaczono metodą ciśnieniową. Jednocześnie wyznaczono gęstość objętościową mieszanek. Zawartość powietrza i gęstość objętościową mierzono po 5 oraz 90 minutach od momentu wymieszania wszystkich składników z wodą (Tab. 4.)

Tab. 4. Zestawienie wyników pomiaru zawartości powietrza i gęstości objętościowej mieszanek betonowych

Czas badania (od wymieszania składników), min	Nr mieszanki betonowej wg tab. 1							
	1		2		3		4	
	A[%]	d [kg/m^3]	A[%]	d [kg/m^3]	A[%]	d [kg/m^3]	A[%]	d [kg/m^3]
5	2,4	2338	2,5	2335	2,3	2340	2,1	2346
90	3,8	2315	3,0	2326	2,7	2339	2,2	2344

W przypadku oznaczeń zawartości powietrza oraz gęstości objętościowej mieszanek betonowych stwierdza się wyraźne różnice w wynikach mierzonych parametrów dla poszczególnych mieszanek. Różnice te wynikać mogą z różnicy konsystencji mieszanek, po 90 minutach. Znaczny spadek konsystencji mieszanek w czasie mógł mieć wpływ na mało efektywne zagęszczenie mieszanki podczas wykonywania pomiarów.

5. Badania betonu stwardniałego

5.1. Wytrzymałość na ściskanie

Badanie wytrzymałości na ściskanie wykonanie zgodnie z PN-EN 12390-3. Z każdego betonu pobrano serię próbek 8 próbek (150 x 150 x 150 mm) do oznaczenia wytrzymałości na ściskanie po 2, 7, 28, 56 oraz 90 dniach twardnienia. Wyniki średnie przedstawiono w tabeli 5.

Tab. 5. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie

Wiek próbek (dni)	Nr mieszanki betonowej wg tabl. 1			
	1	2	3	4
	Wytrzymałość średnia, MPa			
2	13,6	13,3	12,2	12,7
7	25,4	24,0	22,8	25,0
28	39,9	41,6	41,0	41,0
56	47,3	48,8	45,7	45,0
90	49,8	50,9	51,0	52,0

Wczesna wytrzymałość betonów wykonanych z zastosowaniem domieszek, które pozwoliły na lepsze utrzymanie właściwości roboczych mieszanek w czasie są nieznacznie niższe od wytrzymałości betonu wykonanego z zastosowaniem domieszki referencyjnej. Wraz z późniejszym wiekiem próbek ta tendencja się odwraca.

6. Podsumowanie i wnioski

W artykule przedstawiono wyniki programu badawczego realizowanego przez Stachema Polska Sp. z o.o. Celem prac była optymalizacja składu domieszki w kontekście kompatybilności ze spoiwem, zawierającym dużą część składników nieklinkierowych w składzie. W pracach laboratoryjnych wykorzystano reometr rotacyjny Viskomat NT, dzięki któremu przy niedużym nakładzie materiałowym udało się w sposób efektywny dobrać skład domieszki PCE, aby uzyskać optymalne zachowanie właściwości roboczych zaprawy cementowej, a w konsekwencji mieszanki betonowej w czasie. Podczas prac podjęto również próbę oceny korelacji wyników uzyskanych za pomocą reometru rotacyjnego oraz klasycznych metod oceny konsystencji mieszanki betonowej - opadu stożka Abramsa. Na podstawie uzyskanych wyników sformułowano następujące wnioski:

– skład domieszki chemicznej determinuje właściwości reologiczne zaprawy cementowej – istnieje możliwość modyfikacji składu w kierunku osiągnięcia założonych celów;

– badania z zastosowaniem reometru rotacyjnego pozwalają w prosty sposób ocenić i pomóc zmodyfikować kompatybilność układu spoiwo – domieszka chemiczna;
– ocena zachowania właściwości reologicznych zaprawy cementowej przybliża zachowanie reologii mieszanki betonowej

Literatura

[1] Powers T.C.: The Properties of Fresh Concrete. John Wiley Sons Inc., New York 1968
[2] PN-EN 197-1: 2012 Cement -- Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku
[3] PN-EN 12350-2:2019-07 Badania mieszanki betonowej -- Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka
[4] PN-EN 12350-7:2019-08 Badania mieszanki betonowej -- Część 7: Badanie zawartości powietrza -- Metody ciśnieniowe
[5] PN-EN 12350-6:2019-08 Badania mieszanki betonowej -- Część 6: Gęstość
[6] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu -- Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań

WŁAŚCIWOŚCI BETONU STWARDNIAŁEGO

PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

Julia Blazy
Łukasz Drobiec
Paweł Wolka

Projektowanie fibrobetonowych posadzek przemysłowych według trzeciej i czwartej edycji Technical Report 34

DESIGNING OF FIBER REINFORCED CONCRETE INDUSTRIAL FLOORS ACCORDING TO THE THIRD AND FOURTH EDITION OF TECHNICAL REPORT 34

Streszczenie

W ramach artykułu zmodyfikowano skład mieszanki betonowej w celu znalezienia korzystnego rozwiązania pod względem właściwości mechanicznych jak i redukcji emisji CO_2. Dokonano dwóch zmian w projekcie mieszanki betonowej. Mianowicie, zastosowano metakaolin jako częściowy zamiennik cementu oraz dodano polimerowe mikro- i makro-włókna. W testach trzy- i cztero-punktowego zginania (odpowiednio 3PBT i 4PBT) zbadano trzy typy fibrobetonów różniących się od siebie rodzajem i ilością włókien. W ramach analiz testu 3PBT określono granice proporcjonalności wraz z wytrzymałościami resztkowymi na rozciąganie przy zginaniu. Natomiast z testów 4PBT obliczona maksymalne oraz równoważne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. Dodatkowo, dzięki wyznaczonej energii pękania, możliwe było obliczenie wskaźnika odporności na pękanie R_e. Porównano również i wyjaśniono różnice pomiędzy trzecią i czwartą edycją Technical Report 34 w obliczaniu dodatniego momentu zginającego przy projektowaniu fibrobetonowych posadzek przemysłowych. Na koniec, zaproponowano zależność liniową między wynikami obliczeń tego momentu dla trzeciej i czwartej edycji Technical Report 34.

Abstract

In the article, the composition of the concrete mixture was modified to find a favourable solution in terms of mechanical properties and reduction of CO_2 emissions. Two changes were made while designing the concrete composition. Namely, metakaolin was used as a partial cement replacement and polymer micro- and macro-fibers were added. In the three- and four-point bending tests (3PBT and 4PBT, respectively), three types of fiber

mgr inż. Julia Blazy – Politechnika Śląska, Katedra Konstrukcji Budowlanych
prof. dr hab. inż. Łukasz Drobiec – Politechnika Śląska, Katedra Konstrukcji Budowlanych
dr inż. Paweł Wolka – Astra Technologia Betonu Sp. z o.o.

reinforced concrete, differing in the type and amount of fibers, were tested. From the 3PBT test the limits of proportionality were determined along with the residual flexural tensile strengths. Furthermore, thanks to the 4PBT, the maximum and equivalent flexural tensile strengths were calculated. In addition, due to the determined fracture energy, it was possible to calculate the fracture toughness index R_e. Then, the differences between the third and fourth edition of Technical Report 34 in the calculation of the positive bending moment, appearing during the designing process of fiber reinforced concrete industrial floors, were compared, and explained. Finally, a linear relationship between the calculation results of this moment for the third and fourth editions of Technical Report 34 was proposed.

1. Wprowadzenie

Produkcja cementu odpowiada za około 5% światowej emisji CO_2 do atmosfery. Ślad węglowy produkcji 1 tony cementu: CEM I; CEM II; CEM III; CEM IV i CEM V wynosi odpowiednio około 0,710; 0,571; 0,405; 0,473 i 0,485 ton CO_2 [1]. W związku z tym coraz większy nacisk kładzie się na zrównoważony rozwój produkcji i konsumpcji betonu [2]. Europejskie Stowarzyszenie Producentów Cementu CEMBUREAU postawiło sobie za cel redukcję emisji CO_2 aż o 40% do 2030 roku, w porównaniu do tych zanotowanych w 1990 roku. 3% tej redukcji byłoby możliwe dzięki zmniejszeniu stosunku klinkieru do cementu poprzez zastosowanie innych materiałów o właściwościach pucolanowych i/lub hydraulicznych [3]. W Europie w 2017 roku cement składał się z około 77% klinkieru, a więc około 23% klinkieru zastąpiono materiałami alternatywnymi. Do 2030 roku CEMBUREAU planuje obniżenie zawartości klinkieru w cemencie do 74% [3]. Inne rozwiązania podążające za ideą niskoemisyjnego betonu wiążą się z optymalizacją mieszanki betonowej, a więc: produkcją nowych rodzajów cementu, doskonaleniem procesu mielenia cementu, używaniem betonu z recyklingu, zwiększeniem upakowania kruszywa w betonie; z wykorzystaniem neutralnego emisyjnie transportu i energii elektrycznej oraz z dbałością o sprawność cieplną, polegającą m.in. na modernizacji pieców oraz podejmowanie inwestycji związanych z odzyskiwaniem ciepła. Jednym z pomysłów jest też zastosowanie technologii Carbon Capture and Usage/Storage (CCUS), polegającej na wychwytywaniu CO_2 powstającego w cementowniach, a następnie magazynowanie go w strukturach geologicznych lub wykorzystanie jako surowiec [4]. Warto również zwrócić uwagę na inne rozwiązanie ograniczenia wytwarzanie CO_2 wynikające ze zwiększonej nośności, trwałości oraz zmniejszonych kosztów utrzymania konstrukcji betonowych. Taki efekt można osiągnąć na wiele sposobów m.in. poprzez staranne i świadome zaprojektowanie składu mieszanki betonowej. Oczywiście trzeba mieć na uwadze szczególne wymagania, jakie musi spełniać mieszanka oraz stwardniały później beton. Należy zauważyć, że dla różnych zastosowań różne właściwości betonu będą traktowane jako priorytetowe.

W ramach artykułu zmodyfikowano skład mieszanki betonowej w celu znalezienia korzystniejszego rozwiązania pod względem właściwości mechanicznych jak i redukcji emisji CO_2. Dokonano dwóch zmian w projekcie mieszanki betonowej względem mieszanki referencyjnej. Po pierwsze, zastosowano metakaolin (MK) jako częściowy zamiennik cementu, aby w ten sposób zmniejszyć jego ilość. Metakaolin jest materiałem pucolanowym powstającym w procesie kalcynacji glinki kaolinowej. Z badań przeprowadzonych przez innych naukowców, a później opisanych w artykułach, wynika że efektem dodatku MK do mieszanki betonowej jest wzrost odporności na działanie kwasów [5] i siarczanów [6] oraz zmniejszenie przepuszczalności chlorków [7]. Dodanie MK często powoduje również zmniejszanie sorpcyjności [8], nasiąkliwości, penetracji wody do wnętrza elementu, porowatości [5] oraz skurczu [9]to be applied in marine environments, demands for an adequate selection and combination of constituent materials. In the current study, a ternary mixture of white Portland cement + limestone filler + metakaolin was selected to produce a white SCHPC. Design of experiments approach was employed to investigate the effect of design variables, and their coupled effects, on the relevant mortar properties. Statistical models were developed to predict the fresh state properties, maximum temperature rise (under semi-adiabatic conditions. Skutkiem pozytywnego wpływu MK na wyżej wspomniane cechy może być zwiększenie trwałości elementów wykonanych z tym materiałem [10]. Ponadto badania potwierdziły poprawę wytrzymałości na zginanie [11], rozłupywanie [11], ściskanie [12]an alternative approach for the evaluation of efficiency

factor k of a pozzolanic material has been introduced. The method, developed following Abram's strength-W/C ratio rule, calculates efficiency in terms of relative strength and cementitious materials content. The advantage of this method is that only two mixtures are required to determine the k factor of a specific mixture. A laboratory investigation on silica fume (SF oraz wzrost wytrzymałości wczesnych [13] po dodaniu MK. Druga modyfikacja polegała na dodaniu do mieszanki betonowej mikro- i makro-włókien polimerowych (z ang. *polymer fibers* PF). Głównym zadaniem mikro-włókien jest mostkowanie mikro-pęknięć i zapobieganie skurczowi, dzięki czemu liczba i szerokość zarysowań jest mniejsza w porównaniu z betonem bez włókien [14]. Natomiast makrowłókna nie tylko mostkują makro-pęknięcia, ale także zwiększają wytrzymałość, ciągliwość i plastyczność betonu [15]. Inne właściwości, na które pozytywnie wpływa dodatek włókien polimerowych to: energia pękania, udarność, odporność na ścieranie, odpryskiwanie oraz cykle zamrażania i rozmrażania [16]. Ponadto, fibrobetony nie tylko charakteryzuje wzmocniona wytrzymałość na zginanie i rozciąganie, ale także notuje się zmniejszenie nasiąkliwości, przepuszczalności i porowatości, pod warunkiem, że zachowana jest odpowiednia urabialność, a projekt mieszanki jest właściwie wykonany [16]. Należy również zwrócić uwagę na fakt, że dodatek włókien spowoduje poprawę właściwości betonu, ale tylko przy optymalnej ilości włókien, w przeciwnym razie efekt będzie odwrotny. Warto wreszcie wspomnieć, że ogromną zaletą betonu zbrojonego włóknami polimerowymi (z ang. *polymer fiber reinforced concrete* PFRC) jest jego odporność korozyjna, w przeciwieństwie do betonu zbrojonego włóknami stalowymi czy tradycyjnego betonu z prętami stalowymi.

W programie badawczym wykonano cztery mieszanki betonowe: jedną referencyjną i trzy z dodatkiem MK oraz mikro- i makro-włókien polimerowych (odpowiednio mikroPF i makroPF) różniących się rodzajem i ilością włókien. W artykule przedstawiono wyniki badań obejmujące testy trzy- i cztero-punktowego zginania (odpowiednio testy 3PBT i 4PBT). Badania 3PBT przeprowadzono zgodnie z EN 14651 [17], natomiast 4PBT według normy EN 12390-5 [18]. W ramach analiz testu 3PBT określono granice proporcjonalności wraz z wytrzymałościami resztkowymi na rozciąganie przy zginaniu. Dla testów 4PBT obliczono maksymalne oraz równoważne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu według japońskiej normy JCI-SF4 [19]. Dzięki wyznaczonej energii pękania, możliwe było obliczenie wskaźnika odporności na pękanie R_e. Głównym celem artykułu było wyjaśnienie różnic między trzecią a czwartą edycją Technical Report 34 [20][21] w obliczaniu dodatniego momentu zginającego przy projektowaniu fibrobetonowych posadzek przemysłowych. Zaproponowano zależność liniową między wynikami z obliczeń dla powyższych dwóch wersji Technical Report 34.

2. Program badawczy

2.1. Materiały

W ramach programu badawczego przygotowano cztery Typy mieszanek betonowych: jedną bez włókien – referencyjną (Typ 0) i trzy z włóknami (Typ 1-3). W badaniu wykorzystano dwa rodzaje makroPF (Rodzaj I i II) i jeden rodzaj mikroPF (Rodzaj III). Charakterystyka włókien znajduje się w Tab. 1 (długość włókna l_f, średnica włókna d_f, smukłość włókna l_f/d_f, wytrzymałość włókna na rozciąganie f_{ft}, i moduł Young'a włókna E_f).

Tab. 1. Charakterystyka użytych włókien polimerowych.

Rodzaj I	Rodzaj II	Rodzaj III
l_f=42 mm przekrój=70 µm x 1600 µm	l_f=54 mm l_f/d_f=70	l_f=12 mm d_f=0,018 mm
f_{ft}=550 MPa	f_{ft}=640 MPa	f_{ft}=350-400 MPa
E_f=2,8-4,0 GPa	E_f=11 GPa	nieznany
kopolimer PE-PP	kopolimer polipropylenu	polipropylen

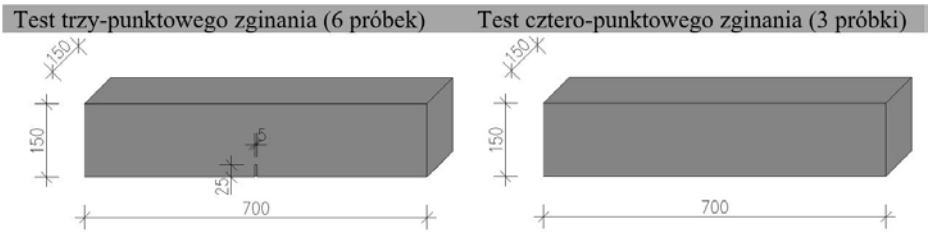
Badane betony można nazwać hybrydowymi PFRC, ponieważ zawierały zarówno makro- jak i mikro-włókna:

- Typ 1 – 2 kg/m^3 makroPF Rodzaj I + 1 kg/m^3 mikroPF Rodzaj III;
- Typ 2 – 2 kg/m^3 makroPF Rodzaj II + 1 kg/m^3 mikroPF Rodzaj III;
- Typ 3 – 2,5 kg/m^3 makroPF Rodzaj II + 0,5 kg/m^3 mikroPF Rodzaj III.

Zastosowano również 370 i 350 kg/m^3 CEM II/A-V 42,5 R w Typie 0 i 1-3, odpowiednio. Mniejsza ilość cementu w Typach 1-3 wynika z dodania do mieszanek 25 kg/m^3 metakaolinu (MK). W ten sposób część cementu została zastąpiona materiałem alternatywnym. Ponadto do wszystkich Typów mieszanek dodano piasek 0/2 mm (800 kg/m^3) oraz żwir 2/8 mm (525 kg/m^3) i 8/16 mm (525 kg/m^3). Każda mieszanka zawierała 185 kg/m^3 wody, a więc stosunek wody do cementu (w/c) wynosił 0,5 dla Typu 0 i 0,53 dla mieszanek z dodatkiem MK. W celu zapewnienia odpowiedniej urabialności dodano superplastyfikator: 4,2 kg/m^3 do Typów 0 i 3 oraz 4,6 kg/m^3 do Typów 1 i 2.

2.2. Przygotowanie próbek

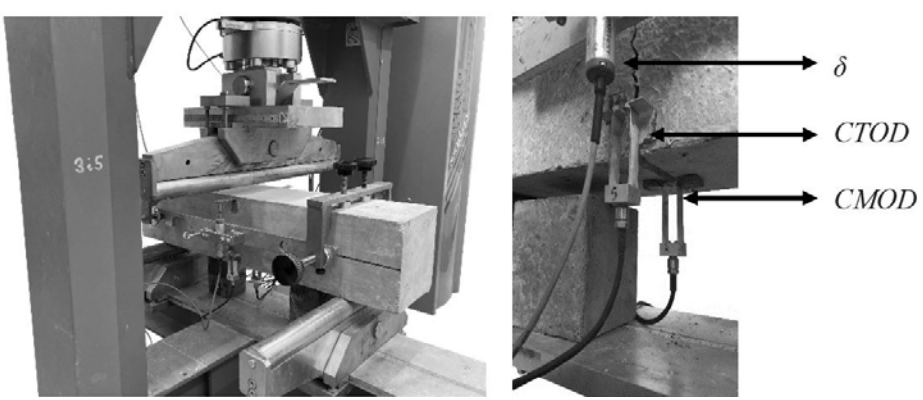
W ramach każdej serii zabetonowano dziewięć belek o wymiarach 150 x 150 x 700 mm: sześć belek do testu 3PBT i trzy do testu 4PBT (Rys. 1). Próbki przygotowano zgodnie z normą PN-EN 12390-1 [22] i pielęgnowano zgodnie z PN-EN 12390-2 [23] w wodzie w temperaturze 20 ± 2^{o}C do 28 dnia. Po tym okresie próbki przechowywano w warunkach powietrzno-suchych w temperaturze 20 ± 2^{o}C i wilgotności 60% do dnia testów na zginanie. Ze względu na użyty cement i dodatek MK próbki badano po 112 dniach od zaformowania. Przed badaniem belki przeznaczone do testu 3PBT zostały nacięte piłą diamentową w połowie rozpiętości. Szerokość nacięcie wynosiła 5 mm a głębokość 25 mm i obejmowała całą szerokość belki zgodnie z EN 14651 [17] (Rys. 1).



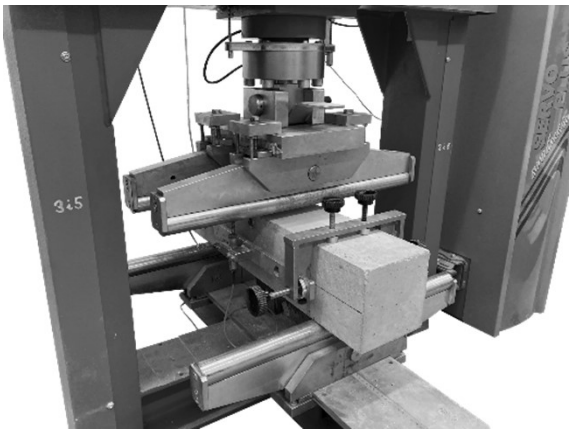
Rys. 1. Charakterystyka próbek badawczych.

2.3.Metodologia badań

Test 3PBT przeprowadzono zgodnie z normą EN 14651 [17], a test 4PBT zgodnie z normą EN 12390-5 [18]. Rys. 2 i Rys. 3 przedstawiają stanowiska badawcze obu testów na zginanie. W testach 3PBT i 4PBT zainstalowano czujniki przemieszeń (LVDT) do pomiaru ugięć (δ). Zostały one ustawione po obu stronach belki dzięki sztywnej stalowej ramie przykręconej do próbki. Do późniejszych analiz obliczono średnią z dwóch czujników LVDT. Mierniki zaciskowe do rejestrowania szerokości rozwarcia rysy (z ang. *crack mouth opening displacement CMOD*) oraz szerokości rozwarcia wierzchołka rysy (z ang. *crack tip opening displacement CTOD*) w teście 3PBT zostały zainstalowane w obszarze nacięcia (Rys. 2). Rozstaw podpór (l) wynosił odpowiednio 500 i 450 mm w teście 3PBT i 4PBT. Próbki były obciążane siłą (F) ze stałym przyrostem δ równym 0,2 mm/min, aż do końca testu, czyli osiągnięcia δ=5 mm. W ramach testu 3PBT zarejestrowano wykresy *F-CMOD*, *F--CTOD* i *F*-δ, natomiast podczas testu 4PBT tylko wykres *F*-δ. Dzięki uzyskanym wynikom z testu 3PBT możliwe było wyznaczenie granicy proporcjonalności $f^{f}_{ct,L}$ (czyli maksymalnej wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu w zakresie proporcjonalności liniowej) – wzór (1) oraz resztkowych wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu: $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$, oraz $f_{R,4}$ – wzór (2), zgodnie z normą EN 14651 [17]. Jeśli chodzi o test 4PBT, norma [18] zawiera wzór (3) do obliczenia wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. Analizom zostały poddane tylko próbki fibrobetonowe.



Rys. 2. Stanowisko badawcze dla testu 3PBT wraz z czujnikami w obszarze nacięcia.



Rys. 3. Stanowisko badawcze dla testu 4PBT.

(1) $$f_{ct,L}^{f} = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2}$$

(2) $$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2}$$

gdzie: $f^{f}_{ct,L}$ – granica proporcjonalności (N/mm²), $f_{R,j}$ – resztkowe wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu odpowiadające $CMOD=CMOD_j$ (j=1, 2, 3, 4) (N/mm²), F_L – obciążenie odpowiadające granicy proporcjonalności (N), F_j – obciążenie odpowiadające resztkowym wytrzymałościom na rozciąganie przy zginaniu zgodne z $CMOD=CMOD_j$ (j=1, 2, 3, 4) (N), l – rozpiętość belki pomiędzy dolnymi podporami (mm) = 500 mm, b – szerokość belki (mm) = 150 mm, h_{sp} – wysokość belki pomniejszona o wysokość nacięcia (mm) = 125 mm

(3) $$f_{cf} = \frac{Fl}{d_1 d_2^2}$$

gdzie: f_{cf} –wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (N/mm²), F – obciążenie (N), l – rozpiętość belki pomiędzy dolnymi podporami (mm) = 450 mm, d_1 and d_2 – wymiary poprzeczne belki (mm) = 150 i 150 mm, odpowiednio

3. Wyniki badań

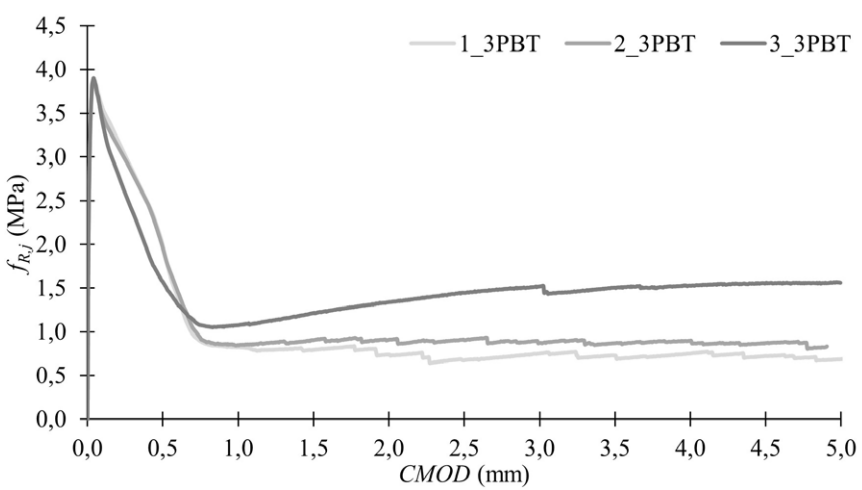
3.1. Test trzy-punktowego zginania

3.1.1. Granica proporcjonalności i resztkowe wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu

W teście 3PBT przebadano sześć próbek z każdego Typu betonu. Po obliczeniu wytrzymałości, używając wzorów (1) i (2), wykresy *F-CMOD* przekształcono na wykresy $f_{R,j}$-*-CMOD*. Następnie obliczono średnią zależność pomiędzy $f_{R,j}$ a *CMOD* z sześciu próbek dla

każdego Typu (Rys. 4). Ponadto w Tab. 2 przedstawiono wyniki obliczeń wytrzymałości charakterystycznych dla testu 3PBT.

W wyniku analiz zaobserwowano, że betony Typu 1 i 2 zachowywały się bardzo podobnie, co mogło być związane z taką samą ilością makro- i mikro-włókien w mieszance (odpowiednio 2 i 1 kg/m^3). Mianowicie Typy 1 i 2 po osiągnięciu maksymalnej wytrzymałości nadal były w stanie przenosić pewne obciążenia, podczas gdy wartości *CMOD* wciąż rosły. Dodanie włókien zapobiegło kruchemu zniszczeniu betonu i zapewniło pewną ciągliwość, a zachowanie się tych dwóch serii można określić jako zachowanie osłabiające (z ang. *softening behaviour*). Jedyną różnicą w składzie mieszanki Typu 1 i 2 był Rodzaj makroPF, którego wpływ uwidocznił się po osiągnięciu *CMOD*=1 mm. W fazie po zarysowaniu nieco lepsze wyniki uzyskała mieszanka Typu 2, gdyż $f_{R,2}$, $f_{R,3}$, oraz $f_{R,4}$ były odpowiednio o 14, 34 i 20% większe niż dla Typu 1 (Tab. 2). Analiza wyników z badań belek Typu 3 wykazała zachowanie tzw. osłabiające ze wzmocnieniem (z ang. *soft-hardening behaviour*). Oznacza to, że próbki przenosiły coraz to większe obciążenia dla rosnących wartości *CMOD*, jednak nie przekroczyły one osiągniętego wcześniej maksymalnego obciążenia i dlatego nie można stwierdzić, że beton Typu 3 zachowywał się jak ze wzmocnieniem bez osłabienia (z ang. *hardening behaviour*). Największe wzmocnienie pomiędzy określonymi w Tab. 2 wytrzymałościami resztkowymi wynosiło 19% i odnotowano je pomiędzy wartościami $f_{R,2}$ a $f_{R,3}$. Warto zaznaczyć, że zachowanie typu *soft-hardening* trzeciej serii było bardzo pozytywnym wynikiem, ponieważ zwykle przypisuje się je betonowi zbrojonemu włóknami stalowymi, a nie polimerowymi. W porównaniu z dwoma pierwszymi mieszankami, mógł być to efekt zwiększonej ilości makroPF w próbkach (2,5 kg/^{3} zamiast 2,0 kg/m^3). Jeśli chodzi o wytrzymałości maksymalne badanych Typów betonu to wyniki wykazały, że rodzaj i ilość PF nie miały wpływu na tę właściwość. Różnice w $f^f_{ct,L}$ między Typami 1, 2 i 3 były na tyle małe, że można było stwierdzić, że średnia wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu w teście 3PBT była równa 3,876 MPa. Nagłe spadki widoczne na wykresach w fazie po zarysowaniu świadczyły o zrywaniu włókien w przekroju zarysowania. Belki po zakończeniu badania nie pękły całkowicie w miejscu zarysowanie, ale zachowały swoją integralność. Zniszczenie belek miało charakter quasi-pionowej rysy, mającej swój początek w miejscu nacięcia.



Rys. 4. Wyniki testów 3PBT: wykresy $f_{R,j}$-*CMOD*.

Tab. 2. Wyniki testów 3PBT: granice proporcjonalności i wytrzymałości resztkowe na rozciąganie przy zginaniu.

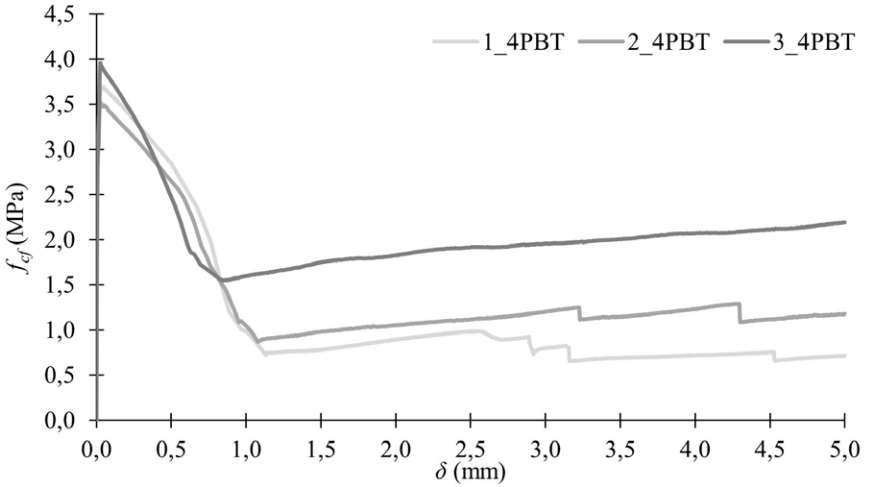
Typ	$f^{f}_{ct,L}$ (MPa)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,2}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)
1	3,881	1,979	0,794	0,675	0,726
2	3,848	1,954	0,905	0,904	0,870
3	3,899	1,571	1,212	1,446	1,506

3.2.Test cztero-punktowego zginania

3.2.1. Maksymalna wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu

W teście 4PBT zbadano trzy próbki dla każdego Typu mieszanki. Z wykresów *F*-δ za pomocą równania (3), otrzymano wykresy f_{cf}-δ, a następnie określono średnią zależność pomiędzy wytrzymałością a ugięciem dla każdego Typu betonu (Rys. 5). Ponadto w Tab. 3 przedstawiono maksymalne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu $f_{cf,max}$ wraz z porównaniem ich z granicami proporcjonalności $f^{f}_{ct,L}$ z testów 3PBT. W wyniku przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że do osiągnięcia δ=1 mm, nie było dużej różnicy pomiędzy wykresami f_{cf}-δ próbek Typu 1 i 2, co może wynikać z faktu, że ilość mikro- i makroPF była taka sama w tych dwóch seriach. Natomiast później próbki Typu 1 charakteryzowały się mniejszą nośnością. Mogło to być spowodowane mniejszą l_f i f_{ft} włókien Rodzaju I dodanych do Typu I w porównaniu do włókien Rodzaju II dodanych do Typu II. Ponadto, dzięki dodatkowi PF, wszystkie badane próbki charakteryzowały się pewną ciągliwością, gdyż były w stanie przenosić obciążenia podczas zwiększania się ugięcia belki, mimo osiągniętej wcześniej maksymalnej wytrzymałości. Zgodnie z analizami testów 3PBT, beton Typu 1 i 2 charakteryzowało zachowanie osłabiające, natomiast beton Typu 3 zachowanie osłabiające ze wzmocnieniem. Jak wspomniano wcześniej mógł być to rezultat zwiększonej ilości makro-włókien w mieszance. Dodatkowo, beton Typu 3 osiągnął najwyższą wartość $f_{cf,max}$: o 7 i 13% większą w porównaniu z betonami Typu 1 i 2, odpowiednio. Średnia wartość maksymalnej wytrzymałości wynosiła 3,723 MPa.

Porównując wyniki testów 3PBT i 4PBT można zauważyć, że zachowanie się belek Typu 1, 2 i 3 w teście 4PBT było bardzo podobne do tego w teście 3PBT, co dodatkowo potwierdziło poprawność przeprowadzonych badań. Natomiast maksymalne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu osiągnięte podczas testów zginania, mimo że są bardzo zbliżone, to różnią się od siebie o 1 do 9%. Niemniej jednak, wyniki potwierdzają, że największa maksymalną wytrzymałość miały belki Typu 3, później Typu 1, a na końcu Typu 2. Podobnie jak w testach 3PBT, nagłe spadki na wykresach testów 4PBT w fazie po zarysowaniu oznaczały zrywanie włókien, a próbki również nie uległy przepołowieniu. Zniszczenie belek miało charakter quasi-pionowej rysy umiejscowionej pomiędzy podporami górnymi.



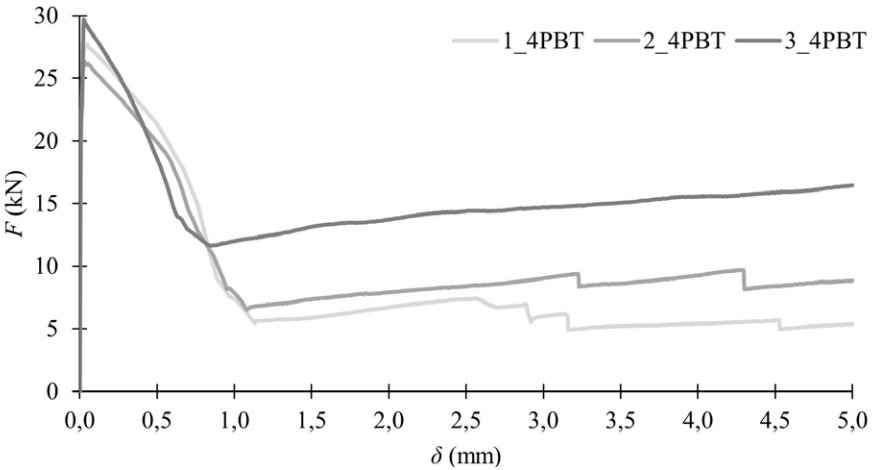
Rys. 5. Wyniki testów 4PBT: wykresy f_{cf}-δ.

Tab. 3. Wyniki testów 4PBT: maksymalne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu porównane z granicami proporcjonalności określonymi w testach 3PBT.

Typ	$f_{cf,max}$ (MPa)	$f^{f}_{ct,L}$ (MPa)	$f^{f}_{ct,L}/f_{cf,max}$ (%)
1	3,696	3,881	105
2	3,515	3,848	109
3	3,957	3,899	99
Średnia	3,723	3,876	104

3.2.2. Wskaźnik odporności na pękanie

Testy 4PBT przeprowadzono zgodnie z normą EN 12390-5 [18], ale spełniały one również wymagania normy japońskiej JCI-SF4 [19] m.in. pod względem geometrii próbek, rozstawu podpór i przyłożenia obciążenia. W związku z tym postanowiono obliczyć pracę T_b potrzebną do uzyskania ugięcia belki równego $^1/_{150}$ jej rozpiętości. Pracę tę obliczono jako pole powierzchni pod każdą z uśrednionych z sześciu wykresów krzywą F-δ (Rys. 6) do wartości δ równej 3 mm. Znając T_b można było obliczyć równoważną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu f_{eq} stosując wzór (4) zawarty w [19]. Warto zauważyć, że wartość f_{eq} stosowana jest do obliczania wskaźnika odporności na pękanie R_e (wzór (5)), który występuje w niektórych wzorach podczas projektowania elementów fibrobetonowych. Wzięcie pod uwagę współczynnika R_e podczas obliczeń pozwala na wykorzystanie dodatkowej nośności będącej efektem dodania do mieszanki betonowej włókien. Na przykład trzecia edycja Technical Report 34 [20], który dotyczy projektowania i konstrukcji posadzek przemysłowych, pozwala na uwzględnienie korzystnego wpływu włókien przy obliczaniu dodatniego momentu zginającego M_p właśnie za pomocą wskaźnika R_e. Warunkiem jest, że wartość R_e musi wynosić co najmniej 0,30. Warto zauważyć, że w czwartym wydaniu Technical Report 34 [21] zaleca się przeprowadzenie testu 3PBT i zamiast R_e stosuje się naprężenia σ_{r1} i σ_{r4}, które są równe odpowiednio $0{,}45f_{R,1}$ i $0{,}37f_{R,4}$.



Rys. 6. Wyniki testów 4PBT: wykresy *F*-δ.

(4) $$f_{eq} = \frac{T_b l}{\delta_{tb} b h^2}$$

gdzie: f_{eq} – równoważna wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (N/mm^2), T_b – praca potrzebna do uzyskania ugięcia belki równego $^1/_{150}$ jej rozpiętości (Nmm), l – rozpiętość belki pomiędzy dolnymi podporami = 450 mm (mm), δ_{tb} – ugięcie równe $^1/_{150}$ rozpiętości = 450 mm/150=3 mm (mm), b – szerokość belki = 150 mm (mm), h – wysokość belki = 150 mm (mm)

(5) $$R_e = 100 \frac{f_{eq}}{f_{ctm,fl}}$$

gdzie: R_e– wskaźnik odporności na pękanie (%), $f_{ctm,fl}$ – średnia wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (N/mm^2)

Dla każdego Typu betonu obliczono najpierw T_b z wykresów *F*-δ (Rys. 6) do wartości δ równej 3 mm, później f_{eq}, a na końcu R_e. Wyniki przedstawiono w Tab. 4. Należy wspomnieć, że jako wartość $f_{ctm,fl}$ przyjęto uzyskane z badań wartości $f_{cf,max}$. W wyniku obliczeń stwierdzono, że najmniejsze T_b i f_{eq} uzyskano dla betonu Typu 1, a następnie odpowiednio o 5 i 42% wyższe wartości dla Typu 2 i 3. Natomiast wskaźnik R_e wynosił 39, 43 i 52% dla odpowiednio Typu 1, 2 i 3. Można zatem stwierdzić, że najkorzystniejszy wynik nośności elementu konstrukcyjnego uzyskano by, gdyby do produkcji użyto mieszanki Typu 3, a więc z 2,5 kg/m^3 makroPF Rodzaju II i 0,5 kg/m^3 mikroPF.

Tab. 4. Wyniki testów 4PBT: pola powierzchni pod krzywą *F*-δ, równoważne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu i wskaźnik odporności na pękanie.

Typ	T_b (Nm)	$f_{ctm,fl} = f_{cf,max}$ (MPa)	f_{eq} (MPa)	R_e (%)
1	32,457	3,696	1,443	39
2	34,144	3,515	1,518	43
3	46,169	3,957	2,052	52

3.2.3. Zależności między $TR34_3$ a $TR34_4$

Jak wspomniano wcześniej, w trzecim wydaniu Technical Report 34 [20] do obliczenia M_p wykorzystywano wartość R_e (wzór (6)). Natomiast aktualne, czyli czwarte wydanie Technical Report 34 [21] używa naprężeń σ_{r1} i σ_{r4} (wzór (7)). W celu porównania wartości M_p w obu wydaniach, we wzorach (6) i (7) zostały wykonane pewne przekształcenia. Zaznaczone na szaro części wzorów zostały porównane, a wyniki przedstawiono w Tab. 5. Wartości $TR34_3$ i $TR34_4$ odnoszą się odpowiednio do trzeciej i czwartej edycji Technical Report 34. Dzięki analizie wyników można stwierdzić, że wykonując obliczenia zgodnie z czwartą edycją wartości M_p byłyby mniejsze o około 8 do 20% w zależności od Typu betonu. W celu powiązania uzyskanych wyników zaproponowano linową zależność pomiędzy edycjami Technical Report 34 (Rys. 7). Konieczne są jednak dalsze badania i analizy w celu potwierdzenia tej korelacji.

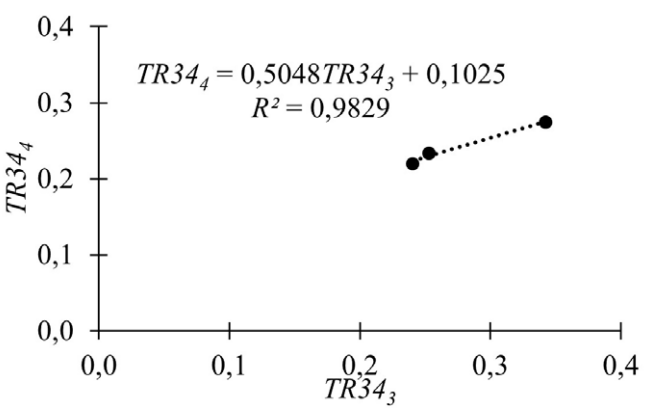
(6) $$M_p = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} R_e \frac{h^2}{6} \approx \frac{h^2}{\gamma_c} \cdot \frac{f_{eq}}{6}$$

gdzie: M_p – pozytywny moment zginający (Nm/m), $f_{ctk,fl}$ – charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (N/mm²), γ_c – materiałowy, częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla fibrobetonu = 1.5 (-), h – grubość płyty (mm)

(7) $$M_p = \frac{h^2}{\gamma_c}(0{,}29\sigma_{r4} + 0{,}16\sigma_{r1}) = \frac{h^2}{\gamma_c}\left(0{,}29 \cdot 0{,}37 f_{R,4} + 0{,}16 \cdot 0{,}45 f_{R,1}\right)$$

Tab. 5. Wyniki obliczeń M_p zgodne z trzecią i czwartą edycją Technical Report 34 [20][21].

Typ	$TR34_4$=0,29·0,37$f_{R,4}$+0,16·0,45$f_{R,1}$ (MPa)	$TR34_3$=f_{eq}/6 (MPa)	$TR34_4/TR34_3$ (%)
1	0,078+0,143=0,220	0,240	92
2	0,093+0,141=0,234	0,253	92
3	0,162+0,113=0,275	0,342	80



Rys. 7. Zależność wyników M_p między trzecią a czwartą edycją Technical Report 34.

4. Wnioski

Najważniejsze wnioski z przeprowadzonych testów trzy- i cztery-punktowego zginania (odpowiednio 3PBT i 4PBT) są następujące:

- Stwierdzano, że na maksymalną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu nie miał wpływu rodzaj i ilość włókien polimerowych, a średnia wartość wyniosła 3,876 MPa w teście 3PBT i 3,723 MPa w teście 4PBT.
- Betony Typu 1 i 2 zachowywały się bardzo podobnie, co mogło być wynikiem takiej samej ilości makro- i mikro-włókien w mieszance betonowej (odpowiednio 2 i 1 kg/m^3). Te dwie serie charakteryzowały się zachowaniem osłabiającym (z ang. *softening behaviour*). Z drugiej strony, wszystkie próbki Typu 3 wykazywały zachowanie tzw. osłabiające ze wzmocnieniem (z ang. *soft-hardening behaviour*). Mogło to wynikać ze zwiększonej ilości makro-włókien w mieszance w porównaniu do Typu 1 i 2 (2,5 kg/^{3} zamiast 2,0 kg/m^3).
- Jedyną różnicą w składzie mieszanek Typu 1 i 2 był rodzaj makro-włókien, którego wpływ uwidocznił się po osiągnięciu szerokości rozwarcia rysy równej 1 mm w teście 3PBT i ugięcia równego również 1 mm w teście 4PBT. W fazie po zarysowaniu nieco lepsze wyniki uzyskały próbki Typu 2 niż 1. Mogło to wynikać z większej długości i wytrzymałości na rozciąganie rodzaju włókien dodanych do Typu 2 w porównaniu do rodzaju włókien w Typie 1. Natomiast przeważnie największe wartości wytrzymałości po powstaniu zarysowania osiągał beton Typu 3.
- Porównując wyniki testów 3PBT i 4PBT można zauważyć, że zachowanie się belek Typu 1, 2 i 3 w teście 4PBT było bardzo podobne do tego w teście 3PBT. Natomiast maksymalne wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu osiągnięte w tych dwóch badaniach, mimo że są bardzo zbliżone, różnią się od siebie o 1 do 9%. Wyniki potwierdzają jednak, że największa maksymalną wytrzymałości miały belki Typu 3, później 1, a na końcu 2.
- Wskaźnik odporności na pękanie R_e wynosił 0,39, 0,43 i 0,52 dla betonów Typu 1, 2 i 3, odpowiednio.
- Podczas projektowania niektórych elementów fibrobetonowych możliwe jest uwzględnienie korzystnego wpływu włókien m.in. przy obliczaniu dodatniego momentu zginającego M_p dla posadzek przemysłowych. Do obliczania tego momentu w trzeciej edycji Technical Report 34 wykorzystuje się wskaźnik R_e z testu 4PBT, natomiast w czwartej edycji używa się wytrzymałości $f_{R,1}$ i $f_{R,4}$ z testu 3PBT. W wyniku analiz zaproponowano zależność liniową pomiędzy wynikami obliczeń dla M_p z tych dwóch edycji Technical Report 34: $TR34_4$=0,5048$TR34_3$+0,1025.

Literatura

[1] Instytut Techniki Budowlanej ITB, „Environmental Product Declaration Type III ITB - Cements CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V produced in Poland.", 2020.

[2] J. Blazy, R. Blazy, i Ł. Drobiec, „Glass Fiber Reinforced Concrete as a Durable and Enhanced Material for Structural and Architectural Elements in Smart City — A Review", *Materials*, t. 15, nr 2754, 2022, doi: https://doi.org/10.3390/ma15082754.

[3] Polish Cement Association, *Spajamy Europejski Zielony Ład – Osiągnięcie neutralności emisyjnej w łańcuchu wartości cementu i betonu do roku 2050*. 2020.

[4] Polish Cement Association, *Concrete a low emission building material*. Kraków: Polish Cement Association, 2021.

[5] G. L. Thankam i N. T. Renganathan, „Ideal supplementary cementing material – Metakaolin: A review", *International Review of Applied Sciences and Engineering*, t. 11, nr 1, ss. 58–65, 2020, doi: 10.1556/1848.2020.00008.
[6] M. A. Chandak i P. Y. Pawade, „Influence of Metakaolin in Concrete Mixture: A Review", *The International Journal of Engineering and Science*, ss. 37–41, 2018.
[7] A. A. Abouhussien i A. A. A. Hassan, „Optimizing the durability and service life of self-consolidating concrete containing metakaolin using statistical analysis", *Construction and Building Materials*, t. 76, ss. 297–306, 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.12.010.
[8] E. Güneyisi, M. Gesoğlu, Z. Algin, i K. Mermerdaş, „Optimization of concrete mixture with hybrid blends of metakaolin and fly ash using response surface method", *Composites Part B: Engineering*, t. 60, nr October 2017, ss. 707–715, 2014, doi: 10.1016/j.compositesb.2014.01.017.
[9] A. M. Matos, L. Maia, S. Nunes, i P. Milheiro-Oliveira, „Design of self-compacting high-performance concrete: Study of mortar phase", *Construction and Building Materials*, t. 167, ss. 617–630, 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.053.
[10] B. B. Sabir, S. Wild, i J. Bai, „Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review", *Cement & Concrete Composites*, t. 23, ss. 441–454, 2001.
[11] S. Issac i A. Paul, „A literature review on the effect of metakaolin and fly ash on strength characteristics of concrete", *International Journal Of Advance Research And Innovative Ideas In Education*, t. 14, nr 2, ss. 6–11, 2018, doi: 16.0415/IJARIIE-7446.
[12] H. S. Wong i H. A. Razak, „Efficiency of calcined kaolin and silica fume as cement replacement material for strength performance", *Cement and Concrete Research*, t. 35, nr 4, ss. 696–702, 2005, doi: 10.1016/j.cemconres.2004.05.051.
[13] V. Shah i S. Bishnoi, „Use of Marble Dust as Clinker Replacement in Cements", w *Advances in Structural Engineering*, 2014, ss. 1717–1724, doi: 10.1007/978-81-322-2187-6.
[14] Ł. Drobiec i J. Blazy, „Współczesne niemataliczne zbrojenie rozproszone stosowane w konstrukcjach betonowych", *Izolacje*, t. 61, nr 5, ss. 70–84, 2020.
[15] J. Blazy, Ł. Drobiec, i P. Wolka, „Flexural tensile strength of concrete with synthetic fibers", *Materials*, t. 14, nr 16, s. 4428, sie. 2021, doi: 10.3390/ma14164428.
[16] J. Blazy i R. Blazy, „Polypropylene fiber reinforced concrete and its application in creating architectural forms of public spaces", *Case Studies in Construction Materials*, t. 14, s. e00549, 2021, doi: 10.1016/j.cscm.2021.e00549.
[17] EN 14651+A1:2007, „Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)". 2007.
[18] EN 12390-5:2009, „Testing hardened concrete - Part 5: Flexural strength of test specimens". .
[19] JCI-SF4, „Methods of tests for flexural strength and flexural toughness of fiber reinforced concrete". 1984.
[20] The Concrete Society, *Technical Report 34. Concrete industrial ground floors. A guide to design and construction*, 3. wyd. The Concrete Society, 2003.
[21] The Concrete Society, *Technical Report 34. Concrete industrial ground floors. A guide to design and construction*, 4. wyd. The Concrete Society, 2016.
[22] EN 12390-1:2021, „Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds".
[23] EN 12390-2:2019, „Testing hardened concrete - Part 2: Making and curing specimens for strength tests".

Mariusz Dąbrowski
Daria Jóźwiak-Niedźwiedzka
Karolina Bogusz
Michał A. Glinicki

Trwałość serpentynitowo-barytowego betonu osłonowego

DURABILITY OF SERPENTINITE-BARITE SHIELDING CONCRETE

Streszczenie

Projektowanie betonu na osłony przed promieniowaniem jonizującym polega przede wszystkim na selekcji kruszyw o określonym składzie pierwiastkowym. Kruszywo serpentynitowe o dużej zawartości wody związanej chemicznie, zwłaszcza w układzie z kruszywem ciężkim (np. barytem), może być pożądanym składnikiem betonu w osłonach przed promieniowaniem mieszanym (neutronowym i gamma), narażonych również na oddziaływanie podwyższonej temperatury.

Celem przeprowadzonych badań było rozpoznanie wpływu mieszaniny specjalnych kruszyw grubych o zmiennej proporcji kruszywa serpentynitowego i barytowego na wytrzymałość, mikrostrukturę i przepuszczalność betonu z cementem żużlowym. Badano wytrzymałość na ściskanie i współczynnik migracji jonów chlorkowych. Wyniki badań trwałościowych przedstawiono w kontekście wyników pomiaru porowatości otwartej, porowatości kapilarnej wraz z obserwacjami mikrostruktury na cienkich szlifach. Zaobserwowano zwiększoną porowatość warstw kontaktowych kruszywa z zaczynem cementowym. Wzrost porowatości otwartej i kapilarnej betonu okazał się skorelowany ze wzrostem współczynnika migracji jonów chlorkowych.

Abstract

Concrete mix design for radiation shielding is mainly based on selection of aggregate materials of specified elemental composition. Serpentinite aggregate could be a desirable

dr inż. Mariusz Dąbrowski – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk

dr hab. inż. Daria Jóźwiak-Niedźwiedzka, prof. IPPT PAN – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk

mgr inż. Karolina Bogusz – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk

prof. dr hab. inż. Michał A. Glinicki – Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk

component of concrete for mixed-radiation attenuation and for high temperatures, due to high amount of chemically bond water.

The objective of the study is to reveal the influence of serpentinite-baryte coarse aggregate proportions on the strength, microstructure and transport properties of concrete with slag cement. The compressive strength and chloride migration coefficient were experimentally investigated. The results of durability tests were compared with open porosity, mercury intrusion porosimetry measurements and examination of concrete thin sections using optical microscope. The results revealed increased porosity of contact zone of serpentinite aggregate with cement matrix. Open and capillary porosity of concrete was found to increase with increasing of serpentinite aggregate content. Consequently, an increase of the chloride migration coefficient was observed.

1. Wprowadzenie

Beton w konstrukcjach elektrowni jądrowych (EJ) stanowi materiał o szerokim spektrum zastosowań, od osłon zewnętrznych chroniących przed czynnikami środowiskowymi, awariami i atakami terrorystycznymi, po osłony biologiczne osłabiające pozostałości promieniowania jonizującego reaktora jądrowego aby możliwe było przebywanie personelu w obrębie budynku reaktora. Ze względu na znaczenie konstrukcji i ograniczone możliwości naprawy do projektowania nowych EJ stosuje się rozwiązania materiałowe zapewniające trwałość na okres co najmniej 60 lat, czyli rzeczywisty czas eksploatacji EJ. Stąd badając istniejące EJ wskazano potencjalne czynniki ryzyka przyspieszonego starzenia się materiałów konstrukcyjnych i wskazano między innymi trwałość konstrukcji i elementów betonowych jako czynnik zapewniający bezpieczeństwo użytkowania reaktora jądrowego. Wyróżniono następujące czynniki ograniczające trwałość betonu w EJ: spękania i przyspieszone starzenie na skutek zmian temperatury w normalnym cyklu pracy reaktora jądrowego, karbonatyzacja żelbetowych konstrukcji połączona z pękaniem i niszczeniem betonu w wyniku korozji zbrojenia, wnikaniem cieczy i jonów zagrażających stabilności produktów hydratacji [1,2,3,4].

Osłony biologiczne najczęściej nie są elementami konstrukcyjnymi i nie są projektowane z uwzględnieniem powyższych trwałościowych czynników ryzyka. W tym przypadku najważniejszym aspektem projektowania mieszanki betonowej jest dobór materiałów o odpowiednim składzie pierwiastkowym [5]. Najczęstszym podejściem jest zastosowanie kruszyw mineralnych złożonych z ciężkich pierwiastków, takich jak baryt, magnetyt czy hematyt, które zapewniają odpowiednie właściwości tłumienia jonizującego promieniowania elektromagnetycznego. Aby umożliwić tłumienie promieniowania mieszanego (strumień neutronów i promieniowaniem gamma) skuteczna jest kombinacja ciężkich i uwodnionych kruszyw mineralnych lub kombinacja z minerałami boronośnymi [6], [7]. Obecność wodoru w kruszywie i matrycy cementowej jest pożądana do spowalniania szybkich neutronów. Standardowe specyfikacje odnośnie do stosowanych kruszyw do betonu osłonowego zostały wprowadzone w ASTM C637 [8], obejmując naturalne skały bogate w wodór (zawierające od 8 do 25% grup hydroksylowych lub wody związanej chemicznie), takie jak limonit, boksyt i serpentynit. W przeciwieństwie do limonitu i getytu, które tracą wodę krystaliczną w temperaturze około 200°C, serpentynit jest w stanie zachować grupy hydroksylowe do temperatury 500°C. To sprawia, że kruszywo serpentynitowe jest pożądanym składnikiem betonu osłonowego przed promieniowaniem mieszanym, który w okresie użytkowania EJ jest poddawany działaniu podwyższonej temperatury.

Beton z kruszywem serpentynitowym był powszechnie stosowany w osłonach EJ budowanych w ubiegłym wieku i stwierdzono jego skuteczność osłonową w warunkach eksploatacyjnych (temperatura do 350 °C w strumieniu neutronów do $1{,}7 \cdot 10^{21}$ n/cm^2) [9]. Tłumienie neutronów w betonie z serpentynitem jest skuteczniejsze niż w betonie ciężkim, a także w porównaniu do innych betonów z kruszywami wodoronośnymi [10,11]. Dodatkowo skuteczność osłabiania neutronów jest zależna od proporcji kruszyw wodoronośnych do ciężkich w betonie [12]. Przeciwny efekt obserwowano w przypadku promieniowania gamma [10,11]. Stwierdzono, że różnorodność składu mineralnego serpentynitu (odmiany polimorficzne: lizardyt, chryzotyl i antygoryt) oraz zanieczyszczeń występujących w skałach serpentynonośnych ma negatywny wpływ na starzenie się betonu narażonego na promieniowanie jonizujące [13]. Jest to szczególnie istotne w nowo budowanych EJ, w których obciążenie radiacyjne osłon betonowych będzie znaczenie większe. Największą skutecznością osłabiania promieniowania mieszanego charakteryzuje się odmian antygo-

rytowa, następnie lizardyt i chryzotyl [14,15]. Serpentynit chryzotylowy dodatkowo ma bardzo słabe właściwości mechaniczne, co utrudnia użycie w betonie osłonowym [16].

Na podstawie przeglądu literatury zauważono brak kompleksowych badań betonu serpentynitowo-barytowego z uwagi na czynniki ograniczające trwałość betonu osłonowego. Celem badań jest określenie wpływu kruszywa serpentynitowego z krajowego złoża na mikrostrukturę i trwałość betonu o systematycznie zmieniającym się stosunku kruszywa serpentynitowego do barytowego. Projekt mieszanki betonowej został opracowany do osłony biologicznej przed promieniowaniem mieszanym (strumień neutronów i promieniowaniem gamma). Zakres badań trwałości obejmował ocenę współczynnika migracji jonów chlorkowych.

2. Program badań

2.1 Właściwości materiałów

Betonowe osłony chroniące personel EJ przed promieniowaniem jonizującym charakteryzują się znacznymi rozmiarami, stąd do projektowania mieszanki betonowej wybrano cement CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA spełniający wymagania dotyczące niskiego ciepła hydratacji oraz dodatkowo o odporności na siarczany oraz niskiej zawartości alkaliów (Tablica 1). Znaczny dodatek granulowanego żużla wielkopiecowego (około 55%) zastępującego klinkier portlandzki sprzyja redukcji śladu węglowego spoiwa. Cement charakteryzował się powierzchnią rozwinięcia wg Blaine'a 4700 cm^2/g i gęstością 2,99 g/cm^3. Beton osłonowy serpentynitowo-barytowy z cementem specjalnym CEM I 42.5N LH/HSR/NA został szczegółowo scharakteryzowany w badaniach [17].

Tablica 1. Skład chemiczny cementu – XRF Philips WD-XRF PW 2400 (% masy)

Składnik	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O_{eq}	Cl^-	LOI
CEM III/A 42,5N LH/HSR/NA	31,4	6,0	2,1	52,5	3,7	1,5	1,2	0,06	0,12

Wybrano trzy rodzaje łamanych kruszyw:

- amfibolitowe (gęstość 2,90 g/cm^3) jako wzorcowe kruszywo grube, frakcja 2-16 mm
- serpentynitowe (gęstość 2,60 g/cm^3) zbudowane głównie z polimorficznej odmiany serpentynu - antygorytu i niewielkich ilość lizardytu (określono na podstawie analizy XRD) oraz charakteryzujące się zawartością związanych chemicznie grup hydroksylowych wynoszącą około 11% masy kruszywa (określono na podstawie prażenia w temperaturze 700°C), frakcja 0-16 mm
- barytowe (gęstość 4,20 g/cm^3) o zawartości $BaSO_4$ powyżej 90%, frakcji 2-16 mm.

Jako kruszywo drobne zastosowano piasek rzeczny krzemionkowy (gęstość 2,65 g/cm^3) frakcji 0-2 mm. Wybrane właściwości fizyczne piasku i kruszywa grubego przedstawiono w Tablicy 2. Właściwości fizyczne piasku i amfibolitu potwierdzają wysoką jakość kruszywa przeznaczonego do betonu konstrukcyjnego. Kruszywo barytowe charakteryzuje się niską odpornością na miażdżenie, natomiast kruszywo serpentynitowe znaczną zawartością pyłów, w szczególności we frakcji 0-2 mm.

Tablica 2. Właściwości fizyczne kruszywa (x – frakcja niebadana)

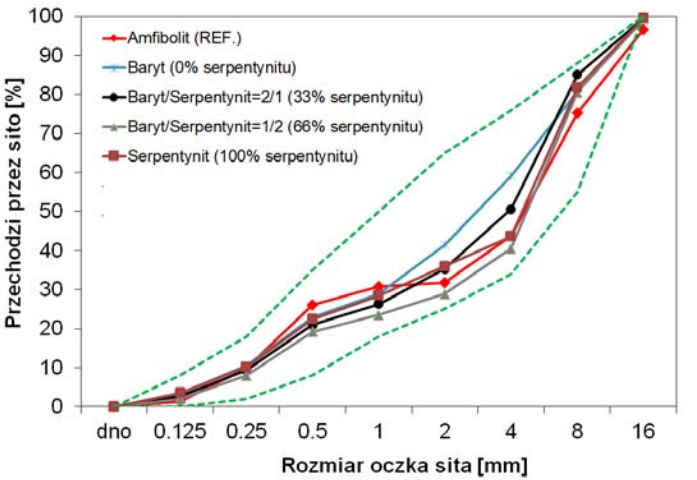
	Piasek	Serpentynit	Baryt	Amfibolit
Nasiąkliwość, % [18]	0,2	x/1,1/0,6*)	0,2	0,7/0,5**)
Odporność na miażdżenie, % [19]	-	x/5,6/8,4*)	31,8	-
Mrozoodporność, % [20]	-	x/2,3/0,8*)	0,6	0,5/0,2**)
Pyły < 0,063 mm, %	1,1	12,6/1,1/5,6*)	1,8	1,2/0,7**)
Współczynnik rozszerzalności cieplnej, μm/(m·K) [21]	-	6,2 ± 0,1	17,5 ± 0,2	6,4 ± 0,1

*) *odpowiednio frakcja 0-2 mm/ frakcja 2-8 mm/ frakcja 8-16 mm*
**) *odpowiednio frakcja 2-8 mm/frakcja 8-16 mm*

2.2 Projektowanie betonu

Główne kryteria projektowania mieszanki betonu przeznaczonego do osłabiania tłumienia promieniowania jonizującego mieszanego stanowi dobór pierwiastków wykazujących się skutecznością osłonną w danym spektrum promieniowania. W przypadku betonu największy wpływ na skład pierwiastkowy ma dobór kruszywa i jego maksymalne upakowanie w betonie z zapewnieniem jednorodności i projektowanych właściwości mechanicznych. Mieszanka betonowa, w tym jej zdolność do zagęszczania, wydzielenia ciepła w czasie oraz szybkość wiązania i twardnienia są również ważne dla osiągnięcia docelowych parametrów betonu. Właściwości podczas wczesnego dojrzewania powinny być kontrolowane ze względu na ryzyko pękania termicznego elementów masywnych [22], [23]. Odpowiednia konsystencja i jednorodność mieszanki są wymagane w przypadku monolitycznej struktury betonowej, wolnej od zimnych spoin lub pustych przestrzeni, które mogą sprzyjać osłabieniu osłonności przegrody [24]. Jest to przesłanką doboru cementu niskotemperaturowego i domieszek chemicznych zapewniających odpowiedną urabialność mieszanki betonowej. Rozważając skuteczność osłabiania promieniowania mieszanego, należy wziąć pod uwagę utratę wilgoci z konstrukcji osłony narażonej na działanie podwyższonej temperatury podczas pracy reaktora jądrowego. Ubytek wilgoci szacuje się na 15-25 kg/m^3 [25] i został potwierdzony przez Kubissa i inni [26].

Do zaprojektowania odpowiedniego upakowania kruszywa barytowego z kruszywem serpentynitowym wykorzystano metodę objętości bezwzględnej będącą podstawową techniką projektową Amerykańskiego Instytutu Betonu [27]. Metoda objętości bezwzględnej została zaimplementowana w projektowaniu betonu i dostosowana do warunków polskich. Beton zwykły (referencyjny) z kruszywem amfibolitowym zawierał 30% udział objętościowy piasku krzemionkowego. Po zastosowaniu kruszyw specjalnych – barytowego i serpentynitowego, aby zapewnić jak najlepsze dopasowanie krzywych uziarnienia kruszywa do krzywych wzorcowych [28], zredukowano udział piasku krzemionkowego do 20% objętości kruszywa w betonie. Skumulowane krzywe uziarnienia mieszanek kruszyw przedstawiono na Rys. 1. Proporcje kruszywa barytowego do serpentynitowego ustalono na 1:0 (brak), 1:2, 2:1 i (brak) 0:1. Różnorodność proporcji kruszywo ciężkie – kruszywo wodoronośne (serpentynitowe) pozwala dobrać najkorzystniejszą dla danych warunków pracy osłony biologicznej kompozycje materiałową [10].



Rys. 1. Krzywe uziarnienia wyznaczona w sposób objętościowy (linie przerywane – granice prawidłowego upakowania ziarnowego wg [28])

Zawartość cementu i stosunek wodno-cementowy (w/c) w betonie obliczono przy założeniu maksymalnego uziarnienia kruszywa 16 mm, zakresu opadu stożka 60-150 mm (S2/S3) i minimalnej wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach wynoszącej 45 MPa [29]. Zastosowano model obliczeniowy opracowany przez F. de Larrarda [30], oparty na zależności między wytrzymałością na ściskanie, a stosunkiem w/c, uwzględniający urabialność w funkcji zawartości plastyfikatora, wody i gęstości upakowania kruszywa. Wyniki obliczeń zweryfikowano na betonie próbnym, uzyskując zawartość cementu 350 kg/m^3, w/c=0,48 oraz 0,2 kg/m^3 domieszki upłynniającej. Nasiąkliwość kruszyw została uwzględniona w finalnej recepturze betonu (Tablica 3).

Tablica 3. Receptury betonu [kg/m^3]

		REF	0%Serp	33%Serp	66%Serp	100%Serp
Cement		350				
Woda efektywna		168				
Piasek	0-2 mm	556	371	371	371	371
Amfibolit	2-16 mm	912	-	-	-	-
	8-16 mm	507	-	-	-	-
Serpentynit	0-2 mm	-	-	-	-	273
	2-16 mm	-	-	485	788	909
	8-16 mm	-	-	-	182	273
Baryt	2-16 mm	-	2349	1566	783	-
Pastyfikator [% m.c.]		-	-	-	-	1,5
Superplastyfikator [% m.c.]		0,58	0,48	0,77	1,40	1,97

Właściwości mieszanek betonowych przedstawiono Tablicy 4. Mieszanki betonowe o zmiennej proporcji kruszywa barytowego do kruszywa serpentynitowego charakteryzowały się gęstością od 2350 do 3220 kg/m^3. Zapotrzebowanie na wodę w betonie serpentynitowym było znacznie większe i wynikało ze wzrostu udziału pyłu w kruszywie serpentynitowym. Dodatkowo różna nasiąkliwość kruszywa barytowego (0,2%) i serpentynitowego (1,1% i 0,6%) zwielokrotniła powyższą różnicę. Docelową konsystencję mieszanek betonowych uzyskano poprzez zwiększenie dodatku superplastyfikatora wraz ze zwiększeniem zawartości kruszywa serpentynitowego. Dodatkowo w mieszance betonowej zawierającej tylko kruszywo serpentynitowe grube (100%Serp) zastosowano jako pierwszy plastyfikator, aby w pierwszej kolejności został zaabsorbowany przez najdrobniejsze ziarna serpentynitu i w celu poprawy efektywności superplastyfikatora.. Projektowaną urabialność osiągnięto poprzez proporcjonalne zwiększenie zawartości domieszek chemicznych w mieszance betonowej wraz ze wzrostem zawartości frakcji pyłowej pochodzącej z kruszywa serpentynitowego.

Tablica 4. Właściwości mieszanki betonowej

	REF	0%Serp	33%Serp	66%Serp	100%Serp
Gęstość [kg/m^3]	2440	3220	2930	2630	2390
Opad stożka [mm]	80	140	90	80	110

2.3 Metody badawcze i wykonane próbki

Zestawienie zastosowanych technik badawczych oceny trwałości betonu serpetynitowo-barytowego przedstawiono w Tablicy 5. Próbki przygotowano zagęszczając je na stole wibracyjnym zgodnie ze standardowymi procedurami. Do 28 dnia dojrzewania próbki poddawano standardowej pielęgnacji wilgotnościowej w komorze w temperaturze 20±2^{o}C i pełnym nasyceniu wilgocią, a następnie w suchych warunkach laboratoryjnych (T = 20±2^{o}C i RH = 60±5%) do dnia pomiaru.

Table 5. Metody badań

Opis metody badawczej	Dokument odniesienia, próbki
Wytrzymałość betonu na ściskanie po 7, 28 i 90 dniach dojrzewania.	PN-EN 12390-3 [31]; Trzy kostki 150 mm
Współczynnik migracji jonów chlorkowych w stanie nieustalonym, D_{nssm}, wyznaczony pod działaniem pola elektrycznego po 56 i 112 dniach dojrzewania betonu, obliczony z drugiego prawa Ficka. Szczegółowy opis metody badawczej oraz kryteriów oceny przedstawiono w [33].	Nordtest Method NT Build 492 [32]; trzy dyski o wymiarach, ϕ100 i wysokości 50 mm

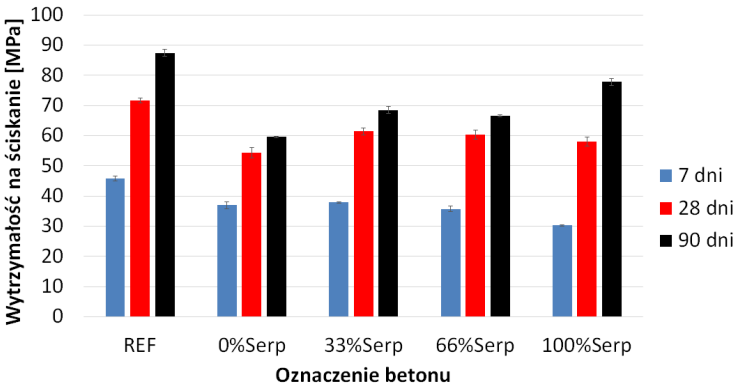
Table 5. Cd. Metody badań

Opis metody badawczej	Dokument odniesienia, próbki
Identyfikacja cech mikrostruktury betonu za pomocą badania cienkich szlifów metodą mikroskopii optycznej w świetle przechodzącym. Przygotowanie cienkich szlifów oraz sposób impregnowanych fluorescencyjną żywicą epoksydową oraz sposób analizy opisano w [35]. Cienkie szlify badano w świetle spolaryzowanym przy rozkrzyżowanych nikolach (PPL), przy skrzyżowanych nikolach (XPL) oraz z płytką gipsową (XPL-G) i w świetle UV.	ASTM C 856 [34]; Cienkie szlify 25x45 mm, grubość około 20 µm
Porowatość i rozkład wielkości porów metodą porozymetrii rtęciowej (MIP). Zastosowano porozymetr rtęciowy Quantachrome Poremaster 60 o maksymalnym ciśnieniu 414 MPa. Badania wykonane po 120 dniach dojrzewania.	rdzenie (średnica 9 mm, długość 25 mm) odwiercone z próbek betonu
Procentowy udział porowatości otwartej betonu wyznaczono po 120 dniach dojrzewania. Próbki próżniowo nasycono wodą i zważono w trzech stanach nasycenia wodą: w pełni nasycone – ważono na wadze hydrostatycznej, w pełni nasycone – ważono na wadze analitycznej i wysuszone do stałej masy w temperaturze 105ºC – ważono na wadze analitycznej.	NF P18-459 [36]; trzy próbki o średnicy 100 ± 2 mm i wysokości 50 ± 2 mm

3. Analiza wyników badań

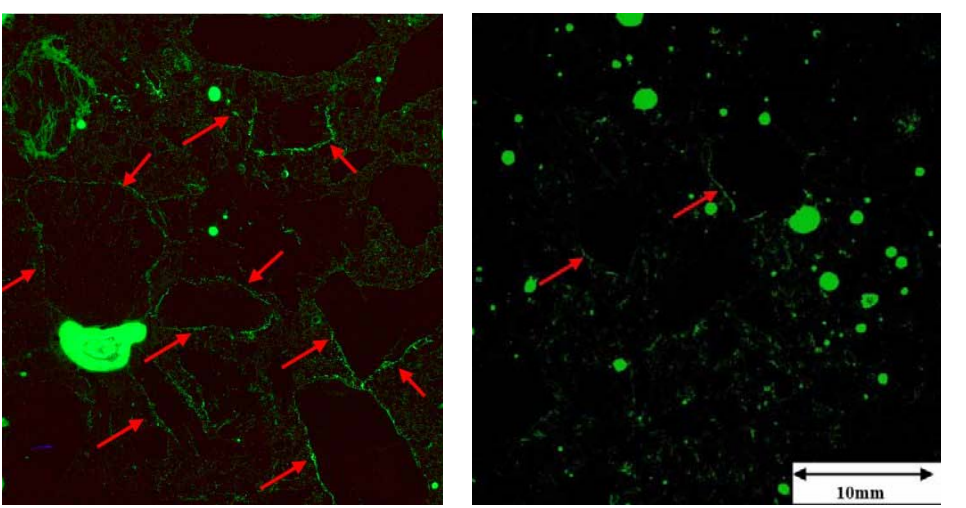
Wyniki wytrzymałości na ściskanie przedstawiono na Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania betonu wykonanego z różną proporcją kruszywa serpentynitowego do barytowego wahała się od 54 do 61 MPa i była znacznie mniejsza w porównaniu z betonem referencyjnym z kruszywem amfibolitowym (72 MPa). W mieszankach z kruszywem barytowym względy przyrost wytrzymałości między 28 a 90 dniem dojrzewania był niewielki – do kilkunastu %. Efekt ten nie został wyjaśniony w literaturze, ale powyższą tendencję zaobserwował Ouda [37], gdzie oddzielnie badano serpentynit i baryt. Przypuszczać należy, że jest to związane ze słabymi wytrzymałościami mechanicznymi skały barytowej.

Wpływ rodzaju kruszywa grubego na cechy mikrostrukturalne betonu przedstawiono na Rys. 3. Bardziej jednorodną (bez żadnych nieciągłości) mikrostrukturę betonu obserwuje się w próbkach z kruszywem barytowym w porównaniu do serpentynitowego. W próbce 0%Serp widoczne jest równomierne rozmieszczenie kruszywa drobnego i grubego oraz drobnych porów powietrznych (< 300 µm). Beton wykonany z kruszywa serpentynitowego zawierał kilka uwięzionych pęcherzyków powietrza. Pomiędzy kruszywem serpentynitowym a osnową cementową widoczna była jasnozielona strefa, zapewniająca większą porowatość strefy styku.



Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie betonu serpentynitowo-barytowego

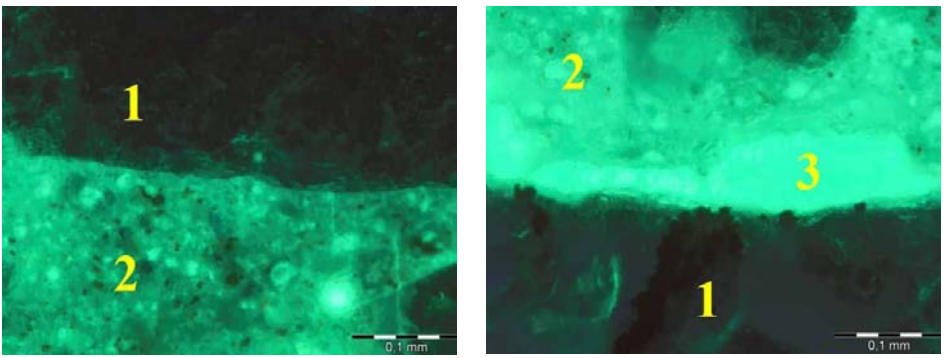
a) b)



Rys. 3. Przekrój poprzeczny próbki betonu obserwowany na cienkim przekroju w świetle UV: a) 100%Serp, b) 0%Serp (jedynie baryt); strzałki wskazują jasnozieloną strefę wokół grubych ziaren (bardziej zielona strefa – bardziej porowaty obszar)

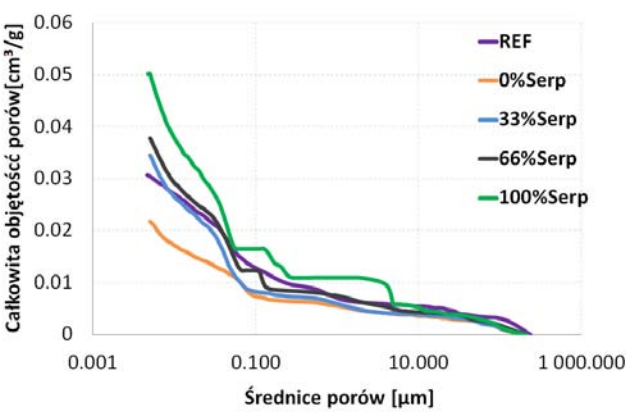
Na Rys. 4 widać wyraźną różnicę w strefie kontaktu w betonie zawierającym kruszywo barytowe i serpentynitowe. Strefa wokół barytu jest gęsta, nie ma nieciągłości ani obszarów o zwiększonej porowatości, natomiast wzdłuż ziaren serpentynitu widoczne są strefy o podwyższonej porowatości. Szerokość strefy kontaktu o zwiększonej porowatości wokół kruszywa serpentynitowego mieściła się w przedziale od 40 do 60 µm. Pomiary są zgodne z badaniami Bentura [38], który zaobserwował wzrost grubości międzyfazowej strefy przejściowej do 100 µm z kruszywami specjalnymi w porównaniu z zaczynem cementowym w betonie zwykłym. Przypuszczalnie jest to spowodowane niestabilnością produktów hydratacji cementu na powierzchni ziaren serpentynitu. Powyższa hipoteza wymaga dodatkowych badań.

a) b)

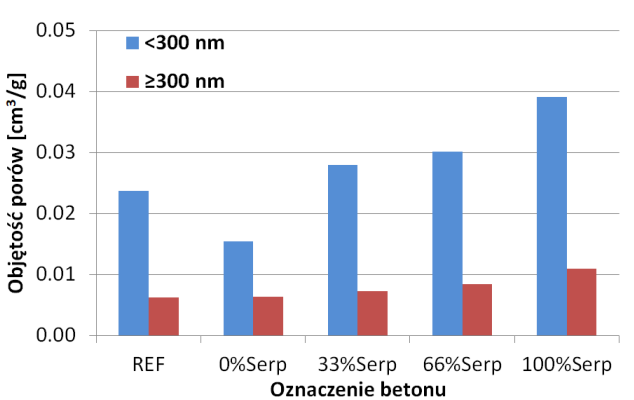


Rys. 4. Zdjęcie cienkich szlifów w świetle UV zaczynu i strefy styku kruszywa w betonie: a) baryt, b) serpentynit; 1 - kruszywo grube, 2 - matryca cementowa, 3 - strefa porowata i nieciągłości

a)



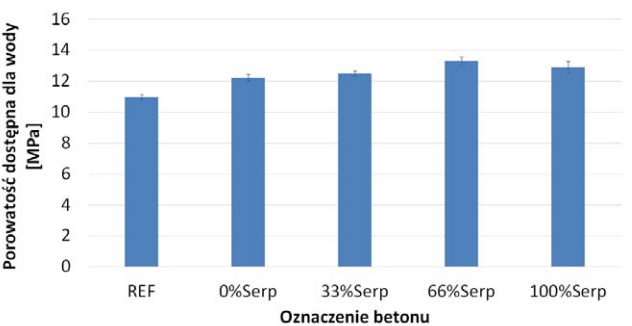
b)



Rys. 5. Wyniki badania porozymetrii rtęciowej próbek betonu: a) całkowita objętość porów kapilarnych, b) objętość porów mniejszych i większych niż 300 nm

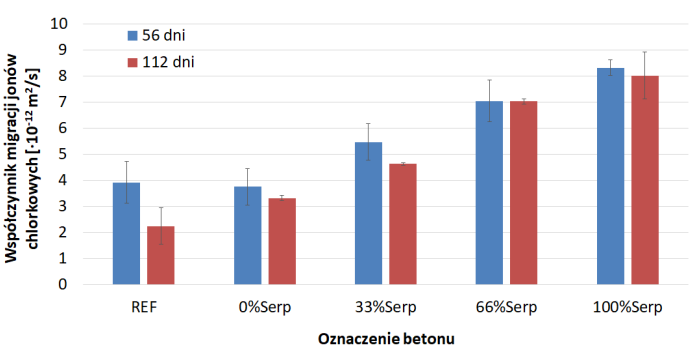
Poszerzenie porowatej strefy przejściowej mięszy kruszywem serpentynitowym, a zaczynem cementowym ujawnione podczas obserwacji cienkich szlifów potwierdziły badania za pomocą MIP (Rys. 5.) i porowatości otwartej dla porów (Rys. 6). Wzrost zawartości kruszywa serpentynitowego jest liniowo skorelowany ze wzrostem całkowitej objętości porów kapilarnych. Całkowita objętość porów mieściła się w przedziale 0,021-0,051 cm^3/g (Rys. 5). Wyraźna różnica w rozkładzie wielkości porów dotyczyła porów kapilarnych mniejszych niż 300 nm (ryc. 5b). W betonie zawierającym kruszywo serpentynitowe wzrost całkowitej objętości porów był spowodowany wyraźnym zwiększeniem objętości porów < 300 nm i nieznacznym zrostem porowatości > 300 nm. Były to głównie pory kapilarne z zakresu 50 nm - 10 µm odpowiadające za zwiększenie transportu wody i jonów w matrycy cementowej [39,40,41,42].

Zastosowanie kruszyw serpentynitowych i barytowych zwiększyło także porowatość otwartą dla wody (Rys. 6). W tym przypadku również zaobserwowano zwiększenie porowatości wraz ze wzrostem zawartości kruszywa serpentynitowego w betonie i wynosiło od 1,2% do 2,4%.



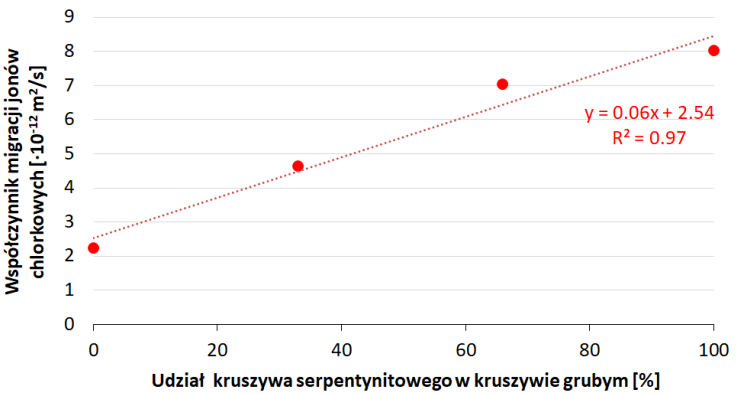
Rys. 6. Porowatość otwarta dla porów betonu serpentynitowo-barytowego

Współczynnik migracji jonów chlorkowych betonu z kruszywem barytowym i amfibolitowym był na poziomie „dobrym" (2–8·10^{-12} m^2/s) po 56 dniach dojrzewania (Rys. 7). Dla maksymalnej zawartości kruszywa serpentynitowego współczynnik migracji jonów chlorków w betonie kształtował się na poziomie „dopuszczalnym" (8–16·10^{-12}



Rys. 7. Współczynnik migracji jonów chlorków po 56 i 120 dniach dojrzewania betonu serpentynitowo-barytowego

m^2/s). Widoczny był liniowy wzrost współczynnika migracji jonów chlorkowych wraz ze wzrostem zawartości kruszywa serpentynitowego w betonie (Rys. 8). Wyznaczona tendencja jest zbieżna do opisanej przez Du i in., [43], którzy stwierdzili, że dyfuzyjność ITZ ma znaczący wpływ na penetrację chlorków w betonie.



Rys. 8. Zależność D_{nssm} pow funkcji udziału objętościowego kruszywa serpentynitowego w betonie serpentynitowo-barytowym

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono znaczny wpływ kruszywa serpentynowego na mikrostrukturę i wytrzymałość betonu serpentynitowo-barytowego. Zwiększenie zawartości kruszywa serpentynitowego spowodowało zwiększenie ilości domieszki uplastyczniającej niezbędnej do zapewnienia odpowiedniej urabialności mieszanki betonowej. Stwierdzono systematyczny wzrost porowatości po dodaniu kruszywa serpentynitowego do betonu. Wytrzymałość na ściskanie betonu barytowo-serpentynitowego po 90 dniach dojrzewania mieściła się w przedziale 60-78 MPa. Objętościowe zastąpienie kruszywa barytowego kruszywem serpentynitowywm w betonie spowodowało liniowe zwiększanie współczynnika migracji jonów chlorkowych – zwiększenie współczynnika migracji jonów chlorkowych o $0{,}6 \cdot 10^{-12}$ m^2/s z każdym 10% zastąpieniem.

Literatura

[1] Kitsutakaa Y., Tsukagoshi M., Method on the aging evaluation in nuclear power plant concrete structures, Nuclear Engineering and Design, 269, 2014, 286– 290
[2] Copinger D.A., Oland C.B., Naus D.J., A Summary of Aging Effects and Their Management in Reactor Spent Fuel Pools, Refueling Cavities, Tori, and Safety-Related Concrete Structures, NUREG/CR-7111, United States Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC, 2012
[3] Remec, I., Field, K.G., Naus, D.J., Rosseel, T.M., Busby, J.T., Concrete aging and degradation in NPPs: LWRS program R&D progress report, Transactions of the American Nuclear Society, Vol. 109, Washington, D.C., 2014, 403-406
[4] Torrenti, J.-M., Nahas, G., Durability and safety of concrete structures in the nuclear context, in: Concrete under Severe Conditions – Castro-Borges et al. (eds), Taylor & Francis Group, London, 2010, 3-18
[5] Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Lessing P.A., High-density and radiation shielding concrete, in: Developments

in the Formulation and Reinforcement of Concrete, ed. S. Mindess, Woodhead Publishing, 2019
[6] Piotrowski, T., Neutron shielding evaluation of concretes and mortars: A review, Construction and Building Materials 277, 2021, 122238
[7] Piotrowski, T., Glinicka, J., Glinicki, M.A., Prochoń, P., The influence of gadolinium oxide and ulexite on cement hydration and technical properties of mortars for neutron radiation shielding purposes, Construction and Building Materials 195, 2019, 583-589
[8] ASTM C637-20 Standard Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020
[9] Jaeger, R.G., Blizard, E.P., Chilton, A.B., Grotenhuis, M., Hönig, A., Jaeger, T.A., Eisenlohr, H.H., Engineering Compendium on Radiation Shielding, Volume 2: Shielding Materials, Springer Berlin Heidelberg, 1975
[10] Masoud, M.A., Kansouh, W.A., Shahien, M.G., Sakr, K. , Rashad, A.M., Zayed, A.M., An experimental investigation on the effects of baryte/hematite on the radiation shielding properties of serpentine concretes, Progress in Nuclear Energy 120, 2020, 103220
[11] Kansouh, W.A., Radiation distribution through serpentine concrete using local materials and its application as a reactor biological shield, Annals of Nuclear Energy 47, 2012, 258–263
[12] Bashter, I.I., Makarious, A.S., El-Sayed Abdo, A., Investigation of hematite-serpentine and ilmenite--limonite concretes for reactor radiation shielding. Ann. Nucl. Energy 23, 1996, 65–71
[13] Denisov A., Radiation changes in serpentinite concretes of „dry" radiation shield in nuclear power plants, IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 365, 2018, 032028
[14] Masoud M.A., El-Khayatt A.M., Kansouh W.A., Sakr K., Shahien M.G., Zayed A.M., Insights into the effect of the mineralogical composition of serpentine aggregates on the radiation attenuation properties of their concretes, Construction and Building Materials 263, 2020, 120141
[15] Zayed A.M., Masoud M.A., Rashad A.M., El-Khayatt A.M., Sakr K., Kansouh W.A., Shahien M.G., Influence of heavyweight aggregates on the physico-mechanical and radiation attenuation properties of serpentine-based concrete, Construction and Building Materials 260, 2020, 120473
[16] Masoud M.A.. Rashad A.M., Sakr K., Shahien M. G., Zayed A.M., Possibility of using different types of Egyptian serpentine as fine and coarse aggregates for concrete production, Materials and Structures 53, 2020, 87
[17] Dąbrowski M., Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Bogusz K., Glinicki M.A., Influence of serpentinite aggregate on the microstructure and durability of radiation shielding concrete, Construction and Building Materials 337, 2022, 127536-1-13
[18] PN-EN 1097-6:2022 Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Część 6: Oznaczanie gęstości ziarn i nasiąkliwości, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, 2022
[19] PN-B-06714-40: 1978 Kruszywa mineralne – Badania. Oznaczanie wytrzymałości na miażdżenie, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, 1978
[20] PN-EN 1367-1:2007 Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych. Część 1: Oznaczanie mrozoodporności, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, 2007
[21] ASTM E831-19 Standard Test Method for Linear Thermal Expansion of Solid Materials by Thermomechanical Analysis ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019
[22] Benboudjema F., Torrenti J.M., Early-age behaviour of concrete nuclear containments, Nuclear Engineering and Design 238, 2008, 2495-2506
[23] Długosz A., Pokorska I., Jaskulski R., Glinicki M.A., Evolutionary identification method for determining thermophysical parameters of hardening concrete, Archives of Civil and Mechanical Engineering 21, 2021, 35-1-14
[24] Glinicki M.A., Gołaszewski J., Cygan G., Formwork pressure of a heavyweight self-compacting concrete mix, Materials 14 (6), 2021, 1549-1-19
[25] ACI 221R-96: 2002 Guide for Use of Normal Weight and Heavyweight Aggregates in Concrete, American Concrete Institute, 2002
[26] Kubissa W., Glinicki M.A., Dąbrowski M., Permeability testing of radiation shielding concrete manufactured at industrial scale, Materials and Structures, 51 (83), 2018, 1-15
[27] ACI 211.1-91:2002 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, American Concrete Institute, 2002
[28] PN-B-06265:2022 Beton. Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, 2022
[29] Al-Amoudi O.S.B.. Al-Kutti W.A, Ahmad S., Maslehuddin M. , Correlation between compressive strength and certain durability indices of plain and blended cement concretes, Cement and Concrete Composites 31, 2009, 672–676
[30] de Larrard F., Concrete mixture proportioning. A scientific approach, Taylor & Francis 2011

[31] PN-EN 12390-3:2019 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, 2019
[32] NT Build 492:1999 Concrete, mortar and cement-based repair materials. Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments, Nordtest, 1999
[33] Tang L., Nilsson L.-O., Basheer P.A.M., Resistance of Concrete to Chloride Ingress. Testing and modelling, CRC Press, 2017
[34] ASTM C856/C856M-20, Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020
[35] Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Influence of blended cements on the concrete resistance to carbonation Proc Int. Symposium on Brittle Matrix Composites BMC-10, Warsaw, Poland, Brandt, A.M., Olek, J., Glinicki, M.A., Leung, C.K.Y., Eds.; 2012, 125–134
[36] NF P18-459: 2010 Concrete. Testing hardened concrete. Testing porosity and density, AFNOR, 2010
[37] Ouda A.S., Development of high-performance heavy density concrete using different aggregates for gamma-ray shielding, Progress in Nuclear Energy 79, 2015, 48–55
[38] Bentur A., Microstructure interfacial effects and micromechanics of cementitious composites, Adv. Cementitious Mater., Ceram. Trans. 16, 1990, 523-549
[39] Yang C.C., On the relationship between pore structure and chloride diffusivity from accelerated chloride migration test in cement-based materials, Cem. Concr. Res. 36, 2006, 1304–1311
[40] Leemann A., Loser R., Münch B. , Influence of cement type on ITZ porosity and chloride resistance of self-compacting concrete, Cement Concr. Compos. 32, 2010, 116–120
[41] Dąbrowski M., Glinicki M.A., Gibas K., Jóźwiak-Niedźwiedzka D., Effects of calcareous fly ash in blended cements on chloride ions migration and strength of air entrained concrete, Construction and Building Materials, 126, 2016, 1044-1053
[42] Linares-Alemparte P., Andrade C., Baza D., Porosity and electrical resistivity-based empirical calculation of the oxygen diffusion coefficient in concrete, Construction and Building Materials 198, 2019, 710–717
[43] Du X.L., Jin L., Ma G.W., A meso-scale numerical method for the simulation of chloride diffusivity in concrete, Finite Elem. Anal. Des. 85, 2014, 87–100

Łukasz Drobiec
Rozalia Niemiec

Parametry wytrzymałościowe betonu komórkowego

STRENGTH PARAMETERS OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE

Streszczenie

W pracy opisano wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i zginanie próbek z betonu komórkowego. Badania wykonano na powszechnie stosowanych w Polsce czterech klasach betonu komórkowego: 400, 500, 600 i 700. Analizowano wpływ wielkości próbki oraz kierunku obciążenia na uzyskane wyniki. Wykazano, że kształt próbki ma wpływ na uzyskaną wytrzymałość na ściskanie analizowanego typu betonu komórkowego. W małych próbkach, o objętości stanowiącej około 6,3% próbek normowych, uzyskiwano wytrzymałości na ściskanie sięgające 62÷82,5% wytrzymałości normowych próbek kostkowych. Badania wykazały istnienie wpływu kierunku badania na uzyskiwane wyniki.

Abstract

The paper describes the results of testing the compressive and bending strength of aerated concrete samples. The tests were conducted on four density classes of aerated concrete commonly used in Poland: 400, 500, 600, and 700. The influence of the sample size and load direction on the obtained results was analyzed. It has been shown that the shape of the sample affects the compressive strength of the studied type of aerated concrete. In small samples, with a volume of about 6.3% of standard samples, the compressive strengths reached 62÷82.5% of the strength of standard cube samples. The research also showed the influence of the research direction on the obtained results.

prof. dr hab. inż., Łukasz Drobiec – Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska

Rozalia Niemiec – Studentka Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej objęta przez J.M. Rektora Politechniki Śląskiej Programem Mentorskim

1. Wprowadzenie

Problem wpływu wielkości (objętości, stosunku wysokości do szerokości) badanej próbki na uzyskiwaną wytrzymałość na ściskanie betonu znany jest od dawna. W wypadku betonu zwykłego opracowano szereg zależności empirycznych [1] umożliwiających sprowadzenie wytrzymałości uzyskiwanych na próbkach niestandardowych do wytrzymałości uzyskiwanej na elementach znormalizowanych (kostki lub walce). Określając klasę betonu podaje się zarówno wytrzymałość kostkową, jak i walcową otrzymywaną w badaniach normowych elementów. W autoklawizowanym betonie komórkowym (ABK) wpływ na wytrzymałość może mieć dodatkowo proces wyrastania i tężenia masy [2, 3, 4]. Jeżeli oba te procesy nie są zsynchronizowane wówczas może nastąpić spłaszczenie porów, co powoduje zmniejszenie wytrzymałości ABK [2, 5].

W konstrukcjach murowych operuje się tzw. znormalizowaną wytrzymałością elementu murowego na ściskanie. Jest to wytrzymałość sprowadzona do wytrzymałości równoważnego elementu murowego w stanie powietrzno-suchym, którego wysokość i szerokość wynoszą 100 mm (próbka normowa). Jeżeli badania prowadzi się na próbkach o wymiarach innych niż sześcian o boku równym 10 cm to wytrzymałość znormalizowaną określa się stosując współczynniki podane w normie PN-EN 772-1 [6]. Może to prowadzić do uzyskania nieprawidłowych wyników [7, 8, 9]. Często w praktyce ekspertyzowej istnieje konieczność określanie klasy wytrzymałości elementów murowych lub wytrzymałości znormalizowanej. Sporadycznie istnieje możliwość pobrania całych elementów, a częściej konieczne jest wycinanie z istniejącej konstrukcji próbek walcowych lub sześciennych. Im mniejsza jest wycinana próbka, tym lepiej dla konstrukcji istniejących. Małe próbki mogą dawać jednak wyniki różne od próbek normowych.

W pracy opisano wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek z betonu komórkowego. Badania wykonano na powszechnie stosowanych w Polsce czterech klasach betonu komórkowego: 400, 500, 600 i 700. Badania wykonywano na próbkach normowych (sześciany o boku 100 mm) oraz na próbkach mniejszych (sześciany o boku 40 mm). Dodatkowo przeprowadzono tez badania wytrzymałości na zginanie.

2. Próbki do badań

W badaniach użyto normowe kostkowe próbki o wymiarach 100x100x100 mm oraz próbki belkowe o wymiarach 40x40x160 mm. Próbki kostkowe poddano ściskaniu zgodnie z PN-EN 772-1 [6], natomiast próbki belkowe badano w schemacie trójpunktowego zginana, a następnie po zniszczeniu połówki belek badano na ściskanie. Badanie wykoano zgodnie z zgodnie PN-EN 1015-11 [10]. Próbki kostkowe obciążano w kierunku wzrostu masy, a próbki belkowe w kierunku wzrostu masy oraz w kierunku prostopadłym do kierunku wzrostu masy.

Przedmiotem badań były cztery partie elementów murowych SOLBET OPTIMAL o grubościach 180 mm – 240 mm o zróżnicowanych klasach gęstości: 400, 500, 600 i 700. Z partii betonu o danej klasie gęstości wybrano losowo 12 elementów murowych. Z każdego z elementów murowych wycięto przy pomocy piły diamentowej próbki kostkowe (po jednej z elementu murowego) i belkowe (po dwie z elementu murowego). Próbki belkowe wycinano z elementów murowych w kierunkach prostopadłym i równoległym do kierunku wzrostu masy. Przygotowano 24 próbki kostkowe – po 6 dla każdej gęstości

oraz 48 próbek belkowych – po 6 dla każdej gęstości, przy dwóch kierunkach wycinania próbek.

Widok próbek pokazano na rys. 1.

a) b)

Rys. 1. Próbki do badań: a) próbki kostkowe, b) próbki belkowe

3. Prowadzenie i wyniki badań

Próbki ustawiano współosiowo z przegubem głowicy prasy po uprzednim oczyszczeniu powierzchni głowicy. Obciążenie przekazywano w takim tempie, aby zniszczenie próbki nastąpiło w okresie nie krótszym niż jedna minuta licząc od początku obciążania. Starano się tu uwzględniać zalecenia zawarte w normie PN-EN 772-1 [6]. Oprócz badań wytrzymałościowych, na próbkach kostkowych prowadzono pomiar gęstości w stanie powietrzno–suchym.

Rys.2. Próbka kostkowa podczas badania

W tablicy 1 zamieszczono wyniki badań próbek kostkowych, a w tablicy 2 wyniki badań gęstości tych próbek. W tablicy 3 i 4 zamieszczono wyniki badań próbek belkowych na zginanie i ściskanie. W tablicach podano nazwę serii, siłę niszczącą i wytrzymałość każdej z badanych próbek oraz wytrzymałość średnią, odchylenie standardowe i współczynnik zmienności każdej z badanych serii. Przykładowy widok próbek podczas badania pokazano na rys. 2, 3 i 4.

Tab.1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek kostkowych

Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Wytrzymałość na ściskanie f_{ci}, N/mm^2	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm}, N/mm^2	Odchylenie standardowe s, N/mm^2	Współczynnik zmienności, %
400	2,85	2,88	0,033	1,15
	2,89			
	2,9			
	2,84			
	2,91			
	2,89			
500	3,54	3,59	0,031	0,86
	3,6			
	3,58			
	3,61			
	3,58			
	3,63			
600	4,98	4,95	0,041	0,84
	4,89			
	4,91			
	4,99			
	4,98			
	4,95			
700	8,07	8,11	0,075	0,93
	8,15			
	8,03			
	8,21			
	8,03			
	8,16			

Tab.2. Wyniki badań gęstości próbek kostkowych

Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Średnia gęstość, kg/m^3	Odchylenie standardowe s, kg/m^3	Współczynnik zmienności, %
400	397	22,01	5,54
500	492	15,86	3,22
600	599	13,39	2,24
700	674	19,83	2,94

Tab.3. Wyniki badań wytrzymałości na zginanie próbek belkowych

Kierunek wycinania belki	Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Wytrzymałość na zginanie f_{mi}, N/mm^2	Średnia wytrzymałość na zginanie f_{mm}, N/mm^2	Odchylenie standardowe s, N/mm^2	Współczynnik zmienności, %
Długość belki w kierunku wzrostu masy	400	1,000	0,94	0,064	6,788
		1,010			
		0,840			
		0,950			
		0,900			
		0,930			
	500	0,960	0,99	0,063	6,45
		1,010			
		1,000			
		1,090			
		0,910			
		0,940			
	600	1,190	1,14	0,079	6,92
		1,260			
		1,090			
		1,040			
		1,140			
		1,100			
	700	1,940	1,83	0,106	5,78
		1,710			
		1,840			
		1,810			
		1,720			
		1,960			

Tab.3. Cd. Wyniki badań wytrzymałości na zginanie próbek belkowych

Kierunek wycinania belki	Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Wytrzymałość na zginanie f_{wi}, N/mm^2	Średnia wytrzymałość na zginanie f_{mm}, N/mm^2	Odchylenie standardowe s, N/mm^2	Współczynnik zmienności, %
Długość belki prostopadle do kierunku wzrostu masy	400	0,720	0,65	0,051	7,83
		0,580			
		0,600			
		0,660			
		0,670			
		0,660			
	500	0,800	0,80	0,072	8,98
		0,780			
		0,780			
		0,930			
		0,710			
		0,800			
	600	0,980	0,85	0,073	8,50
		0,800			
		0,810			
		0,840			
		0,840			
		brak pomiaru			
	700	1,470	1,53	0,122	7,99
		1,640			
		1,620			
		1,400			
		1,390			
		1,650			

Tab.4. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek belkowych

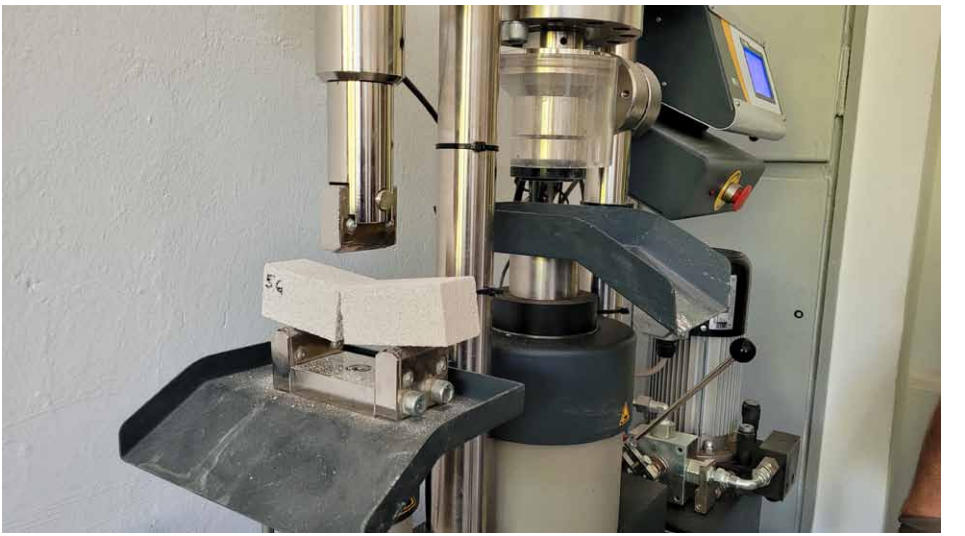
Kierunek wycinania belki	Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Wytrzymałość na ściskanie $f_{ci'r}$ N/mm^2	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm'r}$ N/mm^2	Odchylenie standardowe s, N/mm^2	Współczynnik zmienności, %
Długość belki w kierunku wzrostu masy	400	2,920	2,30	0,338	6,79
		2,400			
		2,290			
		1,910			
		2,080			
		2,710			
		2,300			
		1,750			
		1,970			
		2,400			
		2,570			
		2,350			
	500	2,480	2,72	0,470	6,45
		2,470			
		2,810			
		2,230			
		2,980			
		3,490			
		2,940			
		2,410			
		1,780			
		2,860			
		3,260			
		2,970			
	600	2,720	3,08	0,341	6,92
		3,630			
		2,850			
		3,390			
		2,660			
		3,310			
		3,110			
		3,640			
		3,020			
		2,910			
		2,740			
		2,990			

Tab.4. Cd. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek belkowych

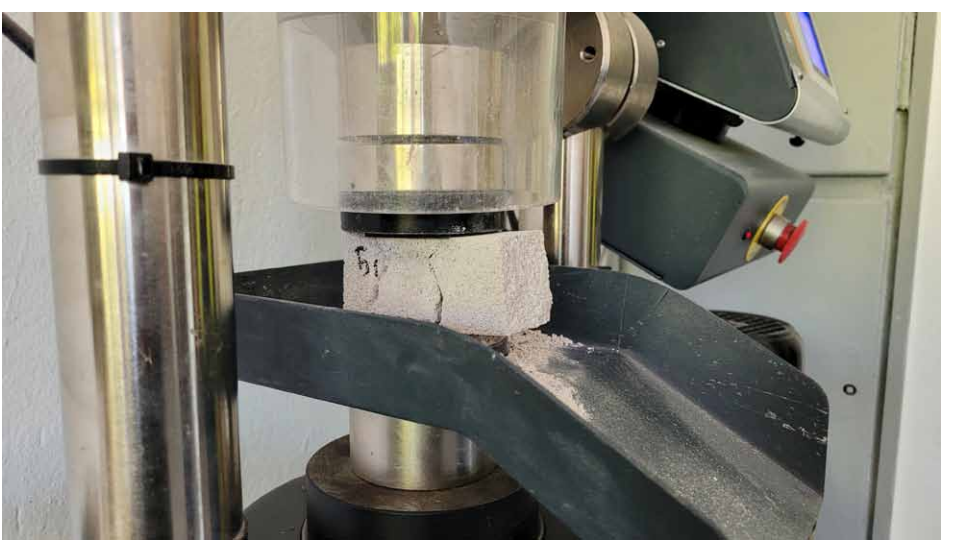
Kierunek wycinania belki	Nominalna klasa gęstości kg/m³	Wytrzymałość na ściskanie $f_{ci,r}$ N/mm²	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,r}$ N/mm²	Odchylenie standardowe s, N/mm²	Współczynnik zmienności, %
Długość belki w kierunku wzrostu masy	700	4,460	5,03	1,098	5,78
		3,330			
		4,790			
		4,480			
		4,130			
		4,080			
		5,000			
		4,860			
		6,080			
		5,650			
		6,280			
		7,240			
Długość belki prostopadle do kierunku wzrostu masy	400	4,840	2,17	0,272	7,83
		5,060			
		4,060			
		4,060			
		4,390			
		5,130			
		4,870			
		5,090			
		4,660			
		5,050			
		4,800			
		4,850			
	500	3,020	2,96	0,237	8,98
		3,160			
		2,530			
		2,530			
		2,740			
		3,210			
		3,040			
		3,180			
		2,900			
		3,140			
		3,000			
		3,020			

Tab.4. Cd. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek belkowych

Kierunek wycinania belki	Nominalna klasa gęstości kg/m³	Wytrzymałość na ściskanie $f_{ci'r}$ N/mm²	Średnia wytrzymałość na ściskanie $f_{cm'r}$ N/mm²	Odchylenie standardowe s, N/mm²	Współczynnik zmienności, %
Długość belki prostopadle do kierunku wzrostu masy	500	3,020	2,96	0,237	8,98
		3,160			
		2,530			
		2,530			
		2,740			
		3,210			
		3,040			
		3,180			
		2,900			
		3,140			
		3,000			
		3,020			
	600	3,200	3,22	0,338	8,51
		3,710			
		2,760			
		2,770			
		3,650			
		3,200			
		3,700			
		3,020			
		3,250			
		3,330			
		2,870			
		3,120			
	700	6,470	6,47	0,615	7,997
		7,000			
		6,680			
		6,520			
		5,700			
		8,000			
		6,800			
		5,940			
		5,940			
		6,110			
		6,260			
		6,250			



Rys.3. Próbka belkowa podczas badania na zginanie



Rys.4. Połowa próbki belkowej podczas badania na ściskanie

4. Analiza uzyskanych wyników

W tablicy 5 zamieszczono porównanie wyników badań na ściskanie próbek kostkowych 100x100x100 mm i połówek beleczek (40x40x40 mm). Mniejsze próbki wykazały znacznie mniejsze wytrzymałości, sięgające 62÷82,5% wytrzymałości normowych próbek kostkowych. Różnice były większe wraz ze wzrostem gęstości. Stwierdzono ponadto, że kierunek obciążenia ma wpływ na uzyskane wyniki badań. We wszystkich seriach małych

próbek, poza próbkami o nominalnej gęstości 400 kg/m^3, uzyskiwano większe o 5÷28% wytrzymałości na ściskane obciążając próbki w kierunku wzrostu masy. W przypadku nominalnej gęstości 400 kg/m^3 wytrzymałość próbek badanych prostopadle do kierunku masy była większa o 6%.

Tab.5. Porównanie badań wytrzymałości na ściskanie próbek kostkowych i belkowych

Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Wytrzymałość na ściskanie próbek kostkowych f_{cm} N/mm^2	Wytrzymałość na ściskanie próbek belkowych wycinanych równolegle do kierunku wzrostu masy $f_{cm,r}$ N/mm^2	Wytrzymałość na ściskanie próbek belkowych wycinanych prostopadle do kierunku wzrostu masy $f_{cm,p}$ N/mm^2	$f_{cm,r} / f_{cm}$ %	$f_{cm,p} / f_{cm}$ %
400	2,88	2,30	2,17	79,8	75,3
500	3,59	2,72	2,96	75,8	82,5
600	4,95	3,08	3,22	62,2	65,1
700	8,11	5,03	6,47	62,0	79,8

W tablicy 6 pokazano porównanie wytrzymałości na zginanie. W przypadku każdej z serii próbki obciążane w kierunku prostopadłym do kierunku wzrostu masy wykazywały większą wytrzymałość o 20÷45%. Różnica we wzroście wytrzymałości malała wraz ze wzrostem gęstości.

Tab.6. Porównanie badań wytrzymałości na zginanie

Nominalna klasa gęstości kg/m^3	Wytrzymałość na zginanie próbek belkowych wycinanych równolegle do kierunku wzrostu masy $f_{mm,r}$ N/mm^2	Wytrzymałość na zginanie próbek belkowych wycinanych prostopadle do kierunku wzrostu masy $f_{mm,r}$ N/mm^2	$f_{mm,r} / f_{mm,p}$ %
400	0,94	0,65	144,6
500	0,99	0,80	123,8
600	1,14	0,85	134,1
700	1,83	1,53	119,6

5. Podsumowanie

Wykonane badania potwierdziły, że kształt próbki ma wpływ na uzyskaną wytrzymałość na ściskanie analizowanego typu betonu komórkowego. W małych próbkach, o objętości stanowiącej około 6,3% próbek normowych, uzyskiwano wytrzymałości na ściskanie sięgające 62÷82,5% wytrzymałości normowych próbek kostkowych. Oznacza to, że przy analizach istniejących konstrukcji nie należy pobierać próbek istotnie mniejszych od próbek normowych.

Badania wykazały istnienie wpływu kierunku badania na uzyskiwane wyniki. W przypadku badań próbek ściskanych uzyskiwano większe wytrzymałości na ściskane obciążając próbki w kierunku wzrostu masy. W przypadku badań wytrzymałości na

zginanie większą wytrzymałość wykazywały natomiast próbki obciążane w kierunku prostopadłym do kierunku wzrostu masy.

Literatura

[1] M. Neville. Właściwości Betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2012.
[2] G. Zapotoczna-Sytek, S. Balkovic. Autoklawizowany beton komórkowy. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
[3] P. Gębarowski, K. Łaskawiec. Korelacje pomiędzy właściwościami fizykotechnicznymi a strukturą porowatości ABK. Materiały Budowlane 11/2015, s. 214-216.
[4] Praca pod reakcją Ł. Drobca, L. Misiewicza i R. Jasińskiego: Projektowanie konstrukcji murowych z betonu komórkowego wspomagane badaniami. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2022.
[5] G. Zapotoczna-Sytek. Autoklawizowany beton komórkowy na popiołach lotnych. Materiały Budowlane 2/2015, s. 53-56
[6] PN-EN 772-1+A1:2015-10. Metody badań elementów murowych -- Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.
[7] Ł. Drobiec, R. Jasiński, A. Piekarczyk: Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 1. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
[8] K. Łaskawiec, L. Misiewicz. Deklarowane i uzyskiwane z badań właściwości użytkowe elementów murowych z ABK produkowanych w Polsce .Materiały Budowlane 11/2014, s. 46- 47.
[9] K. Łaskawiec, L. Misiewicz. Właściwości użytkowe elementów murowych z ABK. Materiały Budowlane 9/2014, s. 60-61.
[10] PN-EN 1015-11:2020-04. Metody badań zapraw do murów -- Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy.

Alina Kaleta-Jurowska
Andrzej Stępień
Krystian Jurowski
Tomasz Pużak

Wpływ podwyższonej temperatury we wczesnej fazie dojrzewania na wybrane właściwości stwardniałego betonu

INFLUENCE OF TEMPERATURE ON THE EARLY STAGE OF CURING ON SELECTED PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

Streszczenie

W pracy przedstawiono wyniki badań betonu, który bezpośrednio po zaformowaniu, przez okres 24 godzin, poddano działaniu różnych temperatur, w zakresie od 20°C do 70°C. Działanie podwyższonej temperatury miało na celu zwiększenie wytrzymałości wczesnej betonu poprzez przyspieszenie reakcji hydratacji cementu. Próbki betonu pielęgnowano metodą zbliżoną do metody możliwej do wykorzystania w prefabrykacji w celu szybszej rotacji form, a tym samym optymalizacji procesu produkcji elementów betonowych. Wykonano badania dla betonów poddanych pielęgnacji w pierwszej dobie w temperaturze 35°C, 50°C i 70°C, a także dla betonu referencyjnego pielęgnowanego w temperaturze 20°C. Przeprowadzono badania konsystencji mieszanki betonowej, właściwości fizycznych, wytrzymałości na ściskanie oraz mrozoodporności betonu. Wyniki badań wykazały, że dzięki nagrzewaniu betonu możliwe jest uzyskanie znacząco wyższej wytrzymałości na ściskanie po jednym dniu dojrzewania. Działanie takie skutkuje jednak znaczącym obniżeniem wytrzymałości 28-dniowej w stosunku do betonu referencyjnego.

Abstract

The paper presents the results of testing concrete, which was subjected to various temperatures immediately after molding, ranging from 20°C to 70°C. The effect of the increased temperature was the increase the early strength of concrete by accelerating the hydration

dr inż. Alina Kaleta-Jurowska – Katedra Inżynierii Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Opolska

inż. Andrzej Stępień – P.V. Prefabet Kluczbork S.A.

dr inż. Krystian Jurowski – Katedra Inżynierii Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Opolska

mgr inż. Tomasz Pużak – P.V. Prefabet Kluczbork S.A.

reaction of the cement. Concrete samples were cured for 24 hours in a climatic chamber, using a method similar to that used in prefabrication to optimize the production process of concrete elements. Tests were performed for concrete subjected to temperatures of 20°C, 35°C, 50°C and 70°C, as well as for reference concrete cured in water at 20°C. The consistency of the concrete mix, physical properties, compressive strength, and freeze-thaw resistance of concrete were tested. The test results showed that by heating the concrete, it is possible to obtain an almost twofold increase in compressive strength after one day. However, such treatment results in a significant reduction in the 28-day strength compared to the reference concrete.

1. Wprowadzenie

Prefabrykacja betonowa jest bardzo istotną gałęzią budownictwa. Wynika to z niewątpliwych zalet betonu jakimi są duża trwałość i stosunkowo niski koszt materiału. Ponadto, odpowiednio wykonany element betonowy może być również uznany za estetyczny, nawet bez konieczności jego dodatkowego wykańczania.

Aktualnie w budownictwie szerokie zastosowanie znajdują zarówno prefabrykaty drobnowymiarowe, takie jak kostka brukowa czy krawężniki, jak również elementy konstrukcyjne, takie jak słupy, schody czy gotowe ściany. Szerokim zainteresowaniem cieszą się również elementy wykończeniowe (płyty betonowe) oraz elementy małej architektury (ławki, kosze).

Nieustannie rosnące zapotrzebowanie na wyroby betonowe jak i aspekty ekonomiczne niejako zmuszają do wprowadzania rozwiązań przyspieszających ich produkcję. Przyspieszenie szybkości twardnienia betonu może pozwolić na szybsze rozformowanie, a w związku z tym bardziej efektywne wykorzystanie form.

Szybkość twardnienia betonu zależna jest od wielu czynników takich jak skład i uziarnienie wykorzystanego cementu, obecność i/lub rodzaj dodatków mineralnych oraz domieszek chemicznych, stosunek wodno-cementowy jak również temperatura składników i otoczenia.

Oczywistym rozwiązaniem stosowanym w celu przyspieszenia procesu hydratacji jest wykorzystanie cementów portlandzkich (bez dodatków mineralnych), jak również stosowanie cementów wyższych klas wytrzymałości, gdyż w ich przypadku ze względu na większy stopień rozdrobnienia i większą powierzchnię właściwą reakcja hydratacji przebiega znacząco szybciej.

Powierzchnia właściwa cementów powszechnego użytku zazwyczaj mieści się w zakresie 3000-5000 cm^2/g. Powierzchnia ta ma znaczny wpływ na kinetykę hydratacji cementu oraz dynamikę narastania wytrzymałości, przy czym wraz ze wzrostem stopnia rozdrobnienia cementu wzrasta szybkość przyrostu wytrzymałości betonu [1].

Szybkość przebiegu reakcji hydratacji cementu zależna jest również od obecności oraz zawartości dodatków mineralnych. Zastosowanie cementów wieloskładnikowych lub hutniczych, zawierających dodatki takie jak popioły lotne czy granulowany żużel wielkopiecowy, może spowodować wolniejszy przebieg hydratacji, a w efekcie wolniejszy przyrost wytrzymałości betonu [2].

Kolejnymi rozwiązaniami stosowanymi aktualnie w zakładach prefabrykacji są głównie: użycie domieszek przyśpieszających wiązanie i przyśpieszających twardnienie betonu jak również przyspieszenie twardnienia na skutek podniesienia temperatury pielęgnacji elementu betonowego.

Domieszki przyspieszające wiązanie i twardnienie betonu to głównie sole różnych związków nieorganicznych. Szczególnie skuteczne są sole chloru, które jednak nie mogą być stosowane w betonie zawierającym zbrojenie. W betonach zbrojonych stosuje się np. sole wapnia. Pomimo licznych badań w tym zakresie sposób działania domieszek przyspieszających wiązanie i twardnienie pozostaje nie do końca wyjaśniony [2,3,4].

Badania przeprowadzone przez różnych autorów wykazują, że temperatura w jakiej dojrzewa młody beton ma znaczący wpływ na przebieg przyrostu wytrzymałości. Zwiększenie temperatury powoduje wzrost wytrzymałości wczesnej (do kilku dni), jednak sprawia, że wytrzymałość końcowa jest znacznie niższa niż w przypadku betonów dojrzewających w niższej temperaturze (rzędu 20°C) [5,6,7].

W praktyce można wykorzystać podwyższoną temperaturę w celu przyspieszenia rotacji form. Należy jednak pamiętać, że takie działanie ma negatywny wpływ na mikrostrukturę powstałego kompozytu. Wykazano bowiem, że betony dojrzewające w podwyższonej temperaturze charakteryzują się bardziej nierównomiernym rozkładem hydratów i większą porowatością [8-10], a w związku z tym obniżoną trwałością i wytrzymałością po dłuższym czasie w stosunku do betonów dojrzewających w niższej temperaturze.

Podwyższona temperatura może również wpływać na szybszą utratę urabialności betonu poprzez zwiększoną szybkość parowania wody [11], jak również poprzez obniżenie skuteczności działania niektórych domieszek upłynniających [12].

W niniejszej pracy przeprowadzono badania mające na celu ocenę wpływu nagrzewania betonu w pierwszych godzinach po zaformowaniu na wybrane wytrzymałość na ściskanie oraz nasiąkliwość. Przeprowadzono badania konsystencji, gęstości objętościowej i zawartości powietrza mieszanki betonowej, oraz wytrzymałości na ściskanie po 1, 3, 7, i 28 dniach, dla betonów poddanych temperaturze w zakresie od 20°C do 70°C.

2. Materiały do badań

Do badań wykorzystano mieszankę betonową o składzie podanym w Tabeli 1. Do wykonania mieszanki betonowej zastosowano cement powszechnego użytku cement portlandzki CEM I 42,5 R, pochodzący z cementowni „Górażdże Cement S.A.". Jako dodatek mineralny wykorzystano popiół lotny krzemionkowy pochodzący od „PGE Ekoserwis S.A." z elektrowni Opole kategorii – A.

Tabela 1. Skład mieszanki betonowej wykorzystanej do badań

Składnik	masa [kg/m^3]
CEM I 42,5 R	420
Kruszywo 0/2	674
Kruszywo 2/8	504
Kruszywo 8/16	504
Popiół lotny krzemionkowy	70
Superplastyfikator PCE	3,1
Woda zarobowa	148

W pracy wykorzystano kruszywa naturalne, zwykłe, o frakcjach 0/2, 2/8, 8/16 pochodzące z jednej kopalni należącej do „Górażdże Kruszywa Sp. z o.o." zgodne z PN-EN 12620+A1:2010. Jako wodę zarobową wykorzystano wodę wodociągową, tj. spełniającą wymagania normy PN-EN 1008:2004.

W celu poprawy właściwości użytkowych mieszanki betonowej zastosowano domieszkę upłynniającą tj. superplastyfikator polikarboksylanowy, spełniającą wymagania normy PN-EN 934-2.

3. Metody badań

3.1. Badania kruszyw

Analizę składu ziarnowego kruszywa użytego do wykonania mieszanki wykonano na zgodnie z PN-EN 933-1:2012.

3.2. Badania mieszanki betonowej

Badanie gęstości mieszanki betonowej zostało przeprowadzone zgodnie z PN-EN 12350-6:2019-08. Do przeprowadzenia badania gęstości mieszanki betonowej wykorzystano pojemnik o pojemności 8,0 dm^3.

Badanie zawartości powietrza w mieszance betonowej zostało przeprowadzone metodą ciśnieniową zgodnie z PN-EN 12350-7:2019-08.

Konsystencję mieszanki betonowej SCC badano metodą rozpływu stożka zgodnie z normą PN-EN 12350-8:2019-08.

Do pomiaru temperatury mieszanki betonowej w trakcie badań mieszanki oraz w czasie formowania próbek do badań użyto pirometru charakteryzującego się dokładnością pomiaru do 0,1°C. Dodatkowo do monitorowania temperatury i wilgotności powietrza w otoczeniu próbek użyto 5 sztuk rejestratorów temperatury i wilgotności firmy Termoprodukt.

3.3. Badania stwardniałego betonu

Wytrzymałość na ściskanie badano na próbkach sześciennych o boku 150 mm, zgodnie z PN-EN 12390-3:2019-07. Wartości wytrzymałości na ściskanie obliczona na podstawie ilorazu wartości siły ściskającej i pola powierzchni docisku każdej próbki. W niniejszej pracy wytrzymałość na ściskanie obliczana była na podstawie wymiarów deklarowanych próbek.

Nasiąkliwość betonu na próbkach sześciennych o wymiarach 100x100x100 mm zgodnie z PN-B-06250:1988. Próbki do badań nasiąkliwości pielęgnowano według PN-EN 12390-2 poprzez zanurzenie w wodzie.

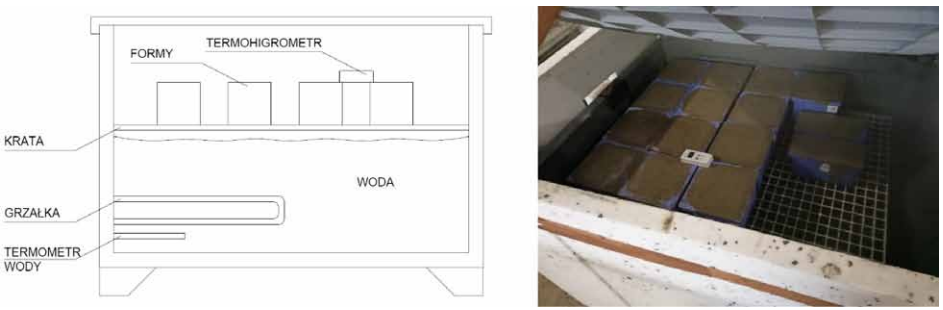
3.4. Formowanie i pielęgnacja próbek betonu do badań

Pielęgnacja próbek w pierwszej dobie odbywała się na podstawie normy PN-EN 12390-2:2019-07, jednak próbki przebywały w różnej temperaturze, w zakresie od 20°C do 70°C. Próbki wykonano zgodnie z normą PN-EN 12390-1:2021-12. Tuż po zaformowaniu, prze 24 h próbki zostały poddane zróżnicowanym warunkom:

- Próbki oznaczone symbolem „W" - przez pierwszą dobę zostały poddane warunkom zmiennym, niekontrolowanym. Zostały umieszczone na powierzchni stołu ustawionego w pomieszczeniu nieogrzewanym, gdzie występowały wahania temperatury i wilgotności.
- Próbki oznaczone symbolem „20" - poddano warunkom normowym tj. w temperaturze (20 ± 5)°C.
- Próbki oznaczone symbolami „35", „50", „70" - zostały umieszczone w komorach schematycznie przedstawionych na schemacie (Rys.). Próbki te przebywały na ruszcie

nad powierzchnią wody, dzięki czemu wilgotność otaczającego je powietrza została utrzymana na poziomie > 90%.

Na podstawie doświadczeń poprzedzających badanie, w celu uzyskania założonej temperatury powietrza wewnątrz komory, utrzymywano o 4°C wyższą temperaturę wody. W komorach panowało naturalne ciśnienie atmosferyczne.



Rys. 1. Schemat komory wykorzystanej do pielęgnacji młodego betonu.

Na rysunku 1 przedstawiono również położenie termohigrometru którym dokonywano rejestracji temperatury i wilgotności wewnątrz komory. Natomiast w tabelach 2 i 3 przedstawiono wartości charakterystyczne temperatury i wilgotności powietrza w otoczeniu próbek dla danych warunków pielęgnacji próbek w ciągu pierwszych 24 godzin twardnienia.

Tabela 2. Wartości charakterystyczne temperatury powietrza w otoczeniu próbek w ciągu pierwszych 24 godzin dojrzewania.

Oznaczenie partii próbek	W	20	35	50	75
Temperatura [°C]					
Minimalna	17,1	20,1	26,5	37,1	67,7
Maksymalna	23,7	23,7	42,0	57,8	68,7
Średnia	21,0	22,1	38,6	53,5	68,3
Mediana	21,1	22,3	39,5	54,1	68,3

Tabela 3. Wartości charakterystyczne wilgotności powietrza w otoczeniu próbek w ciągu pierwszych 24 godzin dojrzewania

Oznaczenie partii próbek	W	20	35	50	75
Wilgotność [%]					
Minimalna	45,3	90,5	91,8	92,0	100,0
Maksymalna	92,7	98,4	100,0	99,7	100,0
Średnia	71,8	96,4	95,5	96,2	100,0
Mediana	74,3	97,0	94,7	96,5	100,0

4. Wyniki badań i ich interpretacja

4.1. Badania mieszanki betonowej

Temperatura mieszanki betonowej w trakcie badań i formowania wynosiła (18 ± 2)°C. Gęstość mieszanki betonowej wyniosła 2350 kg/m^3. Zawartość powietrza w mieszance betonowej wyniosła 1,0%. Tak niska zawartość powietrza może świadczyć o dobrym wykonaniu i wysokiej samozagęszczalności mieszanki betonowej. Fotografie z przebiegu badań przedstawiono na rysunku 2.

Rys. 2. Badanie gęstości mieszanki betonowej i zawartości powietrza.

Rys. 3. Badanie konsystencji metodą rozpływu stożka.

Wyniki badania konsystencji mieszanki betonowej metodą rozpływu stożka oraz czasu rozpływu na 500 mm przedstawiono w tabeli 4 i na rysunku 3. Różnica i jest mniejsza

niż 50 mm, co kwalifikuje wynik jako pozytywny, natomiast średnia wartość pomiaru średnicy klasyfikuje badaną mieszankę samozagęszczalną do klasy SF2.

Tabela 4. Wynik badania konsystencji mieszanki betonowej

Wykonane pomiary mieszanki betonowej [mm]		Klasa konsystencji
Średnica 1 [mm]		SF2
Średnica 1 [mm]		
Wartość średnia [mm]		
Czas rozpływu t_{500} [s]	t_{500}=1,4	VS1

W pracy wykonano pośrednie sprawdzenie lepkości mieszanki poprzez pomiar czasu podczas badania konsystencji zgodnie z normą. Czas t_{500} wyniósł 1,4 s co klasyfikuje mieszankę betonową do klasy lepkości VS1.

4.2. Badania stwardniałego betonu

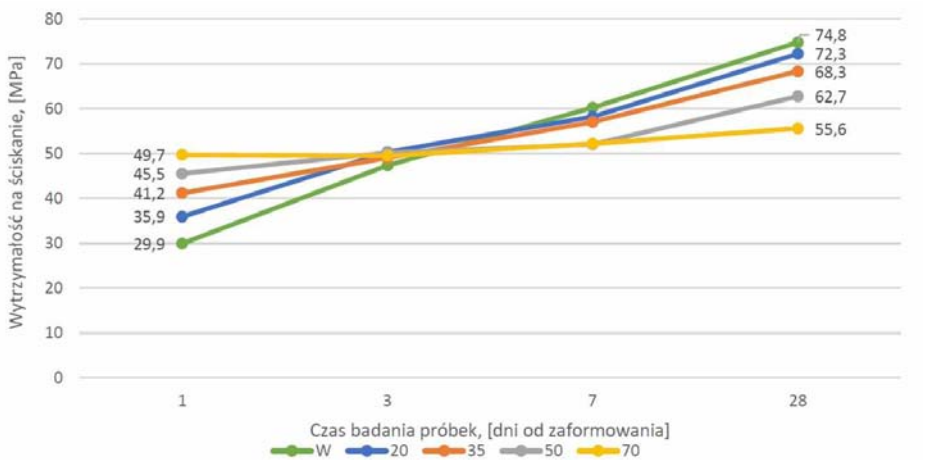
Badania wytrzymałości na ściskanie próbek betonu (rys. 4) pielęgnowanych w różnych warunkach temperaturowych wykonywano po 1, 3, 7 i 28 dniach. Próbki 1-dniowe badano niezwłocznie po rozformowaniu jako powierzchniowo suche, co jest odstępstwem od zaleceń norm, jednak wymagały tego założenia niniejszej pracy. Pozostałe próbki, po 24 godzinnym czasie ekspozycji na warunki opisane w punkcie 3.4, do momentu badania pielęgnowano w wodzie o temperaturze (20 ± 2)°C.

Rys. 4. Badanie wytrzymałości na ściskanie.

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie badanych betonów przedstawiono w tabeli 5. W tabeli tej przedstawiono wartości średnie, wyznaczone na podstawie pomiarów wykonanych dla 3 próbek.

Tabela 5. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie.

Partia	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]			
	Po 1 dniu	Po 3 dniach	Po 7 dniach	Po 28 dniach
W	29,9	47,3	60,2	74,8
20	35,9	50,4	58,2	72,3
35	41,2	49,0	57,0	68,3
50	45,5	50,2	52,1	62,7
70	49,7	49,5	52,2	55,6



Rys. 5. Wykres wytrzymałości na ściskanie próbek „W", „20", „35", „50", „70".

Średnie wartości wytrzymałości próbek betonu przedstawiono w formie wykresu (rys. 5). Dla zachowania czytelności, na wykresie opisano jedynie wytrzymałości po 1 dniu i 28 dniach pielęgnacji. Na wykresie widoczna jest wyraźna zależność wynikająca ze sposobu pielęgnacji betonu w trakcie wiązania i pierwszej doby twardnienia badanego betonu.

Partie pielęgnowane w niższych temperaturach charakteryzują się znacząco wolniejszym tempem narastania wytrzymałości, o czym świadczą niższe wytrzymałości na ściskanie po 1 i po 3 dniach dojrzewania. Najniższą wytrzymałość po jednym dniu (jedynie 29,9 MPa) uzyskał beton oznaczony jak „W", który pozostawiony był na hali produkcyjnej bez poddania go zabiegom pielęgnacyjnym. Natomiast najwyższą wytrzymałością po jednym dniu (49,7 MPa) uzyskał beton oznaczony jako „70", pielęgnowany w temperaturze 70°C. Po 28 dniach dojrzewania zaobserwowano natomiast zależność odwrotną, tj. najmniejszą wytrzymałość uzyskał beton „70", a największą beton „W" (odpowiednio 55,6 MPa i 74,8 MPa).

Warto zauważyć, że beton poddany początkowej pielęgnacji w temperaturze 70°C, już po jednej dobie uzyskuje niemal 90% wytrzymałość 28-dniowej. Dla porównania,

w przypadku mieszanki oznaczonej jako „W" jest to jedynie 40%. Świadczy to o fundamentalnym wpływie warunków dojrzewania na rozwój wytrzymałości betonu.

Porównanie uzyskanych wyników badań z doświadczeniami wynikającymi z wcześniejszych prac [6] pozwalają stwierdzić, że szczególny wpływ na rozwój wytrzymałości na ściskanie ma pierwsza doba pielęgnacji betonu. W pracy [6] stwierdzono bowiem zbliżony przebieg przyrostu wytrzymałości, pomimo że warunki pielęgnacji w podwyższonej temperaturze utrzymano przez 28 dni.

Z aproksymacji danych przedstawionych na rysunku 5 wynika, że wszystkie badane betony powinny charakteryzować się zbliżoną wytrzymałością na ściskanie po około 4-5 dniach dojrzewania (linie na wykresie krzyżują się w tym okresie czasu).

Wyniki badań nasiąkliwości próbek przedstawiono w tabeli 6. W normie PN-B-06250 przewidywano dwie wartości progowe: 5% w przypadku betonów narażonych bezpośrednio na działanie czynników atmosferycznych oraz 9% w przypadku betonów osłoniętych przed bezpośrednim działaniem czynników atmosferycznych. Wyniki wskazują, że niezależnie od sposobu pielęgnacji badany beton spełnia jedynie te drugie, mniej restrykcyjne kryterium.

Tabela 6. Nasiąkliwość betonu

Partia	Średnia masa próbek suchych [g]	Średnia masa próbek nasyconych [g]	Nasiąkliwość betonu [%]
W	2332,6	2200,6	6,0
20	2359,0	2230,6	5,8
35	2364,7	2233,2	5,9
50	2348,2	2203,3	6,6
70	2347,7	2208,1	6,3

Analizując wyniki badania nasiąkliwości betonu można zauważyć, że betony pielęgnowane w początkowej fazie w temperaturach 50°C oraz 70°C charakteryzują się zauważalnie większą nasiąkliwością niż próbki dojrzewające w niższej temperaturze. Wyniki te mogą wskazywać na większą porowatość betonu, który był poddany podwyższonej temperaturze w celu przyspieszenia przyrostu wytrzymałości.

5. Wnioski

Uzyskane wyniki potwierdzają istnienie zależności między temperaturą pielęgnacji młodego betonu a tempem przyrostu wytrzymałości na ściskanie. Wykazano, że próbki poddane podwyższonej temperaturze uzyskały znacząco wyższe wytrzymałości po jednym i po trzech dniach od zaformowania, w stosunku do betonów pielęgnowanych w temperaturze referencyjnej. Jednocześnie po 28 dniach dojrzewania znacznie wyższe wytrzymałości uzyskują betony dojrzewające w niższych temperaturach. Ponadto wykazano, że w badanym zakresie temperatur (od 20°C do 70°C) dzieje się to w sposób proporcjonalny.

Konsekwencją przyspieszenia przyrostu wytrzymałości w pierwszym dniu dojrzewania poprzez nagrzewanie jest (oprócz obniżenia wytrzymałości końcowej) zwiększenie

nasiąkliwości betonu. Może to świadczyć o kształtowaniu się gorszej mikrostruktury, a w konsekwencji powodować pogorszenie trwałości powstałego betonu.

Opisane wyżej wady nie dyskwalifikują jednak stosowania pielęgnacji termicznej w wyższych temperaturach w celu uzyskania założonych wysokich wczesnych wytrzymałości na ściskanie. Należy jednak zadbać by proces ten był przemyślany i zaplanowany. Chcąc uzyskać dużą wytrzymałość betonu w krótkim czasie należy wykonać pracę już na etapie projektowania mieszanki. Powinno się tak dobrać składniki, temperaturę i czas nagrzewania, by nie tylko zapewnić zakładane wytrzymałości wczesne, ale też przewidzieć taki zapas wytrzymałości, by po procesie pielęgnacji termicznej wyrób ten spełnił stawiane przed nim wymagania.

Literatura

[1] Deja, J. Beton. Technologie i metody badań. Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2020.
[2] Kurdowski, W. Chemia cementu i betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2010.
[3] Łukowski, P. (2014). Domieszki przyspieszające wiązanie i twardnienie betonu. Budownictwo, Technologie, Architektura, (2), 60-62.
[4] Pizoń, J., & Łaźniewska-Piekarczyk, B. (2017). Wytrzymałość krótko-i długoterminowa zapraw modyfikowanych domieszkami przyspieszającymi twardnienie. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo, 256-266.
[5] Verbeck, G. J. (1968). Structures and physical properties of cement paste. In 5th International Congress on the Chemistry of Cement, 1968 (Vol. 3, pp. 1-37).
[6] Kaleta-Jurowska, A., & Jurowski, K. (2020). The influence of ambient temperature on high performance concrete properties. Materials, 13(20), 4646.
[7] Zając, M., Garrault, S., & Nonat, A. Wpływ temperatury hydratacji na wytrzymałość zapraw i zaczynów z cementu. Cemen Wapno Beton nr 2, 2007
[8] K.O. Kjellsen, R.J. Detwiler, O.E. Gjřrv, Development of microstructures in plain cement pastes hydrated at different temperatures, Cem. Concr. Res. 21 (1991) 179–189.
[9] Q. Wang, M. Shi, D. Wang, Influence of elevated curing temperature on the properties of cement paste and concrete at the same hydration degree, J. Wuhan Univ. Technol. Sci. Ed. 32 (2017) 1344–1351.
[10] J.I. Escalante-García, J.H. Sharp, The microstructure and mechanical properties of blended cements hydrated at various temperatures, Cem. Concr. Res. 31 (2001) 695–702.
[11] A.M. Neville, Właściwości betonu, Polski Cement, Kraków, 2010.
[12] W. Schmidt, H.J.H. Brouwers, H.-C. Kühne, B. Meng, Influences of superplasticizer modification and mixture composition on the performance of self-compacting concrete at varied ambient temperatures, Cem. Concr. Compos. 49 (2014) 111–126.

Aleksandra Mazurek
Artur Piekarczuk
Filip Chyliński
Piotr Kupisz
Jacek Głodkiewicz

Analiza mikrostrukturalna strefy kontaktowej beton-ceramika w elementach konstrukcji zespolonych poddanych zginaniu

MICROSTRUCTURAL ANALYSIS OF THE CONCRETE-CERAMIC CONTACT ZONE IN ELEMENTS OF COMPOSITE STRUCTURES SUBJECTED TO BENDING

Streszczenie

Konstrukcje zespolone powstają poprzez łączenie elementów, wykonanych z materiałów o różnych właściwościach mechanicznych w celu uzyskania optymalnych wartości cechy użytkowych.

Szczególnym przypadkiem konstrukcji zespolonych są stropy gęstożebrowe z wypełnieniem pustakami ceramicznymi. W praktyce elementy ceramiczne traktowane są jak wypełnienie żeber z warstwą nadbetonu. W takim przypadku elementem nośnym jest betonowa część konstrukcji z pominięciem współpracy z ceramiką.

Badania własne przy próbach zginania różnych modeli stropu wykazały różnice w zachowaniu się elementów konstrukcyjnych z lub bez uwzględniania współpracy z ceramiką. Modele z zachowaniem współpracy na styku beton ceramika wykazywały większą sztywność. Stwierdzono ilościową różnicę w odniesieniu do ugięć modeli.

W wyniku dalszych prac badawczych dokonano analizy zjawisk powstających na styku dwóch elementów kompozytu czyli betonu i ceramiki. W tym celu przeprowadzono testy na pustakach ceramicznych stropowych z sześciocentymetrową warstwą nadbetonu o klasie wytrzymałości na ściskanie C16/20 oraz C25/30, które poddawano ścinaniu w strefie zespolenia. W przypadku betonu C16/20 osiągnięto wyższą wytrzymałość na ścinanie niż dla betonu klasy C25/30.

Badania odporności na ścinanie były realizowane w celu wywołania mikrodefektów strefy kontaktowej beton- ceramika. W dalszej kolejności mikrostruktura była analizowana w badaniach mikroskopowych.

mgr inż. Aleksandra Mazurek – Instytut Techniki Budowlanej
dr hab. inż. Artur Piekarczuk, prof. ITB – Instytut Techniki Budowlanej
dr inż. Filip Chyliński – Instytut Techniki Budowlanej
mgr inż. Piotr Kupisz – Instytut Techniki Budowlanej
mgr inż. Jacek Głodkiewicz – Instytut Techniki Budowlanej

Na podstawie badań mikrostrukturalnych strefy kontaktowej dwóch ośrodków stwierdzono, że przyczepność betonu do ceramiki jest spowodowana głównie poprzez przyciąganie międzycząsteczkowe oraz reakcje zachodzące na granicy faz. Efekt tych zjawisk dodatkowo jest potęgowany przez rozwiniętą powierzchnię porowatej ceramiki, co umożliwia penetracje jej struktury przez produkty hydratacji cementu.

Stosowanie betonów o wyższych klasach wytrzymałości na ściskanie prowadzi do pogorszenia jakości strefy kontaktowej oraz niższych wytrzymałości na ścinanie elementów ceramika-beton. Jest to spowodowane najprawdopodobniej większym skurczem betonu generującym powstanie naprężeń w strefie kontaktowej.

Pilotażowe badania i analizy przedstawione w niniejszym artykule stanowią podstawę do dalszych prac badawczych.

Abstract

Composite structures are created by combining elements made of materials with different mechanical properties in order to obtain optimal values of functional properties.

A special case of composite structures are multi-ribbed ceilings filled with ceramic hollow bricks. In practice, ceramic elements are treated as filling the ribs with a layer of concrete topping. In this case, the load-bearing element is the concrete part of the structure, omitting cooperation with ceramics.

Own research in bending tests of various ceiling models showed differences in the behavior of structural elements with or without taking into account cooperation with ceramics. Models maintaining cooperation at the concrete-ceramic interface showed higher stiffness. A quantitative difference was found in relation to the deflections of the models.

As a result of further research, the phenomena occurring at the junction of two composite elements, i.e. concrete and ceramics, were analyzed. For this purpose, tests were carried out on floor ceramic hollow bricks with a six-centimeter layer of concrete topping of C16/20 and C25/30 compressive strength class, which were sheared in the joining zone. For C16/20 concrete, a higher shear strength was achieved than for C25/30 concrete.

Shear resistance tests were carried out in order to induce micro-defects in the concrete-ceramic contact zone. Subsequently, the microstructure was analyzed in microscopic examinations.

On the basis of microstructural studies of the contact zone of the two media, it was found that the adhesion of concrete to ceramics is caused mainly by intermolecular attraction and reactions occurring at the interface. The effect of these phenomena is additionally intensified by the developed surface of porous ceramics, which enables penetration of its structure by cement hydration products.

The use of concretes with higher compressive strength classes leads to a deterioration in the quality of the contact zone and lower shear strengths of ceramic-concrete elements. This is most likely due to the greater shrinkage of the concrete, which generates stresses in the contact zone.

The pilot studies and analyzes presented in this article are the basis for further research.

1. Wstęp

Rynek wyrobów ceramicznych w Polsce oferuje projektantom i wykonawcom obiektów budowlanych rozwiązania konstrukcyjne oraz elementy prefabrykowane (stropy gęstożebrowe, nadproża, belki stropowe), w których występuje współpraca części betonowych i ceramicznych.

Zamieszczone w katalogach systemowych tabele nośności elementów oraz warunki spełnienia stanu granicznego użytkowalności zostały opracowane głównie według zasad PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2. Część 1-1: Reguły ogólne dla budynków [4], tj. przy założeniu pracy wyłącznie części betonowej/żelbetowej.

Podejście takie, z pewnością gwarantujące odpowiedni poziom bezpieczeństwa, natomiast nie uwzględnia rzeczywistej interakcji części konstrukcji zespolonej, co prowadzi do stosowania w praktyce projektowej algorytmów uproszczonych oraz do ograniczenia możliwości optymalizacji elementów konstrukcyjnych (przekrój, zbrojenie, materiał).

Wymagania i algorytmy obliczeniowe zawarte m. in. w PN-EN 1996-1-1: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych [5] (w części dot. konstrukcji zespolonych), są również opracowane z wyłączeniem współpracy beton-ceramika.

Analiza wyników badań wytrzymałościowych (przeprowadzonych w ITB oraz zamieszczonych w literaturze technicznej m. in. Drobiec Ł. i in: Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych [2], pozwoliła dostrzec jakościową różnicę w zachowaniu elementów konstrukcyjnych z lub bez uwzględnienia współpracy części ceramicznych.

W Laboratorium ITB przeprowadzono badania doświadczalne gęstożebrowych stropów ceramicznych, które składały się z belek nośnych oraz pustaków wypełniających. Pustaki stropowe tworzyły ceramiczny strop gęstożebrowy o rozstawie osiowym elementów nośnych równym 50 cm. Po dodaniu czterocentymetrowej warstwy nadbetonu grubość stropu wynosi 23 cm. Celem badań było oszacowanie różnic ilościowych w podstawowych parametrach projektowych, takich jak nośność i ugięcie, przy braku lub pełnej współpracy elementów ceramicznych.

W celu wyłączenie współpracy części ceramicznej i betonowej badanego systemu stropowego (elementów próbnych) zastosowano przekładki z folii polietylenowej w celu wyłączenia współpracy pomiędzy ceramiką a betonem.

Z przeprowadzonych badań wynika, że obecność ceramicznych elementów niekonstrukcyjnych w stropie wpływa na zwiększenie sztywności konstrukcji oraz zmniejszenie wartości ugięć. Uzyskane wyniki badań dotyczą konkretnego typu stropu, ale wskazują na potrzebę uwzględniania wpływu ceramicznych elementów niekonstrukcyjnych przy projektowaniu konstrukcji zespolonych z udziałem betonu i ceramiki. Wprowadzenie odpowiednich korekt projektowych może pozwolić na optymalizację rozwiązań konstrukcyjnych, przy zachowaniu wymaganych parametrów.

Projektując stropy zespolone oprócz sprawdzenia nośności na zginanie oraz nośności na ścinanie poprzeczne należy sprawdzić nośność płyty z uwzględnieniem ścinania podłużnego (rozwarstwienia). Zjawisko to jest ściśle związane ze zginaniem, które wywołuje styczne naprężenia rozwarstwiające, co może powodować oddzielenie się betonu od prefabrykatu. Aby jakościowo i ilościowo oszacować to zjawisko, zrealizowano badania w małej skali na podróbkach z pojedynczego pustaka stropowego z warstwą nadbetonu przylegającej do jednej powierzchni pustaka. Podstawowym czynnikiem determinującym nośność styku jest przyczepność (adhezja) na granicy stykających się materiałów: betonu i ceramiki. Przyczepność betonu do ceramiki jest spowodowana głównie poprzez przy-

ciąganie międzycząsteczkowe oraz reakcje zachodzące na granicy faz. Efekt tych zjawisk dodatkowo jest potęgowany przez rozwiniętą powierzchnią porowatej ceramiki [3]

Za miarę przyczepności uznaje się siłę, jaka jest potrzebna do rozłączenia stykających się materiałów.

Pomimo wielu publikacji (m. in. [2, 3, 6]): dotyczących konstrukcji zespolonych brak jest danych pokazujących zjawiska zachodzące w strefie kontaktowej beton-ceramika.

2. Materiały i metody

2.1 Próbki do badań laboratoryjnych

Badania doświadczalne przeprowadzono w laboratorium Instytutu Techniki Budowlanej na pustakach ceramicznych stropowych (tabela 1) z sześciocentymetrową warstwą nadbetonu o klasie C16/20 (6 próbek) i klasie C25/30 (6 próbek).

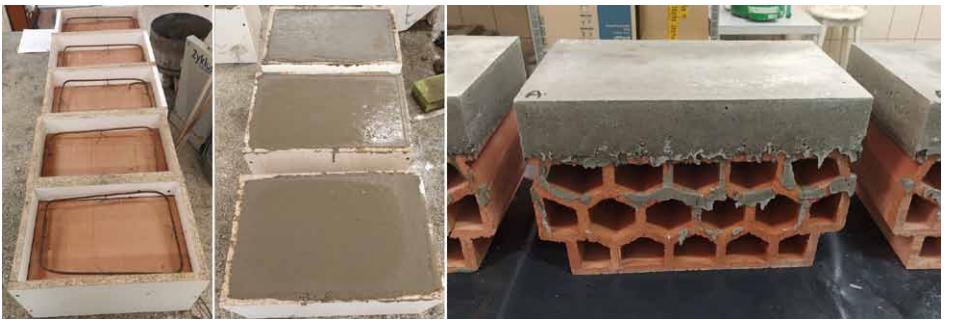
Tabela 1. Podstawowe właściwości pustaków ceramicznych

Wymiary	400 x 185 x 250 [mm]
Nośność	min 1,9 [kN]
Gęstość brutto w stanie suchym	700 kg/m^3 (klasa 0,7)
Moduł Younga	13400 [MPa]
Współczynnik Poissona	0,22
Współczynnik sprężystości	7976,2 [MPa]
Moduł Kirchhoffa	5491,8 [MPa]

Po pięć próbek poddano badaniom niszczącym, a jedna próbka z każdego rodzaju pozostała jako referencyjna do badań mikrostrukturalnych (fot. 1). Recepturę zastosowanych betonów oraz ich wytrzymałość na ściskanie przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Receptura zastosowanych betonów oraz ich wytrzymałość na ściskanie

Składniki	**Beton A C16/20 [kg/m^3]**	**Beton B C25/30 [kg/m^3]**
cement	CEM II/C-M (V-LL) 32,5R 260	CEM II/B-V 32,5R 280
piasek 0/2 mm	785	794
kruszywo Żwir 2/16 mm	1177	1191
woda (w/c)	169 (0,65)	140 (0,50)
domieszka upłynniająca na bazie polikarboksylatów	2,60 (1,0% m.c.)	3,64 (1,3% m.c.)
średnia wytrzymałość na ściskanie 28 d (klasa wytrzymałości)	25,3 MPa (C16/20)	37,2 MPa (C25/30)



Fot. 1. Widok elementów próbnych do badań

Elementy ceramiczne bezpośrednio przed naniesieniem mieszanki betonowej zostały zroszone wodą. Przez pierwszą dobę beton dojrzewał pod przykryciem w warunkach laboratoryjnych. Następnie po rozformowaniu dojrzewał przez 7 dni pod przykryciem, regularnie polewany wodą (2 razy dziennie). Po tym czasie dojrzewał dalej w warunkach laboratoryjnych bez dalszej pielęgnacji.

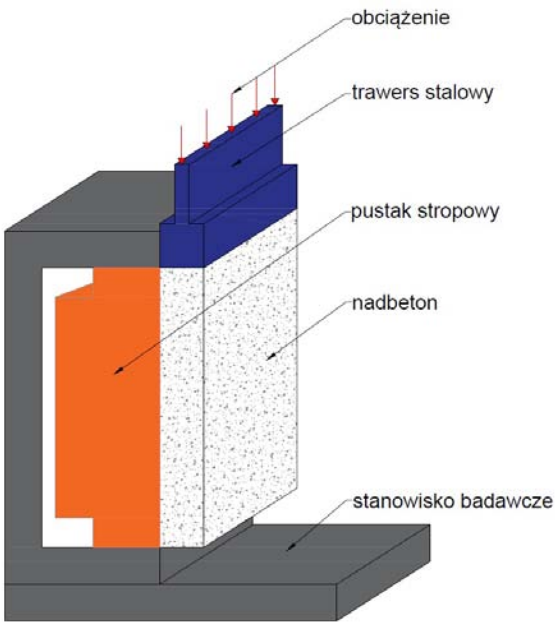
2.2 Metody badań

Do badania wytrzymałości na ścinanie wykorzystano maszynę wytrzymałościową INSTRON 5582 o zakresie pomiarowym 100 kN i 1 klasie dokładności wskazań (fot. 2).

Fot. 2. Widok elementu próbnego podczas badań

Na rys. 1 pokazano schemat badania. Badania wszystkich elementów przeprowadzane były po upływie min. 28 dni od daty betonowania.

Element testowy składał się z pojedynczego pustaka stropowego z warstwą nadbetonu przylegającą do jednej powierzchni. Pustak utwierdzony był w sztywnej ramie stalowej. Do czoła nadbetonu przyłożona została siła rozłożona na całej powierzchni. Przeciwległa powierzchnia czołowa nie była podparta. Siła przykładano ze stałą prędkością 1mm/min aż do zniszczenia próbki. Podczas badania rejestrowano przyrost siły w funkcji przemieszczenia.



Rys. 1. Schemat badania na ścinanie

2.3. Badania mikrostrukturalne

Próbki do badań mikrostrukturalnych zostały wycięte z elementów referencyjnych (nie poddawanych obciążeniom ścinającym) oraz z elementów po badaniu. Dla każdego rodzaju betonu wybrano po dwa elementy po badaniu – o najniższej i najwyższej wytrzymałości na ścinanie. Wycięte próbki były szlifowane i polerowane w analogiczny sposób jak w publikowanych wcześniej pracach [1]. Sposób przygotowania próbek przedstawiono na fot. 3.

Fot. 3. Przygotowanie próbek mikroskopowych z elementów referencyjnych.

Celem badań mikrostrukturalnych była ocena obszaru strefy kontaktowej ceramika-beton przed i po działaniu obciążenia ścinającego, pod kątem wyjaśnienia potencjalnych przyczyn wysokiej przyczepności betonu do ceramiki. Ponad to podjęto próbę wyjaśnienia dlaczego układ ceramika-beton z betonem o wyższej wytrzymałości na ściskanie cechował się niższą wytrzymałością na ścinanie. Analizowano strefę kontaktową w płaszczyźnie równoległej do kierunku przykładanego obciążenia.

Badania przeprowadzono z wykorzystaniem mikroskopu skaningowego ZEISS Sigma 500 VP z detektorem EDS Oxford Ultim Max 40 firmy Oxford. Rejestrowano obrazy z detektora SE (secondary electron) oraz BSE (baskscatered electron). Skład pierwiastkowy oraz mapowanie wykonano z wykorzystaniem detektora EDS. Próbki zgładów zapraw przed badaniem były napylane złotem.

3. Wyniki badań

3.1 Badania wytrzymałościowe

Wszystkie przeprowadzone próby miały charakter niszczący. Na fot. 4 i 5 pokazano przykładowy mechanizm zniszczenia. W przypadku tylko jednej z próbek z betonem B zniszczenie nastąpiło w wyniku odspojenia warstwy betonu (próbka nr 2B). W pozostałych próbkach zniszczeniu uległ pustak ceramiczny.

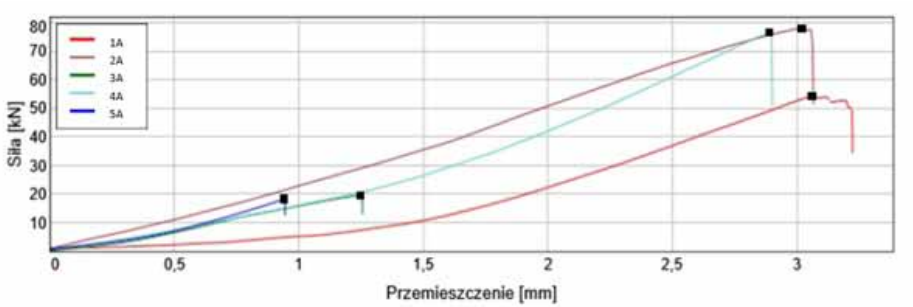
Fot. 4. Widok elementu po badaniu- zniszczenie przez uszkodzenie pustaka ceramicznego

Fot. 5. Widok elementu po badaniu- zniszczenie przez odspojenie warstwy betonu (próbka 2B)

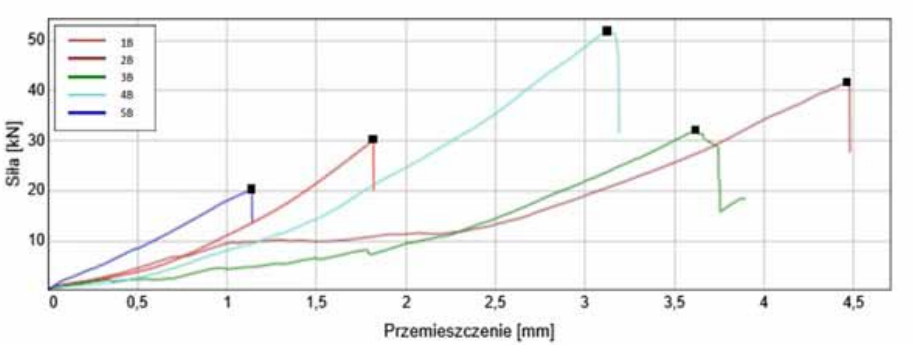
Tabela 3. Wyniki badań wytrzymałość na ścinanie

	Nr próbki	Max. siła [kN]	Przemieszczenie przy max. siła [mm]	Sposób zniszczenia
A – beton C16/20	1A	54,07	3,06	uszkodzenie pustaka
	2A	78,16	3,02	uszkodzenie pustaka
	3A	19,46	1,25	uszkodzenie pustaka
	4A	76,64	2,89	uszkodzenie pustaka
	5A	18,10	0,94	uszkodzenie pustaka
B - beton C25/30	1B	30,02	1,82	uszkodzenie pustaka
	2B	41,64	4,46	odspojenie betonu
	3B	31,93	3,62	uszkodzenie pustaka
	4B	51,69	3,12	uszkodzenie pustaka
	5B	20,13	1,13	uszkodzenie pustaka

Na rys. 2 i 3 pokazano wykresy przebiegu siły w funkcji przemieszczenia.



Rys. 2. Wykres przebiegu siły w funkcji przemieszenia dla próbek 1A-5A



Rys. 3. Wykres przebiegu siły w funkcji przemieszenia dla próbek 1B-5B

Wyniki zawarte w tabeli 3 pokazują, że w przypadku betonu C16/20 osiągnięto wyższe siły (dochodzące do 78,16 kN- próbka 2A) niż dla betonu klasy C25/30 (najwyższa siła to 51,69 kN- próbka 4B).

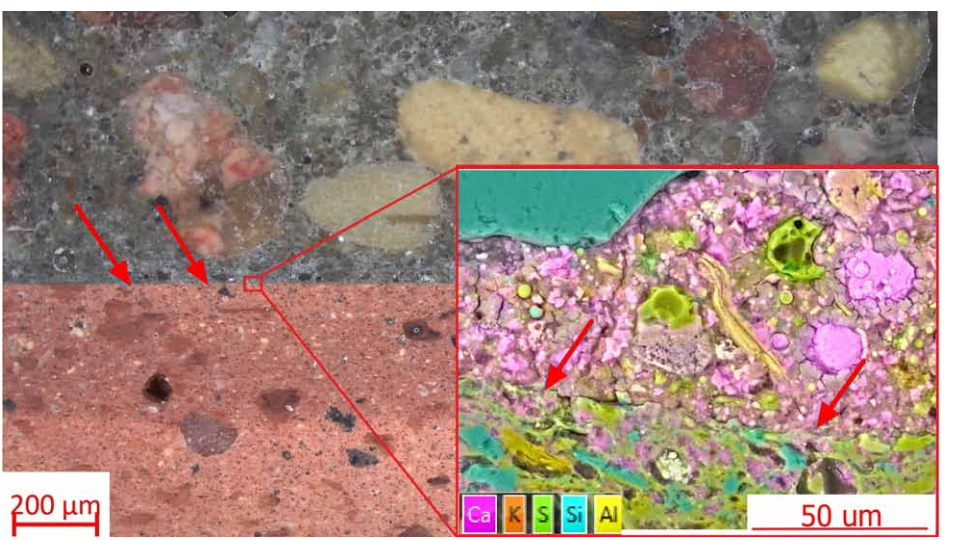
3.3 Analiza mikrostrukturalna strefy kontaktowej beton-ceramika

Przeprowadzone badania mikrostrukturalne były ukierunkowane głównie na analizę strefy kontaktowej ceramika-beton zarówno w próbkach przed jak i po badaniu wytrzymałości na ścinanie. Dodatkowo w próbkach po badaniu wytrzymałościowym analizie poddano obszar, w którym doszło do zniszczenia elementu.

Wytypowano po dwie próbki dla każdego rodzaju betonu, charakteryzujące się najwyższą oraz najniższą wytrzymałością na ścinanie. Celem badań mikrostrukturalnych jest wyjaśnienie potencjalnych przyczyn stosunkowo wysokiej przyczepności betonu do ceramiki oraz odpowiedź na pytanie dlaczego układ ceramika-beton z betonem o wyższej wytrzymałości na ściskanie cechował się niższą wytrzymałością na ścinanie.

3.3.1. Beton A (C16/20)

Na rys. 4 przedstawiono obraz strefy kontaktowej ceramika-beton próbki referencyjnej betonu A, wykonany z wykorzystaniem mikroskopu optycznego oraz obraz mapowania uzyskany z wykorzystaniem techniki SEM-EDS.

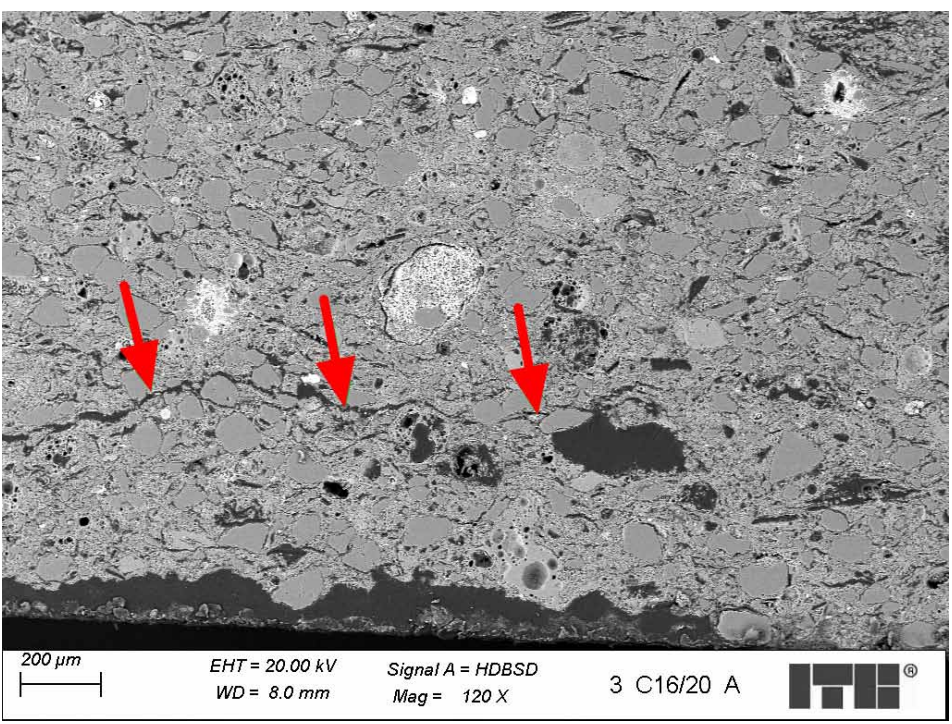


Rys. 4. Beton A – próbka referencyjna (strzałkami zaznaczono strefę kontaktową ceramika-beton)

Warstwa betonu A o klasie wytrzymałości na ściskanie C16/20, była prawidłowo zagęszczona i pielęgnowana. Obecne w strukturze makropory powietrzne spowodowane były wysokim punktem piaskowym w recepturze betonu, który sprzyja napowietrzeniu mieszanki podczas mieszania oraz względnie wysokim stosunkiem wodno-cementowym. Mikrostruktura zaczynu cementowego była prawidłowo wykształcona i stosunkowo zwarta jak dla tej klasy betonu. W zaczynie obecne były liczne ziarna popiołu lotnego

oraz wapienia, co jest zgodne z deklarowanym składem zastosowanego cementu. Strefa kontaktowa ceramika-beton była zwarta i jednorodna bez wyraźnych spękań i od spojeń. Jedynie nieliczne pustki powietrzne były widoczne na granicy obu materiałów. Faza C-S-H wypełniała równomiernie nierówności powierzchni elementu ceramicznego formując zwarty kompozyt.

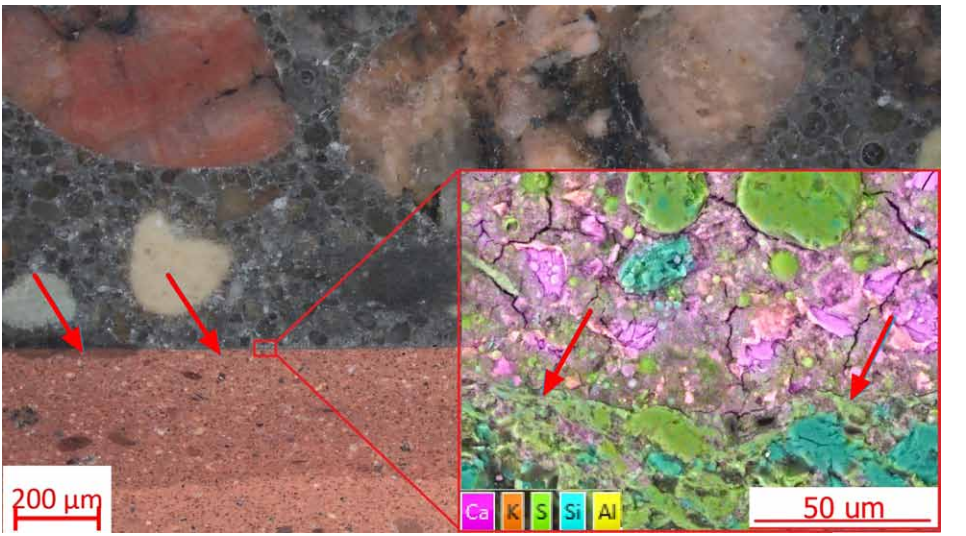
Mikrostruktura analizowanych próbek po badaniu wytrzymałości na ścinanie nie wykazała, żadnych istotnych zniszczeń w strefie kontaktowej ceramika-beton. W analizowanych próbkach o skrajnych wytrzymałościach na ścinanie, do zniszczenia doszło w obszarze ceramiki bez istotnego wpływu na mikrostrukturę strefy kontaktowej, co świadczy o dużej adhezji obu materiałów. Na rys. 5 przedstawiono przykładowy obraz mikrostruktury obszaru ceramiki przez którą przebiegała strefa zniszczenia po badaniu niszczącym. Widoczne są spękania o przebiegu głównie równoległym do kierunku działającej siły. Rozpiętość strefy, w której obserwowane były mikro-spękania był stosunkowo niewielki i najczęściej nie przekraczał 2 mm od powstałej krawędzi.



Rys. 5. Beton A – próbka po badaniu niszczącym (strzałkami zaznaczono spękania w obszarze ceramiki)

3.3.2. Beton B (C25/30)

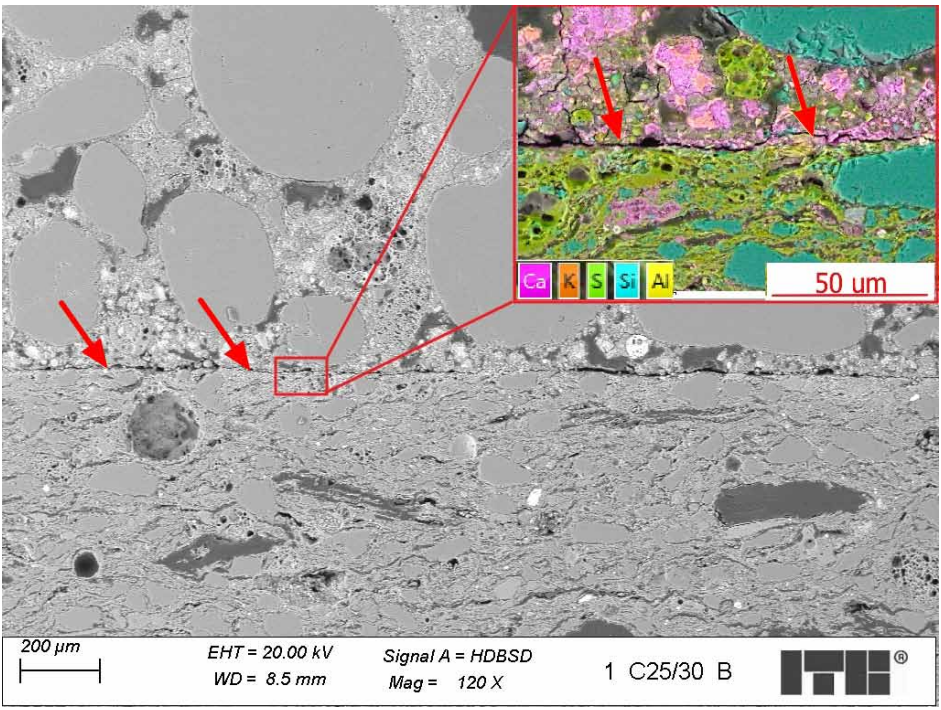
Rys. 6 przedstawia obraz strefy kontaktowej ceramika-beton próbki referencyjnej betonu B, wykonany z wykorzystaniem mikroskopu optycznego oraz obraz mapowania uzyskany z wykorzystaniem techniki SEM-EDS.



Rys. 6. Beton B – próbka referencyjna (strzałkami zaznaczono strefę kontaktową ceramika-beton)

Warstwa betonu B o klasie wytrzymałości na ściskanie C25/30, była prawidłowo zagęszczona i pielęgnowana. W strukturze obecne były również makropory powietrzne spowodowane wysokim punktem piaskowym w recepturze betonu, lecz w nieco mniejszej ilości niż w betonie A. Mikrostruktura zaczynu cementowego była prawidłowo wykształcona i bardziej zwarta niż w betonie A, co wynikało z niższej wartości stosunku wodno-cementowego oraz większej zawartości cementu. W zaczynie obecne były liczne ziarna popiołu lotnego, co jest zgodne z deklarowanym składem zastosowanego cementu. Strefa kontaktowa ceramika-beton była zwarta i jednorodna bez wyraźnych spękań i od spojeń. Jedynie nieliczne pustki powietrzne były widoczne na granicy obu materiałów. Faza C-S-H wypełniała równomiernie nierówności powierzchni elementu ceramicznego formując zwarty kompozyt.

Mikrostruktura analizowanych próbek po badaniu wytrzymałości na ścinanie wykazała obecność spękań przebiegających wzdłuż strefy kontaktowej ceramika-beton pomimo, że w analizowanej próbce do zniszczenia doszło w obszarze ceramiki. Na rys. 7 przedstawiono przykładowy obraz mikrostruktury obszaru strefy kontaktowej ceramika--beton gdzie jednak nie doszło do całkowitego odspojenia materiałów podczas ścinania. Widoczne są spękania przebiegające praktycznie wyłącznie przez strefę kontaktową.



Rys. 7. Beton B – próbka po badaniu niszczącym

Analizowano również mikrostrukturę innej próbki betonu B, gdzie doszło do zniszczenia próbki na granicy strefy kontaktowej ceramika-beton. W mikrostrukturze betonu stwierdzono obecność spękań w strefie granicznej. Głębokość strefy spękań nie przekraczał kilku milimetrów od krawędzi powstałej powierzchni.

4. Dyskusja

Badania mikrostrukturalne wykazały, że strefa kontaktowa ceramika-beton jest dobrze rozwinięta i może się cechować dużą przyczepnością. Przyczepność betonu do ceramiki jest spowodowana głównie poprzez przyciąganie międzycząsteczkowe na granicy faz oraz reakcje zachodzące również na granicy faz. Efekt tych zjawisk dodatkowo jest potęgowany przez rozwiniętą powierzchnią porowatej ceramiki.

Zaskakującym było stwierdzenie, że wytrzymałość na ścinanie próbek z betonem A była większa niż z betonem B oraz, że w analizowanych próbkach betonu A o klasie wytrzymałości C16/20 stwierdzono jedynie nieliczne spękania w strefie kontaktowej ceramika-beton, a do zniszczenia próbek doszło praktycznie wyłącznie w strefie ceramiki. Nieco odmienny charakter miała mikrostruktura próbek betonu B po badaniu wytrzymałościowym gdzie stwierdzono obecność licznych spękań strefy kontaktowej pomimo, że do zniszczenia elementów dochodziło również głównie w obszarze ceramiki. Obserwowane spękania w strefie kontaktowej betonu w wyższej wytrzymałości na ściskanie oraz niższe wytrzymałości na ścinanie próbek z betonem B mogły być spowodowane

powstaniem naprężeń wywołanych skurczem betonu. Skurcz betonu B był potencjalnie większy z uwagi na wyższą zawartość cementu w mieszance betonowej oraz na większą zawartość klinkieru w cemencie stosowanym w betonie B.

5. Podsumowanie

Analiza mikrostruktury strefy kontaktowej ceramika-beton w elementach konstrukcji zespolonych pozwoliła na wyciągnięcie wniosków, że strefa kontaktowa w tym obszarze może być dobrze uformowana i wpływać na osiąganie istotnych wartości sił adhezyjnych, które mogą wpływać na podwyższenie wytrzymałości na zginanie całej konstrukcji zespolonej. Stosowanie betonów o wyższych klasach wytrzymałości na ściskanie prowadzi do pogorszenia jakości strefy kontaktowej oraz niższych wytrzymałości na ścinanie elementów ceramika-beton. Jest to spowodowane najprawdopodobniej większym skurczem betonu powodującym powstanie naprężeń w strefie kontaktowej.

Stosunkowo duży rozrzut wyników badań wytrzymałości na ścinanie może być spowodowany niejednorodnością materiału ceramiki. Obserwowany przebieg strefy zniszczenia prawie wyłącznie w obszarze ceramiki wynika ze stosunkowo wysokiej przyczepności betonu do ceramiki.

Pilotażowe badania i analizy przedstawione w niniejszym artykule stanowią podstawę do dalszych prac badawczych.

Literatura

[1] F. Chyliński, K. Kuczyński, Ilmenite MUD Waste as an Additive for Frost Resistance in Sustainable Concrete, Materials 2020, 13, 2904, https://doi.org/10.3390/ma13132904
[2] Ł. Drobiec, R. Jasiński, A. Piekarczyk, Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych, Wydawnictwo Naukowa PWN, Warszawa 2013
[3] Ł. Drobiec, Z. Pająk, Stropy z drobnowymiarowych elementów. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2006 i 2010, str. 228.
[4] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
[5] PN-EN 1996-1-1: Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych
[6] Szulc J., Sieczkowski J., Mazurek A.: Ocena nośności murów ceramicznych wzmocnionych, Inżynier Budownictwa, 12/2021, str. 62-65

Agnieszka Michalik
Piotr Kupisz
Łukasz Zacharski
Waldemar Pichór

Analiza właściwości użytkowych betonów posadzkowych z dodatkiem oczyszczonych włókien stalowych z recyklingu opon

ANALYSIS OF THE PERFORMANCE PROPERTIES OF FLOOR CONCRETES WITH THE ADDITION OF PURIFIED RECYCLED TYRE STEEL FIBRES

Streszczenie

Zastosowanie włókien z recyklingu opon jest przedmiotem wielu brać naukowo-badawczych z powodu korzystnych właściwości betonów z ich dodatkiem. Wyróżnić można trzy podstawowe aspekty stosowania włókien z recyklingu opon: aspekt ekologiczny (zagospodarowanie odpadów, redukcja śladu węglowego, który ma bardzo wysokie wartości dla produkcji komercyjnej stali), aspekt ekonomiczny (włókna z recyklingu opon są tańsze niż włókna stalowe komercyjne) oraz aspekt wytrzymałościowy (wykazano dobrą skuteczność zbrojenia betonu włóknami z recyklingu opon). Aby jednak zastosować włókna z opon do betonu muszą być poddane odpowiedniej obróbce technologicznej, w celu wyeliminowania zanieczyszczeń gumowych, tekstylnych i pyłu stalowego oraz zbyt krótkich włókien.

Jednym z kierunków zagospodarowania przetworzonych włókien z recyklingu opon mogą być betonowe posadzki komercyjne, gdzie włókna pełnia rolę zbrojenia rozproszonego. W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań właściwości użytkowych betonów z dodatkiem oczyszczonych włókien z recyklingu opon w porównaniu z betonami z dodatkiem takiej samej ilości stalowych włókien komercyjnych. Badano takie właściwości jak m.in. konsystencja mieszanki betonowej, wytrzymałość na zginanie, ściskanie, rozłupywanie, moduł sprężystości, odporność na ścieranie i odporność na uderzenia.

Wyniki badań wskazują, że włókna stalowe z recyklingu opon, dodatkowo oczyszczone i przetworzone, mogą stanowić skuteczne zbrojenie rozproszone do betonu posadzkowego i korzystnie wpływać na jego właściwości użytkowe i wytrzymałościowe. Wykazano, że betony z włóknami z recyklingu opon wykazały równoważne a niekiedy lepsze właściwości niż betony z taką samą ilością włókien stalowych komercyjnych.

mgr inż. Agnieszka Michalik – Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie
mgr inż Piotr Kupisz – Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie
inż. Łukasz Zacharski – Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie
hab. inż. Waldemar Pichór, prof. AGH – Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie

Na korzystne wyniki wytrzymałościowe betonów z włóknami z opon wpływają m.in.: charakterystyka geometryczna (mieszanina włókien o różnych średnicach, długościach i kształtach), wysoka przyczepność do zaczynu cementowego oraz korzystne właściwości wytrzymałościowe stali, z której produkuje się kord stalowy do zbrojenia opon.

Warunkiem wysokiej skuteczności zbrojenia betonu przez włókna z recyklingu opon jest ich wysoka czystość, tj. zawartość zanieczyszczeń < 0,2%, selekcja włókien pod kątem długości (eliminacja zbyt krótkich i zbyt długich włókien), odpowiednia ilość włókien w betonie (>30 kg/m^3) oraz zapewnienie jednorodnego rozmieszczenia ich w mieszance betonowej.

Abstract

The use of fibres from recycled tyres is the subject of many research studies due to the beneficial properties of concretes with their addition. Three basic aspects of the use of recycled tyre fibres can be distinguished: the ecological aspect (waste management, reduction of the carbon footprint, which has very high values for the production of commercial steel), the economic aspect (recycled tyre fibres are cheaper than commercial steel fibres) and the strength aspect (it was showed good effectiveness of reinforcing concrete with fibres from tyre recycling). However, in order to use recycled tyre steel fibres for concrete, they must be subjected to appropriate technological treatment in order to eliminate rubber, textile and steel dust impurities as well as too short fibres.

One of the directions for the use of recycled tyre steel fibres can be concrete floors, where the fibres act as dispersed reinforcement. This paper presents the results of testing the useful properties of concretes with the addition of purified fibres from tyre recycling in comparison with concretes with the addition of the same amount of commercial steel fibres. Properties such as concrete mix consistency, flexural strength, compression strength, splitting strength, modulus of elasticity, abrasion resistance and impact resistance was presented in the article.

The test results indicate that steel fibres from recycled tyres, additionally cleaned and processed, can be an effective dispersed reinforcement for floor concrete and have a positive effect on its performance and strength properties. It was shown that concretes with recycled tyre fibres achieved equivalent and even better properties than concretes with the same amount of commercial steel fibres. For beneficial strength properties of concrete with tyre fibres are influenced, among others, by: geometric characteristics (a mixture of fibres of various diameters, lengths and shapes), high adhesion to cement grout and high strength properties of steel, from which steel cord for tyre reinforcement is produced.

The condition for high effectiveness of concrete reinforcement by recycled tyre steel fibres is their high purity, i.e. impurity content < 0.2%, selection of fibres in terms of length (elimination of too short and too long fibres), appropriate amount of fibres in concrete (>30 kg/m^3) and ensuring their homogeneous distribution in the concrete mix.

1. Wprowadzenie

Produkcja stali stanowi jedną z gałęzi przemysłu, która w największym stopniu przyczynia się do wzrostu śladu węglowego (1–3). Ze względu na wysokie koszty produkcji i negatywny wpływ na środowisko, w ciągu ostatnich lat wzrosło zainteresowanie poszukiwaniem nowych rozwiązań w tym zastosowaniem różnego rodzaju włókien z recyklingu, w tym z recyklingu opon samochodowych (4–9).

Miarą wielkości emisji jest ślad węglowy (ang. carbon footprint) definiowany przez PN-EN ISO 14067:2018 (10) oraz związany z nim wskaźnik potencjału tworzenia efektu cieplarnianego (ang. Global Warming Potential, GWP). W Tabeli 1 podano ślad węglowy wytwarzania przykładowych produktów.

Tabela 1. Ślad węglowy wytworzenia przykładowych produktów (1,2,11)

Źródło emisji	**Wielkość emisji [kg eCO_2/t]**
Produkcja stali	1900
Produkcja polipropylenu	1700
Produkcja papieru	940
Produkcja cementu CEM I	875
Produkcja cementu CEM II	715
Produkcja cementu CEM III	578

W obecnych czasach kryzysu klimatycznego i środowiskowego (3,12) podmioty globalne zobowiązane są do podjęcia konkretnych działań, aby przeciwdziałać temu zagrożeniu. Na świecie podejmowane są liczne działania mające na celu wspieranie nauki i przemysłu w działaniach na rzecz zrównoważonego budownictwa (13,14). Unia Europejska opracowała nową strategię zrównoważonego wzrostu – Europejski Zielony Ład (ang. European Green Deal) (15) i Gotowi na 55 (ang. Fit for 55) (16). Biorąc pod uwagę powyższe rozważania, poszukiwanie nowych rozwiązań możliwości ograniczenia produkcji stali, a w tym włókien stalowych przy jak największym wykorzystaniu odpadowych włókien z recyklingu opon jest tematem badań naukowych na świecie. W niniejszym artykule włókna stalowe komercyjne identyfikowane są symbolem MSF (Manufactured Steel Fibres), a włókna stalowe z recyklingu opon samochodowym symbolem RTSF (Recycled Tyre Steel Fibres).

Dynamiczny rozwój infrastruktury komunikacyjnej powoduje zwiększenie produkcji opon gumowych, które po zużyciu zanieczyszczają środowisko naturalne. Utylizacja opon jest globalnym problemem środowiskowym. Rocznie na całym świecie produkuje się około 1,5 miliarda opon (17,18) . Ponad 500 milionów zużytych opon jest składowanych na wysypiskach (19) i stanowi poważne zagrożeń dla ludzi i środowiska. Opony są odpadem niezwykle trwałym, który nie ulega naturalnemu rozkładowi i musi zostać poddany jednej z form recyklingu (20). Zużyta opona samochodowa zawiera, oprócz gumy, kord tekstylny i stalowy, co znacznie utrudnia jej przetwarzanie. Metody utylizacji opon samochodowych można podzielić na trzy główne grupy: recykling produktowy, energetyczny i materiałowy. Recykling materiałowy polega na ponownym wykorzystaniu materiałów, z których zbudowana jest opona. Podstawowym procesem umożliwiającym recykling materiałowy zużytych opon jest ich rozdrabnianie i separacja na oddzielne grupy materiałów: gumę, kord tekstylny i kord stalowy.

Najszersze zastosowanie praktyczne znalazły odpady gumowe, stanowiące tzw. kruszywo gumowe różnej frakcji, które wykorzystuje się jako materiał na podłoże dróg, nawierzchni asfaltowych, nasypów, placów zabaw lub w produkcji barier dźwiękochłonnych a także jako kruszywo do betonów i zapraw (21–23)mechanical and chemical properties of mechanically ground tyre rubber (GTR. Również badania prowadzone są w kierunku wykorzystania kordu stalowego z recyklingu opon jako zbrojenie rozproszone do betonu, zarówno jako samodzielne zbrojenie jak i mieszanina różnego rodzaju włókien (6,7,17,24,25).

Stal jest jednym z głównych składników opony, która stanowi około 13% - 27% (26), co oznacza, że efektywne wykorzystanie materiałów stalowych pochodzących z recyklingu opon może znacznie złagodzić problemy powodowane przez zużyte opon. Jednak, aby produktywnie ograniczyć lub zastąpić włókna stalowe w betonie, musi płynąć korzyść ekologiczna, ekonomiczna, ale przede wszystkim włókna z opon muszą efektywnie pełnić role zbrojenia rozproszonego i wzmacniać kruchą matrycę cementową.

W pracach (27,28) podano potencjał tworzenia efektu cieplarnianego dla składników betonu w tym włókien stalowych oraz włókien z recyklingu opon. W Tabeli 2 przedstawiono wskaźniki GWP dla poszczególnych składników betonu.

Tabela 2. Wskaźniki GWP składników betonu (27,28)

Składnik betonu	**Potencjał tworzenia efektu cieplarnianego (GWP) (kg eCO_2/kg)**
Cement	0,782-0,931
Kruszywo	0,0024
Włókna stalowe komercyjne MSF	2,15-2,68
Włókna z recyklingu opon RTSF	0,083-0,500

Z Tabeli 2 wynika, że włókna z recyklingu opon RTSF mają od ok. 77 do ok. 97 % niższy potencjał tworzenia efektu cieplarnianego niż komercyjne włókna stalowe MSF, co wynika z uwzględnienia emisje gazów cieplarnianych powstałych w całym cyklu życia włókien, w tym wydobycie surowców, produkcję, transport, użytkowanie i utylizację. Również istotny jest aspekt ekonomiczny. Zgodnie z (27) włókna z recyklingu opon są o około 37% tańsze niż włókna komercyjne, natomiast w pracy (28) szacuje się że koszt włókien z opon jest około 70% niższy włókien komercyjnych.

Kluczową kwestią jest zatem analiza wpływu włókien RTSF na skuteczność zbrojenia kruchej matrycy cementowej. Badania wskazują, że zastosowanie RTSF do betonu powoduje porównywalną efektywność zbrojenia do włókien stalowych komercyjnych. Analiza literatury wskazuje, że recyklingowe włókna z opon były bardziej skuteczne w poprawie wytrzymałości betonu na zginanie, oraz wpływały na poprawę właściwości betonu w trakcie pękania, w porównaniu do betonu nie zbrojonego i betonu z dodatkiem włókien stalowych, przy odpowiedniej zawartości włókien z recyklingu opon w betonie i odpowiedniej ich czystości (6,17,18,29–33). Badania wskazują, że pierwotnie pozyskany kord stalowy z opon musi być dozowany w większej ilości niż włókna komercyjne, z uwagi na obecność w nim licznych zanieczyszczeń gumowych, tekstylnych oraz pyłu stalowego (do ok. 20% masy) (24), które oblepiają powierzchnię włókien i obniżają przyczepność do betonu (6,25,34). Ponad to włókna RTSF zbyt krótkie również będą osłabiały skuteczność zbrojenia, w niektórych pracach stwierdzono że włókna RTSF poniżej 9 mm (28) znacząco

zmniejszają wytrzymałość betonu, w zależności od uziarnienia kruszywa. Konieczne jest zatem dalsze przetwarzanie RTSF, aby zminimalizować zawartość zanieczyszczeń do poziomu ok. 0,5 % masy (6,24). Dopiero po oczyszczeniu i posortowaniu RTSF może być stosowany w betonie jako zbrojenie rozproszone (6,17,35).

Posadzki betonowe są jednym z głównych kierunków zastosowania zbrojenia rozproszonego. W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań właściwości użytkowych betonów posadzkowych z dodatkiem oczyszczonych włókien z recyklingu opon RTSF oraz porównawczo z taką samą ilością włókien stalowych komercyjnych MSF.

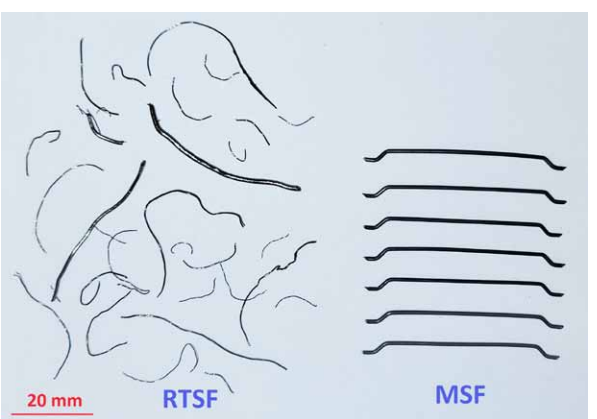
2. Materiały

2.1 Włókna stalowe

W badaniach wykorzystano dwa rodzaje włókien: włókna stalowe komercyjne (MSF-Manufactured Steel Fibres) oraz oczyszczone włókna stalowe z recyklingu opon (RTSF-Recycled Tyre Steel Fibres). Włókna MSF są typowymi włóknami stosowanymi jako zbrojenie rozproszone do betonu, zgodne z normą PN-EN 14889-1 (36). Włókna RTSF pochodzą z recyklingu opon i zostały poddane obróbce technologicznej, polegającej na dodatkowym oczyszczaniu i selekcji włókien. Charakterystykę włókien przedstawiono w Tabeli 3 i na Rysunku 1.

Tabela 3. Charakterystyka geometryczna włókien

Rodzaj włókna	**Długość [mm]**		Średnica [mm]		**Opis**
	przedział	**mediana**	**przedział**	**mediana**	
RTSF	7,4 – 81,6	40,2	0,17 – 1,34	0,23	włókna hybrydowe o różnych długościach i średnicach, oczyszczone (obecność gumy, tekstyliów < 0,2 %)
MSF	50,5		1,00		włókna stalowe haczykowate, jednorodne, przekrój okrągły



Rys 1. Włókna z recyklingu opon RTSF i włókna stalowe komercyjne MSF

2.2 Receptura betonu

Posadzki betonowe stanowią jeden z kierunków wykorzystywania zbrojenia rozproszonego, stąd do badań zaprojektowano recepturę betonu posadzkowego. Skład podano w Tabeli 4.

Tabela 4. Receptura betonu posadzkowego

Składnik betonu		Zawartość [kg/m^3]
Cement portlandzki CEM II /B-S 32,5R		300
Woda wodociągowa		159
Kruszywo	Piasek wiślany płukany 0/2 mm	695
	Żwir naturalny 2/16 mm	1271
Domieszka, plastyfikator		1% m.c.

Do betonu o składzie przedstawionym w Tabeli 4 dodawano włókna MSF i RTSF w ilości 30 i 40 kg/m^3. Ilość dodawanych włókien wynika z wcześniej przeprowadzonych badań (4–7), z których wynika że jest to minimalna ilość przy której włókna RTSF wpływają korzystnie na właściwości betonu. Betony z dodatkiem 30 kg/m^3 zostały oznaczone jako MSF-30 i RTSF-30 i odpowiednio betony z dodatkiem 40 kg/m^3 oznaczono MSF-40 i RTSF-40.

3. Metody badań

Metody badań do tej części pracy zostały wytypowane w celu przedstawienia praktycznego zastosowania oczyszczonych włókien z recyklingu opon RTSF, w porównaniu z włóknami komercyjnymi MSF.

Wykonano następujące badania mieszanek betonowych i betonów stwardniałych z włóknami:

- konsystencja mieszanki betonowej wg PN-EN 12350-3 (37)
- gęstość mieszanki betonowej wg PN-EN 12350-6 (38)
- wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach wg PN-EN 12390-3 (39)
- wytrzymałość na zginanie po 28 dniach wg PN-EN 12390-5 (40)
- wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu po 28 dniach PN-EN 12390-6 (41)
- moduł sprężystości betonu wg PN-EN 12390-3 (42)
- ścieralność betonu metodą tarczy Boehmego wg PN-EN 13892-3 (43)
- odporność na uderzenia wg PN-EN 13813 oraz PN-EN ISO 6272-1 (44,45).

4. Wyniki badań

4.1 Właściwości mieszanki betonowej

W Tabeli 5 przedstawiono wyniki badań mieszanki betonowej, na rysunku 28 wyniki badań wytrzymałościowych.

Tabela 5. Wyniki badań właściwości mieszanki betonowej z włóknami

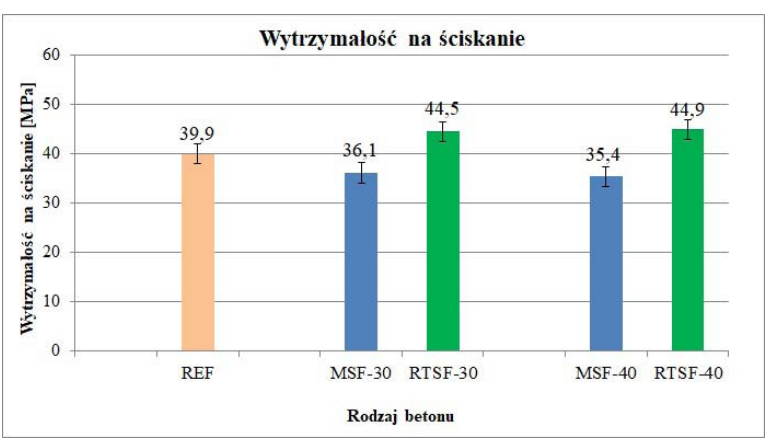
Oznaczenie mieszanki	Konsystencja mieszanki metodą opadu stożka	Gęstość mieszanki
	[mm]	[kg/dmł]
REF	120	2,27
MSF-30	60	2,30
RTSF-30	90	2,28
MSF-40	40	2,33
RTSF-40	70	2,29
niepewność pomiaru	± 10	± 0,05

Wyniki badań właściwości mieszanki betonowej wykazały, że konsystencja mieszanki spada wraz ze wzrostem włókien w betonie. Należy zaznaczyć, że zawartość domieszki chemicznej (plastyfikatora) była jednakowa we wszystkich rodzajach betonów. Nawet przy największej ilości włókien (40 kg/m^3) mieszanki z włóknami były urabialne a włókna jednorodnie rozmieszczone. Zjawisko powstawania skupisk włókien tzw. „jeży" nie zostało zaobserwowane. Nie stwierdzono istotnych korelacji z analizy wyników gęstości mieszanek betonowych. Mieszanki z dodatkiem włókien MSF wykazały nieco wyższą gęstość niż mieszanki z dodatkiem włókien RTSF.

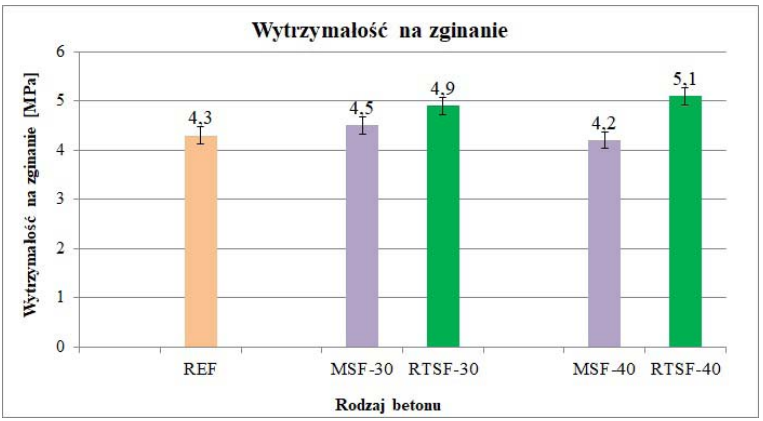
4.2 Wytrzymałość na ściskanie, zginanie, rozłupywanie

Na Rys. 2-4 przedstawiono wyniki badań kolejno: wytrzymałości na ściskanie, zginanie i rozłupywanie po 28 dniach. Badania wykonano na 3 próbkach o wymiarach:

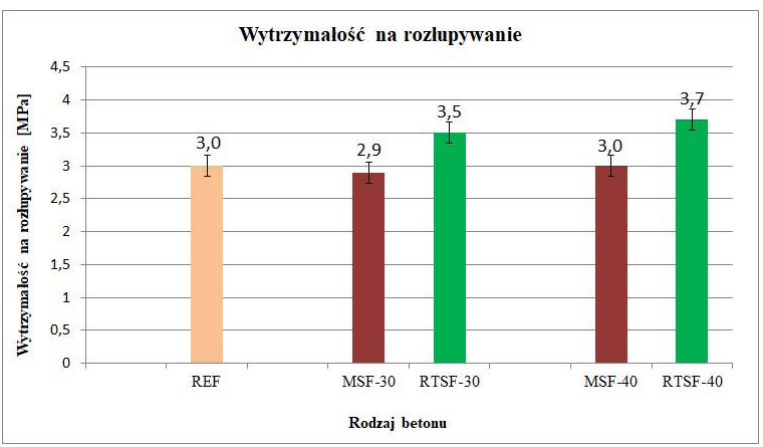
– wytrzymałość na ściskanie na próbkach sześciennych o boku 150 mm,
– wytrzymałość na rozciąganie zginanie na próbkach o wymiarach 100x100x500 mm,
– wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm.



Rys 2. Wytrzymałość na ściskanie



Rys 3. Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu



Rys 4. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu

Wyniki badań wytrzymałościowych wskazują, że betony z dodatkiem włókien RTSF w ilości 30 i 40 kg/m^3 wykazują wyższe właściwości jak betony z taką samą ilością włókien komercyjnych MSF.

Na tak dobre wyniki wytrzymałościowe betonów RTSF wpływa bardzo dobra przyczepność włókien z recyklingu opon, znacznie większa niż włókien MSF. Powierzchnia włókien RTSF po procesie recyklingu jest chropowata i bardziej rozwinięta niż powierzchnia włókien komercyjnych, tworzą się na niej produkty hydratacji cementu wpływając na wzrost wytrzymałości betonów (7). Również niejednorodny kształt włókien RTSF przyczynia się do poprawy właściwości wytrzymałościowych, który wpływa na dobre zakotwienie w matrycy cementowej oraz niska obecność zanieczyszczeń gumowych.

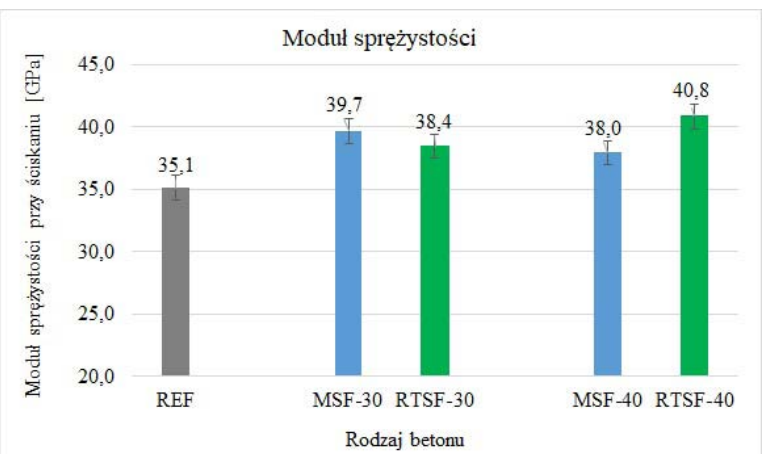
4.3 Moduł sprężystości

Badanie modułu sprężystości wykonano na 6 próbkach rdzeniowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm, z czego dla trzech próbek wykonano badanie wytrzymałości na

ściskanie (próbki towarzyszące), a na kolejnych trzech moduł sprężystości przy ściskaniu. W Tabeli 6 i na Rys. 5 przedstawiono wyniki badań modułu sprężystości.

Tabela 6. Wyniki badań modułu sprężystości

Oznaczenie betonu	Wytrzymałość na ściskanie próbek towarzyszących	Moduł sprężystości przy ściskaniu, metoda B
	[MPa]	**[GPa]**
REF	33,3	35,1
MSF-30	39,3	39,7
RTSF-30	38,9	38,4
MSF-40	41,8	38,0
RTSF-40	50,1	40,8
niepewność pomiaru	± 2,0	± 2,5



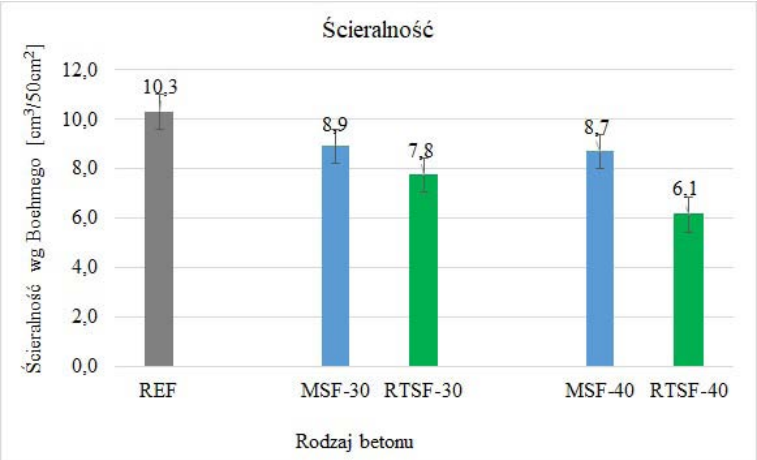
Rys 5. Moduł sprężystości przy ściskaniu po 28 dniach

Wyniki badań wskazują, że włókna stalowe wpływają na wzrost modułu sprężystości betonu w porównaniu do betonu referencyjnego bez włókien od 8 do 16%.

Dla betonów z dodatkiem 30 kg/m^3 włókien moduł sprężystości jest porównywalny dla betonów z włóknami RTSF i MSF. Natomiast dla dozowania 40 kg/m^3 betony z dodatkiem włókien RTSF wykazały o ok. 7,4 % większy moduł sprężystości w porównaniu z betonami z dodatkiem włókien MSF.

4.4 Ścieralność

Badanie ścieralności wykonano na trzech betonowych próbach sześciennych o wymiarach ok. 70x70x70 mm, które wycięto ze środka próbek betonowych o wymiarach 100x100x500 mm. Na Rys. 6 przedstawiono wyniki badania ścieralności.



Rys 6. Ścieralność betonu wg Boehmego

Wyniki badań wskazują, że włókna stalowe wpływają na obniżenie ścieralności betonu. Niska ścieralność oznacza, że mniej materiału zostało startego podczas badania co jest korzystne dla betonów, zwłaszcza posadzkowych, podatnych na czynniki ścierne taki jak pojazdy, wózki widłowe i inne. Betony z dodatkiem włókien z recyklingu opon RTSF wykazują niższą ścieralność niż betony z dodatkiem włókien komercyjnych MSF. Dla dozowania 40 kg/m^3 beton z RTSF wykazuje niższą o 30% ścieralność niż dla betonu z MSF. Na obniżenie ścieralności betonów z RTSF ma wpływ bardzo dobra przyczepność włókien RTSF do matrycy cementowej i skuteczne zbrojenie kruchego zaczynu cementowego.

4.5 Odporność na uderzenia

Badanie odporności na uderzenie jest często wykonywane dla betonów posadzkowych, z powodu ryzyka uszkodzeń i zarysowań posadzek betonowych przez upadające ciężkie przedmioty. Badanie zostało przeprowadzone na dwóch próbkach o wymiarach 30x30x5 cm na powierzchni zatartej (nie odbitej od formy). Badanie polega na upadku ciężarka o masie 1 kg i określonych wymiarach, na powierzchnię betonu, z coraz większej odległości i obserwacji powierzchni betonu za pomocą lupy. Badanie wykonuje się do momentu obserwacji zniszczenia próbki. Miejsce uderzenia można uważać za zniszczone, jeśli wystąpiło spękanie (pęknięcie, rysa) lub złuszczenie (odspojenie) warstwy wierzchniej. Natomiast widoczne zagłębienie nie stanowi zniszczenia.

Widoczne ślady po uderzeniu można scharakteryzować następująco:
– uderzenie 1kg z wysokości ≤ 400 mm: brak pęknięć lub odspojeń betonu po uderzeniu, widoczne zagłębienie (ślad po uderzeniu).
– uderzenie 1kg z wysokości > 400 mm: wystąpiły zniszczenia w postaci odspojenia i spękań betonu po uderzeniu.

W Tabeli 7 przedstawiono wyniki badania odporności na uderzenie betonów: referencyjnego bez włókien oraz z dodatkiem 30 i 40 kg/m^3 włókien REF i MSF. Klasyfikacje

wyników jako wskaźniki odporności na uderzenie IR wykonano w oparciu o normę PN-EN 13813 (44).

Tabela 7. Wyniki badań odporności na uderzenia

Oznaczenie betonu	Odporność na uderzenie	IR
REF	4,0 Nm	4,0
MSF-1-30	2,5 Nm	2,5
RTSF-30	4,0 Nm	4,0
MSF-1-40	3,0 Nm	3,0
RTSF-40	8,0 Nm	8,0

Wyniki badań wskazują, że włókna z recyklingu opon RTSF wpływają na wzrost odporności na uderzenia betonu bardziej niż włókna komercyjne MSF. Im wyższa wartość włókien RTSF tym wyższa odporność na uderzenie, dla dozowania 40 kg/m^3 włókna RTSF wykazały o 100% wyższą odporność na uderzenie niż beton referencyjny i ok. 160% wyższą niż beton z taką samą ilością włókien MSF.

5. Podsumowanie i wnioski

Badania wykazały, że oczyszczone włókna stalowe z recyklingu opon mogą pełnić rolę efektywnego zbrojenia rozproszonego do betonów posadzkowych oraz innych elementów betonowych. Przedstawione wyniki badań wskazują, że zarówno właściwości wytrzymałościowe jak i inne, są lepsze dla betonów z włóknami z recyklingu opon niż dla betonów referencyjnych, a w niektórych przypadkach nawet lepsze niż dla betonów z włóknami komercyjnymi.

Oczyszczone włókna z opon o odpowiedniej długości wzmacniają kruchą matrycę cementową, mostkują pęknięcia powodując ich rozprzestrzenianie się oraz ograniczają powstawanie nowych pęknięć. Niektóre właściwości betonów z odpowiednio wysoką zawartością włókien z recyklingu opon RTSF są porównywalne a nawet lepsze niż betonów z taką samą ilością włókien stalowych komercyjnych MSF.

Aby włókna z recyklingu opon mogły pełnić rolę zbrojenia do betonu muszą być spełnione następujące warunki:

– włókna muszą być oczyszczone, tj. poddane specjalnej obróbce technologicznej, po której poziom zanieczyszczeń gumowych i tekstylnych wyniesie do 0,2%,
– włókna muszą być pozbawione włókien znacznie odstających długościami i średnicami, mieszanina musi być jednorodna, (szczególnie należy usunąć włókna zbyt krótkie < 9 mm),
– ilość włókien z recyklingu opon musi być odpowiednio duża, ilość włókien należy ustalić w badaniach wstępnych,
– należy tak dozować włókna do mieszanki, aby zapewnić ich jednorodne rozmieszczenie, bez tworzenia miejscowych skupisk włókien.

Technologia oczyszczania i selekcji pierwotnie pozyskanych włókien z recyklingu opon przyczynia się do ich lepszej skuteczności wzmacniania betonu. Dobra skuteczność zbrojenia oczyszczonych włókien z opon spowodowana jest bardzo dobrą przyczepnością

do matrycy cementowej. Powierzchnia włókien RTSF jest chropowata, niejednorodna oraz pokryta produktami hydratacji cementu co dobrze zespala włókna z zaczynem cementowym.

Również właściwości geometryczne włókien RTSF wpływają na dobrą efektywność zbrojenia. Nieregularny, powyginany i pofalowany kształt włókien oraz mieszanina długości i średnic ograniczają powstawanie i rozprzestrzenianie pęknięć w różnych płaszczyznach matrycy cementowej, dzięki czemu efekt mostkowania pęknięć jest skuteczniejszy niż w przypadku jednorodnych włókien. Wysokie właściwości wytrzymałościowe drutów w oponie sprawiają, że nawet po procesie recyklingu opon włókna nie tracą swych właściwości mechanicznych.

Zastosowanie włókien z recyklingu opon musi być poprzedzone obszernymi badaniami wstępnymi, w celu dobrania odpowiedniej ich ilości.

Podsumowując, należy podkreślić trzy główne aspekty i korzyści wynikające ze stosowania oczyszczonych włókien stalowych z recyklingu opon samochodowych jako zbrojenie rozproszone do betonu:

1) aspekt wytrzymałościowy – oczyszczone włókna RTSF mogą pełnić rolę efektywnego zbrojenia rozproszonego do betonu i skutecznie wzmacniać kruchą matrycę cementową,
2) aspekt ekologiczny – zmniejszenie śladu węglowego poprzez zastąpienie wysokoemisyjnej produkcji stali włóknami z recyklingu, oszczędność zasobów naturalnych, zagospodarowanie odpadów,
3) aspekt ekonomiczny – koszt włókien z recyklingu opon jest niższy niż włókien stalowych komercyjnych.

Literatura

[1] Załęgowski K, Jackiewicz-Rek W, Garbacz A, Luc C. Ślad węglowy betonu. Mater Bud. 2013;12(496):34–6.
[2] Kundak M, Lazić L, Črnko J. CO2 emissions in the steel industry. Metalurgija. 2009;48(3):193–7.
[3] Masson-Delmotte, V., P. Zhai, H.-O. Pörtner, D. Roberts JS, P.R. Shukla, A. Pirani, W. Moufouma-Okia, C. Péan, R. Pidcock, S. Connors, J.B.R. Matthews, Y. Chen, X. Zhou, M.I. Gomis EL, T. Maycock, M. Tignor and TW (eds. . IPCC, Global Warming of 1.5°C. An IPCC Special Report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways, in the context of strengthening the global response to the threat of climate c. 2018;
[4] Michalik A, Kupisz P, Piekarczuk A. Ocena możliwości zastosowania odpadowych włókien z opon jako zbrojenie betonu w aspekcie wymagań normy PN-EN 14889-1. In: XI Konferencja Dni Betonu 2021 Monografie Technolgii Betonu. Kraków: Stowarzyszenie Producentów Cementu; 2021. p. 223–38.
[5] Michalik A, Chyliński F, Kupisz P, Zacharski Ł, Pichór W. Wpływ włóakien stalowych z recyklingu opon na cechy wytrzymałościowe betonu. Inżynieria i Bud. 2022;9–10:397–9.
[6] Michalik A, Chyliński F, Bobrowicz J, Pichór W. Effectiveness of Concrete Reinforcement with Recycled Tyre Steel Fibres. Materials. 2022;15(2444). Available from: https://doi.org/10.3390/ma15072444
[7] Michalik A, Chyliński F, Piekarczuk A, Pichór W. Evaluation of recycled tyre steel fibres adhesion to cement matrix. J Build Eng. 2023;68(August 2022):1–16.
[8] Pawelska-Mazur M, Kaszyńska M. Properties of concrete with fibres from redycled tyres. In: International Multidisciplinary Scientific GeoConference: Section Green Buildings Technologies and Materials. Bułgaria; 2018. p. 303–10.
[9] Pawelska-Mazur M, Kaszynska M. Mechanical performance and environmental assessment of sustainable concrete reinforced with recycled end-of-life tyre fibres. Materials (Basel). 2021;14(2):1–20.
[10] PN-EN ISO 14067:2018-10 Gazy cieplarniane -- Ślad węglowy wyrobów -- Wymagania i wytyczne dotyczące kwantyfikacji. 2018.
[11] Wykonanie analizy cyklu życia (LCA) w celu określenia śladu węglowego dla średnich cementów z grupy CEM I, CEM II i CEM III produkowanych w Polsce, zgodnie z PN-EN 15804: 2012 Raport wewnętrzny ITB, Nr pracy: 01929/12/Z00NF.

[12] Official Journal of the European Union. P9_TA(2020)0382 EU strategy on adaptation to climate change European Parliament resolution of 17 December 2020 on the EU strategy on adaptation to climate change (2020/2532(RSP)) (2021/C 445/19) 29.10.2021. 2021. Available from: Official Journal of the European Union
[13] Czarnecki L, Deja J. Zrównoważone budownictwo; w poszukiwaniu przemiany prometejskiej. Inżynieria i Bud. 2021;7(21):300–8. Available from: https://yadda.icm.edu.pl/baztech/element/bwmeta1.element.baztech-70d0a46b-2af1-4d25-a61e-dd40a4cb793b
[14] Czarnecki L. Zrównoważone wyroby budowlane - piękna idea, konieczność cywilizacyjna czy też imperatyw termodynamiczny. Mater Bud. 2022;1(66–69).
[15] European Commission. Communication from the Commission: The European Green Deal, 11.12.2019 COM(2019) 640 final .. Brussels; 2019. Available from: https://ec.europa.eu/info/sites/info/files/european-green-deal-communication_en.pdf
[16] European Commission. Communication from the Commission: "Fit for 55": delivering the EU's 2030 Climate Target on the way to climate neutrality, 14.7.2021 COM(2021) 550 final. Brussels; 2021. Available from: https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN-PL/TXT/?from=EN&uri=CELEX%3A52021DC0550
[17] Senesavath S, Salem A, Kashkash S. The effect of recycled tyre steel fibers on the properties of concrete. Pollack Period. 2021;2021:1–7.
[18] Chen M, Si H, Fan X, Xuan Y, Zhang M. Dynamic compressive behaviour of recycled tyre steel fibre reinforced concrete. Constr Build Mater. 2022;316(October 2021):125896. Available from: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125896
[19] Thomas BS, Gupta RC. A comprehensive review on the applications of waste tire rubber in cement concrete. Renew Sustain Energy Rev. 2016;54(February 2016):1323–33.
[20] Sathiskumar C, Karthikeyan S. Recycling of waste tires and its energy storage application of by-products –a review. Sustain Mater Technol. 2019;22:e00125. Available from: https://doi.org/10.1016/j.susmat.2019.e00125
[21] Bowles AJ, Fowler GD, O'Sullivan C, Parker K. Sustainable rubber recycling from waste tyres by waterjet: A novel mechanistic and practical analysis. Sustain Mater Technol. 2020 Sep;25:e00173.
[22] Strukar K, Kalman Šipoš T, Miličević I, Bušić R. Potential use of rubber as aggregate in structural reinforced concrete element – A review. Eng Struct. 2019;188(June):452–68. Available from: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.031
[23] Bušić R, Benšić M, Miličević I, Strukar K. Prediction models for the mechanical properties of self-compacting concrete with recycled rubber and silica fume. Materials (Basel). 2020;13(8).
[24] Hu H, Papastergiou P, Angelakopoulos H, Guadagnini M, Pilakoutas K. Mechanical properties of SFRC using blended manufactured and recycled tyre steel fibres. Constr Build Mater. 2018;163:376–89. Available from: https://ethos.bl.uk/OrderDetails.do?uin=uk.bl.ethos.749516
[25] Al-musawi H, Figueiredo FP, Guadagnini M, Pilakoutas K. Shrinkage properties of plain and recycled steel–fibre-reinforced rapid hardening mortars for repairs. Constr Build Mater. 2019;197:369–84. Available from: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.099
[26] Ramarad S, Khalid M, Ratnam CT, Chuah AL, Rashmi W. Waste tire rubber in polymer blends: A review on the evolution, properties and future. Vol. 72, Progress in Materials Science. Elsevier Ltd; 2015. p. 100–40.
[27] Mastali M, Dalvand A, Sattarifard AR, Illikainen M. Development of eco-efficient and cost-effective reinforced self-consolidation concretes with hybrid industrial/recycled steel fibers. Constr Build Mater. 2018;166:214–26. Available from: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.147
[28] Isa MN, Pilakoutas K, Guadagnini M, Angelakopoulos H. Mechanical performance of affordable and eco-efficient ultra-high performance concrete (UHPC) containing recycled tyre steel fibres. Constr Build Mater .. 2020;255:119272. Available from: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119272
[29] Frazão C, Díaz B, Barros J, Bogas JA, Toptan F. An experimental study on the corrosion susceptibility of Recycled Steel Fiber Reinforced Concrete. Cem Concr Compos .. 2019;96(October 2018):138–53. Available from: https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.11.011
[30] Leone M, Centonze G, Colonna D, Micelli F, Aiello MA. Fiber-reinforced concrete with low content of recycled steel fiber: Shear behaviour. Constr Build Mater .. 2018;161:141–55. Available from: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.101
[31] Zhang Y, Gao L. Influence of Tire-Recycled Steel Fibers on Strength and Flexural Behavior of Reinforced Concrete. Adv Mater Sci Eng. 2020;2020.
[32] Zhong H, Zhang M. Experimental study on engineering properties of concrete reinforced with hybrid recycled tyre steel and polypropylene fibres. J Clean Prod .. 2020;259:120914. Available from: https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.120914
[33] Akhtar T, Ali B, Ben Kahla N, Kurda R, Rizwan M, Mohsin Javed M, et al. Experimental investigation of eco-friendly high strength fiber-reinforced concrete developed with combined incorporation of

tyre-steel fiber and fly ash. Constr Build Mater .. 2022;314(PA):125626. Available from: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125626
[34] Aiello MA, Leuzzi F, Centonze G, Maffezzoli A. Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: Pull-out behaviour, compressive and flexural strength. Waste Manag. 2009;29(6):1960–70.
[35] Mastali M, Dalvand A, Sattarifard AR, Abdollahnejad Z, Illikainen M. Characterization and optimization of hardened properties of self-consolidating concrete incorporating recycled steel, industrial steel, polypropylene and hybrid fibers. Compos Part B Eng .. 2018;151(March):186–200. Available from: https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.06.021
[36] PN-EN 14889-1:2007 Włókna do betonu – Część 1:Włókna stalowe – Definicje, wymagania i zgodność. 2007.
[37] PN-EN 12350-2:2019-07 Badania mieszanki betonowej -- Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka. 2019.
[38] PN-EN 12350-6:2019-08 Badania mieszanki betonowej -- Część 6: Gęstość. 2019.
[39] PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu - Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań. 2019.
[40] PN-EN 12390-5:2019-08 Badania betonu - Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań. 2019.
[41] PN-EN 12390-6:2011 Badania betonu -- Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań. 2011.
[42] PN-EN 12390-13:2021-12 Badania betonu -- Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu. 2021.
[43] PN-EN 13892-3:2015-02 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe -- Część 3: Oznaczanie odporności na ścieranie według Bohmego. 2015.
[44] PN-EN 13813:2003 Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania -- Materiały -- Właściwości i wymagania. 2003;
[45] PN-EN ISO 6272-1:2011 Farby i lakiery -- Badania nagłego odkształcenia (odporność na uderzenie) -- Część 1: Badanie za pomocą spadającego ciężarka, wgłębnik o dużej powierzchni. 2011;

Jakub Szydłowski

Sposób wyznaczania głębokości frontu karbonatyzacji przy pomocy komputerowej analizy obrazu, wpływ dystorsji na uzyskiwane wyniki oraz porównanie metody z podejściem normowym

THE METHOD FOR DETERMINING THE DEPTH OF THE CARBONATION BY MEANS OF DIGITAL IMAGE ANALYSIS, IMPACT OF DISTORTION ON THE RESULTS AND COMPARISON OF THE METHOD WITH THE STANDARD APPROACH

Streszczenie

Badania nad postępem karbonatyzacji betonów i zapraw, ze względu na rosnące użycie dodatków do cementu oraz zwiększanie się zawartości CO_2 w atmosferze, są niezbędne dla projektowania trwałych konstrukcji. Podejście normowe zakłada używanie suwmiarki do wyznaczenia głębokości frontu karbonatyzacji. Na podstawie uzyskanych wyników można wnioskować o odporności materiału na korozję wywołaną karbonatyzacją. Wykonanie minimum 12 pomiarów dla każdej próbki jest nie tylko uciążliwe, szczególnie dla dużej populacji próbek, ale może być, ze względu na zaokrąglanie wartości pomiarowych do 0,5 mm (wymaganie normowe), przyczyną błędnego oszacowania wartości głębokości karbonatyzacji. Alternatywną do normowej metodą, może być komputerowa analiza obrazu, która zapewnia nie tylko wygodniejszy proces pomiarowy (pomiar odbywa się na stanowisku komputerowym a nie laboratoryjnym), ale również obejmuje swoją analizą cały obszar próbki (pomiar ciągły), co przekłada się na wyznaczenie rzeczywistej głębokości karbonatyzacji. Przy stosowaniu komputerowej analizy obrazu mogą pojawić się wątpliwości dotyczące stosowalności metody. Głównym problemem, poza jakością fotografii, może okazać się dystorsja obrazu, która może wpływać na wartości wyznaczane przy pomocy komputerowej analizy obrazu. Dystorsja związana jest m.in. ze sferycznością obrazu (ta wynika z właściwości aparatu fotograficznego), a ponadto z niewłaściwym ustawieniem próbki względem aparatu. W przedstawionym artykule omówiono sposób postępowania przy wyznaczaniu głębokości karbonatyzacji stosując komputerową analizę obrazu programem ImageJ. Uzyskane wyniki potwierdzają, iż komputerowa analiza obrazu jest skuteczną metodą wyznaczania głębokości karbonatyzacji, a uzyskane przy jej pomocy wartości są dokładniejsze niż w podejściu normowym. Istotna jest obserwacja,

mgr inż., Jakub Szydłowski – Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

iż dystorsja obrazu, wywołana pochyleniem obrazu nie wpływa na uzyskiwane wartości w stopniu większym niż dokładność pomiaru tradycyjnego.

Słowa kluczowe: beton, cement, cyfrowa analiza obrazu, karbonatyzacja, dodatki mineralne do betonu

Abstract

Nowadays, studies of the concrete carbonation process, due to the use of supplementary cementitious materials and increasing CO_2 content in the atmosphere, are necessary to maintain the safeness of the structures. The standard approach is to use a caliper to determine the depth of the carbonation front; from the results, the resistance of the binder to carbonation resistance can then be inferred. Performing a minimum of 12 measurements for each sample is not only cumbersome, especially for a large test group, but may, due to the rounding of the measurement values to 0.5 mm (following from standard), cause an incorrect estimation of the carbonation depth. An alternative to the standard method can be digital image analysis, which not only a more convenient measurement process (measurement is carried out on an office rather than in a laboratory), but also covers the whole sample area (continuous measurement), which improves the accuracy of determination of the effective depth of carbonation. However, when using digital image analysis, doubts may arise as to the applicability of the method. The main problem, apart from the quality of the photograph, may be image distortion, which may affect the values determined with the help of digital image analysis. Distortion is associated, among other things, with the sphericality of the image (this is due to the properties of the camera) and with incorrect positioning of the sample relative to the camera. The presented article describes the procedure for measuring the depth of carbonation by digital image analysis with ImageJ software. The results proves that digital image analysis is an effective method to determine the depth of carbonation, and the determined values are more accurate than using the standard approach. It is important that image distortion caused by image tilt does not affect the obtained values to a greater degree than the accuracy of traditional measurement.

Keywords: cement, concrete, digital image analysis, carbonation of concrete, supplementary cementitious materials

1. Wstęp

Zwiększająca się z roku na rok społeczna odpowiedzialność biznesu przyczynia się do powstawania rozwiązań zmniejszających obciążenie środowiska, czyniąc poszczególne dobra bardziej zrównoważonymi, m.in. pod względem emisyjności. Na szczególną uwagę zasługuje przemysł cementowy, odpowiadający za około 8% światowej emisji CO_2. Podejmowane przez przedsiębiorstwa cementowe działania zmniejszające wpływ na środowisko obejmują np.: stosowanie paliw alternatywnych oraz nieklinkierowych składników głównych, przewidzianych w normie EN 197-1 oraz EN 197-5. Szczególnym rodzajem tych składników są pucolany, w szczególności należą do nich coraz częściej badane kalcynowane minerały ilaste oraz odpady postkomunalne, które reagując z wodorotlenkiem wapnia, powstającym w procesie hydratacji krzemianów wapnia, tworzą dodatkowe ilości fazy C-S-H oraz uwodnione gliniany wapnia. Konsekwencją tego niewątpliwie proekologicznego działania jest zmniejszona odporność na karbonatyzację kompozytów wytworzonych z omawianych spoiw. Kolejnym czynnikiem, który wpływa na tempo erozji budowli, jest racjonalizacja konstrukcji. Zmniejszenie zapotrzebowania materiałowego w procesie projektowania obiektu niewątpliwie przyczynia się do oszczędności materiałowych oraz zmniejszenia emisji gazów cieplarnianych, poprzez redukcję zapotrzebowania na cement czy stal zbrojeniową. Niestety, zmniejszenie przekroju ścian, w szczególności tych nośnych, połączone z ograniczaniem udziału klinkieru w cemencie zmniejszają odporność na karbonatyzację, co sprawia, że problem korozji elementów konstrukcyjnych staje się niezwykle istotny. Warto zaznaczyć, że samo ograniczenie przekroju elementu nie powoduje jego przyspieszonej karbonatyzacji, a jedynie zmniejsza obszar bezpiecznej korozji.

Proces karbonatyzacji jest naturalnym zjawiskiem, zachodzącym w matrycy cementowej pod wpływem atmosferycznego CO_2. Wnikanie CO_2 do matrycy cementowej zachodzi na drodze dyfuzji. Gaz, po wniknięciu, ulega rozpuszczeniu w fazie ciekłej zaczynu, reagując następnie z jonami wapniowymi. Reakcja prowadzi do powstania $CaCO_3$ i trwa do wyczerpania się jonów Ca^{2+}. Istotne jest, że lokalne wyczerpanie się jonów wapniowych, pochodzących z wodorotlenku wapnia, prowadzi do zużywania jonów wapniowych wymytych z fazy C-S-H, a to przyczynia się do osłabienia konstrukcji. Konsekwencją może być wycofanie obiektu z użytkowania lub jego destrukcja. Rosnący z roku na rok udział CO_2 w atmosferze sprawia, że problem karbonatyzacji jest jeszcze bardziej istotny. Warto podkreślić, że obecne spoiwa niskoemisyjne, poprzez zmniejszenie zawartości klinkieru, a co za tym idzie również sumarycznej zawartości tlenku wapnia jak również zużywanie w reakcji pucolanowej wodorotlenku wapnia są szczególnie narażone na proces korozyjny poprzez zmniejszenie, w porównaniu do analogicznych kompozytów wykonanych z CEM I, pojemności buforowej CO_2 i powinny być badane z jeszcze większym zaangażowaniem.

Sposób wyznaczania odporności na karbonatyzację został ujęty w normie EN 12390-12:2020. Stopień karbonatyzacji mierzy się, po wcześniejszym pokryciu badanej powierzchni roztworem fenoloftaleiny bądź w przypadku odejścia od podejścia normowego, innym wskaźnikiem, suwmiarką z dokładnością do 0,5 mm. Głębokość karbonatyzacji mierzona jest w 12 punktach, po 3 na każdy bok przełamu. Stosuje się ponadto, odbiegające od normy, podejścia; np. poprzez mierzenie frontu karbonatyzacji tylko na dwóch poddanych penetracji CO_2 krawędziach, podczas gdy pozostałe są zabezpieczone przed wnikaniem gazu. Każdorazowo jednak pomiar jest nieciągły oraz obarczony błędem zaokrągleń; nie należy również zapominać o możliwości implikacji błędów np. w sytuacji złego doboru

punktów pomiarowych. Sposobem na zmniejszenie niedokładności wynikającej z analizy nieciągłego pomiaru suwmiarką jest zastosowanie pomiaru ciągłego, analizującego cały obszar próbki. Taki pomiar byłby nieczuły na nieregularny kształt, dobór miejsc pomiaru oraz posiadałby zwiększoną dokładność pomiarową poprzez zwiększenie czułości metody.

Opisywane w poprzednim akapicie podejście może zostać wykonane przy pomocy komputerowej analizy obrazu (KAO). Mimo, iż sposób nie jest opisywany w normie EN 12390-12:2020, z powodzeniem stosowany jest w innych obszarach badawczych, np. przy spisie biomasy czy szacowaniu masy bezkręgowców. Zdaniem autorów prac podejście KAO w przytoczonych badaniach pozwoliło na zwiększenie dokładności pomiarowej na analizowanym obszarze (dno morskie) oraz na ilościowe, a nie jak dotychczas półilościowe, określenie zawartości bentosu. Należy zatem podnieść, że jeżeli metoda sprawdziła się na rozległych obszarach dna morskiego, to określanie głębokości karbonatyzacji za pomocą KAO wydaje się atrakcyjną alternatywą do tradycyjnej metody.

Problemem napotkanym podczas analizy może być uzyskiwanie dystorsyjnych obrazów. Dystorsja jest to jedna z wad układu optycznego, objawiająca się zniekształceniami geometrycznymi obrazu. Jej występowanie jest szczególnie szkodliwe w geodezyjnych obiektywach fotograficznych i fotogrametrii. Dystorsja jest ograniczana poprzez stosowanie układów optycznych (układy ortoskopowe). Tak więc obraz obarczony dystorsją może nie nadawać się do analizy. Jednocześnie należy podkreślić, że dystorsji poddawany jest cały obszar, nie tylko karbonatyzacji, ale również obszaru próbki, więc obliczone wartości powinny w sposób prawidłowy wyznaczyć głębokość frontu karbonatyzacji. Prawidłowość metody oraz potrzeby jej uogólnienia były podejmowane przez innych badaczy, a działania te przyczyniły się do wprowadzenia metody KAO w spisie biomasy, jako równoległej z tradycyjnym pomiarem, dlatego możliwe jest, że w przyszłości zostanie dopuszczona do szacowania głębokości frontu karbonatyzacji.

W niniejszej pracy przedstawiono sposób wyznaczania głębokości karbonatyzacji za pomocą KAO przy wykorzystaniu oprogramowania ImageJ. Główny nacisk położono na badanie wpływu dystorsji obrazu spowodowanej zmianą kąta pochylenia próbki względem aparatu oraz na odstępstwach od centralnego położenia próbki na uzyskiwane wyniki analizy oznaczanego postępu karbonatyzacji. Badania modelowe, przeprowadzone na wyidealizowanych powierzchniach próbek oraz na próbkach rzeczywistych wykazały, że komputerowa analiza obrazu może być z powodzeniem wykorzystywana przy wyznaczaniu głębokości karbonatyzacji i jest przynajmniej tak samo skuteczna, jak tradycyjny pomiar suwmiarką.

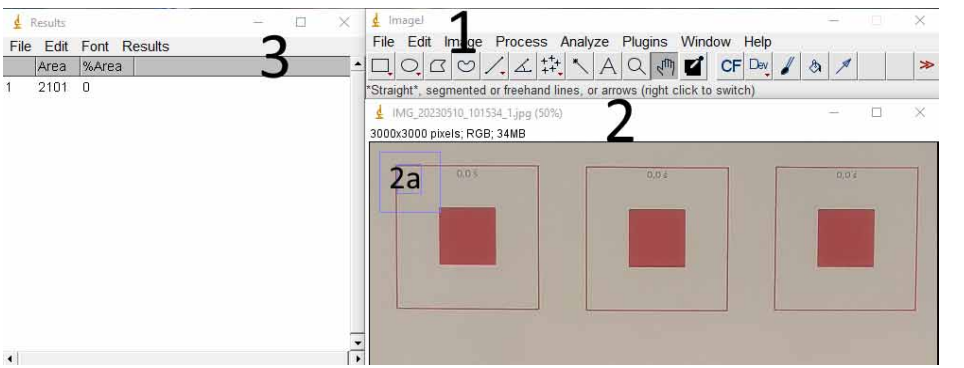
2. Materiały i metody

2.1 Obsługa program ImageJ

Do wyznaczania badanych powierzeni metodą KAO posłużono się programem ImageJ. Program ImageJ opracowany został na uniwersytecie w Wisconsin, należy do programu typu Freeware (oprogramowanie bezpłatne) i rozwijany jest w domenie publicznej. Oprogramowanie oparte jest na języku Java. Program umożliwia edycję, przetwarzanie oraz ulepszanie wielu typów pików graficznych, m.in JPEG, BMP, GIF, RAV, TIFF, etc. Główną wykorzystywaną w artykule funkcją jest analiza fotografii. Program ten umożliwia automatyczny pomiar zaznaczonej powierzchni, odcinka lub linii, przedstawiając wyniki powierzchni, m.in. w ilości pixeli^2, pixeli, stopni. Oprogramowanie ImageJ posiada również wiele innych możliwości, np. ustawianie jasności, wyostrzanie, kadrowanie

czy konwertowanie, jednak rozbudowane możliwości programu nie są przedmiotem tej publikacji, dlatego nie zostaną omówione.

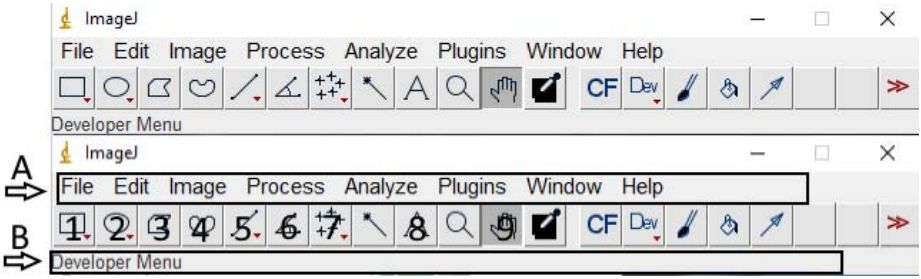
Podstawowy widok programu, został przedstawiony na zdjęciu 1. Składa się z 3 okien (oznaczanych jako 1-3). Okno nr 1 jest wyświetlane bezpośrednio po uruchomieniu programu, okno nr 2 dostępne jest po zaimplementowaniu zdjęcia, co jest możliwe na 3 sposoby: pierwszy polega na otworzeniu zdjęcia za pomocą skrótu „ctrl+o", drugi zakłada użycie ścieżki „file ŕ otwórz" i wybraniu odpowiedniego zdjęcia, z kolei trzeci opiera się na bezpośrednim upuszczeniu pliku ze zdjęciem na okno 1; okno 3 wyświetla wyniki prowadzonych analiz; jego otwarcie następuje automatycznie po zaznaczeniu analizowanego obszaru oraz pomiarze wartości, dokonywanym poprzez wybranie skrótu „m" lub, alternatywnie, po wybraniu ścieżki „analyze → measurment".



Zdjęcie 1.Widok programu ImageJ z poszczególnymi oknami.

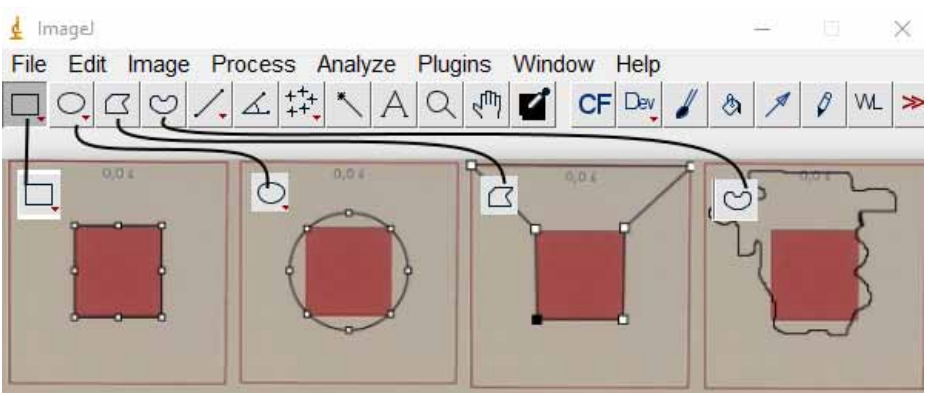
Ponieważ najistotniejszym elementem programu ImageJ jest menu, na zdjęciu 2 przedstawiono jego widok (jest on dostępny bezpośrednio po uruchomieniu programu) wraz z podpisem wybranych funkcjonalności, które zostaną omówione w kolejnych akapitach. Wiersz oznaczony jako „A" pozwala na wybranie podstawowych oraz bardziej zaawansowanych funkcji. Dla tych podstawowych, możliwych do wykonania w programie bez wprowadzania dodatkowych parametrów, twórcy programu przewidzieli skróty klawiszowe; dla bardziej zaawansowanych funkcji, po ich wybraniu, wyświetlają kolejne okna za pomocą których możliwa jest zmiana poszczególnych ustawień dla uzyskania interesujących analiz. Jedną z ciekawych i przydatnych funkcji jest możliwość stworzenia z kolorowej fotografii czarno-białej (monochromatycznej) przy pomocy ścieżki: „image ŕ adjust ŕ color threshold (lub użycie skrótu klawiszowego ctrl+shift+T), a następnie dobraniu w wyświetlanym oknie parametrów RGB tak, aby czarno-biały obraz był zgodny z rzeczywistym, kolejnym krokiem, wykonanym przy pomocy programu w takim przypadku jest obliczenie stosunku czarnych do białych pikseli bądź odwrotnie. Funkcja ta przy określaniu karbonatyzacji jest uciążliwa, ponieważ różowa powierzchnia obszaru, który nie uległ karbonatyzacji i szara powierzchnia obszaru korozyjnego często, przy tego typu konwersji, zniekształca oryginalne granice; może natomiast z powodzeniem znaleźć zastosowanie przy analizie porowatości.

W wierszu B znaleźć można podpowiedź na temat funkcji dostępnych do zaznaczenia na piktogramach przed wybraniem odpowiednich opcji oraz pozycję i numer koloru w miejscu umieszczenia kursora na fotografii w oknie nr 2.

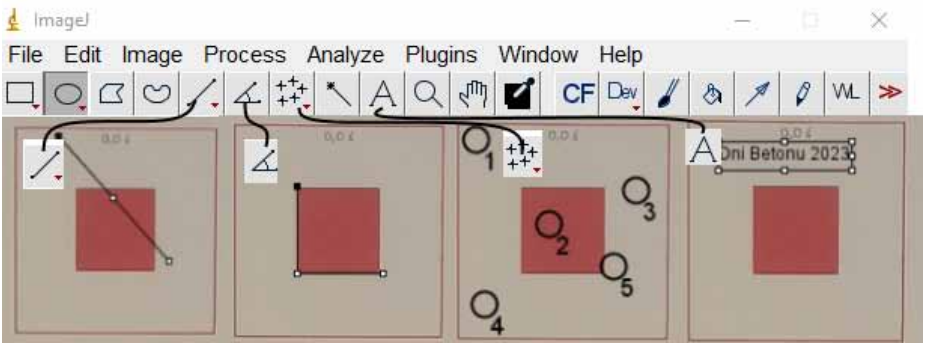


Zdjęcie 2. Widok menu programu ImageJ wraz z oznaczeniami funkcjonalności, omówionymi w tekście.

Z dostępnych piktogramów pomiędzy wierszami A i B zostaną omówione tylko wybrane, oznaczone jako 1-9. Ponadto na zdjęciu 3a i 3b zostały przedstawione efekty stosowania wybranych funkcji na analizowany obszar zdjęcia. Piktogram 1. pozwala na zaznaczenia prostokątne (w szczególności, po użyciu i przytrzymaniu w czasie zaznaczenia klawisza „Shift" kwadratowe), 2. na zaznaczenie eliptyczne (w szczególności, po użyciu i przytrzymaniu w czasie zaznaczenia klawisza „Shift" okrągłe), 3. odpowiada za zaznaczenie wielokątne, 4 za nieregularne (w tym przypadku zaznaczyć można dowolny kształt poprzez ręczne zaznaczenie obszaru operując myszą). Kolejna grupa piktogramów pozwala na odmienne od zaznaczenia powierzchni funkcje. Po wybraniu piktogramu 5. możemy zmierzyć odległość, 6. pozwala na zmierzenie interesującego operatora kątów. Z kolei piktogram 7. pozwala na oznaczenie interesujących punktów na zdjęciu w oknie nr 2; symbol 8. umożliwia opisanie zdjęcia. Niezwykle istotny jest piktogram 9. umożliwiający ustawianie i przesuwanie zdjęcia tak, aby przeprowadzić analizę interesującego obszaru w łatwiejszy sposób (okienko nawigacji fotografii umieszczone jest w lewym górnym rogu okna 2 i przyjmuje kolor niebieski, co ułatwia nawigację w dokumencie). Opcję 9. należy wybierać każdorazowo przy zmianie położenia fotografii oraz wtedy, gdy wcześniej zostały wybrane inne opcje (piktogramy).



Zdjęcie 3a. Przedstawienie możliwości i zastosowanie w analizie próbek poszczególnych opcji, ukrytych po wybraniu danego piktogramu.

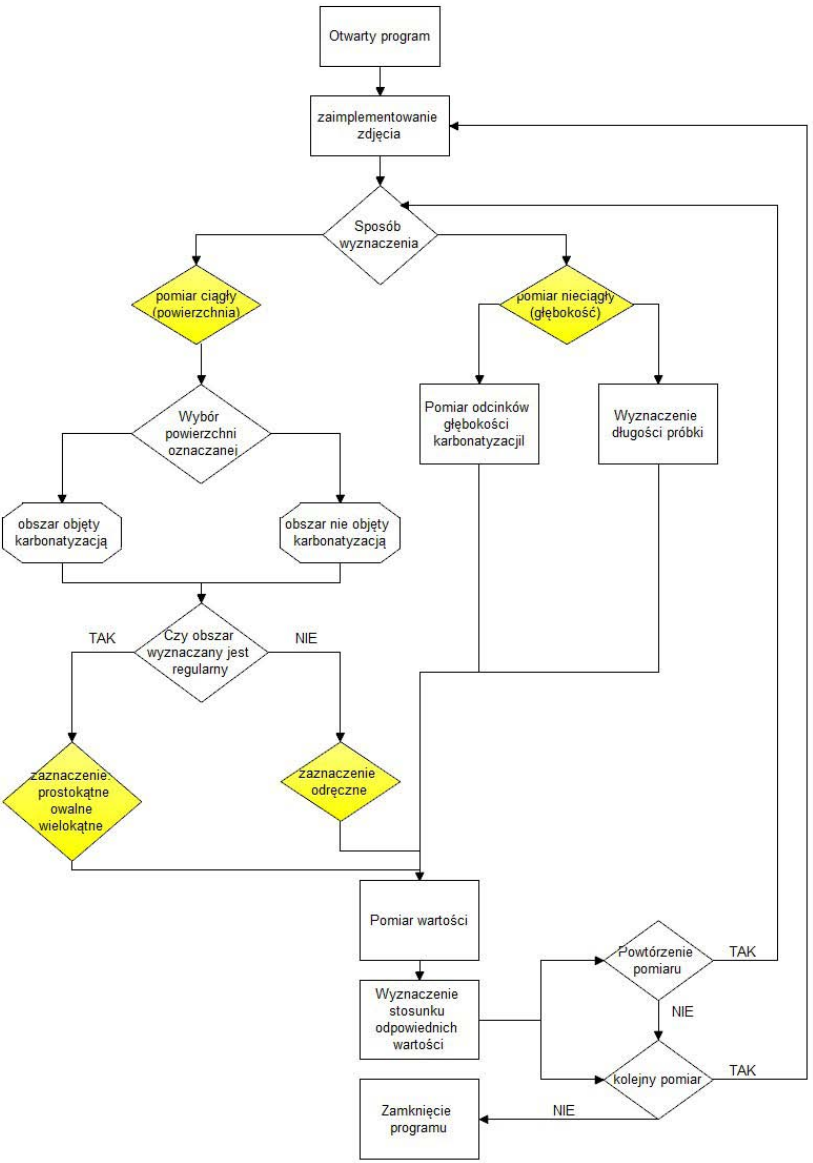


Zdjęcie 3b. Przedstawienie możliwości i zastosowanie w analizie próbek poszczególnych opcji, ukrytych po wybraniu danego piktogramu.

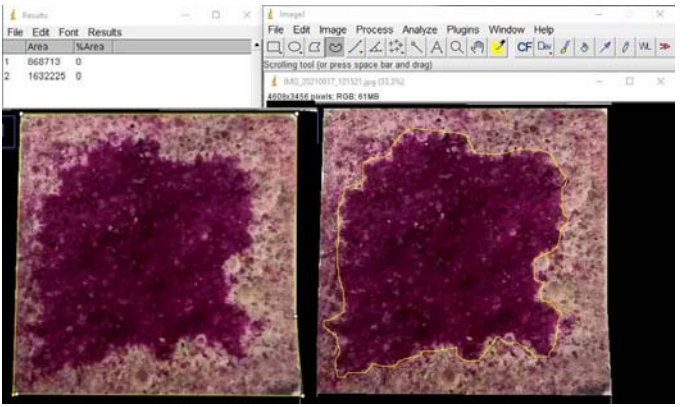
Dla ułatwienia pracy z programem należy dodać, że w miarę możliwości powinno wybierać się opcje najniżej numerowanie (1-4), ponieważ zaznaczenie w oknie 2 jest najłatwiejsze i najmniej narażone na niepoprawne zaznaczenie faktycznej powierzchni; natomiast w przypadku obrazów próbki poddanej karbonatyzacji tylko obszar próbki ma regularny kształt i możliwe jest jej zaznaczenie przy użyciu piktogramu 3 (ze względu na występujące dystorsje nie jest możliwe zaznaczenie jej przy pomocy opcji 1). Powierzchnię, która nie uległa karbonatyzacji, można zaznaczyć używając ręcznego zaznaczenia obszaru nieregularnego (piktogram 4) lub wielokątnego (piktogram 3), poprzez stosowanie, w przypadku większej regularności, wielu punktów (w tym przypadku założenie zastępowania nieregularnych odcinków niewielkimi fragmentami prostej nie wpływa na mierzone wartości w stopniu znacznym).

2.2 Wyznaczanie głębokości karbonatyzacji

Procedura postępowania w przypadku wyznaczenia obszaru powierzchni nieobjętej karbonatyzacją bądź głębokości frontu karbonatyzacji została omówiona na schemacie 1., a na zdjęciu 4 zostało pokazane przykładowe zaznaczenie rzeczywistej próbki, wraz z dokonanymi niezbędnymi do wyznaczenia frontu karbonatyzacji pomiarami.



Schemat 1. Ogólna instrukcja postępowania przy wyznaczaniu powierzchni próbki niepoddanej karbonatyzacji.



Zdjęcie 4. Przykładowe zaznaczenie obszaru próbki i obszaru nieobjętego karbonatyzacją (linia ciągła) wraz z pomiarem interesujących powierzchni.

Procedura wyznaczenia frontu głębokości karbonatyzacji zakłada w pierwszej fazie otwarcie programu i zaimplementowanie zdjęcia. Następnie dokonywany jest wybór pomiaru (ciągły lub nieciągły). Rekomendowane jest stosowanie pomiaru ciągłego, tj. wyznaczania powierzchni próbki oraz obszaru, który nie uległ karbonatyzacji. Jak wspomniano powyżej wybór pomiaru nieciągłego nie jest uzasadniony, ponieważ jego zasada opiera się na pomiarze suwmiarką i również narażony jest na błędy, wynikające przynajmniej z doboru punktów pomiarowych. Warto wspomnieć, że uzyskany wynik nie jest wartością bezwzględną i należy dodatkowo porównać stosunek wyznaczonej długości do długości próbki, co może implikować kolejne błędy. Zastosowanie metody ciągłej, polega na wyznaczeniu dwóch powierzchni: całej próbki oraz obszaru nie objętego korozją. Zaznaczenie odbywa się zgodnie z wcześniej omawianym opisem, tj. polega na wyborze piktogramu 3 lub 4, zaznaczeniu interesującego obszaru, a następnie zmierzeniu powierzchni, np. skrótem klawiszowym „m".

Ostatnim krokiem jest wyznaczenie głębokości frontu karbonatyzacji G lub G_N odpowiednio przy pomocy wzoru 1 lub 2 dla korozji postępującej równocześnie z 4 (podejście normowe) lub 2 stron próbki.

$$G = \frac{d - d \cdot \sqrt{\frac{A_Z}{A}}}{2} \tag{1}$$

gdzie: G – głębokość karbonatyzacji, mm
d – wymiar próbki [bok kwadratu], mm
A_z – powierzchnia obszaru, który nie uległ karbonatyzacji, %
A – powierzchnia próbki, %

$$G_N = \frac{\frac{A_Z}{A} d}{2} \tag{2}$$

gdzie:
d – wymiar podstawy prostokąta [mm]

Jeżeli uzyskana wartość budzi wątpliwość pomiar należy powtórzyć, a jeżeli uzyskany rezultat zostanie uznany za poprawny można przejść do interpretacji kolejnych fotografii lub zakończyć pracę z programem.

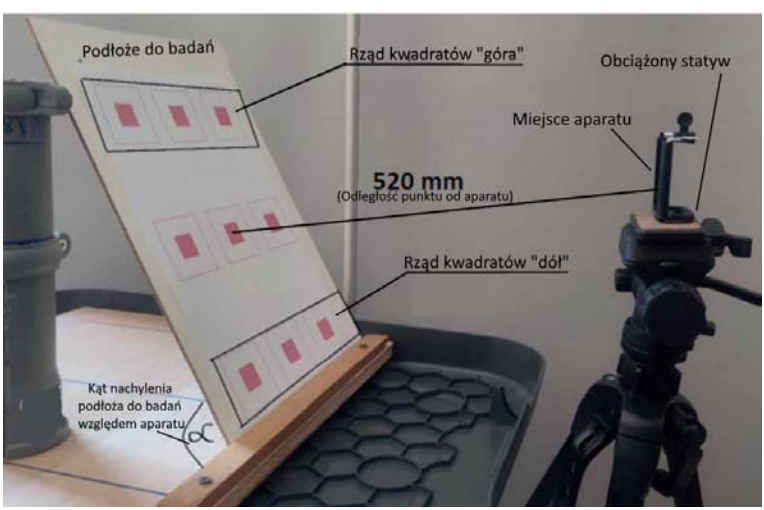
2.3 Wykonanie fotografii

Istotnym aspektem badań jest zakres stosowalności metody KAO, która została przedstawiona szerzej w dalszej części artykułu. KAO, przy zachowaniu centryczności próbki i niewielkiego kąta pochylenia aparatu w stosunku do próbki, nie posiada ograniczeń, o ile fotografia wykonana jest w jakości, która pozwala na przeprowadzenie analizy. W praktyce wykonanie analizy zdjęcia jest możliwe, jeżeli można wyświetlić je wyraźnie na ekranie służącym do wyznaczenia szukanych powierzchni (w przypadku wartości uzyskiwanych przez fotografie do wykonania badań w tym artykule parametry wynosiły: rozmiar – od 3 do 5 MB, rozdzielczość 3000 × 3000 pikseli).

Do wykonania zdjęć posłużył aparat zespolony ze smartfonem Xiaomi RedmiNote 10 Pro, o rozdzielczości aparatu głównego, ultraszerokiego, telemakrowego oraz czujności głębi odpowiednio: 108, 8, 2,2 i 2,4 Mpx. Aparat umieszczony był każdorazowo na wypoziomowanym i obciążonym statywie, a uzyskiwane obrazy nie były retuszowane. Wzbudzenie migawki aparatu następowało zdalnie, co gwarantowało stateczność urządzenia.

2.4 Stanowisko badawcze

Wszystkie pomiary zostały zrealizowane na specjalnie przygotowanym stanowisku badawczym. Powierzchnia, na której umieszczano 9 próbek jednocześnie posiadała jednolite tło i była każdorazowo oświetlona bezcieniowo. Stanowisko posiadało możliwość regulacji położenia fotografowanej powierzchni tak, aby uzyskiwać pożądane pochylenia względem aparatu (od 0 do 90°). Regulacja nachylenia odbywała się manualnie, a kąty wyznaczane były z zależności trygonometrycznych. Zgodność z założonym pochyleniem sprawdzano każdorazowo mierząc niezbędne odległości z dokładnością do 10 mm. Do badań w części 1. stosowano pochylenia od 0 do 60° z krokiem co 15°. Odległość aparatu od środkowej części powierzchni do zdjęć wynosiła 520 mm ±10 mm, jak pokazano na zdjęciu 5.



Zdjęcie 5. Stanowisko badawcze wraz z definicją najważniejszych parametrów i stosowanych oznaczeń.

2.5 Zakres badań

Niezależnymi od siebie kierunkami badań prowadzonych w artykule są:

- wyznaczenie **błędu dystorsyjnego,** występujący przy zastosowaniu KAO dla próbek idealizowanych, pochylonych względem aparatu oraz w zmiennej centryczności obszaru wyznaczenia.
- oznaczenia korelacyjne wyników oraz przedstawienie **różnic**, na przykładzie próbek rzeczywistych, między pomiarami uzyskanymi przy pomocy KAO oraz tradycyjne (T - przy pomocy pomiaru suwmiarką).

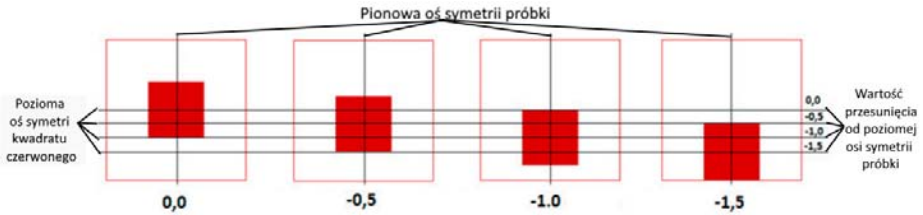
Przeprowadzone rozważania opierają się koncepcyjnie na wcześniej opublikowanym artykule przez autora, dotyczącym zastosowania KAO w badaniach karbonatyzacji (Szydłowski, 2023), natomiast prezentują odmienne i nieujęte wcześniej analizy i przykłady.

2.6 Przygotowanie próbek

W pierwszym etapie, w celu modelowania próbek poddanych karbonatyzacji, użyto wyidealizowanych obrazów, tworzonych komputerowo. Zapewniało to niezmienność badanych wymiarów. Do badań stosowano biały kwadrat o boku 50,00 mm (oznaczany dla tej części badań jako „próbka" lub „biały"), na którym centrycznie (wzdłuż osi symetrii) naniesiono kwadrat w kolorze czerwonym (oznaczony dla tej części badań jako czerwony), o boku 20,00 mm. Stosunek powierzchni kwadratu czerwonego do całej powierzchni (próbki/białego) był stały i wynosił 16,00% ±0,02% (niepewność została wyznaczona w oparciu o pomiary przygotowanych i zadrukowanych arkuszy, mierząc odpowiednie wymiary rzeczywiste wydrukowanych obiektów suwmiarką). Wyznaczenie zależności nachylenia i położenia kwadratu czerwonego względem białego od wyznaczanej za pomocą KAO powierzchni wykonano stosując 5 kątów nachylenia oraz zmieniając położenie kwadratu czerwonego względem poziomej osi symetrii kwadratu białego przesuwając go o 5,00, 10,00 i 15,00 mm wzdłuż pionowej osi symetrii próbki (stosowane oznaczenia dla przesunięć odpowiednio „0,5;1,0;1,5") w górę i w dół, co oznaczono symbolami: „+" dla przesunięcia w górę każdego kwadratu białego oraz „-" ku dole każdego kwadratu białego.

W celu podniesienia poziomu istotności uzyskanych wyników i zakresu ich stosowalności, dla każdego położenia i nachylenia analizowano po trzy rzędy kwadratów w różnych obszarach powierzchni przeznaczonej do umieszczania zdjęć, co zaznaczono jako „dół/środek/góra" (oznaczono jako t/m/d). Położenie poszczególnych próbek przedstawia zdjęcie 5., a wszystkie właściwości analizowanych obrazów były zatem analizowane w jednocześnie w 3 płaszczyznach: pochylenia (5 kątów nachylenia), centryczności (7 poziomów centryczności) oraz położenia (3 poziomy położenia), co przełożyło się na obserwację 105 obrazów narażonych na dystorsję. Dodatkowo zastosowano, dla każdego obszaru (t/m/d), po trzy próbki, co podnosiło wartość statystyczną, a ponadto eliminowało dystorsję poziomą prowadzonych analiz. Każdy przedstawiony wynik jest zatem średnią trzech powierzchni próbki w jednym poziomie

Dla przykładu, oznaczenie 15/-1,5/góra oznacza, że analizie podlegały próbki umieszczone wykonane pod kątem 15° względem aparatu, pozioma oś symetrii kwadratu czerwonego znajdowała w przesunięciu 15 mm w dół od poziomej osi symetrii kwadratu białego, a rząd 3 próbek z których wyciągnięto średni stosunek powierzchni kwadratu czerwonego do białego znajdował się w górnej części podłoża do badań. Zasadę oznaczania próbek przedstawiono na zdjęciu. 6.



Zdjęcie 6. Zasada oznaczeń próbek do badań. Opis próbki „-1,0" wskazuje na przesunięcie wzdłuż pionowej osi symetrii kwadratu białego Symbole liczbowe odpowiadają przesunięciu poziomej osi symetrii kwadratu czerwonego względem poziomej osi symetrii kwadratu białego, zwaną dalej centrycznością.

Badania w części 2 przeprowadzane były bezpośrednio na próbkach rzeczywistych zapraw poddanych przyspieszonej karbonatyzacji w komorze karbonatyzacyjnej po różnych okresach dojrzewania. Wybrane 3 serie zapraw zostały oznaczone jako 1, 2 i 3; w każdej serii umieszczone zostały wyniki 4 próbek o tym samym składzie składników stałych, różniących się między sobą stosunkiem w/c. Zaprawy składały się ze specjalnie przygotowanego cementu (CEM I lub CEM I + odpadowe szkło mielone), piasku normowego i wody w stosunkach 1:3:(0,45;0,5;0,55;0,60). Próbki, po różnych okresach hydratacji i sezonowaniu w komorze karbonatyzacyjnej, zostały przełamane i pokryte 1% roztworem fenoloftaleiny. Dla przedstawionych w pracy badań nie jest istotny bardziej szczegółowy skład zaprawy, czas dojrzewania w wodzie oraz karbonatyzacji, ponieważ celem tego zestawienia jest porównanie wyników uzyskanych dla tych samych serii próbek stosując dwie analizowane w pracy metody (KAO i tradycyjną). Dla tej części badań pomiary wykonane były z zachowaniem centryczności umieszczenia próbki względem umieszczonego na statywie aparatu (próbka pochylona pod kątem 0º).

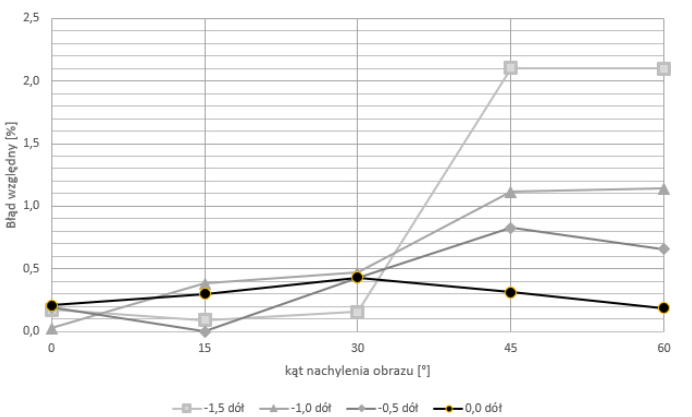
3. Wyniki i dyskusja

Na wykresach 1 a-c przedstawiono uzyskane wartości błędu względnego przy oznaczaniu powierzchni czerwonej w stosunku do próbki metodą KAO w warunkach dystorsyjnych. Z analizy wykresów nasuwa się wniosek, że centryczne umieszczenie analizowanego obszaru (czerwonego) w próbce niezależnie od kąta nachylenia próbek względem aparatu, nie wpływa na zmianę wartości uzyskiwanej powierzchni, a błąd względny dla wszystkich pomiarów nie przekracza 0,6%. Należy zatem stwierdzić, że wyznaczenie wielkości powierzchni, która uległa karbonatyzacji, (karbonatyzacja co do zasady zachodzi symetrycznie wewnątrz próbki badanej), może być przeprowadzane nawet przy dużych (nienaturalnych) nachyleniach aparatu względem obrazu. Oczywistym jest natomiast, że fotografia, aby wartości uzyskiwane przy jej pomocy nie były kwestionowane, powinna zostać wykonana starannie, najlepiej prostopadle do powierzchni. Podejście takie przyczyni się również do zwiększenia szybkości analizy i z pewnością do jej ułatwienia.

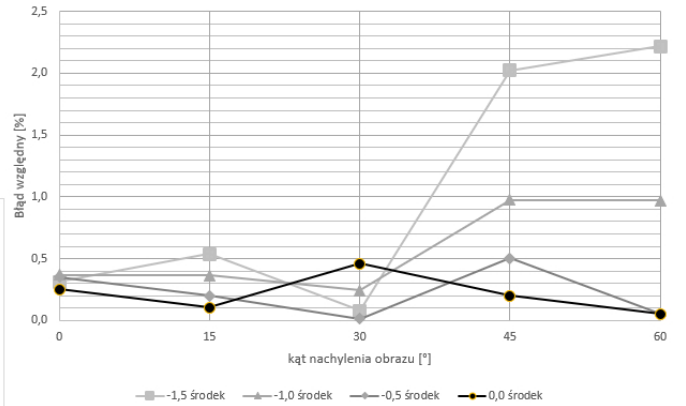
Przesunięcia analizowanego obszaru wzdłuż pionowej osi symetrii próbki są powodem uzyskiwania odmiennych od rzeczywistej powierzchni. Przyczyną tego jest dystorsja obrazu niesymetrycznego (utracona została symetria pozioma), przez co proporcje kwadratów czerwonego i białego ulegają zmianie (w rzeczywistości stosunki te nie zmieniły się, natomiast za obserwowane zmiany proporcji podczas KAO odpowiada zjawisko dystorsji). Jest to jednak zmiana mieszcząca się, nawet dla najbardziej zakłóconych wa-

runkach pomiarowych (60° nachylenia, położenie góra lub dół, centryczność -1,5), poza nielicznymi wyjątkami mogącymi stanowić błąd pomiarowy, poniżej 1,6%, co należy uznać za satysfakcjonującą wartość odchyłki. Należy podkreślić, że nachylenie próbki do 30° włącznie w żadnym przypadku nie wpływało na pogorszenie uzyskiwanych wartości powierzchni, a błąd względny wyznaczonej powierzchni nie przekraczał 0,6%.

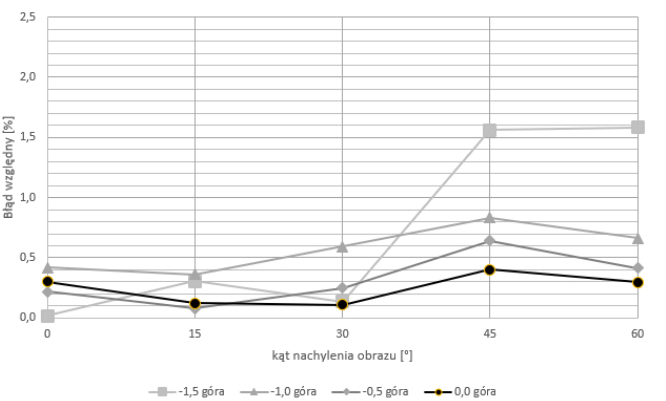
Dyferencje analizowanych powierzchni uwidaczniają się dopiero po przekroczeniu 30° nachylenia i acentryczności analizowanej powierzchni. Generalnie, im centryczność obrazu bardziej oddalona od pionowej osi symetrii tym wyznaczony błąd większy. Należy zauważyć, że błąd wyznaczonej powierzchni nie jest większy niż błąd pomiaru tradycyjnego. Błąd, jaki popełniony mógłby zostać podczas analizy tradycyjnej determinuje dokładność suwmiarki (0,50 mm). Jeżeli zastosowana zostanie zatem maksymalna wartość błędu w przypadku czerwonego kwadratu, co oznacza, że jego wartość zostanie zwiększona lub zmniejszona o 0,5 mm (przy założeniu powierzchni próbki 50 mm ±0 mm), wartości powierzchni zamiast docelowych 16% zmieni się odpowiednio na 15,21% lub 16,81%. Podczas KAO w żadnym przypadku nie odnotowano takiego oznaczenia. Oznacza to, że stosując tę metodę, niezależnie od warunków pomiarowych, wartości narażenia na błąd są mniejsze niż przy stosowaniu pomiaru tradycyjnego.



Wykres 1a. Wartości błędu względnego oznaczonej czerwonej powierzchni w stosunku do próbki przy przesunięciu w kierunku „-" dla próbek z dolnego rzędu.



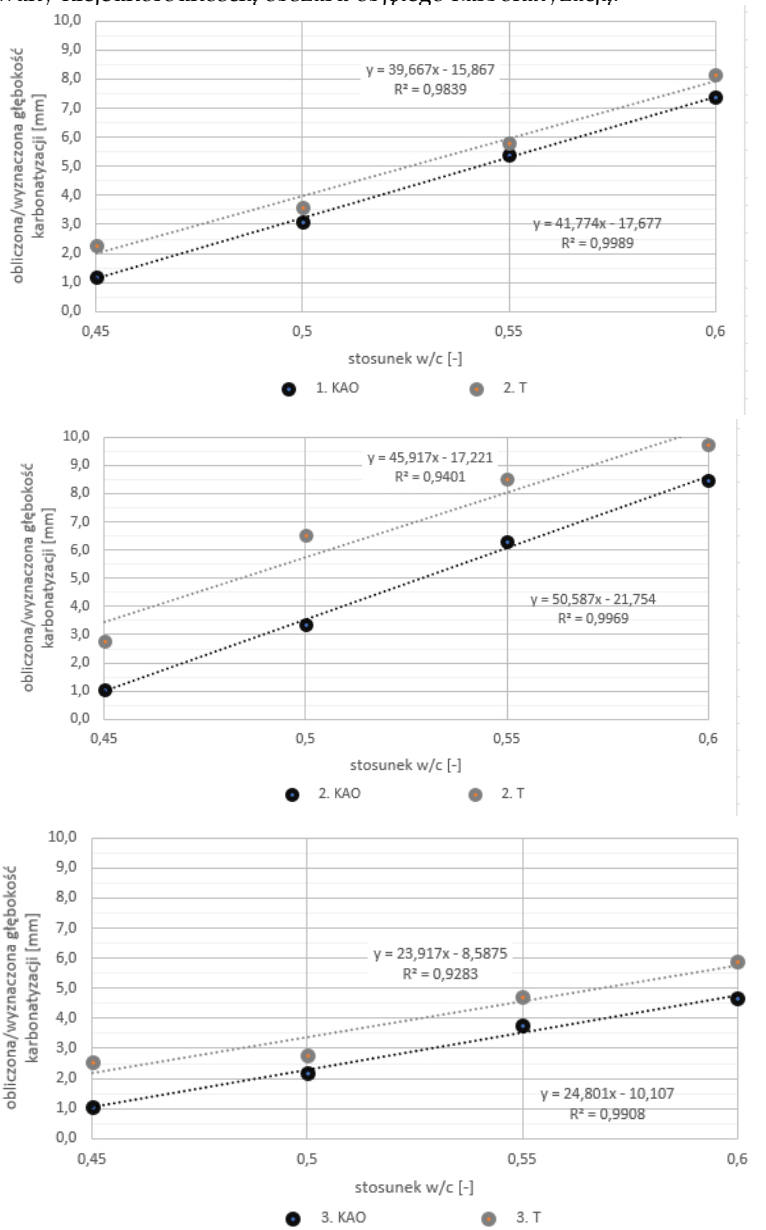
Wykres 1b. Wartości błędu względnego oznaczonej czerwonej powierzchni w stosunku do próbki przy przesunięciu w kierunku „-" dla próbek ze środkowego rzędu.



Wykres 1c. Wartości błędu względnego oznaczonej czerwonej powierzchni w stosunku do próbki przy przesunięciu w kierunku „-" dla próbek z górnego rzędu.

Na wykresie 2 a-c przedstawiono porównanie wyznaczonych przy pomocy suwmiarki oraz obliczonych na podstawie KAO głębokości karbonatyzacji, dla 12 zapraw (oznaczonych jako serie 1, 2 i 3), z kolei w tabeli 1. zostały zebrane wartości współczynnika korelacji r^2 (dla każdej z serii KAO i T). Im wyższe są wartości współczynnika r^2 tym dopasowanie prostej regresji, przybliżającej zależność głębokość karbonatyzacji – stosunek w/c (dla poszczególnych serii zapraw), dokładniejsze. Postęp karbonatyzacji, dla przedstawionych serii próbek, powinien silnie zależeć od stosunku w/c, dlatego krzywe powinny być opisywane funkcjami liniowymi, a współczynnik korelacji dążyć do 1. Postawiona teza liniowej zależności będzie słuszna w wąskim, stosowanym w badaniach, zakresach stosunków w/c. Wiadomo, że postęp karbonatyzacji uzależniony jest od mikrostruktury, która silnie zależy od stosunku w/c, a ten z kolei, w wąskich zakresach, odpowiada liniowo za właściwości spoiw. Ogólne uzyskiwane, poprzez zastosowanie metody KAO, wyniki posiadają wyższe wartości współczynnika r^2. Wyższa korelacja oznacza w omawianych przypadkach lepsze przybliżanie (dopasowanie) wartości do funkcji liniowej. Wartości uzyskane z analizy KAO na ogół, dzięki analizie ciągłej, posiadają wyższe, od analizy T,

dopasowania regresji do prostej (przy jednocześnie szybszym procesie pomiarowym). Podważenie otrzymanych wyników przy zastosowaniu KAO jest trudniejsze niż dla pomiarów tradycyjnych, ponieważ analizując cały obszar, który nie uległ karbonatyzacji, pomiar usuwa niepewność związaną z doborem punktów pomiarowych, a także błąd warunkowany niejednorodnością obszaru objętego karbonatyzacją.



Wykres 2a-c. Zależność głębokości karbonatyzacji od stosunku w/c dla trzech serii zapraw wyznaczona za pomocą komputerowej analizy obrazu [KAO] oraz pomiaru suwmiarką [T].

Tabela 1. Zestawienie wartości współczynnika r^2 dla 3 serii próbek analizowanych w tradycyjny sposób oraz przy pomocy KAO

	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Średnia
KAO	0,999	0,997	0,991	**0,996**
tradycyjna	0,984	0,940	0,928	**0,951**

4. Podsumowanie

Zwiększenie świadomości zagrożeń wynikających z występującego w atmosferze CO_2 zmusza producentów spoiw do wykonywania badań karbonatyzacji, zwłaszcza w przypadku elementów konstrukcyjnych narażonych na korozję. Metody normowe, chociaż sprawdzone na przestrzeni lat, powinny nadążać za globalnie postępującą automatyzacją pomiarową, a co za tym idzie wykorzystaniem metod instrumentalnych w procesie pomiarowym. Użycie odpowiedniego sprzętu pozwala na skrócenie czasu wykonania zadania oraz ułatwienie realizacji powierzonych pracownikowi zadań. To z kolei, poprzez ograniczenie potrzeby przebywania w warunkach laboratoryjnych (często niebezpiecznych), przekłada się na zwiększoną wydajność i komfort pracy.

Wykorzystanie oprogramowania ImageJ lub innego, posiadającego porównywalną funkcjonalność, wydaje się atrakcyjne ze względu na szybszy niż tradycyjny proces pomiarowy - analiza determinowana jest nie przez szybkość samego pomiaru i czas niezbędny na notowanie wyników oraz obliczanie z nich średniej, jak to ma miejsce podczas pomiaru suwmiarką, a przez sprawne posługiwanie się programem. Prawdopodobnie każdy użytkownik, po zapoznaniu się z podstawowymi funkcjami programu szybciej wykona pomiar metodą KAO niż sposobem tradycyjnym, a uzyskana wartość będzie, przy zastosowaniu KAO, bardziej zbliżona do rzeczywistej. Ponadto możliwości KAO przekraczają, opisywane w artykule, wyznaczanie analizowanej powierzchni. Przy pomocy KAO można, po prostych przekształceniach, wyznaczyć bezpośrednio lub pośrednio głębokość frontu karbonatyzacji, nie tylko dla próbek kwadratowych, ale również o kształtach odmiennych.

Na podstawie przeprowadzonych badań należy wnioskować, że komputerowa analiza obrazu (KAO), może z powodzeniem zostać wykorzystana przy analizie głębokości karbonatyzacji. Metoda KAO pomaga wyeliminować nieprawidłowości związane z analizą tradycyjną wykonywaną za pomocą suwmiarki, poprzez wskazanie próbek dla których analiza mogła zostać obarczona błędami pomiarowymi, albo proces karbonatyzacji został zaburzony niepożądanymi czynnikami zewnętrznymi.

Należy stwierdzić, że wybór KAO, jako metody pomiaru głębokości frontu karbonatyzacji, pozwala na dokładniejszą, prostszą i szybszą analizę niż zastosowanie metody tradycyjnej, zwłaszcza dla analizy znacznej ilości próbek. Zaletą KAO jest zapewnienie pomiaru ciągłego, co zapewnia przewagę nad pomiarem punktowym (nieciągłym) w analizie tradycyjnej. KAO zapewnia ocenę całej badanej powierzchni, a nie pojedynczych punktów, sprawiając, że pomiar jest odporny na niejednorodność frontu karbonatyzacji.

Zniekształcenie obrazu (dystorsja), objawiająca się podczas wykonywania fotografii, przy wykorzystaniu metody KAO, wpływa na uzyskiwane wartości powierzchni, jednak, jest to wpływ statystycznie pomijalny. KAO nawet w przypadku zastosowania warunków najbardziej narażonych na dystorsję, to jest 60° pochylenia, ±1,5 cm przesunięcia, położenie w górnej lub dolnej części podłoża do badań, implikować może maksymalny

błąd, porównywalny z błędem wynikającym z niepewności pomiarowej przy pomiarze suwmiarką. Uzyskanie niezmienionej, oryginalnej powierzchni, niezależnie od pochylenia obrazu względem próbki, jest możliwe, jeżeli zachowana jest centryczność powierzchni analizowanej (w tym badaniu czerwonego kwadratu, to jest powierzchni, która nie uległa karbonatyzacji) lub pochylenie obrazu względem aparatu nie przekracza 30°.

Podziękowania

Badania zrealizowano w ramach projektu AGH IDUB "Inicjatywa Doskonałości Uczelnia Badawcza", projekt nr 4176 „Badania aktywowanych termicznie minerałów ilastych jako składników niskoemisyjnych spoiw mineralnych do zastosowania w zrównoważonym budownictwie" (16.16.160.7998).

Literatura

[1] J. Szydłowski 2023 Application of digital image analysis as a method of assessing the of carbonation process of cement binders – impact of distortion on the results of real and model samples Cem. Wapno Beton 28 26–38. https://doi.org/10.32047/CWB.2023.28.2.3

[2] J. Szydłowski, W. Szudek and Ł. Gołek 2021 Effect of temperature on the long-term properties of mortars containing waste glass powder and ground granulated blast furnace slag Cem. Wapno Beton 26 264–78. https://doi.org/10.32047/CWB.2021.26.4.1

[3] Ł Kotwica Ł, W. Pichór, E. Kapeluszna and A. Różycka 2017 Utilization of waste expanded perlite as new effective supplementary cementitious material J. Clean. Prod. 140 1344–52. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.10.018

[4] Ł. Gołek, W. Szudek, M. Błądek M C 2020 The influence of ground waste glass cullet addition on the compressive strength and microstructure of Portland cement pastes and mortars Cem. Wapno Beton 25 480–94. https://doi.org/10.32047/CWB.2020.25.6.5

[5] Ł. Gołek, W. Szudek and G. Łój 2021 Utilization of ground waste glass cullet in the industrial production of precast concrete elements Cem. Wapno Beton. 2021 118–33. https://doi.org/10.32047/CWB.2021.26.2.6

[6] E. Vejmelková, M. Pavlíková, Z. Keršner, P. Rovnaníková, M Ondráček, M Sedlmajer and R. Černý 2009 High performance concrete containing lower slag amount: A complex view of mechanical and durability properties Constr. Build. Mater. 23 2237–45. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.824.105

[7] Y. Kim, A. Hanif, M. Usman, M. J. Munir, S.M. Kazmi and S. Kim 2018 Slag waste incorporation in high early strength concrete as cement replacement: Environmental impact and influence on hydration & durability attributes J. Clean. Prod. 172 3056–65. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.11.105

[8] R. Mi, G. Pan, Y. Li, T. Kuang and X. Lu 2019 Distinguishing between new and old mortars in recycled aggregate concrete under carbonation using iron oxide red Constr. Build. Mater. 222 601–9. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.171

[9] X. Xian and Y. Shao 2021 Microstructure of cement paste subject to ambient pressure carbonation curing Constr. Build. Mater. 296. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123652

[10] S. Zhang, Q. Wang, P. Puthiaraj and W.S. Ahn 2019 MgFeAl layered double hydroxide prepared from recycled industrial solid wastes for CO2 fixation by cycloaddition to epoxides J. CO2 Util. 34 395–403. https://doi.org/10.1016/j.jcou.2019.07.035

[11] J.I. Santos, A.E. Cesarin, C.A. Sales, M.B. Triano, P. Martins, A.F. Braga N J N 2017 Increase of atmosphere CO2 concentration and its effects on culture/weed interaction, world academy of science, engineering and technology, international journal of biological, biomolecular, agricultural Food Biotechnol. Eng. 11 419–26. http://scholar.waset.org/1999.1/10007219

[12] CEN Technical report EN 12390-12:2018: Determination of the carbonation resistance of concrete - Accelerated carbonation method

[13] K. Sisomphon and L. Franke 2007 Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials Cem. Concr. Res. 37 1647–53. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.014

[14] A. Leemann, P. Nygaard, J. Kaufmann and R. Loser 2015 Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete Cem. Concr. Compos. 62 33–43
[15] E. Rozičre, A. Loukili and F. Cussigh 2009 A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation Constr. Build. Mater. 23 190–9. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.04.020
[16] E. Gruyaert, P. Van Den Heede and N. De Belie 2013 Carbonation of slag concrete: Effect of the cement replacement level and curing on the carbonation coefficient - Effect of carbonation on the pore structure Cem. Concr. Compos. 35 39–48. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.08.024
[17] A. Younsi, P. Turcry, E. Rozire, A. Aďt-Mokhtar and A. Loukili 2011 Performance-based design and carbonation of concrete with high fly ash content Cem. Concr. Compos. 33 993–1000. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.07.005
[18] F.A. Labra, E. Hernández-Miranda and R.A. Quińones 2015 Dynamic relationships between body size, species richness, abundance, and energy use in a shallow marine epibenthic faunal community Ecol. Evol. 5 391–408. https://doi.org/10.1002/ece3.1343
[19] K.W. Holmes, K.P. Van Niel, B. Radford, G.A. Kendrick, and S.L. Grove 2008 Modelling distribution of marine benthos from hydroacoustics and underwater video Cont. Shelf Res. 28 1800–10. https://doi.org/10.1016/j.csr.2008.04.016
[20] D. Pech, A.R. Condal, E. Bourget and P-L. Ardisson 2004 Abundance estimation of rocky shore invertebrates at small spatial scale by high-resolution digital photography and digital image analysis J. Exp. Mar. Bio. Ecol. 299 185–99. https://doi.org/10.1016/j.jembe.2003.08.017
[21] J.D. Gage and B.J. Bett Deep-Sea Benthic Sampling Methods for the Study of Marine Benthos (Oxford, UK: Blackwell Science Ltd) pp 273–325. http://eprints.soton.ac.uk/id/eprint/21041
[22] A.D. McIntyre 1956 The use of trawl, grab and camera in estimating marine benthos J. Mar. Biol. Assoc. United Kingdom 35 419–29
[23] K.J. Morris, B.J. Bett, J.M Durden, V.A.I. Huvenne, R. Milligan, D.O.B. Jones, S. McPhail, K. Robert, D.M. Bailey, and H.A. Ruhl 2014 A new method for ecological surveying of the abyss using autonomous underwater vehicle photography Limnol. Oceanogr. Methods 12 795–809. https://doi.org/10.4319/lom.2014.12.795
[24] PWN S.A. Dystorsja (distortion) PWN, dostęp z dnia 20.08.2023 r.
[25] M.S. Foster, C. Harrold and D.D. Hardin 1991 Point vs. photo quadrat estimates of the cover of sessile marine organisms J. Exp. Mar. Bio. Ecol. 146 193–203. https://doi.org/10.1016/0022-0981(91)90025-R
[26] J.S. Whorff and L. Griffing 1992 A video recording and analysis system used to sample intertidal communities J. Exp. Mar. Bio. Ecol. 160 1–12. https://doi.org/10.1016/0022-0981(92)90106-K
[27] C.Q. Lye, R.K. Dhir, and G.S. Ghataora 2016 Carbonation resistance of GGBS concrete Mag. Concr. Res. 68 936–69. https://doi.org/10.1680/jmacr.15.00449
[28] Z. Huo, L. Wang and Y. Huang 2023 Predicting carbonation depth of concrete using a hybrid ensemble model J. Build. Eng. 76 107320. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107320
[29] H. Mehdizadeh, X. Jia, K.H. Mo and T-C. Ling 2021 Effect of water-to-cement ratio induced hydration on the accelerated carbonation of cement pastes Environ. Pollut. 280 116914. https://doi.org/10.1016/j.envpol.2021.116914
[30] ImageJ: https://www.instalki.pl/download/programy/windows/grafika/edycja-grafiki/imagej/; dostęp z dnia 20.08.2023 r.
[31] ImageJ: https://en.wikipedia.org/wiki/ImageJ; dostęp z dnia 20.08.2023 r.

Krzysztof Szyszkiewicz-Warzecha
Jan Deja
Artur Łagosz
Anna Górska
Robert Filipek

Naprawa żelbetu poprzez wymianę skażonego betonu – optymalizacja ochrony korozyjnej zbrojenia w oparciu o trójwymiarowy model transportu masy Nernsta–Plancka z uwzględnieniem reakcji

PATCHING REPAIR PROCESS – OPTIMIZATION OF CORROSION PROTECTION OF REINFORCEMENT IN CONCRETE BASED ON 3D MULTI-ION NERNST-PLANCK TRANSPORT WITH REACTIONS

Streszczenie

Korozja zbrojenia jest szeroko znana jako jeden z głównych niszczących procesów występujący w konstrukcjach żelbetowych. W trakcie eksploatacji konstrukcji wykonywane mogą być różnego rodzaju naprawy (PN-EN 1504-9). Jedną z nich jest wymiana skażonego fragmentu otuliny betonowej (ang. „patch repar") i zastąpienie go świeżym betonem. Celem jest oczywiście poprawa całkowitej użyteczności konstrukcji, ale taka wymiana części otuliny może prowadzić do niepożądanych skutków ubocznych ponieważ wymiana ta może doprowadzić do zmiany rozkładu gęstości prądów i potencjału elektrycznego w żelbecie, co w pewnych przypadkach może przyśpieszyć procesy korozji zbrojenia. Aby ocenić oraz liczbowo opisać takie zagrożenia potrzebny jest model, który uwzględni geometrię 3D obiektu, potencjał elektryczny, gęstości prądu oraz przepływ jonów wraz z reakcjami redoks na powierzchni prętów zbrojeniowych. W pracy zaprezentowano taki model wraz z jego zastosowaniem do kilku konfiguracji pręt zbrojeniowy – otulina betonowa. Pokazujemy także jak można wykorzystać symulacje w oparciu o opracowany model do oceny stanu korozji przed i po naprawie. Model uwzględnia transport pięciu składników (O_2, Na^+, OH^-, Cl^-, Fe^{2+}), reakcję homogeniczna w betonie pomiędzy Fe^{2+} i OH^-,

dr. Krzysztof Szyszkiewicz-Warzecha – AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki

prof. Jan Deja – AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki

dr hab. inż. Artur Łagosz, prof. AGH – AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki

mgr inż. Anna Górska – AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki

prof. Robert Filipek – AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Inżynierii Materiałowej i Ceramiki

kinetykę procesów elektrodowych podobną do równania Butlera–Volmera z polaryzacją stężeniową. Na końcu pokazujemy również jak model może być wykorzystany do optymalizacji naprawy skażonej otuliny betonowej tak, aby zminimalizować zjawisko korozji.

Abstract

Reinforcement corrosion is well-known as one of the main degradative processes occurring in reinforced concrete structures. During normal lifetime of such structures various repairs can be conducted (PN-EN 1504-9). One of them is a patch repair where a damaged portion of the rebar concrete cover is replaced with a fresh material. This, of course, is meant to improve the overall structure performance, but it can also cause some adverse side effects because such replacement can change the overall electric current and potential distribution leading in some cases to speeding up the rebar corrosion processes. In order to assess and quantify such possibility after the patch repair, a 3D comprehensive model of electric potential, current density, flow of ions and heterogeneous redox reactions on the rebars surface is necessary. We present such model and apply it to various rebar-cover configurations and show how it is possible to use it for evaluation a corrosion state before and after patch repair. This model involves transport of five components (O_2, Na^+, OH^-, Cl^-, Fe^{2+}), homogenous reaction of Fe^{2+} with OH^-, kinetics of electrode processes similar to the Butler-Volmer equation with concentration polarization. Finally, it is shown how it can be utilized for optimization of patching repair of concrete cover in order to minimize the effects of corrosion.

1. Wprowadzenie

Korozja zbrojenia w żelbecie jest uznawana za jeden z najważniejszych czynników powodujących degradacje i uszkodzenia żelbetowych konstrukcji budowlanych. Jedną z najczęściej stosowanych metod spowolniających korozję zbrojenia jest i wydłużających czas życia konstrukcji jest ochrona katodowa. Ochrona ta może być aktywna, w której polaryzuje się katodowo pręty zbrojeniowe, lub pasywna, w której do betonu wprowadza się mniej szlachetny metal (na przykład cynk lub magnez) pełniący rolę anody. Jednakże, ochrona katodowa nie jest w dobrze zbadana na poziomie podstawowym. W zdecydowanej większości przypadków stosowana jest w oparciu o empiryczne protokoły i różne standardy przemysłowe, które nie muszą być optymalne.

Oprócz ochrony katodowej stosuje się metody naprawcze w istniejących już konstrukcjach poprzez na przykład wymianę skażonego (chlorki, siarczany) fragmentu otuliny betonowej wokół zbrojenia. Właściwie ta metoda, wg analizy przeprowadzonej w ramach CONREPNET Project [1], jest dominująca, gdyż stosowano ja w 60% przypadków. Analiza ta ujawniła także pojawiające się problemy polegające na ponownym pojawieni się korozji lub zapoczątkowaniu nowych obszarów anodowych (korozyjnych) na powierzchni zbrojenia.

Modelowanie i numeryczne symulacje odpowiedniego układu zbrojenie-beton-elektroda protektorowa mogą pomóc w wyznaczeniu lepszych warunków takich napraw i wyjaśnieniu podstawowych procesów dominujących w takich konstrukcjach, a także powinny dostarczyć wskazówek jakich pomiarów należy wykonać w laboratorium, aby dokładnie opisać te procesy.

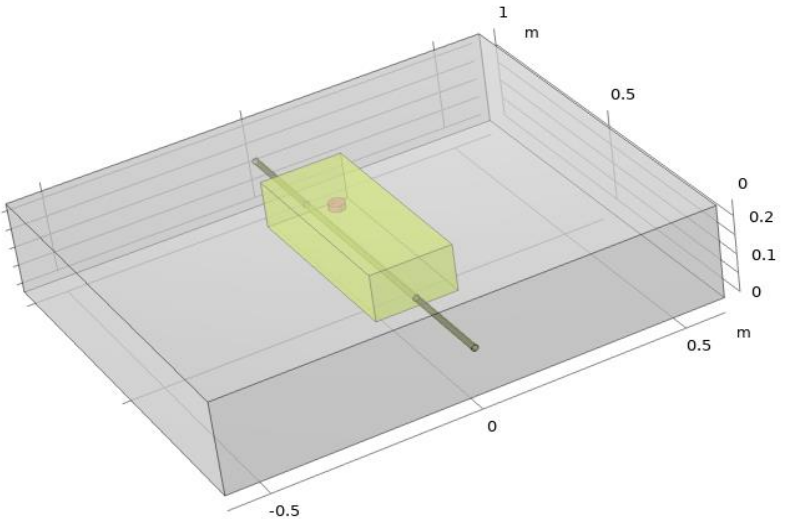
Rozkład potencjału elektrycznego i gęstości prądu, a także występujących jonów i tlenu w żelbecie są oczywiście funkcją geometrii układu, współczynników dyfuzji obecnych jonów i tlenu, przewodności elektrycznej betonu oraz kinetyki reakcji heterogenicznych na granicy metal/beton.

Modelowanie problemów korozji w żelbecie oparte na podstawowych równaniach transportu, prawach zachowania masy oraz praw elektrodynamiki dotyczących pola elektrycznego pozwalają na dokładne wyznaczenie wszystkich istotnych wielkości fizycznych na poziomie makroskopowym. Niewątpliwie jedną z ważniejszych jest

całkowity prąd korozyjny I_{kor}, gdyż ostatecznie to on jest odpowiedzialny za szybkość korozji, a w konsekwencji za ubytki masy prętów zbrojeniowych. Jednakże, stosowanie metody modelowania zaprezentowanej w tej pracy pozwala na o wiele dokładniejsze zbadanie procesów korozyjnych na pręcie zbrojeniowym, gdyż daje ono możliwość wyznaczenie nie tylko I_{kor} ale tak naprawdę całego przestrzennego (i czasowego) rozkładu wektora gęstości prądu w betonie i na powierzchni zbrojenia, **j**(x, y, z, t) Znając tę wielkość można oczywiście obliczyć prąd korozyjny jako całkę powierzchniową ze składowej normalnej gęstości prądu po obszarze anodowym, $I_{kor} = \iint_{An} \boldsymbol{n} \cdot \mathbf{j}\, da$. Stosunkowo łatwo można też wyznaczyć optymalne położenie anody protektorowej, chociaż wiąże się to z czasochłonnymi obliczeniami.

2. Opis modelu matematycznego

Schematyczny obraz typowej naprawy pokazano na Rys. 1. Zakładamy, że część środkowa (żółty blok) to fragment (łata), który zastąpił skażoną (nap. chlorkami) część wokół cylindrycznego pręta zbrojeniowego. Ponadto anoda cynkowa (w postaci małego walca – kolor różowy) jest umieszczona w łacie w pewnej odległości od pręta zbrojeniowego. Przed naprawą rozważa środkowa część pręta zbrojeniowego (około jednej trzeciej długości) znajduje się w stanie aktywnej korozji, a pozostała powierzchnia jest w stanie pasywnym.



Rys. 1. Geometria i rozmieszczenie podstawowych elementów rozpatrywanych w pracy. Szary blok reprezentuje fragment betonu z osadzonym prętem zbrojeniowym (poziomy, długi, ciemnoszary cylinder). Żółty blok reprezentuje część, w której skażony beton zastąpiono świeżym. Różowy mały cylinder to cynkowa anoda.

W roztworach elektrolitów bez przepływów konwekcyjnych, strumień każdego rozpuszczonego składnika, w naszym przypadku można opisywać wyrażeniem Nernsta–Plancka, pod warunkiem, że rozwory nie są zbyt stężone i można zaniedbać efekty współczynników aktywności [2]

$$\mathbf{J}_i = -D_i \nabla c_i - z_i u_i c_i \nabla \varphi \tag{1}$$

Strumień $\mathbf{J}_i$ $(\mathrm{mol/m^2 \cdot s})$ jest wektorem opisującym kierunek oraz intensywność przemieszczania się i-tego składnika. Jak widać ze wzoru (1) składa się on z dwóch części (i) dyfuzyjnej $(-D_i \nabla \varphi)$ oraz (ii) migracyjnej $(-z_i u_i c_i \nabla \varphi)$. We wzorach znaczenie symboli jest następujące: D_i $(\mathrm{m^2/s})$ oznacza współczynnik dyfuzji, u_i(m^2/s·V) oznacza ruchliwość jonu, c_i(mol/m^3) oznacza stężenie, z_i to liczba ładunkowa, f(V) jest potencjałem elektrycznym, którego ujemny gradient $-\nabla \varphi$ daje natężenie pola

elektrycznego. W prezentowanych symulacjach będą występowały cztery jony oraz tlen: Zn^{2+}, OH^-, Fe^{2+}, O_2.

Jak widać z (1), w rozcieńczonych elektrolitach transport każdego składnika jest scharakteryzowany przez dwa parametry: współczynnik dyfuzji (D_i) oraz ruchliwość (u_i). Ale w takich układach okazuje się, że są one powiązane relacja Einsteina–Smoluchowskiego [2], $u_i = z_i(F/RT)D_i$, zatem wyrażenie na strumień upraszcza się do postaci

$$\mathbf{J}_i = -D_i(\nabla c_i + \tfrac{z_i F}{RT} c_i \nabla \varphi), \tag{2}$$

gdzie: *T* to temperatura (K), *F* to stała Faradaya, a *R* to uniwersalna stała gazowa.

Podstawowym równaniem wiążącym strumień oraz stężenie *i*-tego składnika jest prawo zachowania (bilans masy)

$$\frac{\partial c_i}{\partial t} = -\operatorname{div}\mathbf{J}_i + R_i, \tag{3}$$

gdzie R_i $(\mathrm{mol/m^3 \cdot s})$ opisuje reakcje homogeniczne w betonie, w których bierze udział *i*-ty składnik. Pole elektryczne może być co do zasady obliczone z równania Poissona,

$\Delta\varphi = -\frac{F}{\varepsilon_r \varepsilon_0}\sum_i z_i c_i$, ale jest to numerycznie w praktyce niemożliwe dla większych obszarów (rzędu metrów), gdyż rozwiązanie tego równanie przy bardzo małych odstępstwach od lokalnej elektroobojętności elektrolity wymagałoby siatki (triangulacji) o elementach rozmiaru mniejszego niż 10^{-8} m. Dlatego w symulacjach wykorzystuje się zamiast równania Poissona jakiegoś innego równania, które powinno przybliżać dokładne rozwiązania. W tej pracy zostanie wykorzystany lokalny warunek elektroobojętności

$$\sum_i z_i c_i = 0, \tag{4}$$

gdzie suma jest po wszystkich jonach.

Warunki brzegowe wynikają z przyjętych reakcji korozyjnych

$$\begin{aligned} &\text{utlenianie żelaza}: && \mathrm{Fe} \rightarrow \mathrm{Fe^{2+}} + 2e^- \\ &\text{utlenianie cynku}: && \mathrm{Zn} \rightarrow \mathrm{Zn^{2+}} + 2e^- \\ &\text{redukcja tlenu}: && \mathrm{O_2} + 2\mathrm{H_2O} + 4e^- \rightarrow 4\mathrm{OH^-} \end{aligned} \tag{5}$$

oraz elektrochemicznych równań kinetycznych dla procesów elektrodowych (kinetyka Tafela). Łączą one różnicę potencjału

metal/elektrolit z gęstością prądu przez tę granicę. Tak więc dla składników Fe^{2+}, Zn^{2+}, O_2 oraz OH^- mamy warunki brzegowe [3]:

$$\begin{aligned}
&\text{anoda}: \quad -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{Fe^{2+}} = \frac{1}{2F} i_{Fe},\ -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{O_2} = \frac{1}{4F} i_{O_2},\ -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{OH^-} = \frac{1}{F} i_{O_2},\\
&\text{katoda}: \quad -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{O_2} = \frac{1}{4F} i_{O_2},\ -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{OH^-} = \frac{1}{F} i_{O_2},\\
&\text{anoda protektorowa}: \quad -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{Zn^{2+}} = \frac{1}{2F} i_{Zn},\ -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{O_2} = \frac{1}{4F} i_{O_2},\ -\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_{OH^-} = \frac{1}{F} i_{O_2},
\end{aligned} \tag{6}$$

Analityczna postać zależności między gęstością prądu na granicy faz elektroda/elektrolit a różnicą potencjałów na tej granicy faz wynosi:

$$\begin{aligned}
&\text{Tafel (anoda)}: \quad i = i^0 \cdot e^{2.303(\varphi_s - \varphi - E_{eq})/b_a},\\
&\text{Tafel (katoda)}: \quad i = i^0 \cdot e^{-2.303(\varphi_s - \varphi - E_{eq})/b_c},\\
&\text{Tafel (katoda) z polaryzacją stężeniową}: \quad i = i^0 (c_i / c_{ref}) e^{-2.303(\varphi_s - \varphi - E_{eq})/b_c},
\end{aligned} \tag{7}$$

gdzie wszystkie stosowne parametry: $i^0\ (\mathrm{A/m^2})$ – gęstość prądu wymiany, $E_{eq}\ (\mathrm{V}\ vs.\ ref)$ – potencjał równowagowy reakcji elektrodowej, $b_a, b_c\ (\mathrm{V})$ – współczynniki Tafela są dobrane dla odpowiednich reakcji elektrodowych (5).

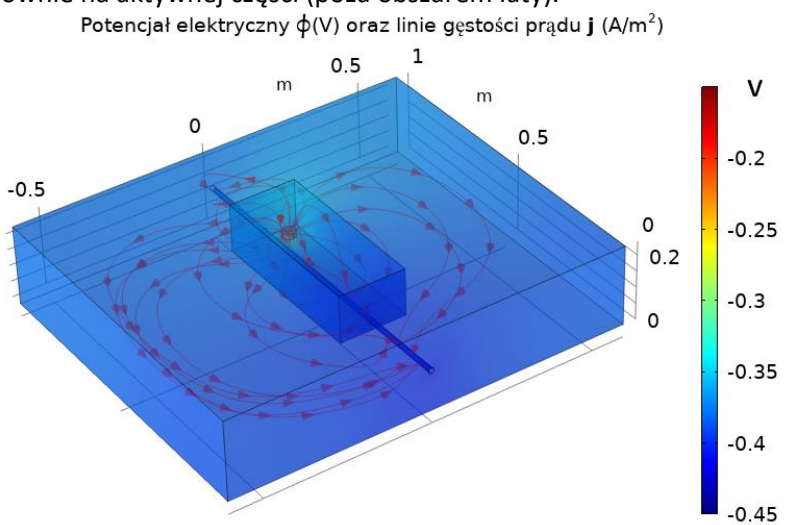
Te fragment brzegu, na których nie występują żadne z powyższych warunków brzegowych objęte są warunkami typu izolacja. Oznacza to:

$$-\boldsymbol{n}\cdot\mathbf{J}_i = 0, \quad i = \mathrm{O_2},\ \mathrm{Zn^{2+}},\ \mathrm{OH^-},\ \mathrm{Fe^{2+}}. \tag{8}$$

3. Wyniki symulacji numerycznych

Wszystkie obliczenia numeryczne wykonano metodą elementów skończonych.

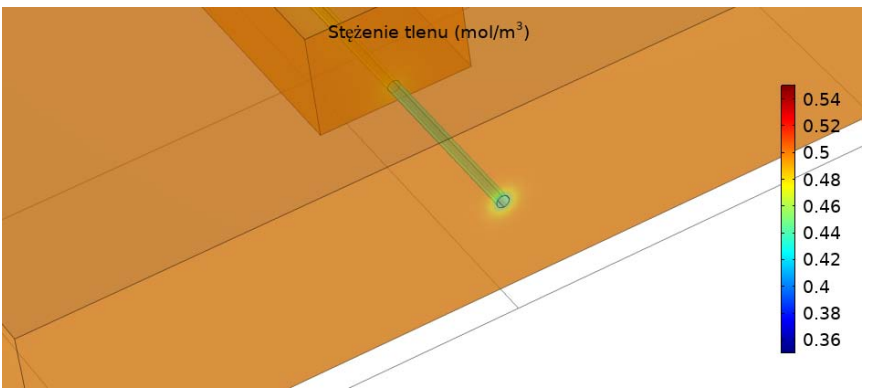
Przykładowy rozkład potencjału elektrycznego i linie gęstości prądu pokazane są na Rys. 2. W świeżym betonie wprowadzono elektrodę cynkową (anoda), a pręt jest spolaryzowany katodowo potencjałem E_{app} = -0.7 V. Jak widać linie prądu wychodzą z anody protektorowej i kończą się głównie na aktywnej części (poza obszarem łaty).



Rys. 2. Potencjał elektryczny i linie gęstości prądu. Wewnątrz łaty widoczna jest wbudowana elektroda cynkowa w formie małego walca.

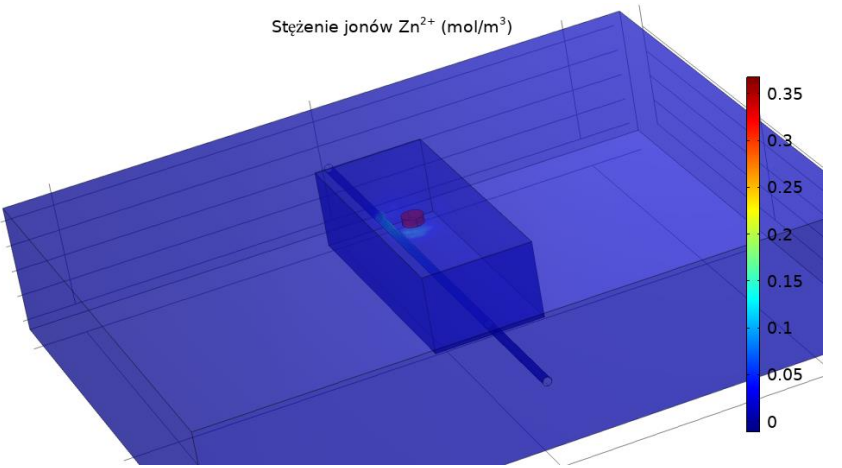
Łatwo można teraz obliczyć całkowite prądy na różnych fragmentach całkując gęstość prądu po odpowiednich fragmentach. W tym przykładzie mamy I_{akt}=-1,67·10^{-4} A m^{-2}, I_{pas}=-2,18·10^{-4} A m^{-2}, I_{Zn}=+3,86·10^{-4} A m^{-2}. W modelu przyjęto standardową konwencję elektrochemiczną wg której prąd anodowy jest dodani, a katodowy – ujemny. Zatem widzimy, że na pręcie zbrojeniowym występuje prąd katodowy i to zarówno na części pasywnej, jak i na tej, która przed naprawa była aktywna. Natomiast cały prąd anodowy (korozyjny) jest teraz skoncentrowany na anodzie cynkowej.

Na Rys. 3 widać powiększony fragment układu pokazujący stężenie tlenu. W tym przypadku widać, że stężenie tlenu wyraźnie spada w pobliżu pręta, co jest związane z jego redukcją. W przypadku gdyby nie było naprawy (wymiana + anoda protektorowa), to ta część dalej byłaby aktywna i zamiast redukcji tlenu występowałoby utlenianie żelaza (korozja).



Rys. 3. Zbliżenie fragmentu układu pokazujące rozkład stężenia tlenu. W pobliżu powierzchni pręta widać obniżenie stężenia tlenu na skutek jego redukcji.

Z kolei Rys. 4 przedstawia rozkład jonów cynku po czasie t=4 h. Jak należało się spodziewać, najwyższe stężenie jest na powierzchni i w pobliżu elektrody protektorowej. Poza tym obszarem stężenie spada do zera, gdyż jest to za krótki czas, aby jony Zn^{2+} mogły dyfundować dalej. Obszar gdzie stężenie jest duże można oszacować znanym wyrażenie w torii dyfuzji $(D_{Zn^{2+}}t)^{3/2}$, ale należy pamiętać, ze wyrażenie to jest poprawne tylko dla procesów czystej dyfuzji. W naszym modelu mamy jedno zjawisko dyfuzji z migracją (dwa człony w wyrażeniu (2) na strumień), a ponieważ z symulacji widać że potencjał w betonie nie jest stały (Rys. 2), więc działa także składowa migracyjna strumienia, $(D_{Zn^{2+}}\frac{2F}{RT}c_{Zn^{2+}}\nabla\varphi)$, która jest niezerowa. Co więcej z dokładniejszej analizy symulacji można uzyskać wartość liczbową obu trybów transportu jonów Zn^{2+}, które w obu przypadkach są rzędu 10^{-8} mol m^{-2} s^{-1}.



Rys. 4. Stężenie jonów cynkowych Zn^{2+} po czasie t=240 min. W pobliżu anody stężenie jest stosunkowo wysokie, ale czas jest zbyt krótki aby jony uległy transportowi poza obszar $(D_{Zn^{2+}} \cdot t)^{3/2}$.

Inny rodzaj symulacji związany był z zależnością prądu korozji od położenia anody protektorowej i można ją postrzegać jako poszukiwanie jej optymalnego położenia. Dla uproszczenia przeprowadziliśmy tylko optymalizację jednowymiarową, zmieniając położenie anody tylko w jednym kierunku. Wyniki przedstawiono na Rys. 5, na którym widać, że wykres jest symetryczny względem położenia środkowego (zgodnie z oczekiwaniami ze względu na symetrię modelu względem płaszczyzny prostopadłej do osi pręta zbrojeniowego), ale co ciekawe najlepszą skuteczność osiąga się nie umieszczając anody w środku, ale w pobliżu jednej z krawędzi łaty, gdyż wtedy prąd korozyjny jest najmniejszy.

Rys. 5. Prąd korozyjny w funkcji położenia anody wzdłuż pręta zbrojeniowego. Odległość = 0 odpowiada początkowej pozycji anody pokazanej na Rys. 1. Zwiększanie wartości przesunięcia odpowiada przesunięciu anody do przodu.

4. Podsumowanie

Prezentowana praca pokazuje, w jaki sposób można zastosować wieloskładnikowy model transportu jonów i składników niejonowych z uwzględnieniem pola elektrycznego do badania efektów ochrony katodowej i analizy napraw typu "patch repair" w konstrukcjach żelbetowych. Większość symulacji aktualnie wykorzystywanych w literaturze opiera się na prawie Ohma z jednym parametrem materiałowym (przewodnością, σ). Tak więc gęstość prądu dana jest wzorem $\mathbf{j} = -\sigma \nabla \varphi$. Aby otrzymać potencjał elektryczny w takim modelu należy rozwiązać równanie Laplace'a $\nabla \cdot (-\sigma \nabla \varphi) = 0$, co przy powszechnie przyjmowanym założeniu, że przewodność jest stała sprowadza się do jeszcze prostszego równania, $\Delta \varphi = 0$. Równanie to całkowicie ignoruje informację o liczbie i rodzaju jonów, oraz jest dużym przybliżeniem faktu, że gęstość prądu w elektrolicie dana jest wyrażeniem $\mathbf{j} = F \sum_i z_i \mathbf{J}_i$.

Nasza metoda opiera się o bardziej realistyczną dynamikę jonów w betonie, zdefiniowaną przez strumień Nernsta–Plancka (2). Natomiast opis kinetyki procesów korozyjnych jest dość standardowy i opiera się na równaniu Tafela lub Butlera–Volmera, co prowadzi do odpowiednich

warunków brzegowych (6), (7). Dzięki takiemu rozszerzeniu możliwe jest dokładne określenie przestrzennej dystrybucji wszystkich jonów, a uzyskane wartości prądów korozyjnych powinny być bliższe rzeczywistym. To z kolei daje możliwość do lepszej optymalizacji warunków użycia anody ochronnej, przyłożonego napięcia katodowego i optymalnej lokalizacji tej anody. Ponadto łatwo można stwierdzić na ile naprawa otuliny betonowej jest skuteczne i czy nie doprowadzi do powstania rozkładu potencjału promującego inne procesy korozji.

Literatura

[1] G.P. Tilly, J. Jacobs, Concrete Repairs: Performance in Service and Current Practice, IHS BRE Press, 2007.
[2] Allen J. Bard, Larry R. Faulkner, ”Electrochemical Methods – Fundamentals and Applications”, Wiley, 2001, second edition.
[3] Muehlenkamp, E.B. et al. (2005) ”Effect of Moisture on the Spatial Uniformity of Cathodic Protection of Steel in Reinforced Concrete”, *Corrosion* **61**(6), 519–533.

Piotr Woyciechowski
Lech Czarnecki

Modele karbonatyzacji betonu - proces nieskończony w czasie i skończony w przestrzeni

MODELS OF CONCRETE CARBONATION - A PROCESS INFINITE IN TIME AND FINITE IN SPACE

Streszczenie

Karbonatyzacja betonu to proces kluczowy w kontekście trwałości żelbetu – jest nieunikniony w betonie nie chronionym przed CO_2, ale postępuje powoli w warunkach atmosferycznych. Umiejętność przewidzenia przebiegu postępu frontu karbonatyzacji może stanowić podstawę bezpiecznego i oszczędnego projektowania materiałowego i konstrukcyjnego żelbetu. Do tego celu przydatne są matematyczne modele postępu karbonatyzacji w czasie. Karbonatyzacja to proces, który z jednej strony zagraża trwałości żelbetu, a z drugiej wpisuje się w działania proekologiczne, jako sposób sekwestracji atmosferycznego CO_2. Opis przebiegu karbonatyzacji z wykorzystaniem praw fizyki i chemii, prowadzący do wyrażenia skutków karbonatyzacji w funkcji zmiennych materiałowych, technologicznych i środowiskowych oraz powiązania ich z innymi cechami betonu stanowi przedmiot badań od dawna. W ostatnich latach opublikowano wiele modeli, które można sklasyfikować w czterech grupach: empiryczne, kinematyczne, termodynamiczne i numeryczne oparte na zbiorach big data. Modele empiryczne są proste w formie ale opierają się na wyidealizowanych założeniach, jak np. uznanie współczynnika dyfuzji CO_2 za stały w czasie. Dlatego proponowane są modele termodynamiczne i kinetyczne do symulacji procesu nasycania betonu CO_2. Równolegle pojawiły się modele numeryczne, oparte o MES i metody uczenia maszynowego. W artykule usystematyzowano różne podejścia do modelowania i przedstawiono empiryczny model autorski, według którego karbonatyzacja jest procesem nieskończonym w czasie ale skończonym w przestrzeni betonu ograniczonej maksimum, wynikającym z jego postaci hiperbolicznej. Prawidłowe teoretycznie i jednocześnie realistyczne podejście do modelowania procesu, uwzględniające jego złożoność ale i aspekt inżynierski problemu, w tym projektowaną i rzeczywistą długość życia konstrukcji, stanowi podstawę zrównoważonego projektowania materiałowego i konstrukcyjnego. Zbilansowanie ryzyka przedwczesnej utraty trwałości i korzyści z wykorzystania potencjału sekwestracyjnego betonu jest jednym

prof dr hab. inż. Piotr Woyciechowski – Politechnika Warszawska, Zakład Inżynierii Materiałów Budowlanych
prof dr hab. inż. Lech Czarnecki – Instytut Techniki Budowlanej

z kierunków zrównoważonego rozwoju technologii betonu. W artykule wykazano, że autorski model karbonatyzacji zakładający nieograniczony w czasie charakter procesu ale ograniczony w przestrzeni betonu, szczególnie dobrze wpisuje się w paradygmaty zrównoważonego rozwoju, w porównaniu z innymi modelami empirycznymi. Przedstawiono także kierunki wykorzystania tego rodzaju modelu oraz przewagi takiego podejścia nad innymi modelami.

Abstract

Carbonation of concrete is a key process in the context of reinforced concrete durability - it is inevitable in concrete not protected against CO_2, but it progresses slowly in atmospheric conditions. The ability to predict the progress of the carbonation front may be the basis for safe and cost-effective material and structural design of reinforced concrete. Mathematical models of carbonation progress over time are useful for this purpose. Carbonation is a process that, on the one hand, threatens the durability of reinforced concrete, and, on the other hand, is part of pro-ecological activities as a way of sequestering atmospheric CO_2. The description of the course of carbonation using the physics and chemistry laws, leading to the expression of the effects of carbonation as a function of material, technological and environmental variables and linking them with other concrete properties, has been the subject of research for a long time. In recent years, many models have been published that can be classified into four groups: empirical, kinematic, thermodynamic and numerical based on big data. Empirical models are simple in form but are based on idealized assumptions, such as considering the CO_2 diffusion coefficient to be constant over time. Therefore, thermodynamic and kinetic models are proposed to simulate the process of concrete saturation with CO_2. Simultaneously, numerical models based on FEM and machine learning methods appeared. The article systematizes various approaches to modeling and presents the author's empirical model, according to which carbonation is a process that is infinite in time but finite in the space of concrete limited by its maximum depth, resulting from its hyperbolic form. A theoretically correct and at the same time realistic approach to modeling the process, taking into account its complexity as well as the engineering aspect of the problem, including the designed and actual life service time of the structure, is the basis for sustainable material and structural design. Balancing the risk of premature loss of durability and the benefits of using the sequestration potential of concrete is one of the directions of sustainable development of concrete technology. The article shows that the author's model of carbonation, assuming an unlimited character of the process in time, but limited in the space of concrete, fits particularly well into the paradigms of sustainable development, compared to other empirical models. The directions of using this type of model and the advantages of such an approach over other models are also presented.

1. Modele karbonatyzacji

Opis przebiegu procesu karbonatyzacji betonu z wykorzystaniem praw fizyki i chemii, prowadzący do matematycznego wyrażenia skutków karbonatyzacji w funkcji zmiennych materiałowych, technologicznych i środowiskowych oraz powiązania jej z innymi charakterystykami użytkowymi betonu stanowi przedmiot naukowych rozważań od bardzo dawna. Na przestrzeni ostatnich kilkudziesięciu lat powstało i zostało opublikowanych bardzo wiele modeli, które można sklasyfikować w czterech głównych grupach (rys. 1): modele empiryczne, modele kinematyczne, modele termodynamiczne i modele numeryczne oparte na zbiorach big data.

Modele empiryczne są często proste w formie ale zwykle opierają się na wyidealizowanych założeniach, takich jak np. uznanie współczynnika dyfuzji CO_2 za stały w czasie [1,2]. Dlatego proponowanych jest coraz więcej modeli termodynamicznych [3,4] i kinetycznych [5,6] do symulacji procesu nasycania betonu dwutlenkiem węgla. Równolegle, wraz z rozwojem metod komputerowych pojawiły się modele numeryczne, oparte o MES [7,8], metody uczenia maszynowego (w tym sieci neuronowe [9,10], drzewo decyzyjne [11,12] oraz deep learning [13,14]).

Na podstawie termodynamicznej bazy danych i wiedzy o początkowym składzie chemicznym układu, można tworzyć modele termodynamiczne wykorzystane do obliczenia stanu równowagi reakcji karbonatyzacji. Istnieją dwie główne metody rozwiązania problemu równowagi termodynamicznej: minimalizacja entalpii swobodnej układu (energii swobodnej Gibbsa) lub rozwiązanie równań prawa działania mas. Za pomocą modelowania termodynamicznego można ustalić rodzaj i zawartość początkową faz zdolnych do karbonatyzacji, kolejność reakcji, zmianę objętości fazy stałej, zużycie CO_2 oraz zidentyfikować produkty karbonatyzacji. Warto jednak zauważyć, że modele termodynamiczne nie są w stanie przewidzieć powstawania faz metastabilnych lub przejściowych. [15]

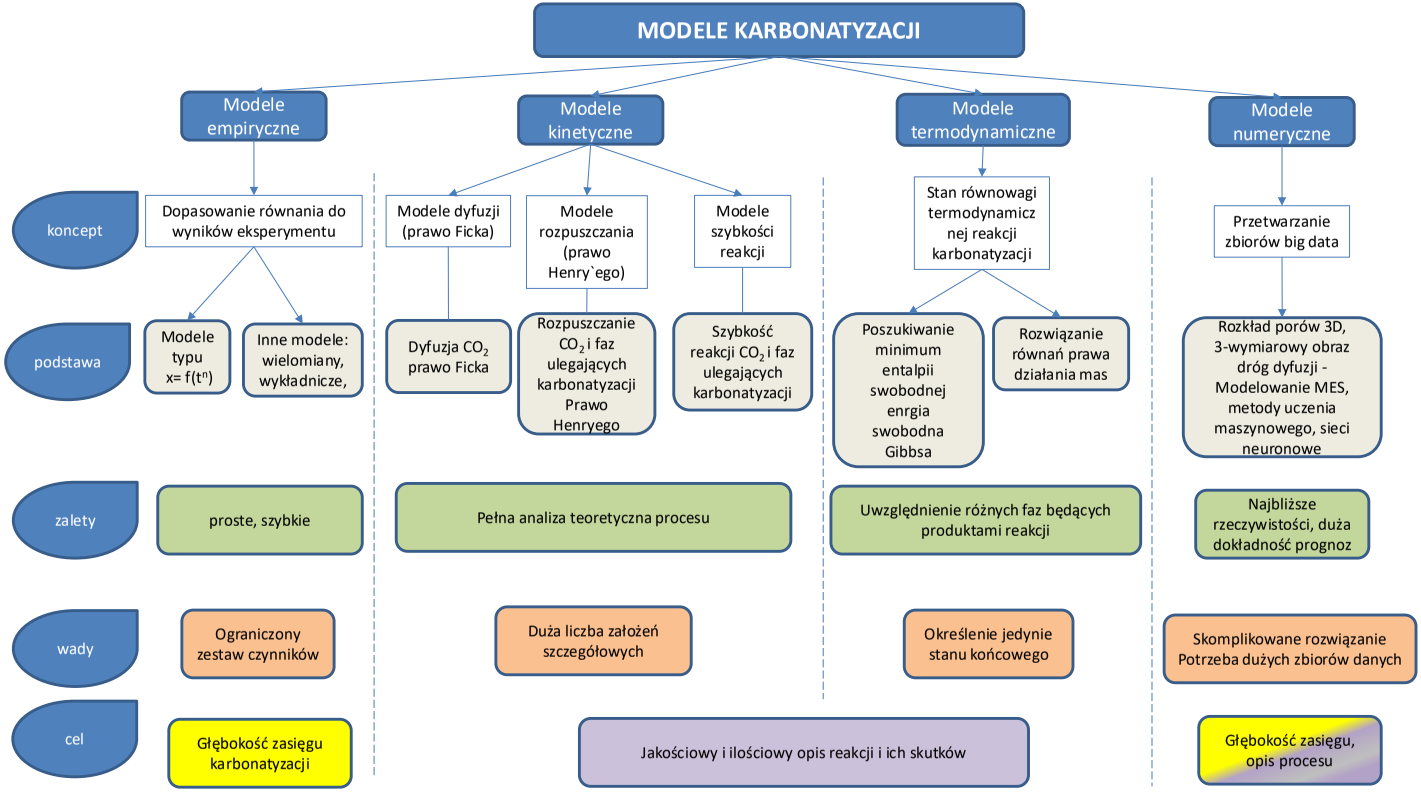
Do scharakteryzowania procesu karbonatyzacji można zastosować także różne warianty modeli kinetycznych. Zgodnie z reakcjami chemicznymi i przemianami fizycznymi zachodzącymi podczas karbonatyzacji, kinetyczne modele karbonatyzacji można podzielić na trzy typy: kinetyczne modele procesu dyfuzji, procesu rozpuszczania i reakcji karbonatyzacji.

Metody numeryczne bliższe są koncepcji modeli empirycznych ale zastosowanie zaawansowanych narzędzi modelowania, takich jak MES, sieci neuronowe czy zasady deep learning wymusza wykorzystania zbiorów big data, jako wyjściowej informacji do modelowania czy też procesu uczenia maszynowego i trenowania modelu. Powoduje to dobre odwzorowanie rzeczywistego przebiegu procesu przez model ale wymaga olbrzymich baz danych jako informacji wejściowej.

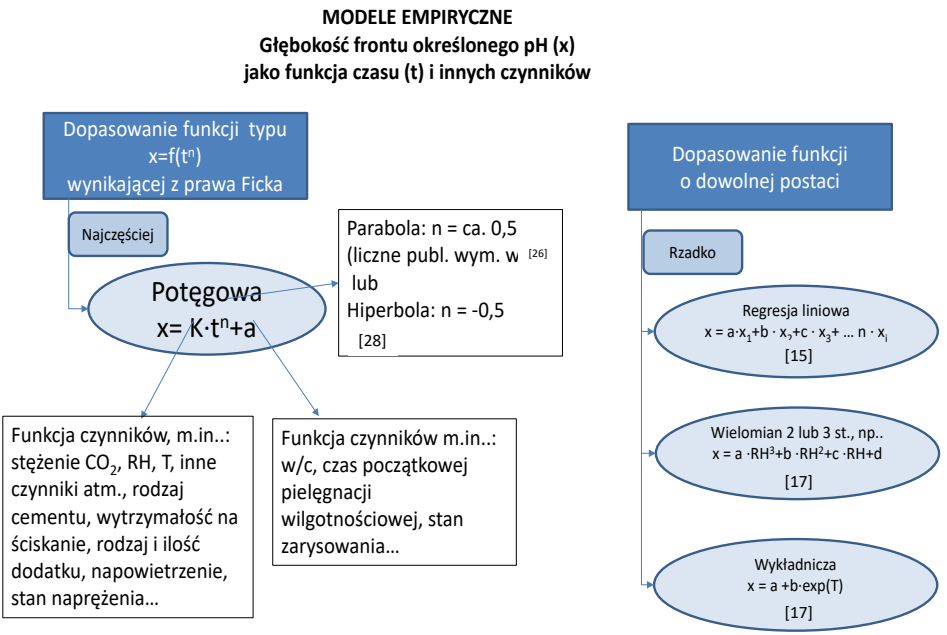
Modele empiryczne (rys. 2) skupiają się na bardziej praktycznej stronie zagadnienia i służą w większości wyznaczaniu tzw. „głębokości karbonatyzacji" i jej zmian w czasie. Głębokość karbonatyzacji jest rozumiana jako zasięg jakiejś możliwej do monitorowania zmiany w betonie spowodowanej zachodzącymi pod wpływem dwutlenku węgla reakcjami chemicznymi. Najczęściej jest to front określonego granicznego pH, którego szybkość postępu w głąb betonu stanowi realną informację o zagrożeniu trwałości stali (zbrojenia) zatopionej w betonie. Może to również być profil rozkładu produktów karbonatyzacji (węglanu wapnia) lub przeciwnie – podstawowego składnika betonu ulegającego karbonatyzacji – wodorotlenku wapnia. Najwcześniejsze zaproponowane empiryczne modele karbonatyzacji opierały się na prawie Ficka opisującym przebieg dyfuzji. Przyjęte uproszczenia prowadziły do ustalenia, że głębokość karbonatyzacji jest proporcjonalna

do pierwiastka kwadratowego z czasu karbonatyzacji (np. [5], [16] i wielu innych). Jednak w tym typie modelu wpływ wielu skomplikowanych czynników wpływających na karbonatyzację wyrażony jest pojedynczym parametrem, który ogranicza uniwersalność takiego modelu. Dlatego powstawały kolejne, bardziej szczegółowe modele empiryczne, w których uwzględniono liczne czynniki determinujące przebieg karbonatyzacji, takie jak temperatura [17], wilgotność względna [18], stężenie CO_2 [19], rodzaj kruszywa [20], czas pielęgnacji [21], obciążenie zewnętrzne [22], współczynnik woda-cement, rodzaj i zawartość spoiwa i dodatków, złożone warunki atmosferyczne [23] i szereg innych specyficznych czynników. Wspólną cechą tych modeli jest ich paraboliczny charakter względem czasu karbonatyzacji (czas t w potędze ok. 0,5). Oznacza to, niewyartykułowane zwykle przez autorów modeli, założenie, że proces karbonatyzacji jest nieograniczony zarówno w czasie, jak i – w konsekwencji – w przestrzeni betonu. Autorzy niniejszego artykułu od wielu lat prowadzą badania nad wykazaniem, że jest to założenie nietrafne i nie znajdujące potwierdzenia w praktyce inżynierskiej. Badane przez autorów w ramach prac eksperckich, betony w wieku nawet ponad 80 lat, eksploatowane w trudnych warunkach nawierzchni drogowej, nie wykazywały głębokości karbonatyzacji większej niż kilka centymetrów. Tak więc alternatywny wariant empirycznego modelu – dowiedziony badawczo dla wielu odmian betonów i opublikowany w wielu publikacjach przez autorów tej pracy [24-28] – ma postać funkcji hiperbolicznej czasu (czas t w potędze -0,5), która dąży do asymptoty równoległej do osi czasu. Asymptota ta stanowi teoretyczny – w praktyce nigdy nie osiągalny kres postępu karbonatyzacji w głąb betonu. Przyjęcie takiej postaci modelu oznacza, że proces karbonatyzacji – jakkolwiek nieskończony w czasie (osiąga asymptotę w czasie nieskończonym) – to jednak jest skończony (ograniczony) w przestrzeni betonu do głębokości wyznaczonej asymptotą modelu. W uproszczeniu autorzy nazywają ten model karbonatyzacji „modelem skończonym" lub „modelem ograniczonym". Obszerne rozważania nad podstawami teoretycznymi takiego modelu, wyniki empirycznego modelowania dla różnych odmian betonów oraz porównania modelu hiperbolicznego z innymi modelami empirycznymi zawarte są w wielu wymienionych wyżej publikacjach autorów, ale także w pracach cytujących i wykorzystujących koncept modelu skończonego, np. [17,19,33,34]. Wszystkie te badania i modelowania wykazują najlepsze spośród modeli empirycznych, dopasowanie tego typu modelu do wyników eksperymentów.

W porównaniu z modelami empirycznymi modele teoretyczne (termodynamiczne i kinetyczne), mogą bardziej szczegółowo oceniać karbonatyzację, a nie tylko obliczać głębokość karbonatyzacji. W oparciu o termodynamiczną bazę danych modele termodynamiczne mogą skutecznie oceniać wszystkie możliwe fazy, zamiast omawiać tylko główne fazy ulegające karbonatyzacji, takie jak wodorotlenek wapnia i krzemian trójwapniowy. Na podstawie obliczeń dotyczących grup faz można również wyznaczyć porowatość próbek nasyconych dwutlenkiem węgla oraz wartość pH cieczy porowej. Warto jednak zauważyć, że modele termodynamiczne mogą określać jedynie stan końcowy reakcji karbonatyzacji, podczas gdy modele kinetyczne mogą opisywać przebieg całego procesu karbonatyzacji, w tym procesy dyfuzji, rozpuszczania i reakcje karbonatyzacji. Ogólnie rzecz biorąc, modele kinetyczne mogą bardziej szczegółowo rozpatrywać proces nasycania dwutlenkiem węgla, ale wymagają wielu założeń, a wynikowe rozwiązanie modelowe jest stosunkowo skomplikowane. Istniejące metody obliczania równowagi termodynamicznej można podzielić na dwa typy: minimalizowanie energii swobodnej Gibbsa i rozwiązywanie równań działania masy. Szybkość obliczeń tego ostatniego przypadku jest większa, ale fazy biorące udział w reakcjach, lotność gazów i liczba etapów reakcji muszą być ustalone z wyprzedzeniem.



Rys. 1. Systematyka modeli karbonatyzacji betonu – inspirowane [15].



Rys. 2. Najczęściej stosowane warianty modeli empirycznych

Pierwsza metoda pozwala uniknąć tych założeń i obliczyć stan równowagi termodynamicznej ze wszystkich możliwych stechiometrycznie kombinacji faz. Modele numeryczne, pod warunkiem dysponowania wystarczającą liczbą danych lub informacji obrazowych mogą szczególnie dobrze symulować rzeczywisty proces karbonatyzacji i uzyskiwać wysoką dokładność prognoz. Modele MES mogą sprawić, że symulacja karbonatyzacji nie będzie już ograniczona do płaszczyzny dwuwymiarowej, ale w pełni będzie uwzględniać rozkład wielkości ziarna kruszywa i porowatości, i w efekcie - steryczną ścieżkę dyfuzji CO_2. Pozwala to modelom numerycznym uwzględnić więcej szczegółów karbonatyzacji, takich jak strefa częściowej karbonatyzacji [15]. Ponadto zastosowanie metod uczenia maszynowego, takich jak sieci neuronowe, drzewo decyzyjne i deep learning, umożliwia analizę jawnych lub ukrytych zależności między różnymi czynnikami, co w pewnym stopniu rekompensuje wady modeli empirycznych. Dokładność metod uczenia maszynowego w bardzo dużym stopniu zależy od dokładności wsadowych zestawów danych.

W praktyce inżynierskiej dominują modele empiryczne, których dokładność jest wystarczająca do oceny stanu betonu i prognoz trwałości w skali zakładanego użytkowania 50-150 lat, oraz szacowania potencjału sekwestracji CO_2 przez beton. W dalszej części artykułu przedstawione zostaną podstawy i dotychczasowe zastosowania modelu karbonatyzacji jako procesu skończonego.

2. Karbonatyzacja betonu jako proces skończony – postać ogólna modelu i wyznaczanie postaci szczegółowej

Jak wspomniano w poprzednim rozdziale typowa postać modeli empirycznych procesu karbonatyzacji ma postać funkcji potęgowej czasu karbonatyzacji, z wyznaczanym doświadczalnie wykładnikiem o wartości około 0,5. W większości publikacji autorzy przyjmują dla uproszczenia wartość potęgi równą 0,5. Przyjęcie równania przebiegu karbonatyzacji w postaci potęgowej funkcji czasu ekspozycji jest równoznaczne z uznaniem, że proces ten jest nieograniczony w czasie, a jego zasięg może rosnąć nieustająco w głąb betonu. Pierwsze prawo Ficka, stanowiące podstawę teoretyczną takiego podejścia, odnosi się do dyfuzji gazu w ciele o strukturze niezmiennej w czasie. Beton jest jednak materiałem ulegającym z biegiem czasu zasadniczym przemianom fizykochemicznym, w tym także spowodowanym samym procesem karbonatyzacji. Zmiana z biegiem czasu charakterystyki struktury porowatości betonu, zarastanie porów produktami karbonatyzacji, a także okresowe zmiany stanu zawilgocenia betonu powodują zmiany zdolności dyfuzyjnej CO_2 w czasie, co może powodować ograniczanie szybkości karbonatyzacji stopniowo aż do zera, prowadząc do ustabilizowania się jej frontu na stałej maksymalnej głębokości w betonie [28].

Autorzy niniejszej pracy zaproponowali model alternatywny w postaci równania hiperboli:

$$x = f\left(\frac{1}{\sqrt{t}}\right); x = f(t^{-0,5}) \tag{1}$$

gdzie: x – głębokość karbonatyzacji po czasie t, t – czas ekspozycji na działanie dwutlenku węgla w stężeniu atmosferycznym lub innym o stałej wartości.

Jest to postać ogólna modelu, zwykle nie wystarczająca jako podstawa do statystycznie adekwatnego opisania zbioru wyników eksperymentalnych. Szczegółowe postaci takiego modelu powinny – zdaniem autorów, być wyznaczane doświadczalnie dla określonego stałego zestawu składników betonu, w tym w przede wszystkim rodzaju spoiwa (cementu i dodatku mineralnego). Wpływ rodzaju kruszywa naturalnego na dokładną postać modelu jest mniejszy, ale już użycie sztucznych kruszyw lekkich lub kruszyw organicznych, czy też kruszyw z recyklingu może mieć wpływ kluczowy. Kwestia wpływu domieszek na postać modelu jest bardziej złożona – rodzaj domieszki redukującej ilość wody zarobowej nie jest w tym przypadku zwykle zmienną istotną, ale wpływ innych domieszek, w tym zwłaszcza napowietrzającej – może być istotny. Ważne zmienne uzupełniające do modelu wynikają natomiast ze składu ilościowego betonu, tj. zawartości cementu, proporcji wody do cementu, zawartości dodatku, stopnia napowietrzenia itp. Autorzy w swojej praktyce zawsze wprowadzają do modelu hiperbolicznego wskaźnik woda-cement, jako główny wyznacznik porowatości betonu nienapowietrzonego. Oprócz zmiennych materiałowych determinantą postaci modelu mogą być także zmienne technologiczne. Badania autorów wykazały, że szczególnie istotny jest tu czas początkowej pielęgnacji wilgotnościowej betonu, przy czym sposób tej pielęgnacji jest mniej ważny. Wymienione czynniki są wystarczające do zbudowania szczegółowego modelu podstawowego karbonatyzacji w warunkach odpowiadających badaniom laboratoryjnym w warunkach naturalnej ekspozycji atmosferycznej lub w warunkach przyspieszonych (w komorze o podwyższonym stężeniu CO_2). Przejście na model dotyczący przebiegu karbonatyzacji betonu w konstrukcji wymaga wzięcia pod uwagę rzeczywistych warunków ekspozycji,

w tym intensywności i częstości opadów atmosferycznych, usytuowania analizowanej powierzchni względem kierunku deszczu i wiatru itp., tak jak to na przykład proponuje model zawarty w wytycznych CEB [23].

Reasumując powyższe rozważania, autorzy w swoich badaniach i w praktyce inżynierskiej wykorzystują z powodzeniem model w postaci:

$$x = a + b\left(\frac{w}{c}\right) + c(cp) + d(D^n) + e(\frac{1}{\sqrt{t}}) \quad (2)$$

gdzie a,b,c,d,e – współczynniki modelu, przy czym a stanowi poszukiwaną asymptotę modelu czyli maksymalną głębokość karbonatyzacji; w/c – wskaźnik woda-cement, cp – czas początkowej pielęgnacji wilgotnościowej, D – zawartość dodatku mineralnego jako % zawartości cementu, n – potęga równa 1 lub 2 zależnie od rodzaju dodatku, t – czas karbonatyzacji.

Model ten może być odpowiednio uproszczony lub wzbogacony o inne istotne czynniki uwzględnione w planie eksperymentu przeprowadzanym w celu wyznaczenia współczynników modelu.

W praktyce laboratoryjnej najczęściej model wyznacza się na podstawie badań przyspieszonych, przy czym jako czynnik przyspieszający wykorzystywane jest podwyższone stężenie dwutlenku węgla, wynoszące – zgodnie ze wskazaniami norm europejskich: 1 %[29], 3% [32] lub 4% [31]. Ponieważ uzyskane modele z reguły służą do analiz dotyczących życia konstrukcji budowlanych eksploatowanych w warunkach rzeczywistych – atmosferycznych, rodzi się pytanie o reprezentatywność modeli uzyskanych w badaniu przyspieszonym względem realnego przebiegu procesu w betonie użytkowej konstrukcji. Wieloletnie badania autorów nad korelacją modelu wyznaczonego w warunkach przyspieszonej karbonatyzacji i w warunkach naturalnej karbonatyzacji pozwalają wnioskować, że:

- istotą uzyskania adekwatności modeli wyznaczonych w obu typach warunków jest dobranie odpowiedniego czasu badania w warunkach przyspieszonych – w pracy [28] wykazano, że w stężeniu CO_2 = 1%, wartość asymptoty modelu hiperbolicznego stabilizuje się na określonym poziomie (głębokości) po 90-120 dniach ekspozycji. Przedłużanie badania w tych warunkach – nie zmienia istotnie wartości asymptoty. W warunkach stężenia 3% CO_2 stabilizacja ta następuje po 70-90 dniach;
- wartość asymptoty – czyli maksymalnej głębokości karbonatyzacji danego betonu – wyznaczona w warunkach karbonatyzacji przyspieszonej jest zawsze większa niż w warunkach naturalnych (o kilka do kilkunastu % zależnie przede wszystkim od ilości i rodzaju dodatków mineralnych w cemencie/betonie). Oznacza to, że przyjęcie asymptoty wyznaczonej w podwyższonym stężeniu CO_2 do celów projektowych czy też prognostycznych w zakresie trwałości, obarczone jest stosunkowo niewielkim błędem w stroną bezpieczną z punktu widzenia celu inżynierskiego.

Wyznaczenie statystycznie reprezentatywnego modelu wymaga przeprowadzenia badań w oparciu o plan eksperymentu, uwzględniającego – w wariancie podstawowym dla jednego, określonego składu betonu – pomiary karbonatyzacji betonu począwszy od uzyskania pełnej jego dojrzałości (tj. po 28 dniach lub więcej w przypadku korzystania z wieku równoważnego) do czasu zadowalającego ustabilizowania się wartości asymptoty wyznaczanego modelu (a we wzorze (2)). Procedura badania powinna być zgodna z jedną z norm wymienionych wcześniej ([29-32]), a typowa częstotliwość pomiarów to 14, 28, 56, 70, 90 dni od chwili umieszczenia próbek w komorze karbonatyzacji. Uzyskane wyniki badań w postaci średniej głębokości karbonatyzacji po każdym z terminów, mogą

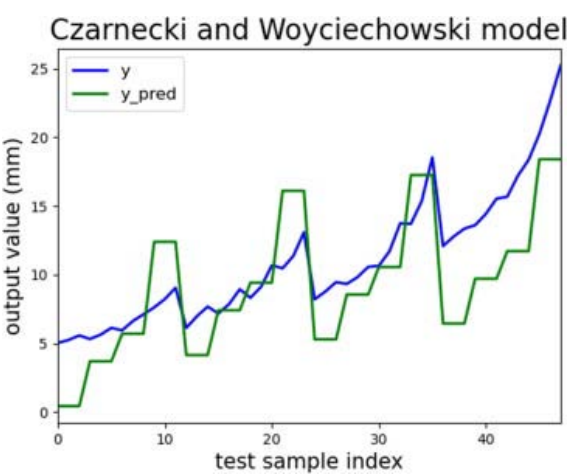
stanowić podstawę wyznaczenia równania hiperboli za pomocą dowolnego narzędzia matematycznego, metodą curve fitting przy założonej postaci ogólnej krzywej wg równania (2) uproszczonego do postaci:

$$x = a + e(\frac{1}{\sqrt{t}}) \tag{3}$$

W modelowaniu nie należy uwzględniać punktu początkowego, tj. chwili czasu 0 (wstawienie próbki do komory karbonatyzacji), w którym głębokość karbonatyzacji próbek powinna wynosić 0 mm. Oś pionowa jest naturalną asymptotą pionową modelu w proponowanej postaci, a więc punkt ten nie należy do wyznaczanej funkcji. Co więcej – odległość punktu przecięcia wykresu funkcji z osią czasu (miejsce zerowe – $(e/a)^2$) można potraktować jako umowny czas inicjacji procesu karbonatyzacji, tj. czas, w którym skutki procesu są niemierzalne przyjętą metodą.

3. Model karbonatyzacji skończonej w świetle literatury

Model karbonatyzacji betonu jako procesu skończonego jest publikowany przez autorów od ponad 15 lat w odniesieniu do różnych odmian betonów i warunków badania, uzyskując nieodmiennie bardzo dobrą korelację z wynikami eksperymentów. Na przestrzeni lat model podstawowy i jego szczegółowe formy doczekały się wielu cytowań w literaturze naukowej – przy czym model skończony wykorzystywany jest do różnych celów i często jego zgodność z wynikami eksperymentu porównywana jest do zgodności innych modeli, w tym wskazywana jest szczególnie dobra jego korelacja z wynikami eksperymentów, tak jak to wykazano np. przez uczonych kanadyjskich [33] (por. rys. 3)



Rys. 3 Wykazanie [33] zgodności danych pomiarowych i wartości obliczonych według formuły zaproponowanej [24] przez Czarnecki&Woyciechowski

W literaturze można znaleźć wiele obszarów badawczych, w których poszczególne zespoły badawcze wykorzystały koncepcję modelu karbonatyzacji, jako procesu skończonego.

Wiele prac dotyczy modelowania przebiegu karbonatyzacji w czasie, z uwzględnieniem dodatkowych czynników, takich jak np. stan naprężenia [34,35,36], przebieg pielęgnacji [37,38], stężenia CO_2 [39], porowatości [40], rodzaju kruszywa [41-44] i innych jego właściwości [45,46].

Liczne prace, w których wykorzystano model skończony, dotyczą kompozytów cementowych modyfikowanych niekonwencjonalnymi składnikami, takimi jak popioły lotne wapienne [47,48,49] i krzemionkowe [50], żużel wielkopiecowy [51], celuloza mikrokrystaliczna [52], polimery jako współspoiwo [53], nieaktywne pyły mineralne [54,55,56], popioły fluidalne [57,58].

Model skończony jest także często przywoływany w kontekście prognoz trwałości, przewidywania czasu inicjacji korozji zbrojenia i analizy cyklu życia obiektu budowlanego w różnych warunkach eksploatacji np. konstrukcji morskich [59,60], konstrukcji w klimacie tropikalnym [61], konstrukcji poddanej działaniu chlorków [62, 63,64], obiektów zabytkowych [65], tuneli [66], konstrukcji drogowych [67,68] oraz prefabrykatów żelbetowych i sprężonych, w tym tzw. wielkiej płyty [69,70,71,72].

Szczególnie celowe jest wykorzystanie modelu skończonego jako narzędzia do szacowania realnego potencjału sekwestracji CO_2. W tym kontekście model został przywołany m.in. w pracach [73-77].

Model skończony pojawia się także jako jeden z elementów analiz i weryfikacji niekonwencjonalnych, zaawansowanych metod diagnozowania skutków karbonatyzacji, z wykorzystaniem takich narzędzi jak pomiary impedancyjne [78,79], skaner UIR [80], pomiary impulsu galwanostatycznego [81] fenomenologia optyczna [82], metody FTIR [83].

Możliwość wykorzystania modelu skończonego przywoływana jest także w pracach dotyczących projektowania konstrukcji z uwagi na trwałość [84,85] oraz projektowania materiałowego betonu zgodnego z zasadami zrównoważonego rozwoju [75,86].

Nie wszystkie z wymienionych prac przedstawiają wprost sposób skorzystania z modelu skończonego karbonatyzacji w danym przypadku, nie wszystkie przedstawiane koncepcje w pełni uzasadniają korzystanie z takiego modelu. W kolejnym rozdziale artykułu przedstawione zostaną główne obszary, w których stosowanie tego rodzaju modelu jest celowe, uzasadnione i może wykazywać przewagę takiej koncepcji nad koncepcjami modeli zakładających nieskończony charakter procesu karbonatyzacji.

4. Wykorzystania modelu karbonatyzacji jako procesu skończonego w praktyce badawczej i inżynierskiej – możliwości i korzyści

Modele matematyczne procesu karbonatyzacji, rozumiane jako modele postępu frontu karbonatyzacji z upływem czasu, mogą być wykorzystywane do różnych celów praktycznych, w tym do:

- porównawczej oceny odporności na karbonatyzację różnych rozwiązań materiałowych,
- projektowania ochrony konstrukcyjnej (grubości otuliny zbrojenia) z uwzględnieniem oczekiwanej trwałości elementu,
- szacowania trwałości elementu, rozumianej jako czas do wystąpienia warunków zainicjowania korozji zbrojenia z uwagi na obniżenie pH,
- określania rzeczywistego potencjału sekwestracyjnego betonu w konstrukcji.

Porównawcza ocena odporności na karbonatyzację różnych kompozytów cementowych stanowi podstawowy cel badań normowych karbonatyzacji, a w przypadku normy dotyczącej cementowych wyrobów naprawczych jest to nawet wywołane w jej tytule [29]. Bardzo różnie przyjmowane jest kryterium stanowiące podstawę porównania tej odporności (tab. 1).

Podejście prezentowane w najstarszych normach [29,32] jest bardzo uproszczone, gdyż zakłada, że wynik badania przyspieszonego po 56 lub 70 dniach, czyli średnia głębokość karbonatyzacji po tym okresie, stanowi wystarczającą informację do porównania różnych składów betonów, gdy tym czasem oczywistym jest, że nie tylko różna jest szybkość postępu frontu karbonatyzacji w różnych betonach ale także dynamika zmian tej szybkości. Innymi słowy krzywa postępu głębokości karbonatyzacji – początkowo zwykle ostro rosnąca w czasie, wypłaszcza się po różnym okresie ekspozycji i to z różną intensywnością. Arbitralne przyjęcie terminu zakończenia oceny może prowadzić do fałszywych wniosków.

Koncepcja wskaźnika karbonatyzacji, prezentowana w normach [31,30] jest tylko w pewnym stopniu wolna od tego mankamentu: czas badania nadal jest arbitralnie ograniczony (do 70 dni) ale sposób analizy wyników pozwala wyznaczyć wskaźnik odporności na karbonatyzację wyrażany w $mm \cdot rok^{-1}$, który może stanowić pewną miarę porównania odporności betonów o różnych składach ilościowych i jakościowych. Wskaźnik odporności określa się na podstawie aproksymacji liniowej punktów pomiarowych w układzie współrzędnych: pierwiastek z czasu karbonatyzacji t vs zmierzona głębokość karbonatyzacji po czasie t. Wskaźnik wyznacza się jako tangens kąta nachylenia funkcji liniowej do osi t. Wadą takiego podejścia jest założenie, że proces karbonatyzacji postępuje w głąb betonu nieskończenie zarówno w czasie, jak i w przestrzeni, ale dodatkowo ogranicza jego uniwersalność także fakt, że wyznaczona postać funkcji liniowej jest ściśle związana z okresem badania – dokładanie kolejnego punktu pomiarowego na osi czasu (np. po 90 czy 120 dniach) zmienia postać funkcji i w efekcie wielkość wskaźnika odporności. Przyszłościowym kierunkiem badań powinno być wyznaczenie zakresu zmienności wartości tego wskaźnika, w zależności od czasu trwania badania, dla różnych odmian betonów, i w efekcie wyznaczenie minimalnego czasu badania, po którym wskaźnik przestaje zmieniać się znacząco (przy czym istotne jest także zdefiniowanie zmiany znaczącej i nieznaczącej wskaźnika). Niestety takich badań w literaturze nie ma jak dotąd. Dopiero tak zmodyfikowana procedura oceny odporności na karbonatyzację może być uznana za kompletną i wiarygodną.

Tabela 1 Porównanie procedur normowych i modelu skończonego w zastosowaniu do oceny odporności betonu na karbonatyzację

Podstawa	Warunki badania	Definicja frontu karbonatyzacji	Kryterium
PN-EN 13295 2005 [29]	1% CO_2, 60%RH, 20°C	Zasięg pH=8,3 wyznaczany wskaźnikiem fenoloftaleinowym	Głębokość karbonatyzacji po 56 dniach
prTS 12390-12 draft 2010 [32]	4% CO_2, 60%RH, 20°C		Głębokość karbonatyzacji po 70 dniach
PN-EN 12390-12 2021 [31]	3% CO_2, 60%RH, 20°C		Wskaźnik odporności na karbonatyzację, wyznaczany jako tangens kąta nachylenia zależności x=f() do osi , wyznaczony po 70 dniach
PN-EN 12390-10 2019 [30]	Stężenie atmosf. CO_2, 60%RH, 20°C		
Autorski model „skończony"	Każde z powyższych		Pozioma asymptota modelu wyznaczona po 90 dniach w warunkach przyspieszonych

Wykorzystanie koncepcji modelu karbonatyzacji skończonej do oceny odporności betonu na karbonatyzację znacznie ogranicza wymienione wyżej niedogodności – kryterium oceny jest wszak wartość charakterystyczna dla danego składu betonu – tj. maksymalna możliwa głębokość karbonatyzacji, wyznaczana jako asymptota pozioma modelu hiperbolicznego. Niepewność oszacowania związana jest z dwoma kwestiami dotyczącymi różnic wartości asymptot wyznaczonych w różnych warunkach badania oraz czasu badania karbonatyzacji, po którym wartość wyznaczonej asymptoty przyjmuje się za ustabilizowaną. W toku wieloletnich badań różnych składów betonu i różnych ich odmian technologicznych, autorzy wykazali, że wartości asymptot wyznaczanych w warunkach temperatury i wilgotności optymalnych do przebiegu reakcji karbonatyzacji oraz w zakresie stężeń CO_2 od atmosferycznego do 4%, różnią się między sobą o kilka do kilkunastu procent. Największe wartości asymptot (tj. najgłębszy zasięg karbonatyzacji) uzyskuje się przy największym stężeniu CO_2. Wykazano także, że w warunkach przyspieszonej karbonatyzacji wartość asymptoty stabilizuje się na stałym poziomie (z dokładnością do ułamków milimetra wystarczającą do celów inżynierskich) po okresie badania maksymalnie do 90-120 dni. Tak więc wartość asymptoty wyznaczoną w wyniku badania i aproksymacji jego wyników funkcją hiperboliczną, można traktować jako stałą charakterystykę danego betonu, co de facto uniezależnia porównawczą ocenę odporności różnych betonów na karbonatyzację według tej koncepcji, od warunków badania.

Projektowanie grubości otuliny zbrojenia z uwagi na zagrożenie karbonatyzacją jest – wg regulacji EC2 – oparte o stablicowane wartości grubości otuliny minimalnej, powiązane z kategorią konstrukcji (czyli oczekiwaną trwałością projektowaną) oraz klasą ekspozycji betonu i jego klasą wytrzymałości. Jest to podejście archaiczne: z jednej strony zachowawcze ponieważ wartości tabelaryczne są często dość znacznie zawyżone w stosunku do faktycznych zdolności ochronnych otuliny z tzw. betonu zwykłego, a z drugiej strony – ryzykowne, ponieważ nie daje możliwości uwzględnienia różnego wpływu na zdolności ochronne powszechnych obecnie modyfikacji materiałowych betonu z użyciem odpadów, produktów ubocznych i innych składników alternatywnych wobec cementu. Wykorzystanie w projektowaniu grubości otuliny modelu hiperbolicznego karbonatyzacji

i jego asymptoty stanowić może element optymalizacji projektu i prowadzić do powstawania bardziej oszczędnego a jednocześnie niezawodnego projektu elementu. Szczegółowy algorytm postępowania według tej koncepcji autorzy przedstawili w [28,87].

Szacowanie trwałości resztkowej, czyli czasu jaki pozostał jeszcze do zainicjowania korozji zbrojenia w wyniku karbonatyzacji betonu w eksploatowanej konstrukcji, jest jednym z podstawowych elementów analiz prognostycznych, wykonywanych podczas ocen stanu technicznego obiektów z betonu, określania strategii zarządzania obiektem budowlanym, jego naprawami i ochroną. Zwykle w takim przypadku możliwe jest jedynie doświadczalne określenie zasięgu karbonatyzacji w chwili przeprowadzania diagnostyki, co nie jest wystarczające do sporządzenia jakiegokolwiek modelu przebiegu procesu w czasie. Zakładając, że w momencie wzniesienia obiektu głębokość karbonatyzacji wynosiła 0, a w chwili t przeprowadzania diagnostyki wynosi x, dysponujemy dwoma punktami na osi czasu (punkt 0;0 i punkt t;x), co pozwala aproksymować jedynie zależność liniową, która jednak w tym przypadku nie jest przydatna z uwagi na uzyskanie zbyt pesymistycznego scenariusza prognozy, odległego od sytuacji rzeczywistej. Zwykle stosuje się w tym przypadku zgrubne oszacowania, oparte o orientacyjne wskaźniki szybkości karbonatyzacji, np. takie jak podano w [16], co może być obarczone sporym błędem. Zdaniem autorów można jednak próbować utworzyć model karbonatyzacji w oparciu o próbkę pobraną z konstrukcji i poddaną procesowi starzenia karbonatyzacyjnego w warunkach laboratoryjnych. Warunkiem powodzenia takiego postępowania jest pozyskanie próbki bez strefy skarbonatyzowanej, którą można albo pobrać z fragmentu konstrukcji zabezpieczonego powierzchniowo innym materiałem, uniemożliwiającym karbonatyzację albo też pobrać ze strefy powierzchniowo skarbonatyzowanej i odciąć tę strefę, tak aby wyeksponować w komorze karbonatyzacyjnej beton nieskarbonatyzowany. Na podstawie badania w komorze takich próbek i pomiarów głębokości karbonatyzacji w kilku punktach czasowych można wyznaczyć model karbonatyzacji. Weryfikacją jego poprawności może być porównanie wartości zmierzonej głębokości karbonatyzacji betonu w konstrukcji (czyli po n latach eksploatacji) i obliczonej z modelu – po tym samym czasie ekspozycji, z uwzględnieniem współczynnika wpływu różnicy stężenia CO_2 w badaniu i w konstrukcji. Takie działanie obarczone jest szeregiem niepewności, np. związanych z inną mikrostrukturą powierzchni betonu w konstrukcji (efekt ściany) i powierzchni betonu w przeciętej próbce.

Określanie przebiegu sekwestracji dwutlenku węgla przez karbonatyzujący beton, będąc jedną z form dekarbonizacji (zmniejszenia śladu węglowego) przemysłu cementowego i betonowego, stanowi obecnie ważny element analizy cyklu życia betonu i cementu. Karbonatyzacja betonu powoduje trwałe chemiczne związanie pewnej ilości CO2 w strukturze kompozytu cementowego. Z punktu widzenia analizy cyklu życia cementu uzasadniony jest termin „rekarbonizacja", jako iż część dwutlenku węgla uwolnionego w wyniku kalcynacji surowca użytego w produkcji cementu powraca do postaci stałej w skarbonatyzowanym kompozycie cementowym, w postaci produktu karbonatyzacji – węglanu wapnia. W odniesieniu do cyklu życia betonu "rekarbonizacja" jest skrótem myślowym łączącym cykle życia cementu i betonu w jeden cykl. Potencjał sekwestracyjny betonu jest pojęciem natury chemicznej i określa maksymalną (stechiometryczną) ilość dwutlenku węgla, jaką beton może związać na drodze karbonatyzacji. Teoretyczny potencjał sekwestracji można określać korzystając z modeli termodynamicznych i kinetycznych. Jest to jednak podejście wyidealizowane, zakładające pełną karbonatyzację całej analizowanej objętości betonu, co w praktyce inżynierskiej w zasadzie nie ma miejsca, i to co najmniej z dwóch powodów. Po pierwsze – w naturalnych, atmosferycznych warun-

kach przebiegu karbonatyzacji betonu w typowym okresie jego eksploatacji (50-100 lat) sekwestracja związana jest przede wszystkim z reakcją CO_2 z $Ca(OH)_2$, zaś udział innych faz zaczynu w procesie jest mniejszy. Tak więc modele termodynamiczne i kinetyczne prowadzą do zbyt optymistycznego (zawyżonego) określenia potencjału sekwestracji. Kluczowe dla określenia faktycznej sekwestracji betonu w konstrukcji jest odniesienie się do tego, jaka część objętości tego betonu może ulec karbonatyzacji. Jedynie koncepcja modelu karbonatyzacji skończonej pozwala uwzględnić w analizach fakt, że beton w elemencie konstrukcji nie karbonatyzuje na wskroś, a jedynie do pewnej określonej głębokości – asymptoty modelu hiperbolicznego. Biorąc pod uwagę tę głębokość oraz geometrię konstrukcji, znając teoretyczny (stechiometryczny) potencjał sekwestracji, można określić realny potencjał sekwestracyjny betonu wbudowanego w konstrukcji. Autor wykazał [88], że nawet w przypadku dość rozwiniętej powierzchni zewnętrznej obiektu betonowego, ulegającego karbonatyzacji, możliwe jest tylko częściowe wykorzystanie potencjału sekwestracyjnego. Zastosowanie modelu karbonatyzacji skończonej pozwala w tym wypadku przewidzieć do jakiego rozmiaru należy rozdrobnić beton po rozbiórce wiaduktu, aby możliwe było całkowite wykorzystanie teoretycznego potencjału sekwestracyjnego – jest to wymiar średnicy ziaren gruzu odpowiadający dwukrotnej maksymalnej głębokości karbonatyzacji betonu (dwukrotność rzędnej asymptoty modelu hiperbolicznego).

5. Podsumowanie

Zagadnienie modelowania karbonatyzacji jest w ostatnich latach przedmiotem bardzo dużej liczby publikacji, ponieważ jest to proces, który z jednej strony stanowi zagrożenie trwałości żelbetu, a z drugiej wpisuje się działania proekologiczne, stanowiąc jeden ze sposobów skutecznej i trwałej sekwestracji atmosferycznego CO_2. Prawidłowe teoretycznie i jednocześnie realistyczne podejście do matematycznego modelowania procesu, uwzględniające złożoność chemiko-fizyczną zagadnienia ale i aspekt inżynierski, w tym projektowaną i rzeczywistą długość życia konstrukcji z betonu, stanowi podstawę zrównoważonego projektowania materiałowego i konstrukcyjnego elementów z betonu. Zbilansowanie ryzyka przedwczesnej utraty trwałości i korzyści związanych z wykorzystaniem potencjału sekwestracyjnego betonu to jeden z kierunków rozwoju technologii betonu. W artykule wykazano, że autorski model karbonatyzacji zakładający nieograniczony w czasie ale ograniczony (do pewnej maksymalnej głębokości wyznaczanej poziomą asymptotą modelu hiperbolicznego) w przestrzeni betonu charakter procesu, szczególnie dobrze wpisuje się w paradygmaty zrównoważonego rozwoju.

Literatura

[1] A. Khawam, D.R. Flanagan, Solid-state kinetic models: basics and mathematical, fundamentals, J. Phys. Chem. B 110, 2006, 17315–17328,
[2] H. Schmalzried, Chemical kinetics of solids, Mater. Sci. Forum 239–241, 1997, 381–386,
[3] K. De Weerdt, G. Plusquellec, A. Belda Revert, M.R. Geiker, B. Lothenbach, Effect of carbonation on the pore solution of mortar, Cem. Concr. Res. 118, 2019, 38-56.
[4] V. Shah, K. Scrivener, B. Bhattacharjee, S. Bishnoi, Changes in microstructure characteristics of cement paste on carbonation, Cem. Concr. Res. 109, 2018, 184-197.
[5] V.G. Papadakis, C.G. Vayenas, M.N. Fardis, Fundamental modelling and experimental investigation of concrete carbonation, ACI Mater. J. 88, 1991, 363–373.

[6] O. Omikrine Metalssi, A. Aďt-Mokhtar, P. Turcry, A proposed modelling of coupling carbonation-porosity-moisture transfer in concrete based on mass balance equilibrium, Construct. Build. Mater. 230, 2020, 116997.
[7] J. Jeong, H. Ram´ezani, E. Chuta, Reactive transport numerical modelling of mortar carbonation: atmospheric and accelerated carbonation, J. Build. Eng. 23, 2019, 351–368.
[8] C. Wang, J. Xiao, G. Zhang, L. Li, Interfacial properties of modelled recycled aggregate concrete modified by carbonation, Construct. Build. Mater. 105, 2016, 307–320.
[9] E.F. Felix, R. Carrazedo, E. Possan, Carbonation model for fly ash concrete based on artificial neural network: development and parametric analysis, Construct. Build. Mater. 266, 2021, 121050.
[10] S.C. Paul, B. Panda, Y. Huang, A. Garg, X. Peng, An empirical model design for evaluation and estimation of carbonation depth in concrete, Meas. J. Int. Meas. Confed. 124, 2018, 205–210.
[11] Q. Tao, Z. Li, J. Xu, N. Xie, S. Wang, J.A.K. Suykens, Learning with continuous piecewise linear decision trees, Expert Syst. Appl. 168, 2021, 114214.
[12] W.Z. Taffese, E. Sistonen, J. Puttonen, CaPrM, Carbonation prediction model for reinforced concrete using machine learning methods, Construct. Build. Mater., 100, 2015, 70–72.
[13] Y.J. Cha, W. Choi, O. Büyük¨oztürk, Deep learning-based crack damage detection using convolutional neural networks, Comput. Civ. Infrastruct. Eng. 32, 2017, 361–378.
[14] H. Larochelle, Y. Bengio, J. Louradour, P. Lamblin, Exploring strategies for training deep neural networks, J. Mach. Learn. Res. 1, 2009, 1–40.
[15] Xujia You, Xiang Hu, Pingping He, Jianhui Liu, Caijun Shi, A review on the modelling of carbonation of hardened and fresh cement-based materials, Cement and Concrete Composites 125, 104315, 2022.
[16] L. Czarnecki, P. Emmons, Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Polski Cement, Kraków 2002
[17] K. Zhang, J. Xiao, Prediction model of carbonation depth for recycled aggregate concrete, Cement Concr. Compos. 88, 2018, 86–99.
[18] L. Jiang, B. Lin, Y. Cai, A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete, Cement Concr. Res. 30, 2000, 699–702.
[19] S.O. Ekolu, Model for natural carbonation prediction (NCP): practical application worldwide to real life functioning concrete structures, Eng. Struct. 224, 2020, 111126.
[20] R.V. Silva, A. Silva, R. Neves, J. de Brito, Statistical modeling of carbonation in concrete incorporating recycled aggregates, J. Mater. Civ. Eng. 28, 2016, 04015082.
[21] J. Walraven, Fib model code for concrete structures 2010: mastering challenges and encountering new ones, Struct. Concr. 14, 2013, 3–9.
[22] C.D. Atis, Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash, Construct. Build. Mater. 17, 2003,147–152.
[23] CEB Bulletin 238, New approach to durability design. An example for carbonation induced corrosion, Comité Euro-International du Béton (CEB), 1997
[24] L. Czarnecki, P. Woyciechowski, Concrete carbonation as a limited process and its relevance to concrete cover thickness, ACI Materials J. 109 (3), 2012 275-288
[25] L.E. Czarnecki, P.P. Woyciechowski, Modelling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space?", Bulletin of the Polish Academy of Sciences 63 (1), 43-54, 2015
[26] D. Stańczak, J. Kuziak, P. Woyciechowski, L. Czarnecki, Experimental verification of carbonation models used for estimation of reinforced concrete structures durability, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 68(5), 2020, 1159-1166
[27] L. Czarnecki, P. Woyciechowski, G. Adamczewski, Risk of concrete carbonation with mineral industrial by-products, KSCE Journal of Civil Engineering 22, 2018, 755-764
[28] Woyciechowski P., Model karbonatyzacji betonu, Oficyna Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2013
[29] PN-EN 13295: 2005 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych - Metody badań - oznaczanie odporności na karbonatyzację.
[30] PN-EN 12390-10: 2019-02 Badania betonu - Część 10: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację w warunkach stężeń dwutlenku węgla na poziomie atmosferycznym.
[31] PN-EN 12390-12: 2020-06 Badania betonu - Część 12: Oznaczanie odporności betonu na karbonatyzację. Przyspieszona metoda karbonatyzacji.
[32] prTS 12390-12 Projekt normy dostępny w latach 2010-2020
[33] I.Nunez, M.L. Nehdi, Machine learning prediction of carbonation depth in recycled aggregate concrete incorporating SCMs, Construction and Building Materials, Volume 287, 2021, 123027
[34] Y.Ren, Q.Huang, X. L.Liu, Z. J. Tong,. A model of concrete carbonation depth under the coupling effects of load and environment. Mater. Res. Innovations, 19, S9-224, 2015
[35] J. Wang, H. Su, J. Du, Influence of coupled effects between flexural tensile stress and carbonation time on the carbonation depth of concrete, Construction and Building Materials, Volume 190, 2018, 439-451

[36] Z.Liu, P. Van den Heede, C. Zhang, X.Shi, L.Wang, J.Li, ... & N.De Belie, Influence of sustained compressive load on the carbonation of concrete containing blast furnace slag. Construction and Building Materials, 335, 12745, 2022.
[37] S.O. Ekolu, A review on effects of curing, sheltering, and CO_2 concentration upon natural carbonation of concrete, Constr. and Build. Materials, Volume 127, 2016, 306-320
[38] A. Łagosz, J. Deja, Ocena wpływu warunków pielęgnacji i stosunku w/c na szybkość procesu karbonatyzacji zapraw cementowych, Cement Wapno Beton, 4, 2012, 207-216
[39] S.O. Ekolu, Model for practical prediction of natural carbonation in reinforced concrete: Part 1-formulation, Cement and Concrete Composites, Volume 86, 2018, 40-56
[40] T. Tracz, Open porosity of cement pastes and their gas permeability, Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences, Vol. 64, No. 4, 2016, 775-783
[41] R. Mi, G. Pan, Q. Shen, Carbonation modelling for cement-based materials considering influences of aggregate and interfacial transition zone, Construction and Building Materials Volume 229, 2019, 116925,
[42] S.A.Moghaddas, M.Nekoei, E.M.Golafshani, M.Nehdi, M.Arashpour, Modeling carbonation depth of recycled aggregate concrete using novel automatic regression technique. Journal of Cleaner Production, 371, 133522, 2022
[43] B. A.Tayeh, D. M.Al Saffar, R.Alyousef, The utilization of recycled aggregate in high performance concrete: a review. Journal of Materials Research and Technology, 9(4), 2020, 8469-8481.
[44] R.Mi, K. M.Liew, G.Pan, T.Kuang, Carbonation resistance study and inhomogeneity evolution of recycled aggregate concretes under loading effects. Cement and Concrete Composites, 118, 103916, 2021.
[45] H. Zhao, W. Sun, X. Wu, B. Gao, The effect of the material factors on the concrete resistance against carbonation, KSCE Journal of Civil Eng., 22, 2018, 1265–1274,
[46] J.M. Marangu, J.K. Thiong'o, J.M. Wachira, Review of carbonation resistance in hydrated cement based materials, Journal of Chemistry, Volume 2019, Article ID 8489671, 2019
[47] D. Jóźwiak-Niedźwiedzka, M. Sobczak, K. Gibas, Carbonation of concretes containing calcareous fly ashes. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, v. 12, n. 2, p. 223-236, 2014
[48] D Jóźwiak-Niedźwiedzka, Influence of blended cements on the concrete resistance to carbonation, Chapter 12 w Brittle Matrix Composites 10, Woodhead Publishing ltd 2012
[49] M. Dąbrowska, Z. Giergiczny, Chemical resistance of mortars made of cements with calcareous fly ash. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, v. 12, n. 2, p. 131-146, 2014
[50] K.Zhang, K. Zhang, R.Bao, X.Liu, A framework for predicting the carbonation depth of concrete incorporating fly ash based on a least squares support vector machine and metaheuristic algorithms. Journal of Building Engineering, 65, 105772, 2023.
[51] LI Zhuguo, LI Sha, Carbonation resistance of fly ash and blast furnace slag based geopolymer concrete, Construction and Building Materials, Volume 163, 2018, 668-680
[52] L. Silva, S, Parveen, A. Zottis, S. Rana, R. Vanderlei, R.Fangueiro, A facile approach of developing micro crystalline cellulose reinforced cementitious composites with improved microstructure and mechanical performance, Powder Technology, Vol. 338, 2018, 654-663
[53] E. Stanaszek-Tomal, M. Fiertak, Biological and chemical corrosion of cement materials modified with polymer, Bulletin of the Polish Academy of Sciences – Technical Sciences, Vol. 63, No. 3, 2015, 591-596
[54] J.L. da Silva, D.B. da Campos, A.C. Lordsleem, Y.V. Povoas. Influence of the partial substitution of fine aggregate by granite powder in mortar on the process of natural carbonation. Waste Management & Research, 38(3), 254-262, 2020
[55] Ł.Sadowski, D.Stefaniuk, M.Różańska, et al. The Effect of Waste Mineral Powders on the Structure of Air Voids in Low-Strength Air-Entrained Concrete Floor Screeds. Waste Biomass Valor 11, 2211–2225, 2020
[56] Hanifi Binici, Yavuz Yardim, Orhan Aksogan, Rifat Resatoglu, Aytac Dincer, Ali Karapuz, Durability properties of concretes made with sand and cement size basalt, Sustainable Materials and Technologies, Volume 23, e00145, 2020
[57] M.A.Glinicki, D.Jóźwiak-Niedźwiedzka, M.Dąbrowski, The Influence of Fluidized Bed Combustion Fly Ash on the Phase Composition and Microstructure of Cement Paste. Materials 2019, 12, 2838
[58] J.Śliwiński, T.Tracz, J.Deja, A.Łagosz, Wybrane właściwości betonów z dodatkiem frakcjonowanego popiołu lotnego krzemionkowego i fluidalnego, Cement Wapno Beton, 18/80, nr 2, 2013, 81-90
[59] L. Haselbach, A. Thomas, Carbon sequestration in concrete sidewalk samples, Construction and Building Materials, Volume 54, 2014, 47-52,
[60] Hossein Gholami Mohsen, Ghane Kaveh, Ostad-Ali-Askari, Investigating and Presentation Solutions for Concrete Corrosion in Coastal Structures, ICE Proceedings Civil Engineering 5(3):1-16, 2019

[61] M. Hilmy, H. Prabowo Predicted carbonation of existing concrete building based on the Indonesian tropical micro-climate, IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci., 126, 2018, 012026
[62] A Horáková, I Broukalová, A Kohoutková and J Vašková, Sustainability and durability analysis of reinforced concrete structures, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 246, 012038, 2017
[63] Quoc Huy Vu, Gabriel Pham at al., Impact of different climates on the resistance of concrete to natural carbonation, Construction and Building Materials, Volume 216, 450-467, 2019,
[64] Y. Zhou; B. Gencturk, K. Willam, A. Attar, Carbonation-Induced and Chloride-Induced Corrosion in Reinforced Concrete Structures, Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 27 Issue 9, 2015
[65] Tiago Ferreira Campos Neto, Jéssica Brandão Faria, José Manoel Morales Sánchez, João da Costa Pantoja, Centro de planejamento da UnB: aspectos históricos, mapeamento dos níveis de deterioração na estrutura e propostas de intervenção, Ambiente Construído, 18 (3) • Jul-Sep 2018
[66] Gao Wei, Chen Dongliang, Prediction model of service life for tunnel structures in carbonation environments by genetic programming, Geomechanics and Engineering, Volume 18 Issue 4, 373-389, 2019
[67] I. Skrzypczak, W. Radwański, T. Pytlowany, Durability vs technical - the usage properties of road pavements, E3S Web Conf., 45, 00082, 2018
[68] I. Skrzypczak, W.Kokoszka, T.Pytlowany, W.Radwański, AHP as a Method Supporting the Decision-Making Process in the Choice of Road Building Technology. In: Sierpiński, G. (eds) Smart and Green Solutions for Transport Systems. TSTP 2019. Advances in Intelligent Systems and Computing, vol 1091. Springer 2020
[69] P. Knyziak, The impact of construction quality on the safety of prefabricated multi-family dwellings, Engineering Failure Analysis, Vol. 100, 37-48, 2019
[70] Z. Szweda, Analiza wartości współczynników dyfuzji i migracji w betonie prefabrykowanych płyt stropowych typu HC-500, Materiały Budowlane nr 7, 2019, 34-35
[71] K. Girus, Evaluation of the condition of the external layer of walls in the national technological system „S-Sz" (Szczecin System) of large-panel prefabricated construction, MATEC Web of Conferences 284, 07003, 2019
[72] M. Wardach, J.R. Krentowski, P. Knyziak, Degradation Analyses of Systemic Large-Panel Buildings Using Comparative Testing during Demolition. Materials, 15(11), 3770, 2022
[73] L. Haselbach, A, Thomas, Carbon sequestration in concrete sidewalk samples, Construction and Building Materials,Volume 54, 47-52, 2014,
[74] L. Haselbach, R. Borden, M. Gueneron, A Method to Estimate Carbon Dioxide Sequestration in Concrete Pavement Interiors, Advances in Civil Engineering Materials, Volume 3, Issue 1, 2014
[75] N. Lippiatt, T. C. Ling, S. Y. Pan, Towards carbon-neutral construction materials: Carbonation of cement-based materials and the future perspective. Journal of Building Engineering, 28, 101062, 2020.
[76] O. Bildstein, F. Claret, P. Frugier; RTM for Waste Repositories. Reviews in Mineralogy and Geochemistry; 85 (1), 2019, 419–457
[77] M. Utesena, R. Pernicova, Analysis of the current construction from fair faced concrete in terms of bound co2 emissions, International Multidisciplinary Scientific GeoConference : SGEM; Sofia, Tom 19, 4.1, 2019
[78] M. Jaśniok, Investigation and Modelling of the Impact of Reinforcement Diameter in Concrete on Shapes of Impedance Spectra, Procedia Engineering, Volume 57, 2013,456-465,
[79] Qiwen Qiu; Zhentao Gu; Jiaqi Xiang; Canjie Huang; Biqin Dong, Carbonation Study of Cement-Based Material by Electrochemical Impedance Method, ACI Materials Journal, Vol. 114 Issue 4, 2017, 605-617
[80] A. Garbacz, T. Piotrowski, K. Zalegowski, G. Adamczewski, UIR-Scanner Potential to Defect Detection in Concrete, Advanced Materials Research Vol. 687, pp. 359–365, 2013
[81] W. Raczkiewicz,A. Wójcicki, J. Ślusarczyk, Prognozowanie trwałości żelbetowych elementów konstrukcji przy wykorzystaniu elektrochemicznej metody polaryzacyjnej, Nowoczesne Hale 3, 2019, 68-71
[82] M. Ghandehari, Optical Phenomenology for Materials Health Monitoring. In: Optical Phenomenology and Applications . Smart Sensors, Measurement and Instrumentation, vol 28. Springer, 2018
[83] H. Witkowski, M. Koniorczyk, New sampling method to improve the reliability of FTIR analysis for Self-Compacting Concrete, Construction and Building Materials, Volume 172, 2018, 196-203
[84] Kim, Gyu-Yong, Choe, Gyeong-Choel, Nam, Jeong-Soo, Choi, Hyeong-Gil. Durability Design of Concrete Structure Based on Carbonation. Magazine of the Korea Concrete Institute, 27(5), 2015, 21–24.
[85] A. Horáková, A. Kohoutková, I. Broukalová, Variant design of concrete structure in relation to durability of the structure and environmental impacts, Proceedings of the 12th International fib PhD Symposium in Civil Engineering. 12th fib PhD Symposium in Civil Engineering, Praha, 2018, 1219-1226
[86] Seung-Jun Kwon, Xiao-Yong Wang, Optimization of the Mixture Design of Low-CO2 High-Strength Concrete Containing Silica Fume, Advances in Civil Engineering, Volume 2019 | Article ID 7168703, 2019

[87] P.P. Woyciechowski, J.J. Sokołowska, Self-terminated carbonation model as a useful support for durable concrete structure designing, Structural Engineering and Mechanics 63, 2017, 55-64
[88] P. Woyciechowski, Karbonatyzacja betonu: trwałość vs sekwestracja CO_2, Budownictwo, Technologie, Architektura, 2/2021, 56-63

WŁAŚCIWOŚCI MIESZANKI BETONOWEJ

PROPERTIES OF CONCRETE MIX

Piotr Noakowski
Katarzyna Lemańska
Paweł Wolka

Prawidłowe projektowanie posadzek przemysłowych

PROPER DESIGN OF INDUSTRIAL FLOOR

Streszczenie

Posadzki przemysłowe są dziś powszechną konstrukcją, które są wrażliwe na awarie wynikające z zarysowania betonu. Powstające rysy są nieszkodliwe, dopóki są nieliczne, niezbyt szerokie, a przede wszystkim wykazują strefy ściskane. Ta ostatnia cecha jest konieczna, żeby posadzki mogły być użytkowane bez zakłóceń z punktu widzenia ich szczelności wobec wody gruntowej i trwałości kół wózków widłowych zagrożonych przez klawiszowanie brzegów rys skrośnych. Zapewnienie spójności zarysowanych przekrojów jest zatem kluczowe do niezawodnego funkcjonowania posadzki. Ten cel osiąga się odpowiednią ilością tradycyjnego zbrojenia prętowego lub włókien zbrojących. Zapewnienie wspomnianej prawidłowej pracy posadzek przemysłowych jest tematem niniejszego artykułu.

Abstract

Industrial floors today are common structures that are sensitive to failure caused by concrete cracking. The resulting cracks are harmless as long as they are few in number, not too wide and most importantly, exhibit compression zones. The latter feature is necessary so that floors can be used without interference from the point of view of their tightness against ground water and the durability of forklift wheels at risk from the buckling of their edges. Therefore, ensuring the integrity of the cracked cross sections is therefore crucial to the reliable operation of the floor. This goal is achieved with the right amount of traditional bar reinforcement or reinforcing fibers. Ensuring the mentioned proper operation of industrial floors is the subject of this article.

prof. dr hab. inż. Piotr Noakowski – Constructure GmbH
mgr inż. Katarzyna Lemańska – Constructure GmbH
dr inż. Paweł Wolka – Astra Technologia Betonu Sp. z o. o.

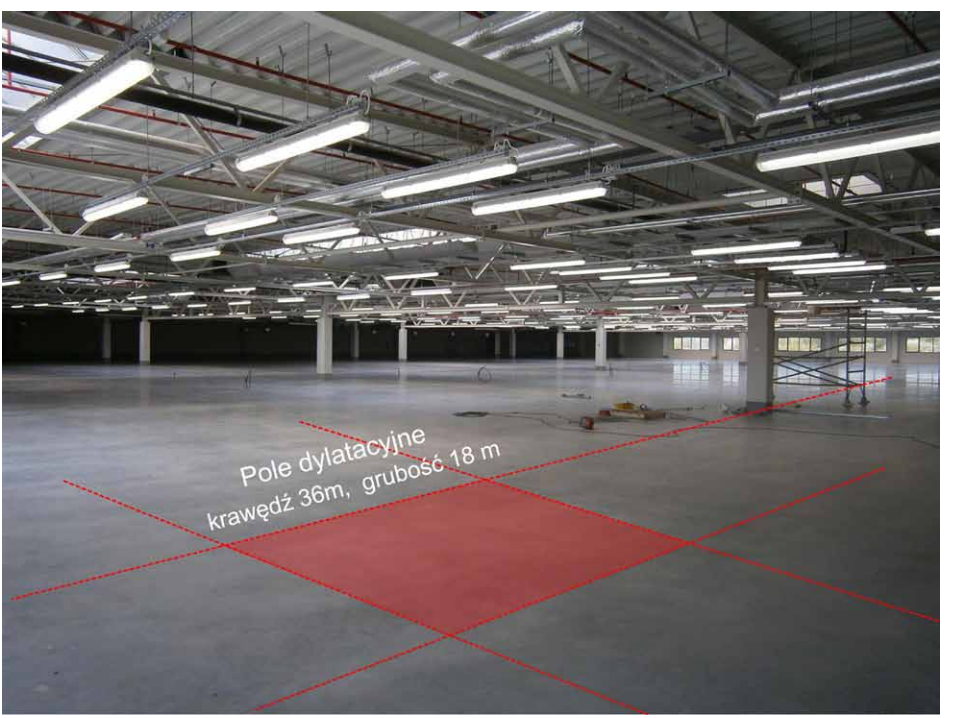
1. Zadanie

Podstawy właściwego projektowania zostaną przedstawione na przykładzie ekspertyzy autorów dotyczącej oceny rys w beznacięciowej posadzce z fibrobetonu magazynu wysokiego składowania. Po montażu ciężkich regałów doszło do powstania w niej rys mogących zakłócić użytkowanie obiektu. Opisana poniżej analiza zarysowanej konstrukcji służyła następującym celom:
– ustalenie genezy rys przy właściwym ujęciu mechaniki i technologii konstrukcji,
– prognoza ich zachowania się pod względem dalszej eksploatacji posadzki,
– możliwości naprawy zarysowanej konstrukcji.

2. Konstrukcja posadzki

2.1 Hala i pola dylatacyjne

Duże pola dylatacyjne z krawędziami o długości 36 m (rys. 1), sprawiają, że beznacięciową posadzkę należy traktować jako bezdylatacyjną.

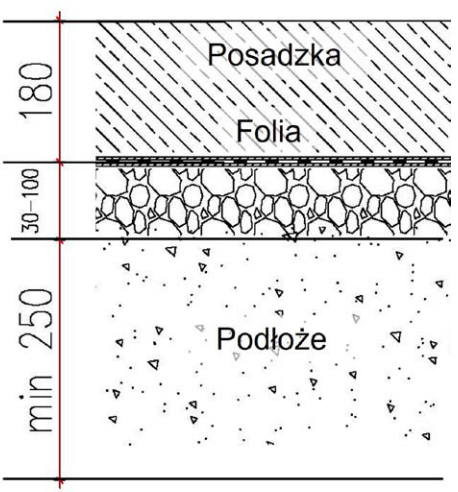


Rys. 1. Hala i pola dylatacyjne

2.2 Własności konstrukcyjne

Konstrukcja posadzki (rys. 2) odznacza się następującymi własnościami:

PODŁOŻE	
Kruszywo	< 31 mm
Lepiszcze	stabilizacja cementem
Geowłóknina	PES 150C poliester
Folia	Junifor P 1.5 G, 1.5mm
POSADZKA	
Pola dylatacyjne	36 m x 36 m
Grubość	h = 18 cm
BETON	
Klasa betonu	C35/45
Współczynnik	w/c = 0.48
Cement i pyły	350 kg/m^3
Moduł sprężystości	E_c = 35000 MN/m^2
Włókna stalowe	Dramix RC 80/50
Ilość włókien	18 kg/m^3



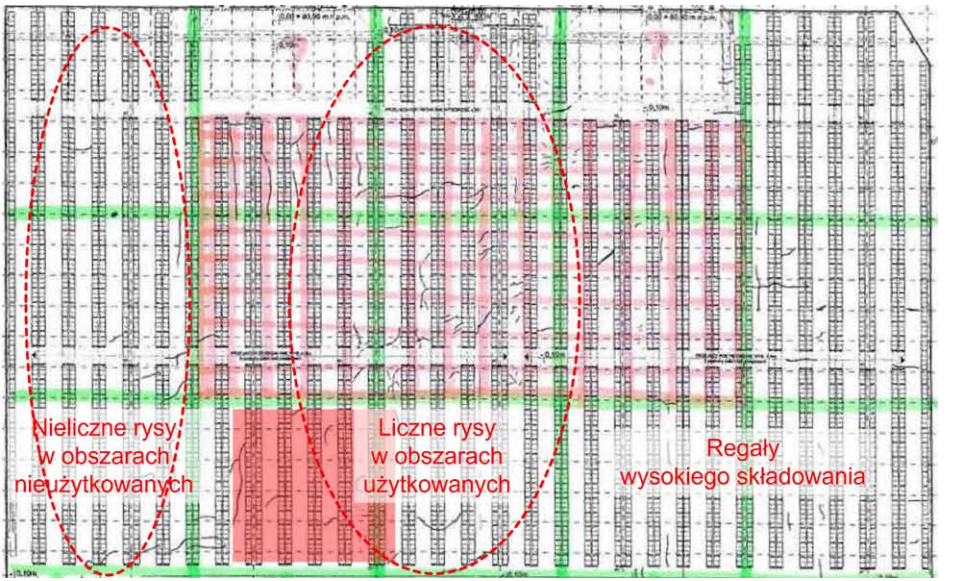
Rys. 2. Konstrukcja posadzki

3. Zarysowanie posadzki

3.1 Występowanie w zależności od użytkowania

Obraz rys w poszczególnych obszarach posadzki (rys. 3) pozwala na następujące stwierdzenia:

– nieliczne rysy w obszarach nieużytkowanych,
– liczne rysy w obszarach z pełnymi regałami i ruchem wózków widłowych,
– występowanie rys głównie wzdłuż alejek pomiędzy regałami.

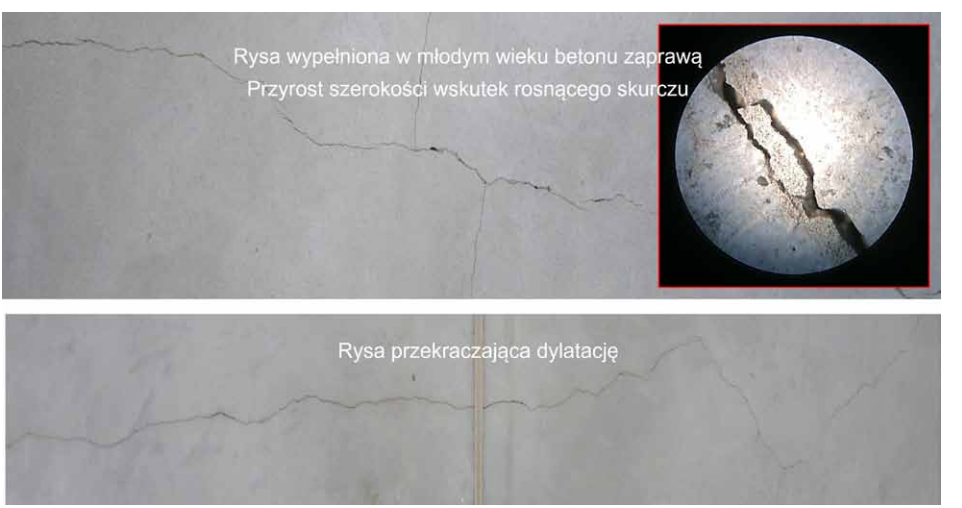


Rys. 3. Rozmieszczenie rys

3.2 Typowe rysy na powierzchni

Wygląd rys w posadzce (rys. 4) pozwala na następujące uogólnienia:

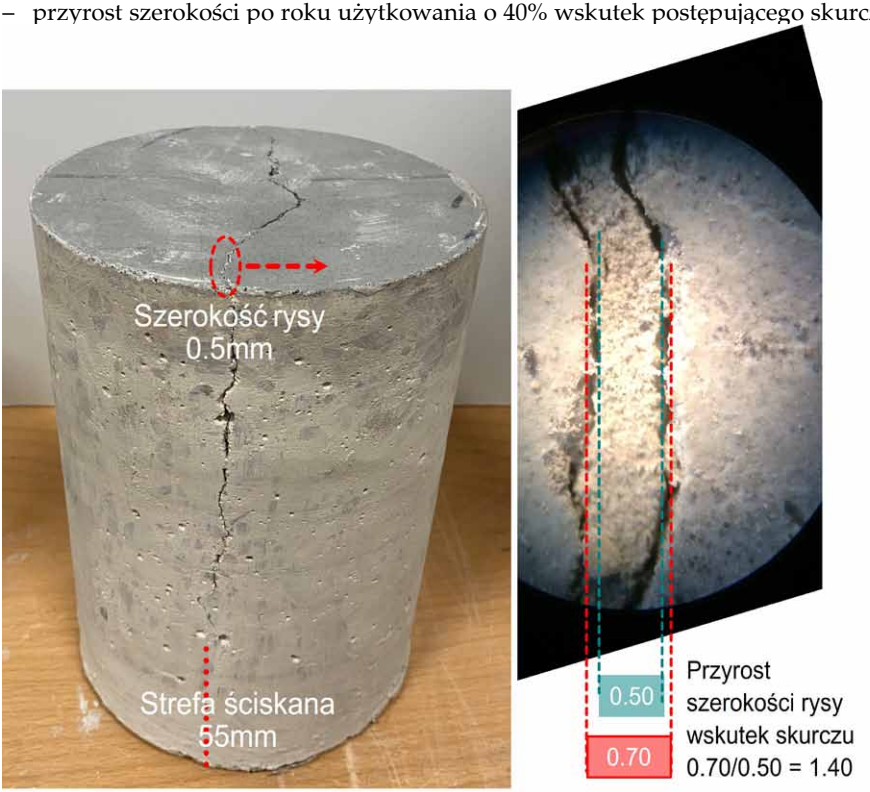
– długie pojedyncze zarysowania w dużych odległościach od siebie,
– wypełnienie zaprawą w młodym betonie w celu ukrycia ich przed odbiorem,
– przyrost liczby i szerokości wskutek postępującego skurczu,
– wyraźne odspojenie wypełnienia od krawędzi rys rok po wykonaniu posadzki.



Rys. 4. Wygląd rys w posadzce

3.3 Uwidocznienie rys na odwiertach

Cechy rys widoczne na podjętych odwiertach (rys. 5) są, jak następuje:
– szerokość około 0.5 mm,
– strefy ściskane o wysokości około 50 mm stanowiące 25% grubości posadzki,
– przyrost szerokości po roku użytkowania o 40% wskutek postępującego skurczu.



Rys. 5. Uwidocznienie rys na odwiertach

4. Oddziaływania na posadzkę

4.1 Zasada obciążenia

Podstawą obciążenia posadzek jest wysoce nierównomierny skurcz betonu:
– duży na górnej krawędzi wskutek kontaktu z otoczeniem,
– mały na dolnej krawędzi wskutek trzymania wilgoci przez folię.

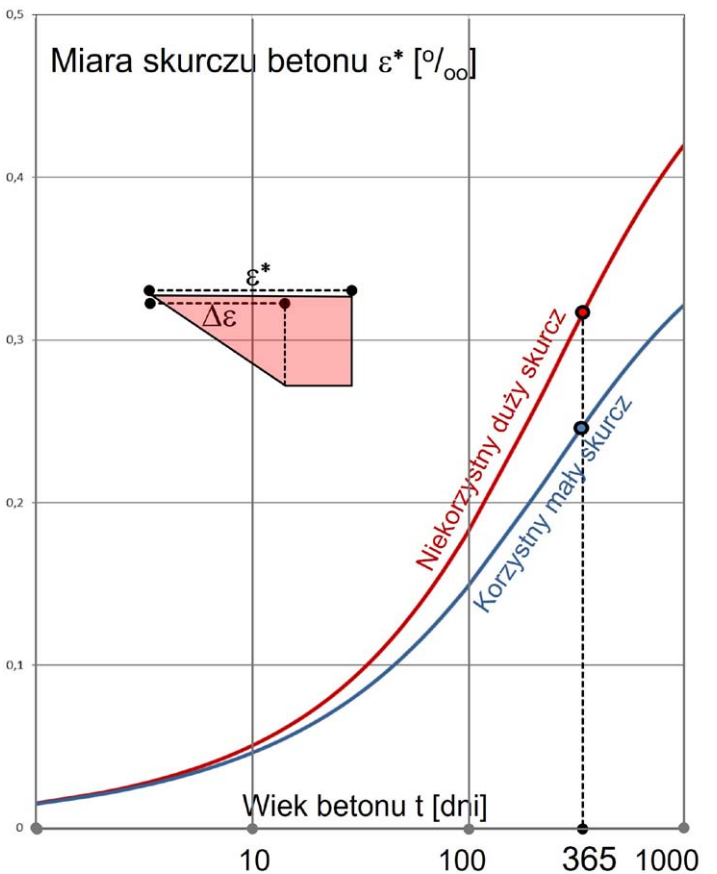
Wskutek tego zjawiska posadzka ma tendencje do zawijania się, która jest „dociskana" jej obciążeniami. Ten mechanizm wzbudza rozciąganie i zarysowanie wyłącznie na górnej krawędzi posadzki.

4.2 Skurcz betonu

Duży skurcz jest podyktowany wysoką zawartością zaprawy w składzie betonu koniecznej do jego pompowania (rys. 6):

- szybko twardniejący cement
- wysoki współczynnik $w/c = 0.48 \approx 0.50$
- duża zawartość pyłów $C + P = 350\ kg/m^3 > 330\ kg/m^3$
- skurcz po 1 roku $\varepsilon^* = 0{,}32\ ‰$, $\Delta\varepsilon = 0.19\ ‰$

Mniejszy skurcz betonu można osiągnąć niższymi wartościom w/c i (C + P) [01,02].

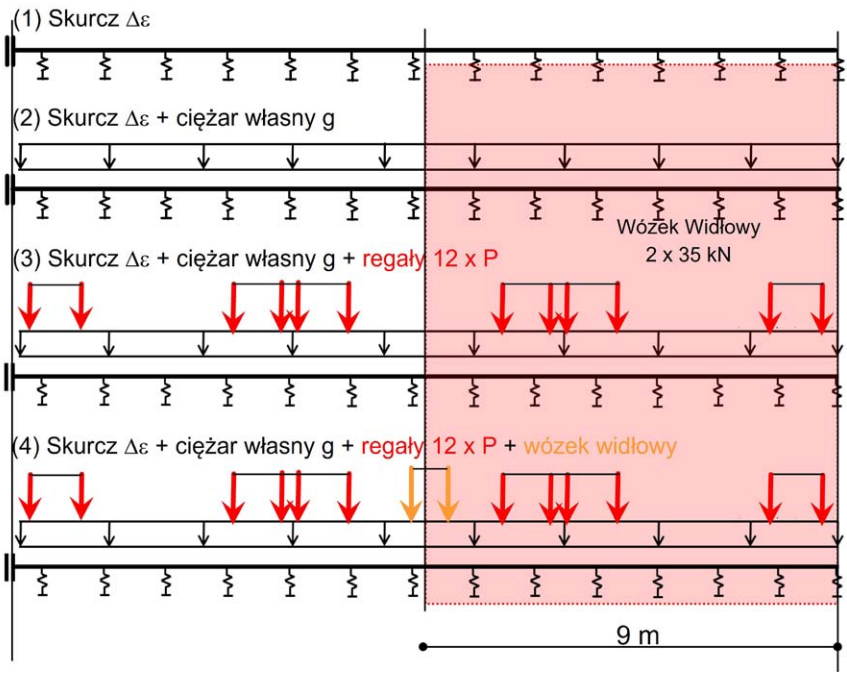


Rys. 6. Skurcz betonu

4.3 Obciążenia zewnętrzne

Dalsze analizy odnoszą się do czterech następujących kombinacji obciążeń (rys. 7):

(1) SKURCZ	Δε
(2) SKURCZ + CIĘŻAR	Δε + g
(3) SKURCZ + CIĘŻAR + REGAŁY	Δε + g + regały 12 x P
(4) SKURCZ + CIĘŻAR + REGAŁY + WÓZEK	Δε + g + regały 12 x P + wózki
Ciężar własny	g = 4.5 kN/m
Ciężar regałów	12 x P = 12 x 90 kN (połowa pola dylatacyjnego)
Wózek widłowy	2 x 35 kN



Rys. 7. Schemat obciążeń

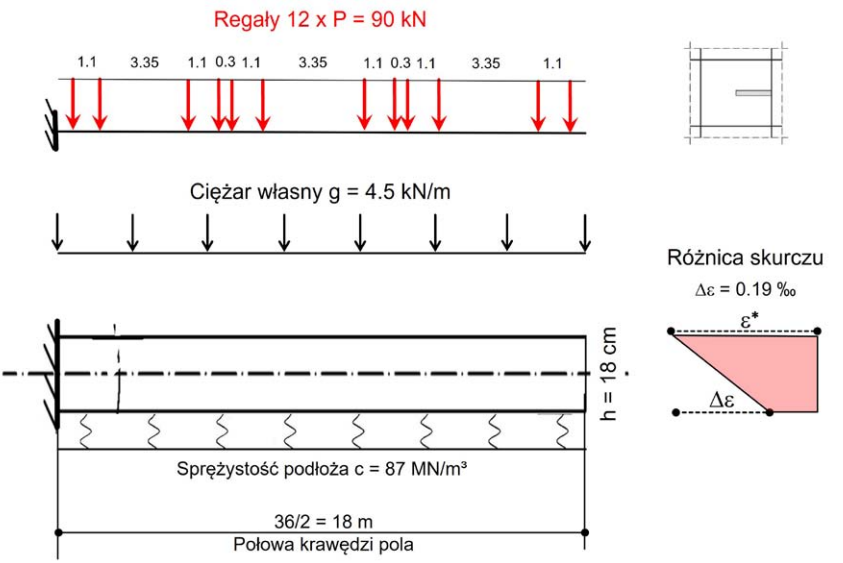
4.4 Obciążenia wózkami widłowymi

Ruch wózków widłowych odpowiada następującym parametrom [03]:

Ciężar przedniego koła	P = 35 kN
Rozstaw kół	a = 1.00 m
Współczynniki	bezpieczeństwa 1.2, dynamiczny 1.4

4.5 Model obliczeniowy

System statyczny (rys. 8) to utwierdzona połowa pola dylatacyjnego ze sprężystym podłożem c = 87 MN/m^3.

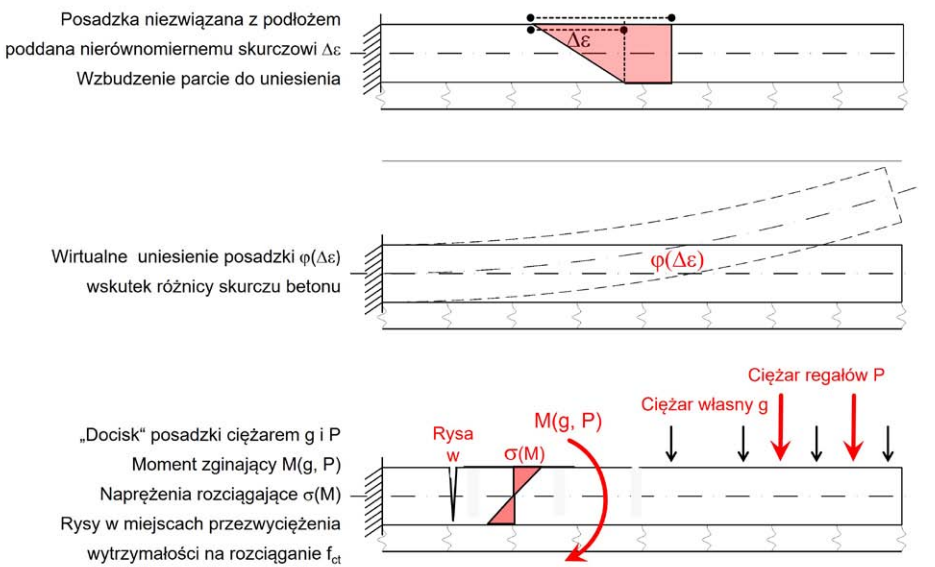


Rys. 8. Model obliczeniowy

5. Wytężenie posadzki

5.1 Proces wytężenia posadzki (rys. 9)

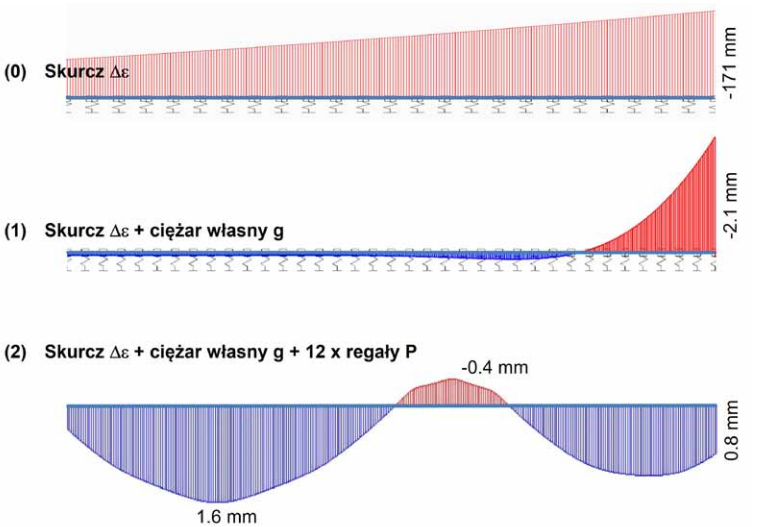
STAN POCZĄTKOWY
Posadzka niezwiązana z podłożem
Wzbudzenie parcia do uniesienia wskutek nierównomiernego skurczu Δε
PARCIE DO UNIESIENIA
Wirtualne uniesienie posadzki Δε wskutek różnicy skurczu betonu
REAKCJA ZE STRONY OBCIĄŻEŃ
„Docisk" posadzki ciężarem g i P
Moment zginający M(g, P)
Naprężenia rozciągające σ(M) na górnej krawędzi
Rysy w miejscach przezwyciężenia wytrzymałości na rozciąganie $\sigma(M) > f_{ct}$



Rys. 9. Proces wytężenia posadzki

5.2 Przemieszczenia (rys. 10)

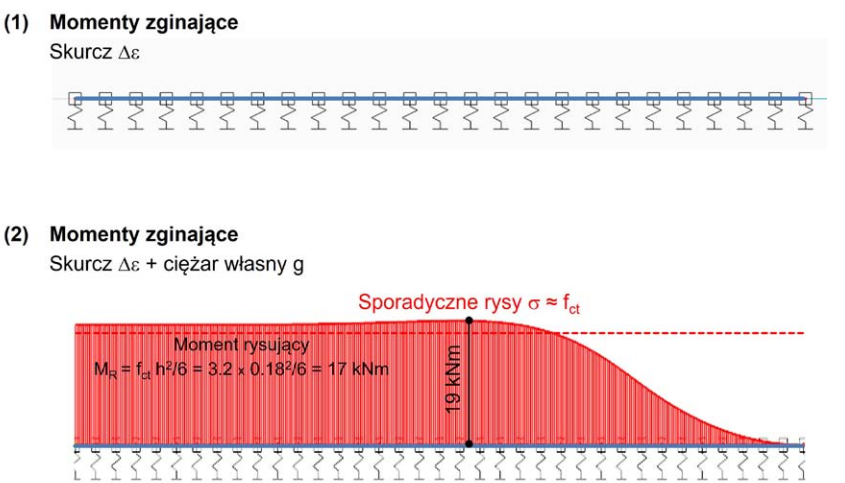
(1) SKURCZ Δε
Teoretyczny przypadek dla uświadomienia, że koniec nieważkiej posadzki uniósłby się o 171 mm!
(2) SKURCZ Δε + CIĘŻAR g
Daleko idące spłaszczenie posadzki poza jej krawędzią podnoszącą się o 2.1 mm
Sporadyczne rysy $\sigma \approx f_{ct}$
(3) SKURCZ Δε + CIĘŻAR g + REGAŁY P
Wciskanie posadzki w podłoże o wartość do 1.6 mm



Rys. 10. Przemieszczenia posadzki

5.3 Momenty pod ciężarem własnym (rys. 11)

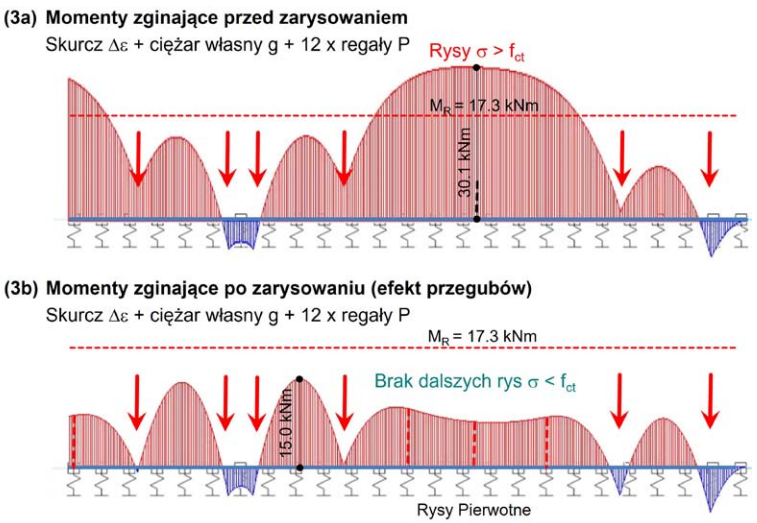
(1) SKURCZ Δε
Teoretyczny przypadek dla uświadomienia wagi obciążeń
(2) SKURCZ Δε + CIĘŻAR g
Mała skłonność do zarysowania z racji równości naprężeń i wytrzymałości betonu na rozciąganie
Sporadyczne rysy $\sigma \approx f_{ct}$



Rys. 11. Momenty pod ciężarem własnym

5.4 Momenty pod ciężarem regałów (rys. 12)

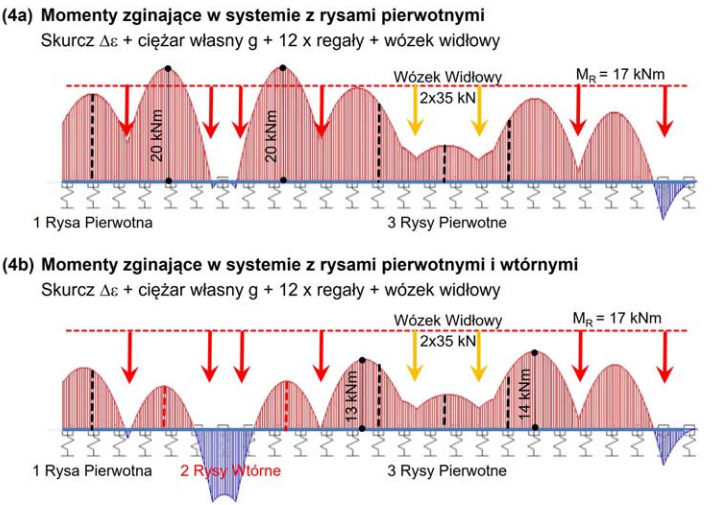
(3a) PRZED ZARYSOWANIEM: Skurcz Δε + Ciężar g + Regały P
Wysoka skłonność do zarysowania z racji przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie
Liczne rysy $\sigma > f_{ct}$
(3b) PO ZARYSOWANIU: Skurcz Δε + Ciężar g + Regały P
Brak skłonności do dalszego zarysowania z racji nieprzekroczenia wytrzymałości na rozciąganie
Brak dalszych rys $\sigma < f_{ct}$



Rys. 12. Momenty pod ciężarem regałów

5.5 Momenty pod ciężarem regałów i wózka (rys. 13)

(4a) PRZED ZARYSOWANIEM: Skurcz Δε + Ciężar g + Regały P + Wózek
W wyniku przejazdu wózka wszystkie momenty wzrastają o około 30%, przy czym tylko wartości pod regałami przerastają moment rysujący. W następnym kroku przebadano zachowanie się posadzki przy uwzględnieniu powstania wtórnych rys pod regałami.
(4b) PO ZARYSOWANIU: Skurcz Δε + Ciężar g + Regały P + Wózek
Po powstaniu wtórnych rys z ciężaru wózka widłowego wszystkie momenty spadają poniżej momentu rysującego. Wynik ten oznacza, że w wyniku rys pod regałami zostaje ponownie osiągnięty stabilny system, w którym nie dochodzi do dalszego zarysowania.



Rys. 13. Momenty w wyniku ruchu wózków widłowych

5.6 Dyskusja wyników analizy

Rysy w posadzkach stanowią dylatacje zwiotczające konstrukcję. W tak powstałym systemie statycznym występują elastyczne przeguby, które dbają o spadek momentów zginających. Momenty te są na tyle mniejsze od momentów rysujących, że powstanie dalszych licznych rys może być w dużym stopniu wykluczone. Na tej samej zasadzie ruch obciążonych wózków widłowych spowodował powstanie dalszych rys pod regałami. Te zaawansowane analizy zezwalają na następujące prognozy w odniesieniu do dalszego zachowania się posadzki w alejkach z ruchem wózków widłowych:

– aktualna liczba rys w obszarach intensywnego użytkowania nie pomnoży się,
– dalszy przyrost skurczu będzie się dokumentował zwiększeniem szerokości istniejących rys,
– starzenie się istniejących rys będzie powolne dzięki ich stabilizacji przez makro włókna stalowe lub polimerowe,
– dopóki makro włókna stalowe lub polimerowe dbają o zachowanie stref ściskanych nie dojdzie do klawiszowania rys [04,05].

6. Stopień zbrojenia posadzki

6.1 Szerokość rysy jako suma odkształceń w stali

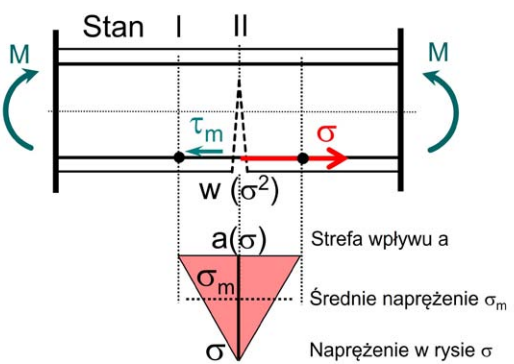
Szerokość rysy to suma odkształceń w stali na długości strefy przejściowej a (rys. 14):

$$w(\sigma^2) = \Sigma\varepsilon \approx a(\sigma)\ \sigma_m/E_s$$

gdzie:

- $w(\sigma^2)$ szerokość rysy zależna od kwadratu naprężenia w stali po zarysowaniu
- ε odkształcenie stali w dowolnym miejscu strefy przejściowej
- $a(\sigma)$ długość strefy przejściowej od stanu II do stanu I
- σ_m średnie naprężenie w stali po zarysowaniu przy uwzględnieniu mimośrodu
- E_s moduł sprężystości stali

Wzór ten opisuje szerokość tzw. rys początkowych tuż po zarysowaniu, co ma miejsce w przypadku momentów wymuszonych występujących w posadzkach. Uniwersalny wzór ujmujący szerokość rysy w stanie zarysowania początkowego i końcowego jest wyprowadzony i omawiany w [06].

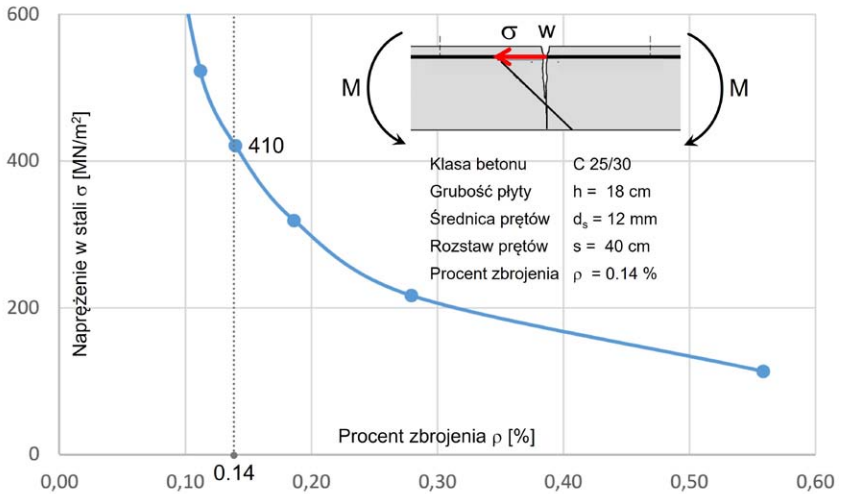


Rys. 14. Naprężenie stali i szerokość rysy po zarysowaniu

6.2 Naprężenie w funkcji stopnia zbrojenia

W obliczu stałego momentu M_{cr} wytężenie stali spada stromo wraz z przyrostem przekroju stali (rys. 15). W miejscu przewidzianego dla wzmocnienia stopnia zbrojenia 0.14% (rozdział 7) naprężenie znajduje się w bezpiecznej odległości od granicy sprężystości stali:

$$\sigma_s = 410\ \mathrm{MN/m^2} < f_y = 500\ \mathrm{MN/m^2}$$

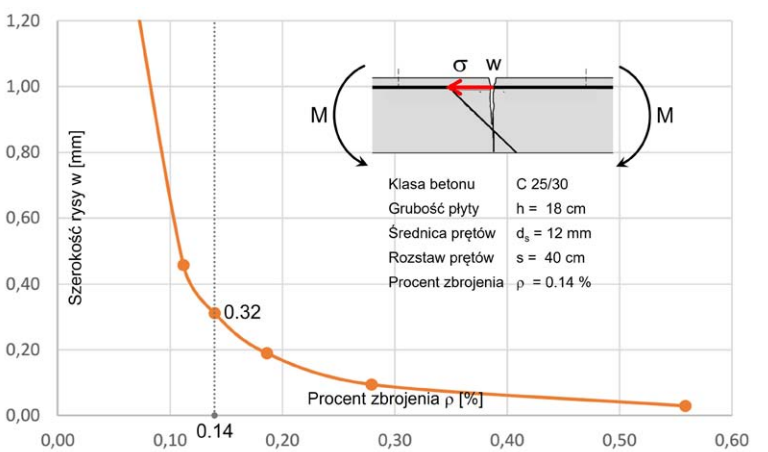


Rys. 15. Naprężenie stali w funkcji stopnia zbrojenia dla stałego momentu rysującego

6.3 Szerokość rysy w funkcji stopnia zbrojenia

W obliczu zależności od kwadratu naprężenia szerokość rysy spada ekstremalnie stromo wraz z przyrostem przekroju stali (rys. 16). W miejscu przewidzianego dla wzmocnienia o stopniu zbrojenia 0.14% szerokość rysy jest niepozorna:

$$w = 0.32 \text{ mm}$$



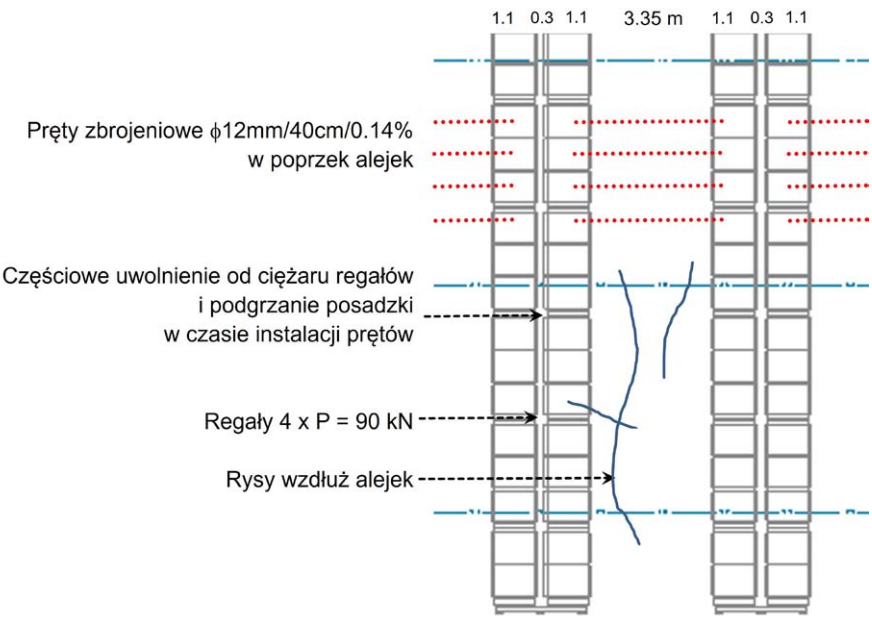
Rys. 16. Szerokość rysy w funkcji stopnia zbrojenia dla stałego momentu rysującego

7. Wzmocnienie posadzki

7.1 Dodatkowe zbrojenie

Wzmocnienie (rys. 17) polega na wklejeniu w posadzkę prętów zbrojeniowych o następujących własnościach:

Średnica $d_s = 12$ mm
Grubość $t = 18$ cm
Otulina $c = 20$ mm
Rozstaw $s = 40$ cm
Procent $\rho = 2\ \varpi\ d_s^2/(4\ t\ s) = 0.14$ %
Położenie w poprzek alejek na górze posadzki

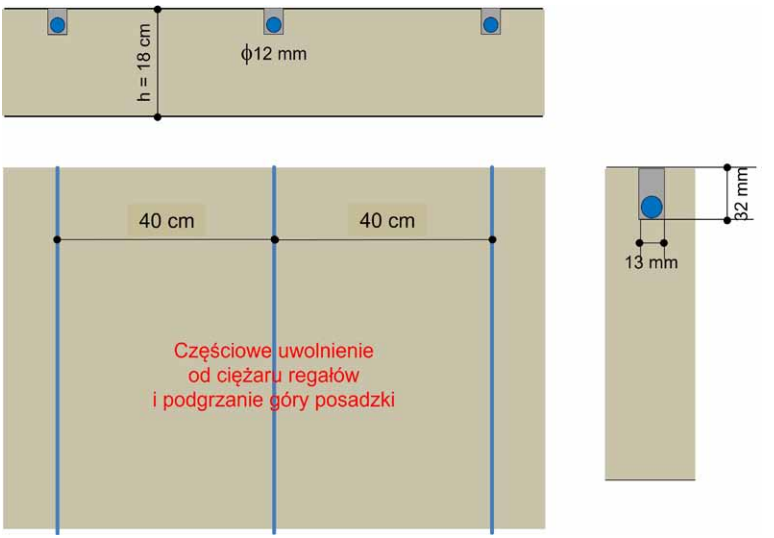


Rys. 17. Instalacja zbrojenia dodatkowego bez demontażu regałów

7.2 Zasady instalacji prętów

W celu zapewnienia aktywności wzmocnienia konieczne jest następujące postępowanie (rys. 18):

- przeprowadzenie testów wstępnych na obiekcie w odniesieniu do skuteczności metody,
- uwolnienie regałów od ciężaru towarów w trakcie instalacji w celu zmniejszenia szerokości rys,
- podgrzane posadzki w trakcie instalacji również w celu zmniejszenia szerokości rys,
- sprawdzenie zachowania się posadzki po ponownym pełnym obciążeniu regałów.



Rys. 18. Zasada instalacji zbrojenia górnego

8. Zalecenia projektowe

8.1 Skłonność do zarysowania

Beton posadzek jest ogólnie nacechowany szybko twardniejącym cementem, wysokim współczynnikiem w/c i dużą zawartością pyłów. Cechy te ułatwiają transport betonu metodą pompowania, jednocześnie jednak powiększają nierównomierny skurcz. Takie oddziaływanie wzbudza parcie konstrukcji do „zawijania się", któremu przeciwdziała ciężar regałów. Mechanizm ten sprawia, że duże obszary posadzki są poddane momentom wyższym od momentów rysujących i tym samym determinuje skłonność posadzek do zarysowania.

8.2 Prognoza rozwoju sytuacji

Zaawansowane badanie rozważanej konstrukcji dowiodły, że jej aktualne zarysowanie nie ulegnie dalszemu pogorszeniu. Wynika to z faktu, że istniejące rysy stanowią przeguby, które radykalnie zmniejszają momenty wzbudzone różnicami skurczu i obciążeniem regałami. Tak zredukowane momenty leżą poniżej momentów rysujących, co sprawia, że dalsze zarysowanie posadzki jest niemożliwe. Inną sprawą jest kwestia „starzenia się" istniejących rys w sensie wyłamywania się ich krawędzi jak i wypełnienie pyłem.

8.3 Dalsze postępowanie

Ponieważ aktualna liczba rys w alejkach nie pomnoży się, a jedyną obawą jest kwestia powolnego starzenia się istniejących rys, należy zalecić, co następuje:

- obserwacja rys z punktu widzenia ich starzenia się,
- profilaktyczne przeciwdziałanie niszczeniu krawędzi rys przez ich wypełnienie bez nacinania,
- pobranie odwiertów w celu potwierdzenia istnienia „przeciwklawiszowych" stref ściskanych,
- zastosowanie zasygnalizowanego wzmocnienia w wypadku niekorzystnego rozwoju sytuacji.

Literatura

[1] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton. Schriftenreihe derZementindustrie, Heft 52/1991
[2] Müller, H., Reinhardt, H-W.: Beton, Beton Kalender, Ernst und Sohn, Berlin 2009
[3] Lohmayer, G., Ebeling, K.: Betonböden für Produktionshallen, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 2012
[4] Blazy, J., Drobiec, Ł., Wolka, P. : Flexural Tensile Strength of Concrete with Synthetic Fibers. Materials. 2021; 14(16):4428
[5] Wolka, P. Żebrowski, W., Niciejewski, M. : Posadzki i Nawierzchnie Betonowe Zbrojone Włóknami Polimerowymi - Wytyczne do projektowania, Astra Technologia Betonu, 2023
[6] Noakowski, P., Schäfer, H.: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau, Buch 232 Seiten, Ernst und Sohn, Berlin 2003

Adam Zieliński
Szymon Skibicki

Wpływ składu kompozytów cementowych wykonanych w technologii druku 3D na rozwój odkształceń skurczowych

THE INFLUENCE OF MATERIAL COMPOSITION OF 3D PRINTED ELEMENTS ON SHRINKAGE DEFORMATION

Streszczenie

Technologia druku 3D z wykorzystaniem mieszanek cementowych dynamicznie rozwija się naukowo i wdrożeniowo w budownictwie. Materiał przeznaczony do wykorzystania w tej technologii, musi charakteryzować się właściwościami, które nie były do tej pory badane dla betonów tradycyjnych, m. in. wytłaczalność (ang. extrudability), drukowalność (ang. printability), jakość druku (ang. print quality), czas odpowiedniej urabialności (ang. open time) czy też zdolnością do przenoszenia obciążeń przed stwardnieniem (ang. buildability). Ze względu na natychmiastowe rozpoczęcie wysychania oraz duży stosunek powierzchni wysychania do objętości materiału, problematyką technologii przyrostowej jest pomiar odkształceń skurczowych. W artykule przedstawiono autorską procedurę badawczą umożliwiającą określenie swobodnego skurczu warstw drukowanych. Przeprowadzono wstępne eksperymenty nad zastosowaniem rodzaju czujników mierzących odkształcenia, miarodajnym okresem pomiarowym oraz wpływie liczby warstw wydrukowanej struktury. Rejestracja deformacji skurczowej mieszanki referencyjnej trwała 28 dni. Badania wykazały, że wartość skurczu plastycznego stanowiła ponad 90% wartości skurczu całkowitego po 72h.

Badania potwierdziły, że wydruk nawet wielowarstwowej struktury nie ogranicza znaczącą skurczu warstw częściowo osłoniętych. Różnica skurczu między wydrukiem warstwy usytuowanej najwyżej jest średnio 7 % większa od warstwy dolnej zabezpieczonej przed wysychaniem z dwóch stron. Wykonano badania dotyczyły wpływu ilości i kompozycji spoiwa na rozwój odkształceń skurczowych we wczesnym etapie dojrzewania. Analizy pozwoliły na określenie rozwoju skurczu w zależności od ilości spoiwa oraz zawartości dodatków mineralnych (reaktywnych i jednego niereaktywnego). Wyprowa-

dr inż. Adam Zieliński – Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie
dr inż. Szymon Skibicki – Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

dzono wskaźnik , który jest miarą porównawczą skurczu dla wykonanych mieszanek. Najmniejszy skurcz wykazały mieszanki w których spoiwem był sam cement, natomiast największy mieszanki w których spoiwo było zmodyfikowane dodatkami mineralnymi oraz kruszywo dodatkiem mączki wapiennej. Kompozycja dodatku pyłu krzemionkowego i popiołu lotnego zamiast części cementu spowodowała skrócenie czasu wiązania, mający przełożenie na wzrost skurczu. Dodatek w postaci mączki wapiennej charakteryzujący się większa wodożądnością niż kruszywo naturalne, dodatkowo zwiększył oddziaływanie odkształceń skurczowych. Wartość skurczu stabilizowała się w chwili zakończenia czasu wiązania. Osiągane wartości skurczu plastycznego rzędu 3,5 – 5,5 mm/m powodują, że materiał jest podatny na pękanie skurczowe.

Abstract

3D printing technology using cementitious composite is rapidly developing both scientifically and within the construction industry. The material intended for use in this technology must possess properties that have not been previously explored for traditional concretes, such as extrudability, printability, print quality, open time, and buildability. Due to technological requirements, the drying shrinkage process starts immediate after printing. This phenomena is significant for this type of structure due to large ratio of drying surface area to material volume. This paper presents an original research procedure that enables the determination of free shrinkage in printed layers. Preliminary experiments were conducted to investigate the use of deformation sensors, appropriate measurement periods, and the influence of the number of printed layers in the structure. The registration of shrinkage for reference deformation was conducted for 28 days. The research shows that the value of plastic shrinkage equals 90% of the total shrinkage after 72 hours of hardening.

The research confirms that printing a multilayer structure does not significantly reduce the shrinkage of partially covered layers. The difference in shrinkage between the upper layer and the bottom layer (protected against drying on both sides) is approximately 7%. The study examines the impact of binder quantity and composition on the development of early-age shrinkage deformations. The analyses allowed for the determination of shrinkage development based on the binder quantity and the content of reactive and non-reactive mineral additives. The index was derived, which is a comparative measure of shrinkage for the analyzed mixes. The smallest shrinkage was observed in mixes with a binder composed solely of cement, while greater shrinkage was observed in mixes with a binder modified with mineral additives and an aggregate modified with limestone powder. Substituting part of the cement with silica fume and fly ash led to a shorter setting time, resulting in increased shrinkage. The addition of lime powder, which has a higher water demand compared to natural aggregate, further intensified the impact of shrinkage deformations. The shrinkage value stabilized upon the completion of the setting time. The achieved values of plastic shrinkage, ranging from 3.5 to 5.5 mm/m, make the material susceptible to shrinkage cracking.

1. Wprowadzenie

Koncepcja druku 3D dla budownictwa pojawia się już w pracach Pegny [1]. Pierwsze pracy z wykorzystaniem kompozytów cementowych i materiałów ceramicznych do druku 3D wykonano na University of Southern California w USA [2]. W tych badaniach zastosowano specjalną dyszę z metalowymi skrzydełkami kształtującymi, technologię tą nazwano „contour crafting". Kolejny istotny rozwój oraz zdefiniowanie nowej terminologii dla zagadnienia wprowadził zespół z Lougbrough Univeristy [3]. Od tego momentu rozpoczął się dynamiczny wzrost liczby publikacji naukowych i projektów badawczych związanych z tą technologią.

Technologia druku 3D kompozytów cementowych, obecnie nie ogranicza się do wydruku pojedynczych warstw lub elementów, a coraz częściej jest stosowana do budowy całych obiektów inżynierskich [4]. Rozwiązania techniczne związane z maszynami do druku ze względu na wcześniejsze zastosowanie w druku materiałów sztucznych są w większości dobrze znane [5]. Duże większy problem związany jest z pompami do podawania betonu i zespoleniem wszystkich urządzeń w jeden niezawodny system [5,6]. Te rozwiązanie poza doborem odpowiednich pomp, wymaga zastosowanie odpowiedniego systemu dysz czy całych głowic przeznaczonych do kontroli właściwości mieszanki w chwilę wydruku [7]. Największym wyzwanie w zakresie druku 3D kompozytów cementowych pozostaje dobór odpowiedniej mieszanki do druku [8]. W szczególności umożliwiające zastosowanie rozwiązań materiałowych wpisujących się z zrównoważony rozwój [9,10]. Cześć zespołów badawczych skupia się na wykorzystaniu alternatywnych rodzajów spoiwa [11], modyfikacja spoiwa różnego rodzaju dodatkami [12]. Inne zespoły skupiają się na modyfikacji kruszywa materiałami pochodzącymi z recyklingu [13].

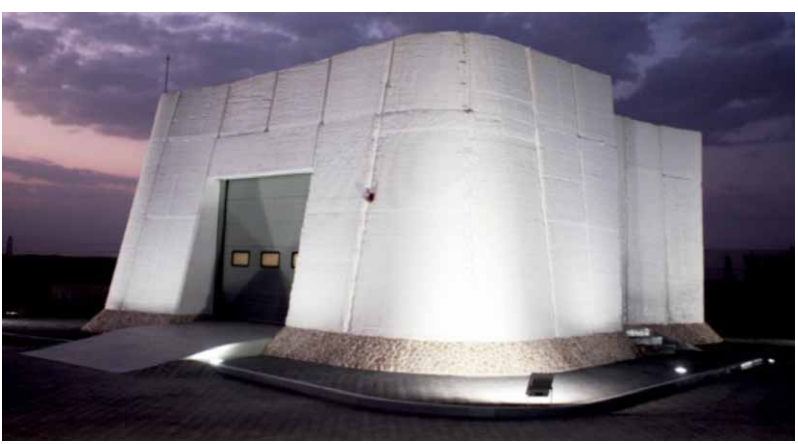
Wielu zespołów badawczych podjęło próbę wykonanie i badania obiektów w skali technicznej [14,15]. Istnieją też przykłady komercyjnych zastosowań tej technologii zakończonej sukcesem. Na uwagę zasługuję chociażby firma CyBe [16,17], która wykonała szerego obiektów (w szczególności w Dubaiu), amerykańska firma Icon [18], która już rozpoczęła sprzedaż domów mieszkalnych budowanych w stanie Texas czy też konsorcjum PERI GmbH, HeidelbergCement AG oraz Italcementi, którzy w roku 2021 zakończyli budowę dwukondygnacyjnego budynku mieszkalnego w Niemczech [19].

Na Fot. 1 przedstawiono przykładowe budynki zrealizowane w technologii druku 3D kompozytów cementowych.

Materiał przeznaczony do wykorzystania w tej technologii, musi charakteryzować się właściwościami, które nie były do tej pory badane dla betonów tradycyjnych [6,20], m. in. wytłaczalność (ang. extrudability), drukowalność (ang. printability), jakość druku (ang. print quality), czas odpowiedniej urabialności (ang. open time) czy też zdolnością do przenoszenia obciążeń przed stwardnieniem (ang. buildability).

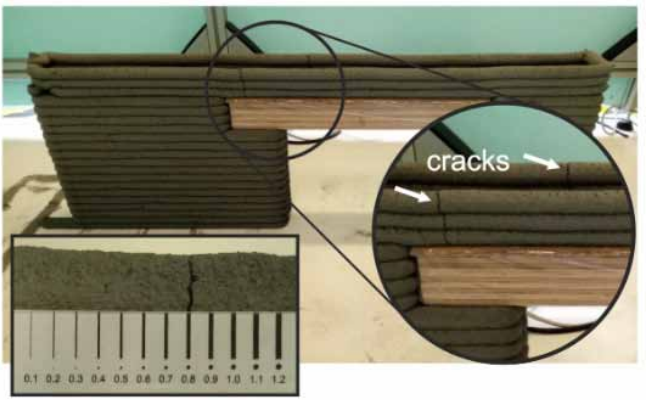
a)

b)



Fot. 1. Wdrożenia praktyczne technologii druku 3D z wykorzystaniem mieszanki cementowej: (a) Gaia projekt wykonany przez WASP (ang. World's Advancing Saving Project) – przedrukowane z [16] na podstawie licencji CC BY 4.0; (b) budynek laboratorium w Dubaju wykonany przez CyBe – przedrukowane z [16] na podstawie licencji CC BY 4.0.

Ze względu na natychmiastowe rozpoczęcie wysychania oraz duży stosunek powierzchni wysychania do objętości materiału, problematyką technologii przyrostowej jest skurcz plastyczny [21]. Dynamiczny rozwój odkształceń skurczowych generuje w materiale rozwój naprężeń wymuszonych. Wytłoczony materiał we wczesnym wieku charakteryzuje się niskimi wartościami wytrzymałości. W momencie, kiedy wartość naprężeń wymuszonych przekroczy wartość wytrzymałości materiału na rozciąganie, następuje pękanie warstw wydrukowanego lub drukowanego obiektu [22]. Podatność na pękanie materiału w technologii druku 3D jest zdecydowanie większe niż w przypadku betonów tradycyjnych układanych w szalunkach zabezpieczających przed natychmiastowym wysychaniem. Na Fot. 2 przedstawiono typowe pęknięcie skurczowe warstw drukowanych i połączenia ściany z nadprożem.



Fot. 2 Widok na pęknięcia skurczowe na połącznie ściany z nadprożem - przedrukowane z [22] na podstawie licencji CC BY 4.0

W celu zmniejszenia lub wyeliminowania podatności na pękanie jest wdrożenie metod pielęgnacji wewnętrznej lub zewnętrznej [21]. Podstawowym parametrem oceny skuteczności zastosowanej ochrony jest wydłużony czas do momentu pęknięcia. Natomiast ciągły pomiar deformacji skurczowych materiału umożliwia określenie kinetyki odkształceń i ich maksymalnej wartości w momencie pękania. Ocena dopuszczalnych odkształceń skurczowych we wczesnym okresie dojrzewania umożliwia zaprojektowanie odpowiednich metod pielęgnacyjnych, zmniejsza ryzyko pękania przy określonym poziomie ograniczenia i zwiększa trwałość elementów konstrukcyjnych.

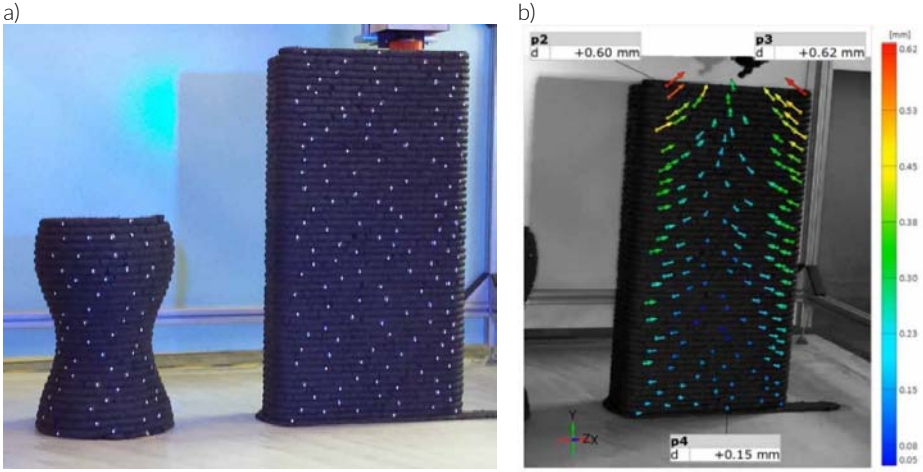
W artykule przedstawiono autorską procedurę badawczą umożliwiającą pomiar liniowej deformacji skurczowej warstw drukowanych. Przeprowadzone eksperymenty określiły wpływ ilości spoiwa oraz zawartości dodatków mineralnych (reaktywnych i jednego niereaktywnego) na rozwój odkształceń skurczowych.

2. 2. Metody pomiaru skurczu druku 3D

2.1 Fotogrametria

Do pomiaru deformacji plastycznych kompozytów cementowych najczęściej wykorzystuje się fotogrametrie [23]. Pomiar przemieszczeń punktów pomiarowych (markerów) w czasie jest określona jako zmiana ich położenia rejestrowana na kolejnych zdjęciach. Zdjęcia muszą być wykonywane z danym interwałem, z tego samego położenia, w odpowiedniej bliskości i wysokiej rozdzielczości, min. 4K. Przed rozpoczęciem pomiaru należy dokonać kalibracji skali [23]. Przykładowo analiza deformacji skurczowych fragmentu ściany o przekroju prostokątnym (B = 10 cm, L = 30 cm, H = 80) z pustym środkiem, ułożonej obwodowo jedną warstwą o H = 1,5 cm, B = 4 cm, wykazała największe przemieszczenia skurczowe w górnej strefie, gdzie zlokalizowany jest o swobodny koniec i nie ma ograniczenia odkształceń. Wektory przemieszczeń były skierowane do wnętrza ściany i w kierunku górnym. Oznacza to, że element betonowy o przekroju rury prostokątnej w wyniku skurczu zwęża się ku górze i wydłuża. Badanie przeprowadzono z wykorzystaniem systemu analizy obrazu ARAMIS (Rys. 1). Przedstawiona analiza obejmuje moment deformacji elementu po 60 min od rozpoczęcia jego wydruku.

a) b)



Rys. 1 Pomiar deformacji skurczowych fragmentu ściany betonowej o przekroju rury prostokątnej: (a) wbite markery – punkty pomiarowe, (b) wektory przemieszczeń 60 min od rozpoczęcia wydruku.

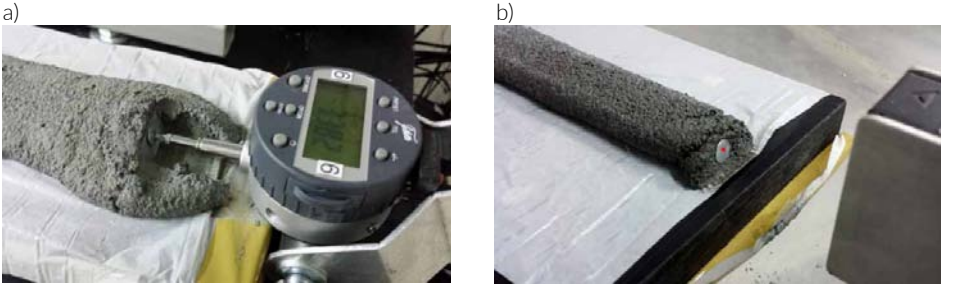
Metoda fotogrametryczna wymaga specjalistycznego sprzętu optycznego o wysokiej rozdzielczości, komputera z dużą pamięcią operacyjną oraz oprogramowania do analizy obrazu. Alternatywą może być pomiar deformacji skurczowych dwóch swobodnych końców liniowej próbki materiałowej z wykorzystaniem czujników przemieszczeń.

2.2 Autorska procedura pomiaru skurczu

Skuteczność pomiaru plastycznych deformacji skurczowych zależy m.in. od zastosowanego rodzaju czujników. Eksperymenty nad pomiarem skurczu rozpoczęto od użycia tradycyjnych czujników zegarowych elektronicznych sprężynowych z maksymalną siła pomiarową 2,0 N. Czujniki nie sprawdziły się do pomiaru skurczu plastycznych warstw wytłoczonego materiału. Rejestrowana deformacja była obarczona większym błędem pomiarowym niż rzeczywista deformacja skurczowa materiału. Wymuszone przemieszczenie wynikało z zagłębiania się punktu pomiarowego pod siłą nacisku trzpienia pomiarowego czujnika. Zwiększenie powierzchni dociskowej nie zmieniło precyzji pomiarowej, Fot. 3(a). Z tego powodu zastosowano laserowe czujniki przemieszczeń, które nie miały siły nacisku na punkt pomiarowy, Fot. 3(b). Zapewnienie swobody deformacji i wyeliminowanie sił tarcia między powierzchnią podstawy, a dolną powierzchnią warstwy wytłoczonego materiału było kolejnym ważnym zagadnieniem pomiarowym. Próbki, na których wykonywano pomiar skurczu były wytłaczane na specjalnie przygotowanych stelażach wykonanych ze sklejki szalunkowej, pokrytej folią polietylenową o grubości 0,025 mm. Końce folii były przyklejone do podstawy taśmą klejącą zapewniając unieruchomienie i prawidłowe wytłoczenie liniowej warstwy i przetransportowanie próbek do stanowiska pomiarowego. Przed rozpoczęciem rejestracji pomiarów, odcinano folię od taśmy klejącej zapewniając rejestracje swobodnych deformacji skurczowych, bez obserwacji pęknięć wymuszonych.

Po licznych eksperymentach ustanowiono metodykę pomiaru deformacji skurczowych warstw drukowanych. Schemat stanowiska przedstawiono na Rys. 2, natomiast zdjęcie wykonane podczas testów przedstawia Fot. 4. Stanowisko pomiarowe posiada przestrzeń na 3 próbki liniowe o długości 1350 mm. Określona długość robocza pozwala na pomiar

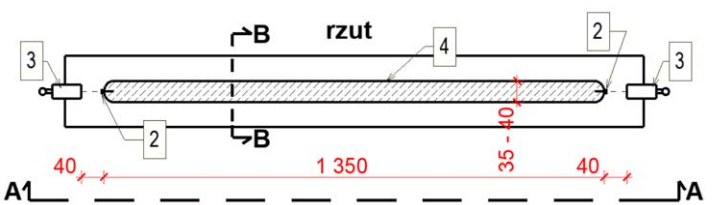
a) b)



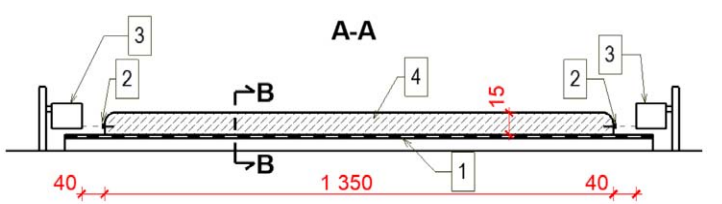
Fot. 3 Wpływ rodzaju czujników przemieszczeń na proces pomiaru skurczu wytłoczonych warstw mieszanki cementowej w technologii 3D: (a) czujnik elektroniczny; (b) czujnik laserowy.

skurczu próbek wielowarstwowych oraz struktur ściennych o różnych rodzajach wykratowania. Pomiar deformacji skurczowej każdej z próbek odbywa się za pomocą dwóch czujników laserowych o dokładności 0,002 mm rejestrujących przemieszczenie dwóch przeciwległych, swobodnych końców próbki. Końce próbek oddalone są od czujników o około 40 mm, ze względu na zakres pracy czujników, który wynosi 30 - 50 mm. Ze względu na dynamikę odkształceń skurczowych pomiar deformacji powinien być automatyczny i ciągły z maksymalnie 5 minutowym interwałem czasowym. W prezentowanych badaniach wykorzystano interwał pomiarowy 1 minutowy. Czas wydruku próbek trwał około 15 minut i odbywał się 30 min od dodania wody do suchych składników zarobu (od czasu zero). Następnie próbka była przenoszona w ciągu około 2 ± 0.25 minut na stanowisko pomiarowe, gdzie umieszczano punkty pomiarowe z płaską stopką w licu próbki. Punkt pomiarowy stanowił 25 mm trzpień Ø3 mm, zakończony poszerzoną płaską powietrznią Ř8 mm. Trzpień punktu pomiarowego był wbijany w lico próbki. Dla każdej badanej mieszanki w danym rodzaju pomiarów były wytłaczane 3 próbki.

a)



b)



Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego do pomiaru skurczu: (a) rzut, (b) przekrój A-A, (c) przekrój B-B; (1 – folia paroszczelna; 2 – trzpień zakończony płaską stopką; 3 – laserowy czujnik odległości; 4 – wydrukowana próbka).

a) b)

Fot. 4. Procedura badania skurczu kompozytów cementowych w technologii 3D: (a) wykonanie próbek, (b) rejestracja deformacji skurczowych próbek.

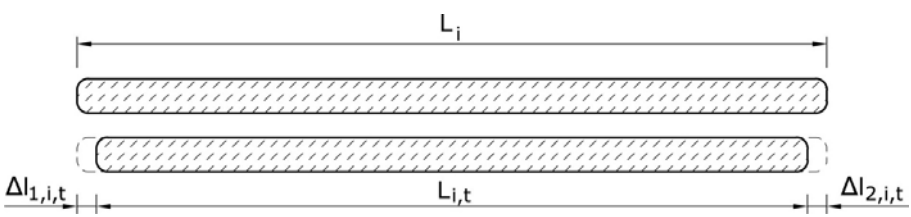
Rejestrowane przemieszczenia były automatycznie zapisywane do bazy danych w jednostce sterującej. Wartości liniowego skurczu obliczono wg równania (1) i schematu z Rys. 3.

$$\varepsilon_{sh,\mathrm{i,t}} = \frac{\Delta \mathrm{l}_{1,i,\mathrm{t}} + \Delta \mathrm{l}_{2,i,\mathrm{t}}}{\mathrm{L_i}} \ [\mu\mathrm{m/m}] \tag{1}$$

gdzie: $\varepsilon_{sh,\mathrm{i,t}}$ – wartość liniowego skurczu „i-tej" próbki liniowej w funkcji czasu „t", [μm/m],

$\Delta \mathrm{l}_{1,i,\mathrm{t}}$, $\Delta \mathrm{l}_{2,i,\mathrm{t}}$ – przyrost przemieszczenia „i-tej" próbki w 1 i 2 swobodnym końcu, po upływie czasu „t" względem pierwszego pomiaru, [μm],

$\mathrm{L_i}$ – długość pomiarowa „i-tej" próbki liniowej, [m].



Rys. 3. Model liniowej deformacji próbki betonowej w wyniku skurczu.

Rejestracja deformacji skurczowych odbywała się w pomieszczeniu klimatyzowanym o stałej temperaturze otoczenia 21±2 ºC i stałej wilgotności względnej powietrza 50 ±3%.

3. Badania laboratoryjne

3.1 Skład mieszanek cementowych

Badania zasadnicze wpływu ilości i kompozycji spoiwa na rozwój odkształceń skurczowych przeprowadzono na mieszankach cementowych o stałym wskaźniku wodno-spoiwowym, w/s = 0,28. Przydatność mieszanek do druku została sprawdzona w publikacji [12]. Podstawowym spoiwem był cement portlandzki CEM I 52,5R. Wodą zarobową była woda wodociągowa spełniająca wymagania normy PN-EN 1008. Kruszywo naturalne użyte

w badaniach to piasek płukany o frakcji 0-2 mm. Skład badanych mieszanek cementowych przedstawiono w Tabeli 1. Skład chemiczny użytych spoiw wykonano z wykorzystaniem fluorescencyjnej spektrometrii rentgenowskiej (XRF), a wyniki przedstawiono w Tabeli 2.

Tabela 1. Skład mieszanek do badań zasadniczych.

Lp.	Mieszanka	w/s	Spoiwo [kg/m^3]	CEM I 52.5R [kg/m^3]	Pył krzemio-nkowy [kg/m^3]	Popiół lotny [kg/m^3]	Mączka wapienna [kg/m^3]	Woda [kg/m^3]	Super-plasty-fikator [kg/m^3]	Kruszywo drobne (< 2 mm) [kg/m^3]
1	CI/SP840/SF/FA/LP	0,28	840	588	84	168	247,4	235,2	1,6	989,6
2	CI/SP840/LP	0,28	840	840	-	-	261,8	235,2	1,8	1047,2
3	CI/SP840/SF/FA	0,28	840	588	84	168	-	235,2	1,2	1233,4
4	CI/SP840	0,28	840	840	-	-	-	235,2	1,7	1304,4
5	CI/SP640/SF/FA/LP	0,28	640	448	64	128	314,5	179,2	2,5	1258,2
6	CI/SP640/LP	0,28	640	640	-	-	325,4	179,2	2,8	1301,7
7	CI/SP640/SF/FA	0,28	640	448	64	128	-	179,2	2,0	1568,0
8	CI/SP640	0,28	640	640	-	-	-	179,2	2,2	1622,6

Wybrane mieszanki można krótko scharakteryzować w następujący sposób:

- Mieszanki CI/SP840/SF/FA/LP oraz CI/SP640/SF/FA/LP zawierają odpowiednio po 840 kg/m^3 i 640 kg/m^3 spoiwa. Spoiwo zawiera 70% cementu, 20% popiołu lotnego oraz 10% pyłu krzemionkowego (wagowo). Dodatkowo 20% kruszywa jest zastąpione mączką wapienną (wagowo).
- Mieszanki CI/SP840/SF/FA oraz CI/SP640/SF/FA zawierają odpowiednio po 840 kg/m^3 i 640 kg/m^3 spoiwa. Spoiwo zawiera 70% cementu, 20% popiołu lotnego oraz 10% pyłu krzemionkowego (wagowo). Całość kruszywa to piasek frakcji 0-2 mm.
- Mieszanki CI/SP840/LP oraz CI/SP640/LP zawierają odpowiednio po 840 kg/m^3 i 640 kg/m^3 spoiwa. Spoiwa to 100% cementu. Dodatkowo 20% kruszywa jest zastąpione mączką wapienną (wagowo).
- Mieszanki CI/SP840 oraz CI/SP640 zawierają odpowiednio po 840 kg/m^3 i 640 kg/m^3 spoiwa. Spoiwo to 100% cementu. Całość kruszywa to piasek frakcji 0-2 mm.

Tabela 2. Skład chemiczny cementu portlandzkiego CEM I 52,5R oraz użytych dodatków reaktywnych typu II.

Skład chemiczny, %	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	MnO	TiO_2	Cl^-	Na_20eq
Cement CEM I 52,5 R	19,7	4,93	2,54	64,2	1,32	2,9	0,12	0,8	-	-	0,1	0,63
Popiół lotny krzemionkowy	54	28,4	7,3	3,1	2,4	0,4	1,1	2,9	-	-	-	-
Pył krzemionkowy	92,8	0,48	2,2	0,29	0,21	-	0,34	0,27	0,11	0,02	-	-

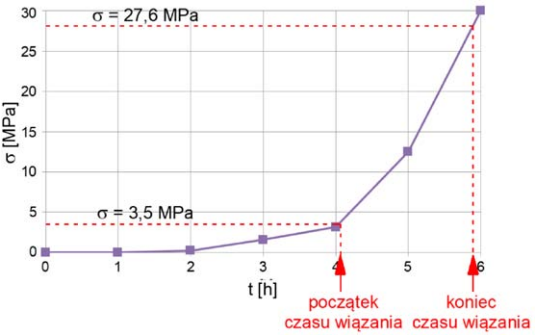
3.2 Przebieg i zakres badań

Proces wykonania zarobu był ściśle określony. Po odważeniu wszystkich składników, kruszywa drobnego mieszano ze spoiwem. Następnie była dodawana woda. W celu uzyskania odpowiedniej konsystencji ich skład modyfikowano superplastyfikatorem.

Badania reologiczne mieszanek cementowych obejmowały oznaczenie średnicy rozpływu metodą stolika rozpływowego mierzoną zgodnie z PN-EN 1015-3 [24] po upływie 30 min od dodania wody do suchych składników. Rozpływ równy 160 ± 5 mm gwarantował prawidłową pompowalność mieszanki z zastosowaniem pompy i jej wytłaczalność przez dyszę bez wycieku wodnego [12]. Badanie czasu wiązania mieszanek do druku 3D wykonano na podstawie amerykańskiej normy ASTM C-403 [25]. Metoda polega na określeniu oporu betonu podczas testu penetracyjnego. Badanie zostało wykonano za pomocą przenośnego penetrometru do betonu. Metoda jest przeznaczona dla zapraw i betonów.. Po przygotowaniu mieszanki do druku 3D została ona zaformowana w próbki sześcienne o wymiarach 15 cm x 15 cm x 15 cm. Zgodnie z zaleceniami normy [25] pierwszy test można wykonać po czasie równym od 1 h do 4 h (od dolania wody do mieszanki) w zależności od składu mieszanki. Ze względu na szybki czas wiązania zastosowanych mieszanek do druku 3D pierwszy test wykonywano po 60 minutach od dolania wody do mieszanki. Kolejne pomiary wykonywano co godzinę w temperaturze 20°C, Fot. 6. Każdy pomiar polegał na penetracji betonu igłą o odpowiednio dobranej powierzchni na głębokość 25 mm w czasie 10 s. Wynikiem testu był opór przy wciskaniu igły w świeży materiał. Za początek czasu wiązania uznaje się czas, w których naprężenia przy wciskaniu igły wynoszą 3.5 MPa (500 psi) a za koniec czasu wiązania czas, w którym naprężenia wynoszą 27.6 MPa (4000 psi), Rys. 4. Po uzyskaniu końcowego czasu wiązania badanie zakończyć.

Badania odkształceń skurczowych mieszanek przeprowadzono na 3 liniowych próbkach warstwowych 40x15x1350 mm. Badania objęły pomiar skurczu w etapie plastycznym, podczas wiązania i w etapie twardnienia. Deformacje skurczowe mierzono od czasu 15 minut wydrukowaniu próbek do 3 dni z wykorzystaniem czujników laserowych. Dzięki znajomości końca czasu wiązania, wyodrębniono wartość skurczu plastycznego od skurczu twardnienia. Zastosowanie różnej ilości i rodzaju spoiwa pozwoliło określić ich wpływ na przebieg i wartość skurczu referencyjnych mieszanek cementowych.

a) b)



Rys. 4 Badanie czasu wiązania wg ASTM C-403: (a) test, (b) wyznaczenie początku i końca czasu wiązania.

4. Wyniki i analiza badań

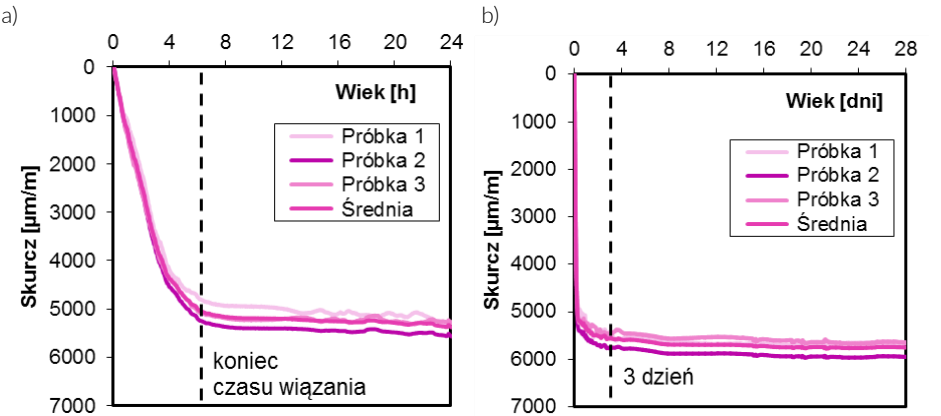
Pierwszym testem przeprowadzanym dla mieszanek cementowych po wykonaniu zarobu było sprawdzenie ich rozpływu. Każda mieszanka musiała charakteryzować się średnicą rozpływu 160 ± 5 mm. W drugiej kolejności wytłaczano próbki do badań odkształceń skurczowych i formowano próbki sześcienne 150x150x150 mm w celu określenia czasu wiązania. W Tabeli 3 przedstawiono wyniki badań czasu wiązania mieszanek wg normy [25].

Tabela 3 Czas wiązania wg ASTM C403.

Mieszanka	Początek czasu wiązania	Koniec czasu wiązania
CI/SP840/SF/FA/LP	3h 42min	5h 48min
CI/SP840/SF/FA	4h 18min	6h 12min
CI/SP840/LP	4h 42min	6h 48min
CI/SP840	5h 6min	7h 24min
CI/SP640/SF/FA/LP	4h 12min	7h 30min
CI/640/SF/FA	5h 6min	8h 6min
CI/SP640/LP	5h 18min	8h 54min
CI/SP640	5h 12min	9h 30min

Wzrost ilości spoiwa o 200 kg/m^3 przyspieszył rozpoczęcie czasu wiązania od 2 do 15% i skrócił proces o ponad 20%. Największą dynamikę uzyskały kompozyty cementowe mające w składzie cement, popiół lotny krzemionkowym, pył krzemionkowy i mączkę wapienną.

Badania rozwoju skurczu plastycznego przeprowadzono w pomieszczeniu klimatycznym o stałych parametrach cieplno-wilgotnościowych: temperatura (23 ±2)^{o}C i wilgotność względna (50 ±5)%. Rozpoczęto od badań mieszanki cementowej CI/840/SF/FA, którą zaprojektowano w celu testowania poprawności pompowalności i wytłaczalności. Badania przeprowadzono w zakresie 28 dni, a przebieg przedstawia Rys. 5.



Rys. 5 Przebieg odkształceń skurczowych materiału CI/840/SF/FA: (a) w okresie 24 h, (b) w okresie 28 dni.

Zauważono, że dynamika rozwoju skurczu zdecydowanie spowalnia po zakończeniu czasu wiązania, kiedy w materiale zaczynają rozwijać się właściwości mechaniczne. W Tabeli 4 porównano przyrost odkształceń w czasie względem 28 dnia. Można zauważyć, że odkształcenia skurczowe w 3 dniu stanowią ponad 95% wartości 28 dniowej. Z tego względu ograniczono czas badań skurczu pozostałych mieszanek do 3 dni.

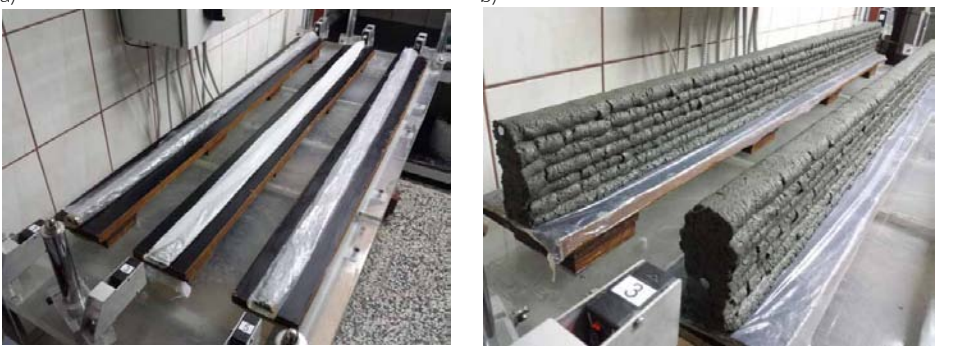
Tabela 4 Procentowy przyrost odkształceń skurczowych materiału CI/840/SF/FA w okresie 28 dni.

Nr próbki	Okres rejestracji odkształceń skurczowych [dni]							
	koniec czasu wiązania	1	2	3	5	7	14	28
1	84,8%	93,3%	95,3%	96,2%	97,9%	99,1%	99,7%	100,0%
2	88,0%	93,4%	95,9%	96,9%	97,1%	98,3%	98,9%	100,0%
3	89,8%	93,4%	96,2%	97,2%	96,7%	97,9%	98,2%	100,0%
Średnia	**87,5%**	**93,4%**	**95,8%**	**96,7%**	**97,2%**	**98,4%**	**98,9%**	**100,0%**
CoV	**2,9%**	**0,1%**	**0,5%**	**0,6%**	**0,6%**	**0,6%**	**0,8%**	**0,0%**

Rejestrowane deformacje skurczowe w etapie plastycznym były spowodowane skurczem w wyniku wysychania. Natomiast skurcz w etapie twardnienia był sumą skurczu przez wysychanie i skurczu autogenicznego.

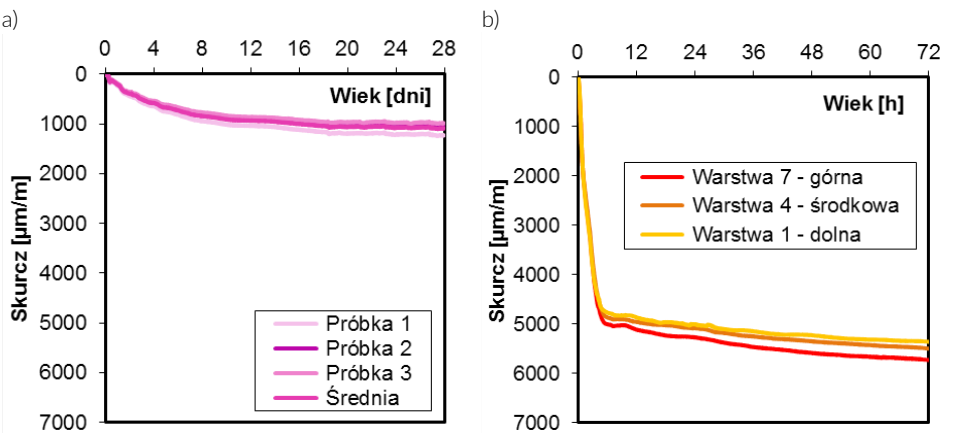
Dodatkowo przeprowadzono badania skurczu próbek z CI/840/SF/FA osłoniętych przed wysychaniem, Fot. 5(a), Rys. 6(a) oraz skurczu próbek złożonych z 7 warstw ze względu na ich kolejność, Fot. 5(b), Rys. 6(b).

a) b)



Fot. 5 Dodatkowe badania rozwoju skurczu próbek warstw drukowanych: (a) osłoniętych przed wysychaniem, (b) złożonych z 7 warstw.

a) b)



Rys. 6 Rozwój skurczu próbek warstw drukowanych: (a) osłoniętych przed wysychaniem, (b) złożonych z 7 warstw.

Stosunek średnich wartości skurczu próbek osłoniętych folią do skurczu próbek eksponowanych na wysychanie przedstawiono w Tabeli 5.

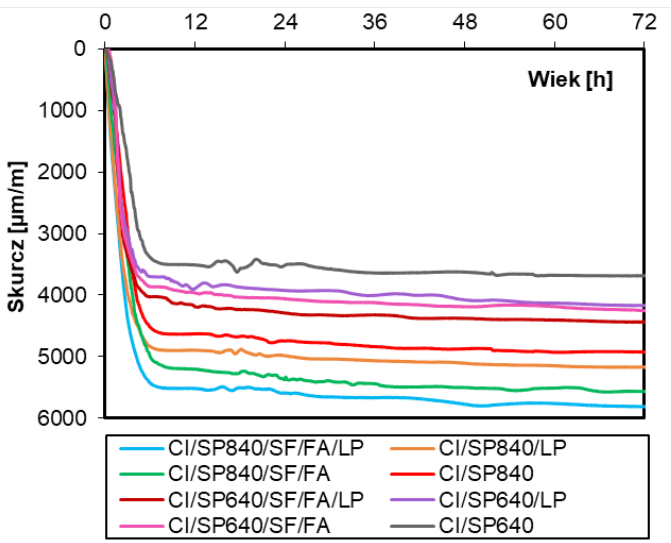
Tabela 5. Stosunek wartości skurczu próbek osłoniętych przed wysychaniem do próbek eksponowanych na wysychanie dla CI/840/SF/FA.

Nr próbki	Okres rejestracji odkształceń skurczowych [dni]							
	koniec czasu wiązania	1	2	3	5	7	14	28
Średnia	**1,7%**	**3,9%**	**7,1%**	**9,1%**	**12,0%**	**14,2%**	**16,7%**	**18,9%**

Osłonięcie próbek folią zdecydowanie ograniczyło przebieg skurczu rozwijającego się w etapie plastycznym. Wzrost przyrostu odkształceń w etapie twardnienia próbek osłoniętych jest związany z ograniczonym rozwojem skurczu przez wysychanie i większego skurczu autogenicznego w porównaniu do próbek, które dynamiczne utraciły wilgotność w etapie plastycznym. Wartość skurczu poszczególnych warstw w 7-war-

stwowej próbce zależy od ich kolejności. Analiza z Rys. 6(b) przedstawia największy rozwój skurczu w warstwie 7 – górnej, która ma największą powierzchnię wysychania. Natomiast najmniejszą wartość skurczu osiąga warstwa 1 – dolna. Różnica odkształceń po 3 dniach to 371 µm/m, co stanowi 7% wartości skurczu całkowitego górnej warstwy. W odniesieniu do tradycyjnych kompozytów cementowych badanych w temperaturze 20 şC, wilgotności względnej 50% i szybkości wiatru 1,0 m/s, wartość skurczu plastycznego betonu o zawartości cementu 500 kg/m^3 wynosi ok. 1800 µm/m, a zaprawy cementowej o wskaźniku kruszywo/cement/woda równym 3/1/0,5, wynosi ok. 4500 µm/m [26].

Analiza wpływu na ilości oraz rodzaju spoiwa została przedstawiona na Rys. 7. Natomiast zestawienie udziału wartości skurczu w etapie plastycznym do skurczu w analizowanym okresie etapu twardnienia przedstawiono w Tabeli 6.



Rys. 7 Rozwój skurczu dla badanych mieszanek w okresie 3 dni.

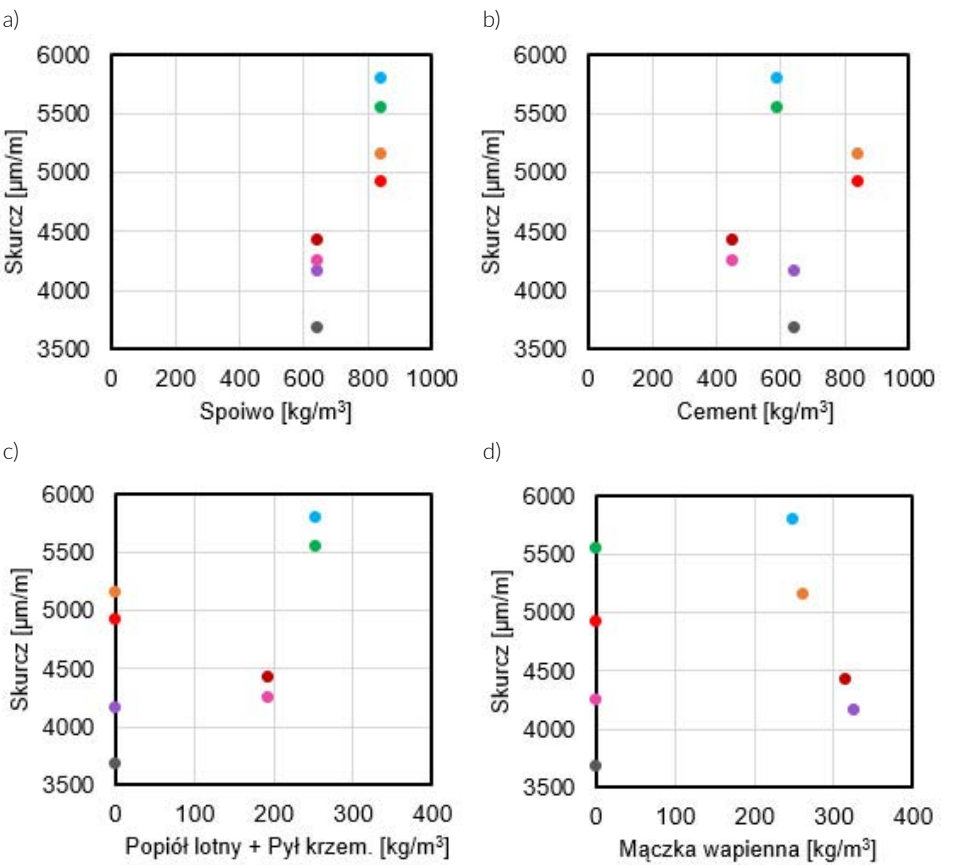
Tabela 6. Statystyka wartości skurczu badanych mieszanek cementowych do druku 3D.

Mieszanka	koniec czasu wiązania		72h		$\varepsilon_{sh,kw}$ / $\varepsilon_{sh,72}$
	$\varepsilon_{sh,kw}$ [µm/m]	CoV [%]	$\varepsilon_{sh,72}$ [µm/m]	CoV [%]	
CI/SP840/SF/FA/LP	5399	12,4%	5813	8,5%	92,9%
CI/SP840/LP	4878	9,0%	5165	11,7%	94,4%
CI/SP840/SF/FA	5141	12,6%	5561	8,3%	92,4%
CI/SP840	4610	10,8%	4924	12,9%	93,6%
CI/SP640/SF/FA/LP	4030	8,2%	4435	10,8%	90,9%
CI/SP640/LP	3767	8,9%	4166	11,6%	90,4%
CI/SP640/SF/FA	3873	8,1%	4252	8,5%	91,1%
CI/SP640	3367	10,5%	3683	10,4%	91,4%

Na Rys. 8 przedstawiono analizę wpływu poszczególnych składników mieszanki na jej skurcz całkowity. Dodatkowo wprowadzono wskaźnik SHE_i [27], który definiuje stosunek skurczu dla danej mieszanki po 72 h do skurczu średniego obliczonego dla wszystkich zbadanych mieszanek (SH_{mean}). Wskaźnik SHE_i>1 oznacza, że skurcz mieszanki jest powyżej średniej, natomiast SHE_i<1 oznacza sytuację odwrotną.

$$SHE_i = \frac{SH_i}{SH_{mean}} \tag{1}$$

SH_i– skurcz całkowity danej mieszanki *i* po 72 h;
SHE_{mean} – średni skurcz całkowity po 72 h obliczony dla wszystkich mieszanek.



Rys. 8. Analiza wpływu składu mieszanki na jej skurcz całkowity: (a) skurcz – ilość spoiwa, (b) skurcz - ilość cementu, (c) skurcz - ilość popiołu lotnego i pyłu krzemionkowego, (d) skurcz - ilość mączki wapiennej.

W Tabeli 7 zestawiono całkowity skurcz po 72 h dla wszystkich mieszanek łącznie ze wskaźnikiem oceniającym . Zauważono, że stosunek skurczu plastycznego do skurczu całkowitego po 72h był większy dla materiałów z większą ilością spoiwa. Oznacza to, że kompozyty o mniejszej objętości spoiwa mają większy przyrost skurczu w etapie

twardnienia. Kompozyt CI/SP640 wykazał najmniejszy skurcz, z kolei CI/SP840/SF/FA/LP największy. W zakresie jednej grupy spoiwowej tendencję w zakresie skurczu są następujące: najmniejszy skurczu dotyczy mieszanek w których spoiwem jest sam cement oraz kruszywo nie zostało zmodyfikowane, następnie nieco większy wykazuje mieszanka z modyfikacją kruszywa mączką wapienną. Przyczyną takiego stanu rzeczy jest wyższa wodożądność mączki wapiennej w stosunku do kruszywa naturalnego (co ogranicza ilość wody w mieszance). Mieszanki których spoiwo zostało zmodyfikowane reaktywnymi dodatkami mineralnymi (bez modyfikacji kruszywa) wykazują jeszcze większy skurcz. Teoretycznie można zauważyć, że pył krzemionkowy zwiększa skurcz, natomiast popiół lotny go zmniejsza [28]. W rozpatrywanym przypadku kombinacja tych dwóch dodatków spowodowała efekt zwiększenia skurczu. Największy skurcz wykazują mieszanki, których spoiwo i kruszywo zostały zmodyfikowane przez odpowiednio reaktywne dodatki mineralne i mączkę wapienną.

Tabela 7. Porównanie swobodnego skurczu całkowitego mieszanki.

Mieszanka	Skurcz po 72h [μm/m]	**SHE_i [-]**
CI/SP840/SF/FA/LP	5813	**1,22**
CI/SP840/LP	5165	**1,09**
CI/SP840/SF/FA	5561	**1,17**
CI/SP840	4924	**1,04**
CI/SP640/SF/FA/LP	4435	**0,93**
CI/SP640/LP	4166	**0,88**
CI/SP640/SF/FA	4252	**0,90**
CI/SP640	3683	**0,78**
SH_{mean} [m/m]	**4750**	

5. Podsumowanie

W artykule przedstawiono badania skurczu całkowitego próbek wykonanych w technologii druku 3D. Przebadano osiem różnych mieszanek, różniących się ilością spoiwa oraz zawartością dodatków mineralnych. Uzyskano następujące wnioski:

- czas wiązania (koniec czasu wiązania) dla badanych mieszanek wg normy [25] mieścił się w zakresie 5h 48 minut do 9h 30 minut. Wzrost ilości spoiwa o 200 kg/m^3 przyspieszył rozpoczęcie czasu wiązania od 2 do 15% i skrócił proces o ponad 20%;
- ze względu na bardzo duże powierzchnie wysychania bezpośrednio po zakończeniu procesu, przeanalizowano wpływ uwarstwienia drukowanych struktur na skurcz. Pomiar odkształceń 7-warstwowej próbki wykazał, że różnica skurczu po 3 dniach między dolną a górną warstwą wynosi 371 μm/m, co stanowi 7% wartości najwyższej wydrukowanej warstwy o najwyższym skurczu;
- stosunek skurczu plastycznego do skurczu całkowitego po 72h był większy dla materiałów z większą ilością spoiwa;

- najmniejszy skurcz wykazały mieszanki, w których spoiwem był sam cement, natomiast największy – mieszanki, w których spoiwo było zmodyfikowane dodatkami mineralnymi oraz kruszywo dodatkiem mączki wapiennej.

Badania potwierdziły, że wydruk nawet wielowarstwowej struktury nie ogranicza znaczącą skurczu warstw częściowo osłoniętych (różnica tylko do 7%). Ponadto badania wykazały bardzo duży wpływ kompozycji mieszanki na skurczu całkowity. Przy zmianie ilości spoiwa oraz odpowiedniej jego kompozycji możliwe jest ograniczenie skurczu nawet o 36,6%.

Literatura

[1] Pegna J. Exploratory investigation of solid freeform construction. Automation in Construction 1997;5(5):427–37. https://doi.org/10.1016/S0926-5805(96)00166-5.

[2] Khoshnevis B, Bukkapatnam S, Kwon H, Saito J. Experimental investigation of contour crafting using ceramic materials. Rapid Prototyping Journal 2001;7(1):32–41.

[3] Le TT, Austin SA, Lim S, Buswell RA, Gibb AGF, Thorpe T. Mix design and fresh properties for high-performance. Materials and Structures 2012;45:1221–32.

[4] Diggs-McGee BN, Kreiger EL, Kreiger MA, Case MP. Print time vs. elapsed time: A temporal analysis of a continuous printing operation for additive constructed concrete. Additive Manufacturing 2019;28:205–14. https://doi.org/10.1016/j.addma.2019.04.008.

[5] Skibicki S, Kaszynska M. Problemy w technologii druku 3D kompozytów cementowych. Budownictwo, Technologie, Architektura 2022;2(98):56–9.

[6] Skibicki S, Kaszynska M, Federowicz K, Techman M, Zielinski A, Olczyk N et al. Druk 3D kompozytów betonowych metodą przyrostową - doświadczenia zespołu szczecińskiego. Inżynieria i Budownictwo 2021;77(7):328–33.

[7] Yang L, Sepasgozar SM, Shirowzhan S, Kashani A, Edwards D. Nozzle criteria for enhancing extrudability, buildability and interlayer bonding in 3D printing concrete. Automation in Construction 2023;146(6355):104671. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104671.

[8] Buswell RA, Leal de Silva WR, Jones SZ, Dirrenberger J. 3D printing using concrete extrusion: A roadmap for research. Cement and Concrete Research 2018;112:37–49. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.05.006.

[9] Skibicki S, Jakubowska P, Kaszyńska M, Sibera D, Cendrowski K, Hoffmann M. Early-Age Mechanical Properties of 3D-Printed Mortar with Spent Garnet. Materials (Basel) 2021;15(1). https://doi.org/10.3390/ma15010100.

[10] Hager I, Golonka A, Putanowicz R. 3D Printing of Buildings and Building Components as the Future of Sustainable Construction? Procedia Engineering 2016;151:292–9. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.357.

[11] Mohan MK, Rahul AV, Tao Y, Schutter G de, van Tittelboom K. Hydration reinitiation of borated CSA systems with a two-stage mixing process: An application in extrusion-based concrete 3D printing. Cement and Concrete Research 2022;159:106870. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106870.

[12] Kaszyńska M, Skibicki S, Hoffmann M. 3D Concrete Printing for Sustainable Construction. Energies 2020;13(23):6351. https://doi.org/10.3390/en13236351.

[13] Skibicki S, Pułtorak M, Kaszyńska M, Hoffmann M, Ekiert E, Sibera D. The effect of using recycled PET aggregates on mechanical and durability properties of 3D

printed mortar. Construction and Building Materials 2022;335(2):127443. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127443.
[14] Salet TAM, Ahmed ZY, Bos FP, Laangland, H.,L.,M. 3D Printed Concrete Bridge. In: Chua, C., K., Yeong, W., T., Tan MJ, Liu E, Tor, S., B., editors. Proc. Of the 3rd Intl. Conf. on Progress in Additive Manufacturing (Pro-AM 2018); 2018.
[15] Wang L, Ma H, Li Z, Ma G, Guan J. Cementitious composites blending with high belite sulfoaluminate and medium-heat Portland cements for largescale 3D printing. Additive Manufacturing 2021;46(4):102189. https://doi.org/10.1016/j.addma.2021.102189.
[16] Bello ND, Memari AM. Comparative Review of the Technology and Case Studies of 3D Concrete Printing of Buildings by Several Companies. Buildings 2023;13(1):106. https://doi.org/10.3390/buildings13010106.
[17] Ibrahim I, Eltarabishi F, Abdalla H, Abdallah M. 3D Printing in Sustainable Buildings: Systematic Review and Applications in the United Arab Emirates. Buildings 2022;12(10):1703. https://doi.org/10.3390/buildings12101703.
[18] Puzatova A, Shakor P, Laghi V, Dmitrieva M. Large-Scale 3D Printing for Construction Application by Means of Robotic Arm and Gantry 3D Printer: A Review. Buildings 2022;12(11):2023. https://doi.org/10.3390/buildings12112023.
[19] German Innovation Award goes to first 3D-printed house, https://www.heidelbergcement.com/en/pr-18-05-2021, data dostępu: 15.04.2022.
[20] Skibicki S. Ocena jakości ściany wykonanej w technologii druku 3D za pomocą systemu analizy obrazu. Inżyniera i Budownictwo 2022;3-4:124–7.
[21] Federowicz K, Kaszyńska M, Zieliński A, Hoffmann M. Effect of Curing Methods on Shrinkage Development in 3D-Printed Concrete. Materials 2020;13(11):2590. https://doi.org/10.3390/ma13112590.
[22] Hoffmann M, Skibicki S, Pankratow P, Zieliński A, Pajor M, Techman M. Automation in the Construction of a 3D-Printed Concrete Wall with the Use of a Lintel Gripper. Materials 2020;13(8):1800. https://doi.org/10.3390/ma13081800.
[23] Moelich, G, M., Kruger J, Combrinck R. Plastic shrinkage cracking in 3D printed concrete. Composites Part B: Engineering(108313). https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2020.108313.
[24] EN 1015-3:2000. Methods of test for mortar for masonry - part 3: determination of consistence of fresh mortar (by flow table).
[25] ASTM C-403. Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance.
[26] Neville AM. Properties of Concrete. 5th ed. Trans-Atlantic Publications, Inc; 2012.
[27] Skibicki S. Ocena właściwości kompozytu na spoiwie cementowym do druku 3D. Rozprawa doktorska. Szczecin; 2020.
[28] Zielinski A. Skurcz autogeniczny betonów samozagęszczalnych. Rozprawa doktorska. Szczecin; 2018.

WSPÓŁCZESNE TENDENCJE W BUDOWNICTWIE

ACTUAL TRENDS IN CONSTRUCTION

Grzegorz Bajorek
Maciej Barć
Sabina Warchoł

Cementowe podkłady podłogowe – projektowanie i wykonawstwo

CEMENT FLOOR SCREEDS - DESIGN AND CONSTRUCTION STANDARDS

Streszczenie

Cementowe podkłady podłogowe, zwłaszcza te wytwarzane bezpośrednio na budowie stanowią jedno ze słabszych ogniw materiałowo-technologicznych w procesie budowlanym. Źródłem ich częstych wad, uszkodzeń oraz ich wątpliwej jakości są już założenia projektowe obiektów, w których brakuje precyzyjnej specyfikacji wymagań. Jeśli dołożą się do tego błędy wykonawcze, a jest to materiał wyjątkowo podatny na jakiekolwiek uchybienia technologiczne, to w efekcie można być niemal pewnym ich uszkodzeń po wprowadzeniu docelowych obciążeń użytkowych. Uwzględniając dodatkowo formalną stronę procesu wytwarzania /produkcji materiału na podkład podłogowy w większości przypadków jego wykonawcy/wytwórcy nie posiadają kompletu dokumentów pozwalających na wprowadzenie go do obrotu i stosowania. Wykonawcy nie są świadomi jakie wymagania stawia im norma PN-EN 13813:2003 w zakresie zakładowej kontroli produkcji oraz wykonywania wstępnych badań typu podkładów podłogowych. Niewiedza ta dotyczy w dużej mierze również kierowników budów i inspektorów nadzoru, którzy zatwierdzając materiał na podkład podłogowy opierają się na udostępnionych deklaracjach właściwości użytkowych składników wymienionych w recepturze teoretycznej podkładu podłogowego - bez potwierdzenia w badaniach laboratoryjnych uzyskania wyspecyfikowanych właściwości. Dość rzadko również spotyka się zapisy w specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych, o konieczności kontroli jakości wykonywanych robót w zakresie badania zaprawy na podkład podłogowy w trakcie jego wbudowywania.

Analizując problematykę dużej wadliwości podkładów cementowych trzeba zwrócić uwagę na jeszcze jeden ważny aspekt, a mianowicie chodzi o brak używania właściwej terminologii w zakresie podkładów podłogowych.

dr inż. Grzegorz Bajorek, prof. PRz – Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa Inżynierii Środowiska i Architektury, Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

inż. Maciej Barć – Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

mgr inż. Sabina Warchoł – Centrum Technologiczne Budownictwa Instytut Badań i Certyfikacji Sp. z o.o.

W referacie przedstawiono efekt tych wszystkich zaniechań poprzez zestawienie wniosków z przeprowadzonych analiz w ramach zrealizowanych ekspertyz. Zasadniczym zaś jego elementem jest zaprezentowanie właściwej ścieżki od projektu do wykonawstwa, wraz z prawidłowym nadzorem nad jakością.

Abstract

Cement floor screeds especially those produced directly on site, are one of the weaker material-technology parts of the construction process. The source of their frequent defects, damage and questionable quality are already the design assumptions that do not include a precise requirements. If we add to this execution errors, and since this is a material extremely vulnerable to any technological defects, the result that can be almost certain is that they will be damaged after the introduction of the target payloads. Taking into account the formal side of the manufacturing/production process of the floor screeds material, in most cases its contractors/performance do not have a complete set of documents allowing them to market and apply it. Contractors are not aware of the requirements set by the PN-EN 13813:2003 standard in the field of factory production control and preliminary type tests of cement floor screeds. The lack of knowledge in this area also applies to a large extent to construction site managers and supervision inspectors who, when approving the material for the floor screed, are based on the declarations of performance of the ingredients that are listed in the theoretical recipe of the floor screed - without confirmation in laboratory tests of the achievement of the property expected in it. It is also quite rare to find provisions in the technical specifications for the execution and acceptance of construction works, about the need to control the quality of the work performed in terms of testing the mortar for the floor screeds during its installation.

Analyzing the problem of the high defectiveness of cement floor screeds, it is necessary to draw attention to another important aspect, namely, the lack of use of proper terminology in the subject of floor screeds.

The article presents the effect of all these failures through a compilation of the conclusions of the analyses carried out with reference to the expert opinions performed. Its essential element is the presentation of the correct path from design to construction, along with the correct control of the quality.

1. Podkłady podłogowe – wprowadzenie

Zgodnie z definicją podaną w normie PN-EN 13318 [1] podkład podłogowy jest to *„warstwa (lub warstwy) z materiałów podkładowych wykonana (-e) na budowie bezpośrednio na podłożu, związana (-e) z nim, lub nie związana (-e) siłami przyczepności, lub też ułożona (-e) na warstwach pośrednich lub izolujących w celu:*
- *uzyskania określonego poziomu,*
- *ułożenia posadzki,*
- *stanowienia posadzki."*

Powyższa definicja dotyczy oczywiście stwardniałego podkładu podłogowego, natomiast jeśli chodzi o świeży, niestwardniały materiał podkładu to jest to mieszanka, w skład której wchodzą spoiwo, kruszywo, domieszki, dodatki oraz woda.

Ze względu na rodzaj zastosowanego spoiwa wyróżnia się [1,2] :
- podkład na bazie emulsji bitumicznych – spoiwem w tego typu podkładach są emulsja bitumiczna oraz cement hydrauliczny,
- podkład na bazie cementu – spoiwem jest cement,
- podkład na bazie cementu modyfikowanego polimerami – spoiwem jest cement modyfikowany dodatkami polimerów w postaci roztworów lub proszków dyspersyjnych,
- podkład na bazie spoiw magnezjowych – spoiwem jest wodny roztwór tlenku magnezu i soli magnezu,
- podkład na bazie żywic syntetycznych – spoiwo wykonane na bazie reaktywnych żywic syntetycznych,
- podkład na bazie siarczanu wapnia – spoiwem jest siarczan wapnia,
- podkład asfaltowy – spoiwem jest spoiwo bitumiczne.

Ze względu na sposób wykonania, podkłady podłogowe dzieli się na:
- podkład monolityczny – podkład podłogowy na bazie cementu, wykonywany na świeżym podłożu betonowym,
- podkład związany z podłożem,
- podkład nie związany z podłożem,
- podkład pływający – ułożony na warstwie izolacji, oddzielony od innych elementów budynku takich jak np. ściany,
- podkład ułożony na warstwie rozdzielczej (np. na folii, papie),
- podkład prefabrykowany,
- podkład zbrojony,

Wśród podkładów podłogowych, ze względu na liczbę zastosowań (znacznie powyżej 90%) zdecydowanym liderem są podkłady na bazie cementu oznaczane symbolem CT wg PN-EN 13813 [2]. Są one stosowane głównie w budownictwie kubaturowym, szczególnie w lokalach mieszkalnych oraz lokalach usługowych takich jak szkoły, szpitale. Jeśli chodzi o sposób wykonania najczęściej spotykanym rozwiązaniem jest podkład podłogowy pracujący jako podkład pływający, czyli ułożony na warstwie izolacji termicznej/akustycznej oraz na foli paroizolacyjnej, stanowiący warstwę służącą ułożeniu na niej posadzki, czyli finalnej wierzchniej użytkowej warstwy podłogi.

Jeśli chodzi zaś o technologię wykonywania cementowych podkładów podłogowych, prawie monopolem jest przygotowywanie i transport mieszanki (zaprawy) do miejsca wbudowania przy użyciu agregatu mieszająco-pompującego o popularnej nazwie miksokret. Znacznie rzadziej i raczej przy małych zakresach robót stosowane są gotowe suche mieszanki przygotowane fabrycznie (workowane), lub wymieszane gotowe do użycia

zaprawy (mieszanki) przygotowane na węzłach betoniarskich i dowożone najczęściej skrzyniowymi, samowyładowczymi środkami transportu.

Fot. 1 Agregat mieszająco-pompujący - miksokret.

O ile w przypadku stosowania gotowych wyrobów odpowiedzialność za uzyskanie oczekiwanych parametrów technicznych podkładowej warstwy nośnej podłogi jest częściowo podzielona pomiędzy producenta i częściowo wykonawcę (w tym kierownika budowy), o tyle w przypadku technologii miksokretu, cała odpowiedzialność za jakościowy efekt końcowy leży po stronie ich wykonawcy.

Wobec bardzo dużej i stale wzrastającej liczby reklamacji i wykazywanej wadliwości szczególnie tego podkładowego elementu w wielowarstwowym układzie podłogowym, konieczną staje się analiza przyczyn takiego stanu rzeczy – w konsekwencji zaś wskazanie słabych ogniw w procesie budowlanym, które w efekcie sprawiają utratę nie tylko komfortu, ale nawet bezpieczeństwa użytkowanych posadzek wewnątrz obiektów budowlanych.

2. Podkłady podłogowe jako wyrób budowlany

Zgodnie z art. 10 Prawa budowlanego [12]: „Wyroby wytworzone w celu zastosowania w obiekcie budowlanym w sposób trwały o właściwościach użytkowych umożliwiających prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym obiektom budowlanym spełnienie podstawowych wymagań, można stosować przy wykonywaniu robót budowlanych wyłącznie, jeżeli wyroby te zostały wprowadzone do obrotu lub udostępnione na rynku krajowym zgodnie z przepisami odrębnymi, a w przypadku wyrobów budowlanych - również zgodnie z zamierzonym zastosowaniem."

Czy zatem wszystkie materiały budowlane są wyrobami budowlanymi? Otóż, zgodnie z art. 2.1 Rozporządzenia 305/2011 [13] wyrób budowlany jest to każdy wyrób (produkt) lub zestaw wyprodukowany i wprowadzony do obrotu w celu trwałego wbudowania w obiektach budowlanych lub ich częściach, którego właściwości wpływają na właściwości

użytkowe obiektów budowlanych w stosunku do podstawowych wymagań dotyczących obiektów budowlanych.

Aby ustalić czy dany materiał jest wyrobem budowlanym tzn. czy podlega przepisom ustawy o wyrobach budowlanych [14] należy sprawdzić czy jest on objęty normą zharmonizowaną bądź jest zgodny z wydaną dla niego europejską oceną techniczną (sprawdzeń dokonuje się poprzez przeglądarkę internetową pod adresami: https://ec.europa.eu/docsroom/documents/52375; https://www.eota.eu/etassessments) lub czy wyrób objęty jest jedną z grup wyrobów budowlanych określonych w załączniku nr 1 do Rozporządzenia w sprawie sposobu deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych [15]. Jeśli jego nazwa widnieje na jednej z wyżej wymienionych list/tabel to producent takiego wyrobu przed wprowadzeniem go do obrotu musi dokonać oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych, czyli prościej mówiąc potwierdzić jego przydatność do stosowania w ramach wymaganego dla tego wyrobu systemu oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych wynikającego z normy i na tej podstawie wystawić deklarację właściwości użytkowych (DWU) lub krajową deklarację właściwości użytkowych (KDWU) i oznakować wyrób (znakowanie CE lub znak budowlany). Przez sporządzenie deklaracji właściwości użytkowych producent przyjmuje na siebie odpowiedzialność za zgodność wyrobu budowlanego z zadeklarowanymi właściwościami użytkowymi.

Jak to więc jest z podkładem podłogowym? W myśl powyższych zapisów ustalono, że podkład podłogowy jest objęty normą zharmonizowaną EN 13813:2002 od 01.08.2004 r. (tablica 1) - do tego czasu, od publikacji norm, obowiązywał okres przejściowy, dający czas producentom na zapoznanie się z przedstawionymi w niej wymaganiami oraz ich wdrożenie podczas produkcji.

Tablica 1. Fragment tabeli odniesień do norm zharmonizowanych dla wyrobów budowlanych – podkłady podłogowe.

ESO	Reference and title of the standard (and reference document)	Reference of superseded standard	Beginning of the coexistence period	End of the coexistence period
CEN	EN 13813:2002 Screed material and floor screeds – Screed material – Properties and requirements		01/08/2003	01/08/2004

3. Cementowe podkłady podłogowe – właściwości

Zestaw wymaganych właściwości podkładów podłogowych jest uzależniony od zakresu ich stosowania (zamierzonego zastosowania). Właściwości te można podzielić na dwie grupy:

– grupa I: właściwości dotyczące świeżego, nie stwardniałego materiału podkładu,
– grupa II: właściwości podkładu stwardniałego,

Wykaz badań materiałów przeznaczonych do wykonania poszczególnych typów podkładów podłogowych, na podstawie których można dokonać ich klasyfikacji został przedstawiony w tablicy 2.

Tablica 2. Wykaz badań materiałów przeznaczonych do wykonania poszczególnych typów podkładów podłogowych [2].

Typ podkładu	Wytrzymałość na ściskanie	Wytrzymałość na zginanie	Odporność na ścieranie Böhmego	Odporność na ścieranie „BCA"	Odporność na nacisk koła	Twardość powierzchni	Twardość podkładów asfaltowych	Wytrzymałość na nacisk koła z wykładziną	Czas wiązania	Skurcz i spęcznienie	Konsystencja	Wartość pH	Moduł sprężystości	Odporność na uderzenie	Przyczepność
Cementowy	N	N	N[a] (jedna z trzech metod)			O	-	O	O	O	O	O	O	O[a]	O
Siarczanowo-wapniowy	N	N	O	O	O	O	-	O	O	O	O	N	O	-	O
Magnezjowy	N	N	O	O	O	N[a]	-	O	-	O	O	O	O	-	O
Mastyk asfaltowy	-	-	O	O	O	-	N	O	-	-	-	-	-	-	-
Z żywic syntetycznych	O	O	-		N[a] (jedna z dwóch metod)	O	-	O	-	O	O	-	O	N[a]	N

Oznaczenie:
N Badania normowe (obowiązkowe)
O Badania opcjonalne (właściwe dla danego podkładu)
- Nie dotyczy danego podkładu
[a] Tylko dla materiałów przeznaczonych na podkłady podlegające ścieraniu

Jak wynika z tablicy 2 właściwości podkładu podłogowego są uzależnione od rodzaju użytego do ich przygotowania spoiwa oraz zamierzonego zastosowania. Metody badawcze służące do ich sprawdzenia zdeterminowane są w zharmonizowanych normach dotyczących wyrobów budowlanych [1,2,6,7]. W odniesieniu do cementowych podkładów podłogowych producent musi co najmniej wykonać badania wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałości na zginanie oraz odporności na ścieranie (jeśli dotyczy). Na podstawie uzyskanych wyników należy następnie wyspecyfikować klasy zbadanych właściwości przed wprowadzeniem wyrobu do obrotu – wydać deklarację właściwości użytkowych. Zgodnie z normą PN-EN 13813 [2] do dyspozycji w tym zakresie są klasy, które zestawiono w tablicach 3, 4 i 5. Jeśli chodzi o klasę odporności na ścieranie, spośród możliwych trzech metod wybrano klasyfikację odporności na ścieranie Böhmego jako najczęściej przywoływaną w dokumentacji.

Tablica 3. Klasy wytrzymałości na ściskanie materiałów przeznaczonych na podkłady podłogowe [2]

Klasa	**C5**	**C7**	**C12**	**C16**	**C20**	**C25**	**C30**	**C35**	**C40**	**C50**	**C60**	**C70**	**C80**
Wytrzymałość na ściskanie w N/mm^2	5	7	12	16	20	25	30	35	40	50	60	70	80

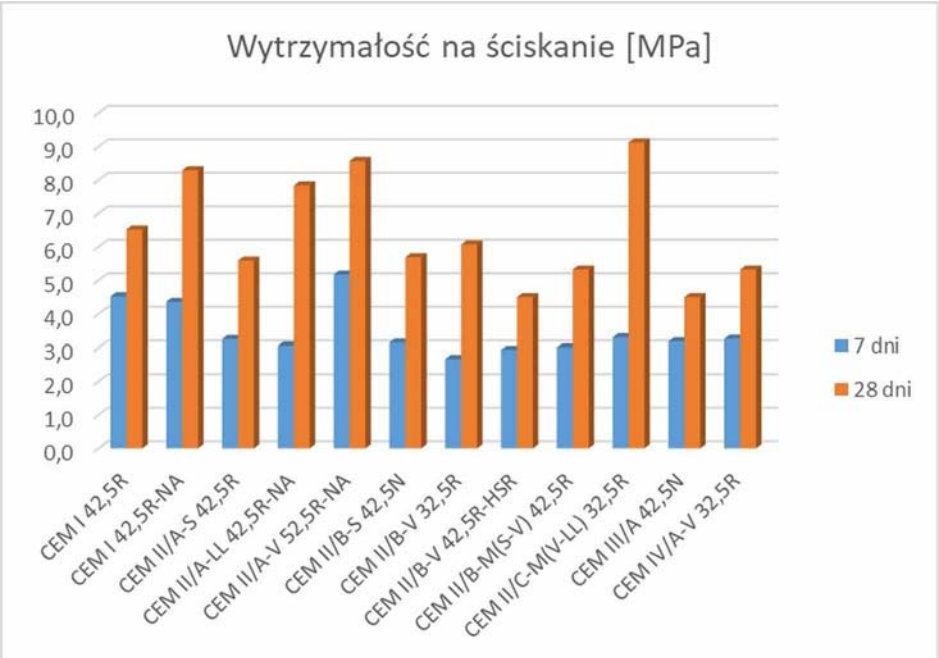
Tablica 4. Klasy wytrzymałości na zginanie materiałów przeznaczonych na podkłady podłogowe [2]

Klasa	**F1**	**F2**	**F3**	**F4**	**F5**	**F6**	**F7**	**F10**	**F15**	**F20**	**F30**	**F40**	**F50**
Wytrzymałość na zginanie w N/mm^2	1	2	3	4	5	6	7	10	15	20	30	40	50

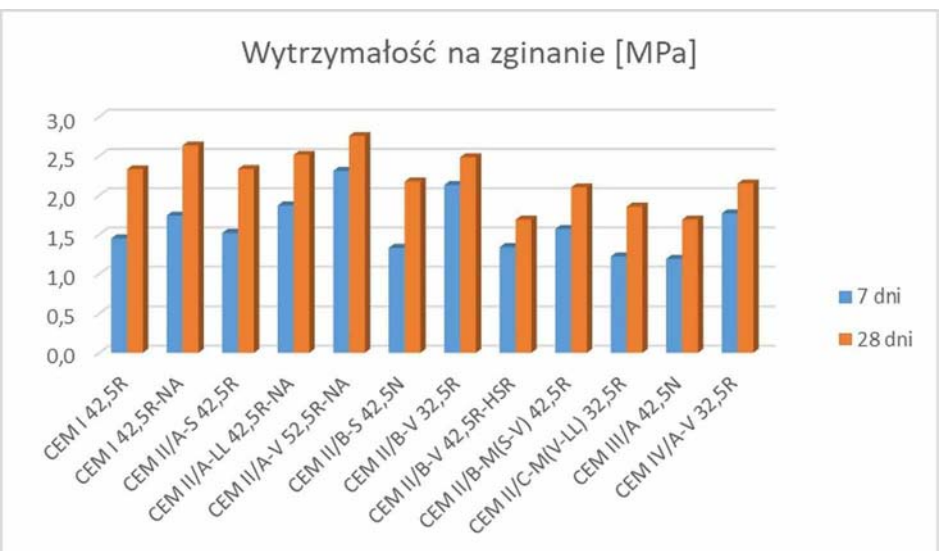
Tablica 5. Klasy odporności na ścieranie Böhmego materiałów wykonanych na bazie cementu [2]

Klasa	**A22**	**A15**	**A12**	**A9**	**A6**	**A3**	**A1,5**
Odporność na ścieranie w cm^3/50 cm^2	22	15	12	9	6	3	1,5

Na potrzeby niniejszego artykułu wykonano serię badań cementowych podkładów podłogowych z zastosowaniem różnych rodzajów cementów dostępnych na rynku. Projekt obejmował wykonanie próbek prostopadłościennych o wymiarach 40x40x160 mm do oznaczenia wytrzymałości na ściskanie oraz wytrzymałości na zginanie po 7 oraz 28 dniach dojrzewania przy założeniu dozowania stałej ilości cementu oraz zastosowaniu tego samego kruszywa drobnego (piasku 0-2 mm) we wszystkich wykonywanych zarobach laboratoryjnych. Wyniki jakie uzyskano przedstawiono na wykresach 1 i 2.



Rys. 1 Wytrzymałość na ściskanie cementowego podkładu podłogowego.



Rys. 2 Wytrzymałość na zginanie cementowego podkładu podłogowego.

Przedstawione wyniki badań pokazują, jak bardzo zmienne są właściwości wytrzymałościowe podkładu podłogowego, jeśli do jego wykonania zostanie użyty inny rodzaj cementu niż ten, który został użyty do wykonania wstępnych badań typu. Należy pa-

miętać, że każda zmiana składnika w czasie produkcji powoduje, że mamy do czynienia z innym wyrobem budowlanym - konieczne jest więc ponowne wykonanie wstępnych badań typu w celu ustalenia właściwości, ponowne wydanie deklaracji właściwości użytkowych i dopiero wprowadzenie do obrotu – produkcja „na sprzedaż".

4. Błędy projektowe

Można w tym miejscu zaryzykować tezę, że w praktyce nie występują projekty, w których określone byłyby wymagane właściwości materiału do wykonania warstwy podkładu podłogowego. Specyfikacja projektowa tego ważnego elementu konstrukcji podłogi ograniczona jest do określenia rodzaju podkładu (np. cementowy, anhydrytowy) oraz do jego grubości. Z rysunków wynika też, czy jest to podkład:
– związany z podłożem,
– ułożony na warstwie rozdzielczej (np. na folii, papie itp.),
– pływający (np. na warstwie izolacji dźwiękowej i/lub termicznej).

Brakuje zaś zasadniczej informacji związanej z nośnością i trwałością podkładu odniesioną do zakładanych obciążeń, wyrażonej choćby wytrzymałością na ściskanie i zginanie. Nie ma tej informacji, bo formalnie brakuje w cyklu projektowania osoby odpowiedzialnej za ustalenie tych parametrów. Problem ten sygnalizowany był do tej pory w wielu publikacjach [np. 3, 4, 5], ale ma on bardziej charakter związany ze stosowaniem ogólnej wiedzy inżynierskiej (m.in. warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych, normy wycofane, literatura techniczna, odwołanie się do tzw. sztuki budowlanej), niż wynikający z założeń formalno-prawnych (np. aktualne normy, rozporządzenia). Gdzie zatem leży sedno problemu?

Otóż, projektowanie przegród poziomych (stropów) rozpoczyna się od architekta, który (w porozumieniu (lub bez) z projektantem konstrukcji) dobiera rodzaj materiału i wymiary przekroju (stal, żelbet, izolacja akustyczno-termiczna, podkład podłogowy (bardzo różnie w projektach nazywany), rodzaj wykończenia podłogi – czyli posadzka), kierując się w zasadzie założeniami opartymi na doświadczeniu własnym i wiedzy podręcznikowej. Nie dysponuje w tym zakresie żadnymi formalnymi znormalizowanymi wytycznymi krajowymi. Na podstawie tych założeń architektonicznych projektant-konstruktor dokonuje ostatecznego wymiarowania i projektowania konstrukcji nośnej obiektu. Nie zajmuje się przy tym warstwami podłogi, bo choć podkład podłogowy jest jej elementem nośnym, to jednak nie jest elementem konstrukcji nośnej budynku. Tak więc rozważania konstrukcyjne dla podkładu, polegające na sprawdzeniu możliwości przeniesienia przez niego obciążeń użytkowych (równomiernie rozłożonych, punktowych czy transportowych), zostają ostatecznie pominięte. A decyduje o nich przede wszystkim wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na zginanie (zwłaszcza gdy podkład ułożony jest na podłożu podatnym – np. styropianie, wełnie mineralnej), oraz odpowiednia do tych parametrów wytrzymałościowych grubość podkładu.

Projektant kierując się właśnie klasyfikacją przedstawioną w pkt. 3 powinien dobrać w konkretnym projekcie (w zamierzonym zastosowaniu) wyrób o określonych przez niego właściwościach. Zobowiązują go do tego zapisy art. 5 i 10 Prawa budowlanego, które nakazują: *„projektować i budować w sposób określony w przepisach, w tym techniczno-budowlanych, oraz zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, zapewniając spełnienie podstawowych wymagań dotyczących obiektów budowlanych"* [12]. Jeśli później, na etapie wykonawstwa stosowany będzie gotowy wyrób wprowadzony do obrotu (np. gotowe mieszanki fabryczne), to za

jego właściwości odpowiedzialny jest przede wszystkim jego producent. Jeśli natomiast ten materiał w całości przygotowywany jest na budowie z osobnych składników, to za uzyskanie właściwości odpowiedzialny jest wykonawca. Ale przede wszystkim – wykonawca na tym etapie musi właśnie z projektu dowiedzieć się, jaki materiał przygotować do wbudowania.

Faktem jest, że w przypadku rozwiązań konstrukcyjnych posadzek projektant nie jest związany przepisami techniczno-budowlanymi (Rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [16]), tak jak ma to miejsce w przypadku projektowania konstrukcji, kiedy w zasadzie musi odnosić się do norm projektowania, czyli Eurokodów. Może natomiast skorzystać z ogólnie pojmowanej wiedzy technicznej, a przede wszystkim z dokumentów Instytutu Techniki Budowlanej z serii „Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych" – część B – Roboty wykończeniowe – zeszyt 2, 3 5 i 7 [8,9,10,11]. W każdym z nich w zależności od rodzaju posadzki, sformułowane są wymagania dla różnych podkładów. Przykładowe wymagania dla podkładów cementowych zestawione są w tablicy 6.

Tablica 6. Minimalne wytrzymałości oraz grubości podkładów cementowych dla posadzek z wykładzin z polichlorku winylu i wykładzin włókienniczych przy obciążeniu do 1,5 kN/m^2 [11]

Rodzaj podkładu	Wytrzymałość podkładów, [N/mm^2]		Grubość minimalna, [mm]
	na ściskanie	na zginanie	
Związany z podłożem o grubości: - do 40 mm, - ponad 40 mm	 12 12	 3 3	25
Na warstwie rozdzielczej	20	4	35
Na sprężystej warstwie izolacji (tzw. pływający)	20	4	40

Warto zwrócić uwagę, że w przywołanych dokumentach ITB, w tablicach zestawione są wymagania dla posadzek obciążonych równomiernie do 1,5 kN/m^2, czyli dla najmniejszych obciążeń użytkowych przyjmowanych na podstawie Eurokodów. Oznacza to jednoznacznie, że dla większych obciążeń projektant musi dobrać wymagane właściwości podkładu na podstawie indywidualnych analiz.

5. Błędy wykonawcze

Wspomniano już wcześniej, że materiał podkładów cementowych wykonywanych w technologii miksokretu jest bardzo podatny na uchybienia technologiczne. Szczególne znaczenie mają tutaj zabiegi związane z mieszaniem, a później pielęgnacją wbudowanego materiału.

Etap przygotowania (mieszania) składników ma zapewnić dokładność ich dozowania, czyli zgodność z zaprojektowaną dla danego zestawu surowcowego recepturą, a także homogenizację zadozowanych składników zarobu. Obydwie czynności bardzo

uzależnione są od czynnika ludzkiego, czyli wiedzy, doświadczenia i predyspozycji operatora miksokretu. Dozowanie składników jest objętościowe – cementu z dokładnością do ″ worka, kruszywa do dopełnienia komory mieszalnika, oraz wody do uzyskania konsystencji mieszanki pozwalającej na rurowy transport pneumatyczny (półsuchej). Skuteczność homogenizacji zarobu też jest zależna od czynników przyjmowanych „na oko" – czyli czasu mieszania i stopnia wypełnienia komory mieszalnika. Efekty błędów na tym etapie często potwierdzają nawet kilkukrotne różnice wytrzymałości pobranych próbek z dość małego obszaru (np. pojedynczego pomieszczenia).

Fot. 2 Najczęściej spotykany, obarczony dużym błędem sposób dozowania składników do miksokretu.

Wykonany podkład cementowy musi być poddany pielęgnacji wilgotnościowej natychmiast po rozpoczęciu twardnienia. Z uwagi na półsuchą konsystencję wbudowywanej mieszanki, struktura zagęszczonego i zatartego materiału pozostaje z reguły mocno porowata (zwłaszcza przy niższych klasach wytrzymałościowych) co sprzyja bardzo szybkiemu

przesuszaniu. Jeśli to się stanie we wczesnej fazie rozwoju procesu hydratacji cementu, może nastąpić całkowite zatrzymanie budowania się wzajemnie powiązanej między sobą struktury krystalicznej odpowiedzialnej za rozwój wytrzymałości materiału. Czas trwania intensywnej pielęgnacji wilgotnościowej można przyjąć przez analogię do normowej pielęgnacji próbek do badania i oceny wytrzymałości, czyli przez 7 dni w wilgotności 95 ±5%, przy temperaturze 20 ±2°C. Przy niższych temperaturach dojrzewania powinna być odpowiednio wydłużona. Po zakończeniu pielęgnacji można rozpocząć powolne i ostrożne wysuszanie, tak by nie narazić go na deformacje powodowane zróżnicowaną wilgotnością dolnej i wierzchniej warstwy podkładu.

Najczęstsze wady podkładów to brak ich nośności (pęknięcia, załamania, zapadnięcia, wykruszenia itp.) oraz deformacje w trakcie dojrzewania (unoszenie krawędzi – tzw. curling).

Fot. 3 Pęknięcia podkładu, autodylatacja.

Fot. 4 Zapadnięcia i wykruszenia podkładu podłogowego.

Fot. 5 Załamania, wykruszenie podkładu podłogowego pod wykładziną PCV.

Fot. 6 Deformacja podkładu - uniesienie krawędzi (tzw. curling).

Wycięte z podkładów w takich wadliwych miejscach próbki, poddane badaniom, najczęściej wykazują niskie lub bardzo niskie wytrzymałości. Potwierdzają tym samym główną techniczną przyczynę powstałych uszkodzeń. Analiza problemu wskazuje jednak często, że ważniejszą, formalną przyczyną zastosowania tak słabego materiału, jest brak wyspecyfikowania dla niego w projekcie wymaganych właściwości mechanicznych. Nie można go wtedy nawet formalnie ocenić, bo brakuje kryteriów akceptacji.

6. Ocena właściwości wykonanego podkładu cementowego

W przypadku potrzeby dokonania oceny klasy wytrzymałości wykonanego podkładu podłogowego niewątpliwym problemem staje się brak odpowiednich procedur normowych, analogicznych jak na przykład dla betonu wbudowanego w konstrukcję. Nie są więc znane relacje pomiędzy wynikami badania materiału na próbkach formowanych podczas jego wbudowywania, a tymi pobieranymi z materiału już dojrzałego, a często nawet już użytkowanego.

Normowa procedura oceny klasy wytrzymałości na ściskanie i klasy wytrzymałości na zginanie realizowana jest na etapie wbudowywania materiału w konstrukcję – po wymieszaniu (możliwe jest też po przetransportowaniu w miejsce wbudowania) wykonywany jest komplet 3 próbek prostopadłościennych o wymiarach 40x40x160 mm, które przez pierwsze 2 dni dojrzewają w formie w warunkach - temperatura 20 ±2°C, wilgotność R_H = 95 ±5%, następnie przez 5 dni po rozformowaniu w warunkach - temperatura 20 ±2°C, wilgotność R_H = 95 ±5%, a następnie przez ostatnie 21 dni w warunkach - temperatura 20 ±2°C, wilgotność R_H = 65 ±5%. Badanie i ocena wytrzymałości podkładów cementowych następuje po 28 dniach dojrzewania przygotowanych według powyższych zasad próbek.

Pierwszą trudnością w badaniu gotowych podkładów jest możliwość pozyskania próbek o kształcie prostopadłościanów. Aczkolwiek jest to wykonalne, to jednak bardzo niszczące – trzeba wyciąć taflę podkładu o wymiarach ok. 30x30 cm, a z niej dopiero docinane są beleczki 40x40x160 mm. Można na nich oznaczyć zarówno wytrzymałość na zginanie jak i na ściskanie. Podobieństwo kształtu i wymiarów w zasadzie pozwala na bezpośrednią interpretację wyników, jak ta w ocenie zgodności, przy dodatkowej analizie warunków zagęszczania i pielęgnacji w czasie dojrzewania.

Dla ułatwienia poboru próbek do badania najczęściej wykonuje się odwierty rdzeniowe o średnicy Ø50 mm – i tutaj pojawia się druga trudność w dokonywaniu oceny. Dochodzi różnica kształtu i proporcji średnica/wysokość rdzenia. Przy cienkich warstwach podkładu nie jest możliwe docięcie rdzenia do wysokości równej średnicy. Ponieważ nie są znane żadne udowodnione relacje pomiędzy wynikami uzyskiwanymi z tak odmiennych próbek, ich ocena może się różnić w nawet kilkudziesięcioprocentowym zakresie.

Aby udowodnić powyższą tezę przeprowadzono badania porównawcze. Pobrano 3 próbki rdzeniowe Ø50 mm i jednocześnie w bliskiej odległości wycięto taflę podkładu do przygotowania trzech próbek prostopadłościennych o wymiarach 40x40x160 mm.

Fot. 7 Miejsca pobrania materiału/próbek do badań.

Celem badania było oszacowanie współczynnika korelacji pomiędzy wytrzymałościami praktycznie tego samego materiału (obszar poboru ok. 1 x 1 m), a zbadanego na próbkach o różnym kształcie: prostopadłościenne/walcowe. Dodatkowo, użycie próbek 40x40x160 mm pozwoliło na oszacowanie wytrzymałości na zginanie, a także na oszacowanie jej relacji z wytrzymałością na ściskanie.

Badania wykonano zgodnie z normą PN-EN 13892-2 [7], a uzyskane wyniki zestawiono w tablicach 7 i 8.

Tablica 7. Wyniki wytrzymałości na ściskanie - odwierty rdzeniowe wycięte z konstrukcji.

Lp	Oznaczenie próbki	Wytrzymałość na ściskanie R_c	
		Siła F_c [kN]	Wytrzymałość R_c [MPa]
1	**1A**	22,63	**9,90**
2	**1B**	23,07	**10,10**
3	**1C**	21,26	**9,30**
Wartości średnie:			9,8

Tablica 8. Wyniki wytrzymałości na zginanie i ściskanie - próbki prostopadłościenne docięte do wymiaru 40x40x160 mm z wyciętej z konstrukcji tafli podkładu o wymiarach ok. 30 x 30 cm.

Lp	Oznaczenie próbki	Wytrzymałość na zginanie R_f		Wytrzymałość na ściskanie R_c	
		Siła F_f [kN]	Wytrzymałość R_f [MPa]	Siła F_c [kN]	Wytrzymałość R_c [MPa]
1	**T1 / 1**	1,47	**2,95**	10,29	**5,90**
				11,66	**6,70**
2	**T1 / 2**	1,61	**2,90**	11,67	**6,15**
				10,72	**5,65**
3	**T1 / 3**	1,24	**3,00**	9,65	**6,20**
				10,22	**6,55**
Wartości średnie:			2,9		6,2

Średnia wytrzymałość podkładu zbadana na próbkach rdzeniowych to 9,8 MPa, natomiast na próbkach prostopadłościennych 6,2 MPa. Wynika stąd, że wytrzymałość określana na próbkach prostopadłościennych stanowi tylko ok. 65% wytrzymałości określanej na próbkach rdzeniowych. Można przy tym założyć, że wytrzymałość zbadana na wyciętych z konstrukcji próbkach prostopadłościennych powinna odpowiadać wytrzymałości na formowanych próbkach tego samego kształtu, a służących do normowego ustalania klasy wytrzymałości materiału wykonywanego podkładu podłogowego. Skoro tak, to najwyraźniej wyniki badań wykonanych na próbkach rdzeniowych są sporo zawyżone (rząd kilkudziesięciu procent), czyli rzeczywista klasa podkładu jest znacznie niższa niż gdyby oceniana była wprost na podstawie wyników badań próbek odwierconych.

Wyznaczona w badaniach próbek prostopadłościennych wytrzymałość na zginanie ($R_{f,śr}$ = 2,9 MPa) stanowi natomiast ok. 45% wytrzymałości na ściskanie ($R_{c,śr}$ = 6,2 MPa), określonej na tych samych próbkach prostopadłościennych. Analogicznie jak dla oceny wytrzymałości na ściskanie, można założyć, że wyniki wytrzymałości na zginanie uzyskane na wyciętych z konstrukcji próbkach prostopadłościennych zbliżone są do próbek o takim samym kształcie, ale formowanych. Pozwalają zatem wprost na oszacowanie klasy tego materiału na zginanie.

5. Podsumowanie

Problem z podkładami podłogowymi zaczyna się już na etapie projektowania. Jeśli dołożą się do tego błędy wykonawcze, a jest to materiał wyjątkowo podatny na jakiekolwiek uchybienia technologiczne, to w efekcie można być niemal pewnym ich uszkodzeń po wprowadzeniu docelowych obciążeń użytkowych. Uwzględniając dodatkowo formalną stronę procesu wytwarzania/produkcji materiału na podkład podłogowy w większości przypadków (można przyjąć nawet powyżej 95%) jego wykonawcy/wytwórcy nie posiadają kompletu dokumentów pozwalających na wprowadzenie go do obrotu i stosowania. Wykonawcy nie są świadomi jakie wymagania stawia im norma PN-EN 13813

[2] w zakresie zakładowej kontroli produkcji oraz wykonywania wstępnych badań typu cementowych podkładów podłogowych.

Z doświadczenia laboratoryjnego wynika, że niewiedza ta dotyczy w dużej mierze również kierowników budów i inspektorów nadzoru, którzy zatwierdzając materiał na podkład podłogowy opierają się na udostępnionych deklaracjach właściwości użytkowych składników, które są wymienione w recepturze teoretycznej podkładu podłogowego, bez potwierdzenia w badaniach laboratoryjnych uzyskania wyspecyfikowanych w niej właściwości. Dość rzadko również spotyka się zapisy w specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych, o konieczności kontroli jakości wykonywanych robót w zakresie badania zaprawy na podkład podłogowy w trakcie jego wbudowywania, co znacząco wpłynęłoby na jakość świadczonych usług w zakresie wykonywania podkładów podłogowych.

Analizując problematykę dużej wadliwości podkładów cementowych trzeba zwrócić uwagę na jeszcze jeden aspekt. Pewnym miernikiem podążania za zmieniającymi się przepisami i normami jest używanie właściwej terminologii. Aktualna, nazywająca ten materiał, jak i wykonaną z niego warstwę podłogi, podkładem podłogowym cementowym, obecna jest w normach od ok. 20 lat. Tymczasem jest praktycznie nieobecna w projektach, artykułach, podręcznikach, internecie. Spotyka się takie nazwy jak: jastrych cementowy, jastrych betonowy, wylewka jastrychowa, wylewka zwana jastrychem, zaprawy jastrychowe, posadzka jastrychowa, wylewka podłogowa, wylewka cementowa, wylewka betonowa, szlichta, gładź cementowa, ale nie podkład podłogowy! Najczęściej stosowana potocznie nazwa „jastrych" ostatni raz użyta była w PN-B-02001 z 1982 r. dotyczącej obciążeń stałych budowli, a nadużywana jest obecnie zwłaszcza w przypadku korzystania z bardzo dobrych, przejrzystych wytycznych zawartych w normach niemieckich, w których nazwa tego materiału to „Estrich".

Może warto zatem na początek porządkowania przyswoić właściwą normową nazwę tego ważnego wyrobu budowlanego, stosowanego w konstrukcji poziomych przegród budowlanych, zdecydowanie odpowiedzialnego za spełnienie wymagań podstawowych, zwłaszcza w aspekcie bezpieczeństwa i trwałości obiektu.

Literatura

[1] PN-EN 13318:2002-07 Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania. Terminologia
[2] PN-EN 13813:2003-08 Podkłady podłogowe oraz materiały do ich wykonania. Materiały. Właściwości i wymagania
[3] Kopyłow O., Projektowanie i odbiór podkładów podłogowych. Inżynier Budownictwa 12/2010, s. 52-57
[4] Sadłowski K., Urbanowicz D., Warzocha M., Podkłady podłogowe – wymagania, projektowanie, wykonawstwo. Materiały Budowlane 11/2015, s. 81-84
[5] Hajduk P., Jastrych cementowy. Inżynier Budownictwa 7-8/2020, s. 62-66
[6] PN-EN 13892-1:2004-07 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe. Część 1: Pobieranie, wykonywanie i przechowywanie próbek do badań
[7] PN-EN 13892-2:2003-07 Metody badania materiałów na podkłady podłogowe. Część 2: Oznaczanie wytrzymałości na zginanie i ściskanie
[8] WTWiORB część B – Roboty wykończeniowe – zeszyt 2 – Posadzki z drewna i materiałów drewnopodonych. ITB, Warszawa 2018
[9] WTWiORB część B – Roboty wykończeniowe – zeszyt 3 – Posadzki mineralne i żywiczne. ITB, Warszawa 2020
[10] WTWiORB część B – Roboty wykończeniowe – zeszyt 5 – Okładziny i posadzki z płytek ceramicznych. ITB, Warszawa 2022
[11] WTWiORB część B – Roboty wykończeniowe – zeszyt 7 – Posadzki z wykładzin w polichlorku winylu i wykładzin włókienniczych. ITB. Warszawa 2019

[12] Prawo budowlane (Dz.U. 2023 poz. 682)
[13] Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG (Dz. Urz. UE L 88 z 04.04.2011)
[14] Ustawa o wyrobach budowlanych z dnia 16 kwietnia 2004 r. (Dz.U.2021 poz. 1213)
[15] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 17 listopada 2016 r. w sprawie sposobu deklarowania właściwości użytkowych wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym (Dz.U. 2016 poz. 1966)
[16] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie wraz z późniejszymi zmianami (Dz.U. 2002 nr 75 poz. 690)

Anna Halicka

Kierunki zmian normy „Projektowanie konstrukcji z betonu" w ramach nowelizacji Eurokodów

TENDENCIES OF CHANGES IN THE STANDARD „DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES" WITHIN THE FRAMEWORK OF EUROCODES AMENDMENT

Streszczenie

Po dość długim okresie przejściowym, europejskie zharmonizowane normy projektowania konstrukcji budowlanych, zwane Eurokodami, zastąpiły w roku 2010 wcześniejsze polskie normy. Aktualnie trwają prace nad drugą generacją Eurokodów. Finalne drafty nowelizacji norm poświęconych konstrukcjom betonowym FprEN 1992-1-1 i FprEN 1992-1-2 zostały wiosną 2023 roku poddane głosowaniu w Europejskim Komitecie Normalizacyjnym CEN. W prace normalizacyjne na etapie ankiety powszechnej włączyło się polskie środowisko naukowe osób zajmujących się konstrukcjami betonowymi, rozpoczęto też dyskusję nad załącznikami krajowymi.

W referacie pokazane zostały najważniejsze zmiany - znowelizowane zalecenia i reguły, jakie zakłada FprEN 1992-1-1, szczególnie te związane z cechami i parametrami betonu stosowanego w konstrukcjach betonowych.

Abstract

After transient period, in the 2010 year, the European harmonized codes devoted to design of civil engineering structures (Eurocodes), replaced earlier Polish codes. Now, works over the second generation of Eurocodes are advanced. Final drafts of amendment related to concrete structures (FprEN 1992-1-1 and FprEN 1992-1-2) were voted in the European Committee for Standarization CEN in spring of 2023 year. In the stage of public inquiry, polish scientists dealing with concrete structures joined the normalization works. The discussion on National Annexes was started.

In the paper, the most important changes introduced in FprEN 1992-1-1(new rules and recommendations), particularly those connected with parameters of concrete, are presented.

prof. dr hab. inż. Anna Halicka – Politechnika Lubelska

1. Wprowadzenie

Początkiem europejskich norm dedykowanych projektowaniu konstrukcji budowlanych (tzw. Eurokodów) była, podjęta w roku 1975, decyzja Komisji Wspólnoty Europejskiej, która postanowiła opracować zbiór zharmonizowanych dokumentów technicznych, mających zastąpić normy i przepisy poszczególnych krajów. Prace prowadzono w ramach Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego CEN, a konkretnie jego komitetu TC250 „Structural design", do którego delegowani byli przedstawiciele krajowych komitetów normalizacyjnych. Poszczególne Eurokody zostały opublikowane w latach 2002-2007. Ostateczny tekst norm poświęconych projektowaniu konstrukcji betonowych EN 1992-1-1 i Eurokod 2-1-1 przyjęto w roku 2004, a w roku 2005 normę opublikowano w języku angielskim i niemieckim.

Jako podstawowy dokument w krajach CEN, Eurokody wprowadzono formalnie w 2010 r. W Polsce w grudniu 2010 w roku przywołano Eurokody po raz pierwszy w załączniku do *Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* [5] , jako możliwe do stosowania równolegle ze „starymi" polskimi normami. Załącznik ten zawiera spis norm, których stosowanie zapewnia spełnienie wymagań podstawowych przez obiekt budowlany. Taki stan prawny trwał do roku 2018, kiedy weszło w życie rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa [6] zmieniające wyżej wymieniony załącznik. Usunięto z niego polskie normy pozostawiając jedynie Eurokody. Dozwolono co prawda na okres przejściowy dopuszczający obydwie grupy norm, ale minął on z końcem 2020 roku. Zatem obecnie tylko stosowanie Eurokodów w projektowaniu konstrukcji pozwala na stwierdzenie, że budynek spełnia wymagania podstawie w zakresie nośności i stateczności oraz odporności pożarowej.

Właściwie od początku stosowania Eurokodów formułowane były przez ich użytkowników uwagi dotyczące zarówno niedoskonałości merytorycznych, jak i niespójności pomiędzy poszczególnymi normami i nawet częściami norm. Również na łamach polskich czasopism naukowych i na konferencyjnych naukowych podnoszono wiele dyskusyjnych kwestii.

Dlatego już w roku 2012, zgodnie z Mandatem M/515 Komisji Europejskiej, rozpoczęto prace nad drugą generacją Eurokodów. Prowadzone są one nadal pod auspicjami komitetu CEN TC250 wspomaganego licznymi zespołami ekspertów z całej Europy. Celem prac jest ulepszenie norm istniejących, a szczególnie uaktualnienie wymagań i metod projektowania do aktualnego stanu wiedzy oraz zwiększenie spójności między poszczególnymi Eurokodami i pewne rozszerzenie ich zakresu. Wiele uwagi poświęca się też uwzględnieniu wpływu zmian klimatu na konstrukcje. Finalne drafty nowelizacji norm poświęconych konstrukcjom betonowym FprEN 1992-1-1 i FprEN 1992-1-2 zostały na wiosnę 2023 roku poddane ostatecznemu głosowaniu w Europejskim Komitecie Normalizacyjnym CEN. W celu prezentacji podstaw merytorycznych zmian w stosunku do normy pierwszej generacji opracowano też komentarz CEN [2].

W prace normalizacyjne na etapie ankiety powszechnej włączyło się polskie środowisko naukowe osób zajmujących się konstrukcjami betonowymi, rozpoczęto też dyskusję nad załącznikami krajowymi.

W referacie pokazane zostały najważniejsze zmiany - znowelizowane zalecenia i reguły, jakie zakłada FprEN 1992-1-1, szczególnie te związane z cechami i parametrami betonu stosowanego w konstrukcjach betonowych.

2. Zakres znowelizowanej normy EC-1-1.

Podstawową zmianą w zakresie normy poświęconej projektowaniu konstrukcji betonowych jest to, że zredukowana został liczba jej części. Aktualna norma EN 1992 [3] ma 3 części, w tym pierwsza cześć ma dwie „podczęści" składowe: cześć 1-1 *Reguły ogólne i reguły dla budynków*, cześć 1-2 *Projektowanie konstrukcji w warunkach pożarowych*, część 2 *Mosty* i część 3 *Silosy i zbiorniki na ciecze*. W wersji znowelizowanej dwie z tych części zostały włączone do podstawowej części 1-1, której tytuł ma teraz brzmienie: *Reguły ogólne - Reguły dla budynków, mostów i konstrukcji inżynierskich*. Zagadnienia mostów zostały umieszczone w załączniku K, a zbiorników – w załączniku H (przy ograniczeniu zakresu tylko do konstrukcji szczelnych na działanie cieczy).

Zwiększyła się znacznie liczba załączników i ich zakres tematyczny. W aktualnej normie jest 10 załączników (od A do J), a wersji znowelizowanej aż 19 (od A do S). Załączniki te mają status normatywnych lub informacyjnych. Stosowanie tych ostatnich oddano do decyzji krajowych. Są to następujące załączniki:

Aneks A (informacyjny) *Poprawki do współczynników materiałowy*ch
Aneks B (normatywny) *Parametry materiałów zależne od czasu: wytrzymałość, pełzanie, skurcz i odkształcenia sprężyste betonu oraz relaksacja stali sprężającej*
Aneks C (normatywny) *Wymagania dla materiałó*w
Aneks D (informacyjny) *Szacowanie wczesnych i długotrwałych zarysowań z powodu skręcania*
Aneks E (normatywny) *Dodatkowe zalecenia dla obliczeń zmęczeniowych*
Aneks F (informacyjny) *Zapewnienie bezpieczeństwa przy obliczeniach nieliniowych*
Aneks G (normatywny) *Projektowanie membran, powłok i płyt*
Aneks H (informacyjny) *Zalecenia do projektowania konstrukcji wodoodporny*ch
Aneks I (informacyjny) *Ocena konstrukcji istniejących*
Aneks J (informacyjny) *Wzmocnienie istniejących konstrukcji materiałami FRP*
Aneks K (normatywny) *Mosty*
Aneks L (informacyjny) *Konstrukcje z betonu z włóknami stalowymi*
Aneks M (normatywny) *Konstrukcje z betonów lekkich*
Aneks N (informacyjny) *Konstrukcje z betonu z recyclingu*
Aneks O (informacyjny) *Uproszczone zasady dla efektów II rzędu*
Aneks P (informacyjny) *Alternatywne podejście do trwałości*
Aneks Q (informacyjny) *Stal nierdzewna*
Aneks R (informacyjny) *Zbrojenie niemetaliczne*
Aneks S (informacyjny) *Minimum zbrojenia ze względu na kontrolę rys i uproszczona metoda kontroli rys.*

3. Zmiany dotyczące właściwości betonu

3.1. Referencyjny wiek betonu, klasy, wytrzymałości i moduł sprężystości

Pierwsza grupa zmian przewidzianych w drafcie [1] w stosunku do normy [3] wynika ze zmieniających się cech współczesnych betonów. Ze względu na coraz wyższe wytrzymałości, zestaw czternastu klas wytrzymałości przewidzianych w normie [3] (od C12/15 do C90/105) rozszerzono w drafcie [1] o klasę C100/115.

Z uwagi na powszechne stosowanie betonów na cementach z dodatkami mineralnymi, których przyrost wytrzymałości w czasie jest opóźniony w stosunku do betonów klinkie-

rowych, w nowelizacji normy [1] zmieniono podejście do pojęcia wieku referencyjnego. Jest to wiek betonu, w którym badana jest wytrzymałość na ściskanie, będąca podstawą kwalifikowania betonu do klasy wytrzymałości. Wiek ten nie będzie już sztywno ustalony na 28 dni, ale można go przyjmować w zakresie od 28 do 91 dni. Ponadto wprowadzono podział betonów ze względu na tempo wzrostu wytrzymałości (dotychczas mówiło się tylko o cementach klasy S, N lub R). Są to:

– beton CS o wolnym tempie wzrostu wytrzymałości - beton na cemencie klinkierowym z dodatkami mineralnymi SCM, przy czym zawartość granulowanego żużla wielkopiecowego jest większa niż 65M% lub zawartość popiołu lotnego jest większa niż 35M%,
– beton CN o normalnym tempie wzrostu wytrzymałości - beton na cemencie klinkierowym z dodatkami mineralnymi SCM, przy czym zawartość granulowanego żużla wielkopiecowego jest większa niż 35M% ale mniejsza niż 65M% lub zawartość popiołu lotnego jest większa niż 20M% ale mniejsza niż 35M%,
– beton CR o szybkim tempie rozwoju wytrzymałości.

Tablica 1. Zmiany w wyrażeniach opisujących średnią wytrzymałość na rozciąganie i moduł sprężystości betonu oraz parametry zależności σ_c-ε_c przy ściskaniu

Norma EN 1992-1-1 [3]	Draft nowelizacji FprEN 1992-1-1 [1]
Średnia wytrzymałość na rozciąganie	
$f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ dla ≤ C50/60 $f_{ctm} = 2{,}12 \ln\left[1 + \frac{f_{cm}}{10}\right]$ dla > C50/60	$f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ dla f_{ck} ≤ 50MPa $f_{ctm} = 1{,}1 f_{ck}^{\frac{1}{3}}$ dla f_{ck} > 50MPa
Zależność σ_c-ε_c	
$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$ $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}, \quad k = 1{,}05 E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}/f_{cm}\%$ $\varepsilon_{c1} = 0{,}7 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \leq 2{,}8\ {}^{o}/_{oo}$ $\varepsilon_{cu1} = 2{,}8 + 27\left[\frac{98 - f_{cm}}{100}\right]^4 \leq 3{,}5\ {}^{o}/_{oo}$	$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$ $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}, \quad k = 1{,}05 E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}/f_{cm}\%$ $\varepsilon_{c1} = 0{,}7 {f_{cm}}^{1/3} \leq 2{,}8\ {}^{o}/_{oo}$ $\varepsilon_{cu1} = 2{,}8 + 14\left(1 - \frac{f_{cm}}{108}\right)^4 \leq 3{,}5\ {}^{o}/_{oo}$
Średni moduł sprężystości	
$E_{cm} = 22\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0{,}3}$, f_{cm} [MPa], E_{cm} [GPa]	$E_{cm} = k_E {f_{cm}}^{1/3}$, f_{cm} , E_{cm} [MPa] k_E = 9500 dla kruszywa kwarcytowego, dla innych typów k_E = 5000 ÷ 13 000
Styczny moduł sprężystości	
$E_c = 1{,}05 E_{cm}$	$E_c = \alpha_c E_{cm,28}$ $\alpha_c = \frac{1}{0{,}8 + 0{,}2\frac{f_{cm,28}}{88}} \geq 1$

Druga grupa zmian normowych jest efektem analizy baz danych zawierających wyniki badań parametrów betonów w różnych stanach naprężenia (tablica 1). Zmieniono wyrażenie opisujące zależność miedzy średnią wytrzymałością na rozciąganie a charakterystyczną wytrzymałością na ściskanie betonów wyższych klas. Usunięto zależność między wytrzymałością na rozciąganie osiowe a wytrzymałością na rozłupywanie, ponieważ wyniki badań wskazują na brak jednoznacznej zależności przyjmowanej dotychczas (w normie [3] przyjmowano, że wytrzymałość na rozciąganie osiowe równa jest 90% wytrzymałości na rozłupywanie). W dotychczasowej formule, pozwalającej obliczyć

moduł sprężystości betonu na podstawie wytrzymałości średniej, zastąpiono wykładnik potęgowy 0,3 przez 1/3. Istotniejsze jest jednak zastąpienie jednoznacznego współczynnika równego $22(1/10)^{0,3}$ czyli około 11 (a więc przy wyrażeniu modułu sprężystości w MPa *równ*ego około 11 000) współczynnikiem k_E uzależnionym od rodzaju kruszywa. Sprecyzowano wartość k_E = 9 500 dla kruszywa kwarcytowego, przewidziano natomiast możliwość podania w załączniku krajowym wartości k_E z przedziału 5 000÷13 000 dla innych kruszyw. W zależności s_c-e_c dokonano korekty w wyrażeniu pozwalającym określić graniczne odkształcenie przy ściskaniu e_{cu1}.

Zmieniono podejście do wytrzymałości betonu „skrępowanego". Zagadnienie to w normie [3] było opisywane w rozdziale poświęconym cechom betonu, a w drafcie [1] znajduje się w rozdziale dotyczącym stanów granicznych nośności, a konkretnie przy opisie zginania ze ściskaniem. Przyrost wytrzymałości betonu wskutek skrępowania uzależniono nie tylko od wartości naprężania krępującego (jak było to w normie [3]), ale także od kształtu i przekroju zbrojenia krepującego (strzemion lub uzwojenia), a same naprężenia krępujące uzależniono od geometrii skrępowanego rdzenia oraz od geometrii zbrojenia krępującego (tablica 2).

Tablica 2. Zmiany w wyrażeniach opisujących przyrost wytrzymałości wskutek skrępowania betonu

Norma EN 1992-1-1 [3]	Draft nowelizacji FprEN 1992-1-1 [1]
$f_{ck,c} = f_{ck}(1{,}0 + 5{,}0\frac{\sigma_2}{f_{ck}})$ dla $\sigma_2 \leq 0{,}05 f_{ck}$ $f_{ck,c} = f_{ck}(1{,}25 + 2{,}5\frac{\sigma_2}{f_{ck}})$ dla $\sigma_2 > 0{,}05 f_{ck}$ σ_2 - naprężenie krępujące	$f_{cd,c} = f_{cd} + k_{conf,b} k_{conf,s} \Delta f_{cd}$ $\Delta f_{cd} = 4\sigma_{c2d}$ dla $\sigma_{c2d} \leq 0{,}6 f_{cd}$, $\Delta f_{cd} = 3{,}5 {\sigma_{c2d}}^{3/4} {f_{cd}}^{1/4}$ dla $\sigma_{c2d} > 0{,}6 f_{cd}$, – Jeśli wymiar maks. ziarna kruszywa d_{dg}<32 mm to Δf_{cd} należy pomnożyć przez $d_{dg}/32$. – $k_{conf,b}$, $k_{conf,s}$ podano w tablicy w zależności pod kształtu przekroju i zbrojenia krępującego. – Naprężenie krępujące σ_{c2d} zależy od rozstawu zbrojenia krępującego, pola powierzchni jednego ramienia tego zbrojenia i szerokości skrępowanego rdzenia

Trzecia grupa zmian dotyczy wartości obliczeniowych wytrzymałości przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności (tablica 3). Dotychczas w normie [3] wytrzymałość obliczeniową ustalano przez podzielenie, przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_c, wytrzymałości charakterystycznej, korygowanej współczynnikiem a_{cc} w przypadku ściskania i a_{ct} w przypadku rozciągania. Współczynniki te miały uwzględniać wpływ długotrwałości obciążenia i niekorzystne efekty związane ze sposobem obciążenia. Ich wartości mogły być ustalane na szczeblu krajowym, a rekomendowano wartości równe 1,0. W ramach nowelizacji [1], do wytrzymałości na ściskanie wprowadzono dwa współczynniki korygujące, uwzględniające przejście z wytrzymałości na próbce do wytrzymałości w konstrukcji oraz *długotrwały charakter obciążenia*, a do wytrzymałości na rozciąganie jeden współczynnik uwzględniający długotrwały charakter obciążenia (tablica 3).

Tablica 3. Zmiany w wyrażeniach opisujących wytrzymałości obliczeniowe betonu

Norma EN 1992-1-1 [3]	Draft nowelizacji FprEN 1992-1-1 [1]
wytrzymałość na ściskanie	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ rekomendowano $\alpha_{cc} = 1{,}0$	$f_{cd} = \eta_{cc} k_{tc} f_{ck}/\gamma_c$, $\eta_{cc} = \left(\frac{f_{ck,ref}}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1{,}0$ uwzględnia przejście z wytrzymałości na próbce do wytrzymałości w konstrukcji, $f_{ck,ref}$ = 40 MPa, k_{tc} – uwzględnia długotrwały charakter obciążenia: – k_{tc}=1,0 - gdy $t_{ref} \leq 28$ dni dla betonu CR i CN lub $t_{ref} \leq 56$ dni dla betonu CS, jeśli obciążenie nie jest spodziewane przez min. 3 m-ce od betonowania – k_{tc}= 0,85 w pozostałych przypadkach
wytrzymałość na rozciąganie	
$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ck,0,05}/\gamma_c$ rekomendowano $\alpha_{ct} = 1{,}0$	$f_{ctd} = k_{tt} f_{ctk,0,05}/\gamma_c$ k_{tt} - uwzględnia efekt obciążenia długotrwałego: – k_{tt}= 0,80 – gdy $t_{ref} \leq 28$ dni dla betonu CR i CN lub $t_{ref} \leq 56$ dni dla betonu CS jeśli obciążenia nie jest spodziewane przez min. 3 miesiące od betonowania – k_{tt}= 0,70 w pozostałych przypadkach

3.2. Skurcz i pełzanie

W drafcie FprEN 1992-1-1 [1], podobnie jak w normie EN-1992-1-1 [3] dokonano podziału skurczu na skurcz podstawowy (zwany dotychczas autogenicznym) i skurcz wysychania. W drafcie [1] podobnego podziału dokonano w przypadku pełzania – tego podziału dotychczas nie było.

Wartości nominalne skurczu i pełzania odnoszone w normie [3] do umownej „nieskończoności czasowej", w drafcie [1] są podane natomiast dla betonu pięćdziesięcioletniego. Wartości te ($e_{cs,\,50y}$ i $\varphi_{50y,t0}$) zestawiono w tablicach, rezygnując w przypadku pełzania z nomogramów.

Parametry, od których zależy skurcz i pełzanie pozostały te same (skurcz – wytrzymałość średnia, wilgotność otoczenia, szybkość przyrostu wytrzymałości, miarodajny wymiar przekroju, a pełzanie – wytrzymałość średnia, wiek betonu w chwili obciążenia, wilgotność otoczenia, szybkość przyrostu wytrzymałości, miarodajny wymiar przekroju). Skorygowano natomiast wyrażenia pozwalające na obliczenie odkształceń skurczu i współczynnika pełzania, zarówno pod względem postaci funkcji, jak i wartości parametrów. W drafcie znajduje się znamienna uwaga: *„Model skurczu i pełzania opracowany jest na bazie badań z lat 1960-2000. Nowe typy cementów z dużą zawartością popiołów lotnych i granulowanego żużla wielkopiecowego nie są w nim dostatecznie reprezentowane".*

Porównania wyrażeń opisujących sposób obliczania odkształceń skurczowych dokonano w tablicy 4. Jak napisano w komentarzu [2], znowelizowany model jest fizykalnie bardziej poprawny od modelu dotychczasowej normy [3], ale obliczone według niego wartości skurczu są o 30-40% większe od obliczonych według modelu dotychczasowego. Zwraca uwagę, że dotychczas od miarodajnego wymiaru przekroju zależały zarówno same odkształcenia skurczu wysychania jak i współczynnik charakteryzujący szybkość wzrostu odkształceń, a obecnie jedynie szybkość wzrostu odkształceń.

Tablica 4. Zmiany w wyrażeniach opisujących skurcz betonu

Norma EN 1992-1-1 [3]	Draft nowelizacji FprEN 1992-1-1 [1]
skurcz	
$\varepsilon_{cs}(t,t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$	$\varepsilon_{cs}(t,t_0) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t)$
skurcz autogeniczny / podstawowy	
$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty)$, $\varepsilon_{ca} = 2{,}5(f_{ck} - 10)\cdot 10^{-6}$, $\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0{,}2\sqrt{t}}$,	$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs,fcm}\beta_{bs,t}\alpha_{NDP,b}$, $\varepsilon_{cbs,fcm} = \alpha_{bs}\left(\frac{f_{cm,28}}{60+f_{cm,28}}\right)^{2,5}\cdot 10^{-6}$, α_{bs} – zależy od klasy CS, CN, CR $\beta_{bs,t} = 1 - e^{-0{,}2\sqrt{t}}$, $\alpha_{NDP,b} \le 1{,}0$ – zależy od składu betonu, rekomendowane 1,0
skurcz wysychania	
$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t,t_s)k_h\varepsilon_{cd,0}$ $\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85(220 + 110\alpha_{ds1})e^{-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}}\cdot 10^{-6}\beta_{RH}$, α_{ds1}, α_{ds2} – zależą od klasy cementu S, N, R, f_{cm0}=10MPa, $\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$, $RH_0 = 100\%$ $\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s)+0{,}004\sqrt{h_0^3}}$, h_0 - miarodajny wymiar przekroju k_h- zależy od miarodajnego wymiaru h_0	$\varepsilon_{cbs}(t-t_s) = \varepsilon_{cds,fcm}\beta_{RH}\beta_{bs,t-t_s}\alpha_{NDP,d}$, $\varepsilon_{cds,fcm} = (220 + 110\alpha_{ds})e^{-0{,}012 f_{cm,28}}\cdot 10^{-6}$, α_{ds} – zależy od klasy CS, CN, CR, $\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}}\right)^3\right]$ dla $20\% \le RH \le RH_{eq}$ $\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}}\right)^2\right]$ dla $RH_{eq} \le RH \le 100\%$ $RH_{eq} = 99\left(\frac{35}{f_{cm,28}}\right)^{0,1}$, $\beta_{ds}(t,t_s) = \left[\frac{t-t_s}{(t-t_s)+0{,}035h_n^2}\right]^{0,5}$, h_n - miarodajny wymiar przekroju $\alpha_{NDP,d} \le 1{,}0$ - zależy od składu betonu, rekomendowane 1,0

Wyrażenia opisujące sposób obliczania współczynników pełzania zestawiono w tablicy 5. Postać taką, jak uprzednio wyrażenie na pełzanie globalne, ma obecnie wyrażenie na pełzanie związane z wysychaniem. Zauważyć można, że w drafcie [1] doprecyzowano wartość wieku betonu w chwili obciążenia $t_{0,adj}$, uwzględniając istotny, zwłaszcza przy obciążaniu w młodym wieku, wpływ szybkości dojrzewania betonu.

Istotną zmianą w FprEN 1992-1-1 w stosunku do EN 1992-1-1 [3] jest korekta górnej wartości zakresu naprężeń, dla których pełzanie jest liniowe - z $0{,}45f_{ck}$ na $0{,}40f_{cm}$.

Tablica 5. Zmiany w wyrażeniach opisujących pełzanie betonu

Norma EN 1992-1-1 [3]	Draft nowelizacji FprEN 1992-1-1 [1]
	$\varphi(t,t_0) = \varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0) + \varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0)$
Pełzanie	Pełzanie podstawowe
$\varphi(t,t_0) = \varphi_{RH}\beta(f_{\mathrm{cm}})\beta(t_0)\beta_{\mathrm{c}}(t,t_0)$,	$\varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0) = \beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{bc,t-t_0}}$
$\beta(f_{\mathrm{cm}}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{\mathrm{cm}}}}$.	$\beta_{bc,f_{\mathrm{cm}}} = \frac{1{,}8}{(f_{\mathrm{cm}})^{0{,}7}}$,
$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}}$ dla $f_{\mathrm{cm}} \leq 35$MPa	$\beta_{\mathrm{bc},t-t_0} = \ln\left[\left(\frac{30}{t_{0,\mathrm{adj}}} + 0{,}035\right)^2 (t-t_0) + 1\right]$,
$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right]\alpha_2$ dla $f_{\mathrm{cm}} > 35$ MPa	$t_{0,\mathrm{adj}} = t_0\left[\frac{9}{2+t_0^{1,2}} + 1\right]^{\alpha_{\mathrm{sc}}} \geq 0{,}5$,
	α_{sc} – zależy od klasy betonu CS, CN, CR
	Pełzanie wysychania
	$\varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0) = \beta_{\mathrm{dc},f\mathrm{cm}}\beta_{\mathrm{dc},RH}\beta_{\mathrm{dc},t_0}\beta_{\mathrm{dc},t-t_0}$
	$\beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}} = \frac{412}{f_{\mathrm{cm,28}}^{1,4}}$,
	$\beta_{\mathrm{dc},RH} = \frac{1-\frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0{,}1\frac{h_{\mathrm{n}}}{100}}}$,
$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1+t_0^{0{,}20}}$,	$\beta_{\mathrm{dc},t_0} = \frac{1}{0{,}1+t_{0,\mathrm{adj}}^{0{,}2}}$,
$\beta_{\mathrm{c}}(t,t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_{\mathrm{h}}+(t-t_0)}\right]^{0,3)}$,	$\beta_{\mathrm{dc},t-t_0} = \left[\frac{t-t_0}{\beta_h+(t-t_0)}\right]^{\gamma(t_{0,\mathrm{adj}})}$,
gdzie	gdzie
$\beta_{\mathrm{h}} = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500$ dla $f_{\mathrm{cm}} \leq 35$MPa	$\beta_{\mathrm{h}} = 1{,}5h_{\mathrm{n}} + 250\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} \leq 1500\alpha_{f\mathrm{cm}}$,
$\beta_{\mathrm{h}} = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3$ dla $f_{\mathrm{cm}} \leq 35$MPa	$\gamma(t_{0,\mathrm{adj}}) = \frac{1}{2{,}3+\frac{3{,}5}{\sqrt{t_{0,\mathrm{adj}}}}}$, $\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} = \sqrt{\frac{35}{f_{\mathrm{cm,28}}}}$,
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$- zależne od f_{cm}	

4. Zmiany dotyczące trwałości konstrukcji betonowych

4.1 Czynniki korozyjne i klasyfikacja środowisk

Według draftu FprEN 1992-1-1 [1] wymagania trwałości konstrukcji żelbetowej powinny być rozważane dodatkowo do sprawdzenia stanów granicznych nośności i użytkowalności. W komentarzu [2] do nowelizacji normy wymaganie to nazwano wprost stanem granicznym „condition limit state" (CLS) lub „durability limit state" (DLS). Ten stan graniczny zidentyfikowano jako sytuację, gdy wskutek karbonatyzacji nastąpi zmniejszenie średnicy pręta o 50 mm lub gdy wskutek wniknięcia chlorków powstaną w zbrojeniu wżery o głębokości 500 mm. W drafcie [1] zapisano natomiast, że koniec projektowanego okresu „życia" konstrukcji następuje wtedy, gdy korozja zbrojenia albo ubytek pola przekroju lub/i wytrzymałości betonu osiągnie poziom uniemożliwiający dalsze użytkowanie.

W drafcie [1] wymieniono następujące czynniki korozyjne:
– AAR – reakcja alkalia-kruszywo,
– czynniki biologiczne: algi, wegetacja roślin,
– czynniki chemiczne z gruntu, wody gruntowej i procesów technologicznych (kwasy, miękka woda, siarczany, inne),
– opóźniona formacja ettryngitu,
– czynniki fizyczne (abrazja, zmiany temperatury, w tym zamrażanie/rozmrażanie, penetracja wody),
– korozja zbrojenia wskutek karbonatyzacji lub wniknięcia chlorków,
– korozja zbrojenia wskutek chlorków zawartych w mieszance betonowej,
– spękania wskutek naprężeń korozyjnych.

Klasyfikacja środowisk w nowelizacji normy [1] jest analogiczna jak w dotychczasowej normie [3], z tym że obok klas X0 – brak korozji, XC – korozja spowodowana przez karbonatyzację (XC1÷XC4), XD (korozja spowodowana przez chlorki nie pochodzące z wody morskiej) (XD1÷XD3), XS – korozja spowodowana przez chlorki z wody morskiej (XS1÷XS3), XF – zamrażanie/rozmrażanie (XF1÷XF3), XA – korozja chemiczna (XA1÷XA3), dodano korozję mechaniczną spowodowaną przez abrazję XM (XM1÷XM3). Nieco różnią się opisy środowisk odpowiadających klasom X0 i XC. Klasie X0 odpowiadają jedynie konstrukcje betonowe niezbrojone, podczas, gdy dotychczas w normie [3] podawano, że odpowiadają jej konstrukcje niezbrojone w budynkach i znajdujące się w warunkach niskiej wilgotności powietrza. Klasy ekspozycji związane z karbonatyzacją opisane są w drafcie [1] następująco:
- XC1: środowisko suche (wewnątrz budynków o niskiej wilgotności); podczas gdy dotychczas: środowisko suche lub permanentnie mokre (wewnątrz budynków o niskiej wilgotności, konstrukcje stale zanurzone w wodzie),
- XC2: środowisko mokre lub o permanentnie wysokiej wilgotności, rzadko suche (powierzchnie narażone na długotrwały kontakt z wodą, konstrukcje trwale zanurzone w wodzie, stale narażone na wysoką wilgotność, wiele fundamentów i zbiorników nie-zewnętrznych); podczas gdy dotychczas: środowisko mokre, rzadko suche (powierzchnie narażone na długotrwały kontakt z wodą, wiele fundamentów).

W przypadku klas XC3, XC4, XD, XS, XF i XA nie ma różnic pomiędzy normą [3] i jej nowelizacją [1].

4.2. Metoda projektowania ze względu na trwałość

Celem projektowania ze względu na trwałość jest określenie grubości otuliny tę trwałość zapewniającej.

Dotychczas według normy [3] określenia grubości otuliny dokonuje się w zależności od tzw. klasy konstrukcji, ustalanej następująco. Przyjmuje się wstępnie klasę konstrukcji 4 i modyfikuje się ją dodając lub odejmując 1 zależnie od klasy ekspozycji projektowanej konstrukcji, przewidywanego okresu użytkowania, założonej klasy betonu, oraz od tego, czy konstrukcja jest płytą i czy stosowano specjalne zasady kontroli w czasie jej wykonania. Po ustaleniu klasy konstrukcji grubość otuliny określana jest w zależności od klasy ekspozycji (tablica 6).

W drafcie FprEN 1992-1-1 [1] metoda klas konstrukcji została przeniesiona do załącznika P. Może być ona rekomendowana w Załączniku Krajowym do dalszego stosowania w danym kraju. Jeśli załącznik nie wskazuje metody klas konstrukcji, należy stosować nowo wprowadzoną metodę klas odporności betonu ERC.

Tablica 6. Minimalne grubości otuliny $c_{min,dur}$ ze względu na trwałość w zależności od klasy konstrukcji i klasy ekspozycji wg EN 1992-1-1 [3]

Wymagania środowiskowe dla $c_{min,dur}$ [mm]							
Klasa konstrukcji	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XD2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	15	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Metoda ERC pozwala na określenie minimalnej grubości otuliny ze względu na trwałość $c_{min,dur}$ w warunkach karbonatyzacji i penetracji chlorków (tablice 7, 8).

Wprowadzono pojęcie „klasy odporności betonu". W przypadku betonu poddanego karbonatyzacji, klasy odporności betonu XRC (tablica 7) mają wymiar szybkości karbonatyzacji (). W przypadku korozji spowodowanej wnikaniem chlorków, klasy odporności betonu XRDS (tablica 8) mają wymiar współczynnika dyfuzji (10^{-13} m^2/s). Odporność betonu (szybkość karbonatyzacji lub współczynnik dyfuzji) charakterystyczną dla danej klasy można osiągnąć przez:

– zgodność z odpowiednimi wartościami granicznymi składu betonu (mają być one podane w normie EN206 lub dokumentach krajowych),
– i/lub potwierdzenie standaryzowanymi badaniami, że charakterystyki danej klasy zostały osiągnięte.

Tablica 7. Minimalna grubość otuliny $c_{min,dur}$ [mm] ze względu na trwałość, zależna od klasy odporności betonu na karbonatyzację i klasy ekspozycji wg FprEN 1992-1-1 [1]

ERC	Klasy ekspozycji z uwagi na karbonatyzację							
	XC1		XC2		XC3		XC4	
	Przewidywany czas życia [lata]							
	50	100	50	100	50	100	50	100
XRC 0,5	10	10	10	10	10	10	10	10
XRC 1	10	10	10	10	10	15	10	15
XRC 2	10	15	10	15	15	25	15	25
XRC 3	10	15	15	20	20	30	20	30
XRC 4	10	20	15	25	25	35	25	40
XRC 5	15	25	20	30	25	45	30	45
XRC 6	15	25	25	35	35	55	40	55
XRC 7	15	30	25	40	40	60	45	60

Podstawą metody ERC jest stwierdzenie, że na trwałość wpływa klasa ekspozycji, klasa odporności betonu i grubość otuliny. Aby zapewnić założoną trwałość przy danej klasie ekspozycji, otulina zbrojenia wykonana z betonu o klasie odporności XR winna

być nie cieńsza $c_{min,dur}$. Grubości otuliny $c_{min,dur}$ ze względu na karbonatyzację podane w tablicy 7 ustalono w założeniu, że karbonatyzacja osiągnie grubość otuliny po 50 latach w warunkach referencyjnych (400 ppm CO_2, RH=65%, 20°C). Grubości otuliny $c_{min,dur}$ ze względu na penetrację chlorków podane w tablicy 8 ustalono w założeniu, że głębokość penetracji chlorków osiągnie grubość otuliny po 50 latach w warunkach referencyjnych (zawartość chlorków - 6% masy spoiwa łącznie z dodatkami II typu), przy jednostronnej ekspozycji na referencyjną wodą morską (30 g NaCl / litr w temp. 20°C).

Tablica 8. Minimalna grubości otuliny $c_{min,dur}$ [mm] ze względu na trwałość, zależna od klasy odporności betonu na chlorki i klasy ekspozycji wg FprEN 1992-1-1 [1]

ERC	Klasy ekspozycji z uwagi na wnikanie chlorków											
	XS1		XS2		XS3		XD1		XD2		XD3	
	Przewidywany czas życia [lata]											
	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100
XRDS 0,5	20	20	20	30	30	40	20	20	20	30	30	40
XRDS 1	20	25	25	35	35	45	20	25	25	35	35	45
XRDS 1,5	25	30	30	40	40	50	25	30	30	40	40	50
XRDS 2	25	30	35	45	45	55	25	30	35	45	45	55
XRDS 3	30	35	40	50	55	65	30	35	40	50	55	65
XRDS 4	30	40	50	60	60	80	30	40	50	60	60	80
XRDS 5	35	45	60	70	70	-	35	45	60	70	70	-
XRDS 6	40	50	65	80	-	-	40	50	65	80	-	-
XRDS 8	45	55	75	-	-	-	45	55	75	-	-	-
XRDS 10	50	65	80	-	-	-	50	65	80	-	-	-

Odporność betonów w innych klasach ekspozycji winna być zapewniona przez dobrany celowo skład. W przypadku zamrażania/rozmrażania skład winien być zgodny z rekomendacjami znowelizowanej normy EN 206 [4]. W przypadku agresji chemicznej winien być użyty beton o udokumentowanym składzie zapewniającym odporność na dany czynnik, a w przeciwnym przypadku należy zastosować wykładziny lub powłoki. Podobnie, beton jest odporny na ścieranie, jeśli ma skład udokumentowany jako odporny na ścieranie w planowanym okresie użytkowania, a w przeciwnym przypadku należy zastosować okładziny.

Warto zwrócić uwagę na zapis draftu [1], podkreślający, że chęć poprawienia klasy odporności przez zwiększenie klasy betonu w stosunku do klasy wymaganej ze względów wytrzymałościowych, skutkuje zwiększeniem zbrojenia minimalnego .

4.3 Nominalna grubość otuliny

Nominalna grubość otuliny c_{nom} według FprEN 1992-1-1 [1] obliczana jest tak samo jak dotychczas. Otulina minimalna c_{min} powiększana jest o poprawkę ze względu na „rozrzut" Δc_{dev}:

$$c_{\mathrm{nom}} = c_{\mathrm{min}} + \Delta c_{\mathrm{dev}} \quad (1)$$

O ile jednak w normie [3] rekomendowano Δc_{dev} =10 mm zezwalając na zmniejszenie wartości Δc_{dev} w przypadku prefabrykatów i bardzo dobrej jakości wykonania oraz zalecając zwiększenie w przypadku układania betonu na gruncie o 40 lub 75 mm w zależności od stopnia przygotowania podłoża gruntowego, o tyle w nowelizacji [1] sprecyzowano wartości Δc_{dev} dla 10 różnych przypadków:

– Δc_{dev} = 10 mm - dla konstrukcji wykonanych w 1 klasie dokładności według EN normy 13670,
– Δc_{dev} = 5 mm dla konstrukcji wykonanych w 2 klasie dokładności, konstrukcji pracujących w klasie ekspozycji XC0, także kiedy grubość otuliny w czasie realizacji jest poddawana ciągłemu monitoringowi oraz gdy beton układany jest na powierzchniach betonowych z odsłoniętym kruszywem i w przypadku prętów wklejanych,
– Δc_{dev} = 0 mm w przypadku prefabrykatów, jeśli w toku kontroli jakości elementy o zaniżonej grubości otuliny są odrzucane,
– Δc_{dev} = 40 lub 75 mm w zależności od stopnia przygotowania podłoża gruntowego,
– Δc_{dev} = 10 mm + *wymiar nierówności podłoża*, jeśli beton układany jest na powierzchni z wrębami lub inną teksturą.

Minimalna grubość otuliny według draftu [1] jest wartością maksymalną z trzech wartości, którymi są: 10 mm, minimalna grubość otuliny ze względu na przyczepność $c_{min,b}$ (ustalana tak jak dotychczas w normie [3]), minimalna grubość otuliny ze względu na trwałość $c_{min,dur}$ (ustalana tak jak przytoczono to w p. 4.2), zwiększona o sumę poprawek $\Sigma \Delta c$:

$$c_{\min} = max\{c_{\min,b};\ c_{\min,dur} + \sum \Delta c\ ;\ 10mm\} \tag{2}$$

Poprawki są następujące: – redukcja z uwagi na trwałość krótszą niż 50 lat, a konkretnie 30 lat (rekomendowane -5 mm), – redukcja z uwagi na dobrą jakość wykonania (rekomendowane -5 mm), – dodatek ze względu na cięgna sprężające (rekomendowane +10 mm, wyjątek - cięgna wewnętrzne z ochroną poziomu 2 lub 3 i cięgna bez przyczepności w osłonkach); redukcja ze względu na stal nierdzewną i powlekaną (rekomendowane odpowiednio -10 mm i 0 mm), – redukcja ze względu na ścieranie (rekomendowane w zależności od klasy ekspozycji XM1 +5 mm, XM2 +10mm, XM3 +15 mm). Dotychczas poprawek było mniej i były one co prawda wprowadzone formalnie, ale rekomendowano, aby wszystkie wartości przyjmować jako równe 0.

5. Inne wybrane zmiany

Poniżej zestawiono inne wybrane zmiany wprowadzone w drafcie nowelizacji FprEN 1992-1-1 [1] w stosunku do aktualnej normy EN 1992-1-1 [3]:

1. Obok stali żebrowanej walcowanej na gorąco dopuszczono stosowanie stali profilowanych na zimno o średnicach do 14 mm. Dopuszczono też pręty zakotwione „główkowo". W załączniku dotyczącym obliczania istniejących konstrukcji podano także zalecenia do obliczania konstrukcji z prętami gładkimi.
2. Skorygowano zasady sprawdzania stanów granicznych nośności:

a) Zalecono uwzględnienie skręcania przy sprawdzaniu SG nośności na zginanie elementów zbrojonych dwukierunkowo.
b) Warunki SG nośności na ścinanie zapisano „naprężeniowo"; obok elementów lub stref wymagających zbrojenia na ścinanie i nie wymagających takiego zbrojenia wyróżnio-

no strefy, w których nie trzeba sprawdzać SG nośności na ścinanie; uszczegółowiono zasady obliczeń dla różnych przypadków (m. in. w nośności elementów ze zbrojeniem na ścinanie uwzględniany jest składnik nośności betonu, gdy siła skupiona przyłożona jest blisko podpory lub gdy zbrojenie jest ukośne),

c) W przypadku SG nośności na przebicie: m.in. zmniejszono podstawowy obwód kontrolny z 2*d* do 0,5*d*, dopuszczono zbrojenie trzpieniami główkowymi i podano zasady zbrojenia tymi trzpieniami,

3. Skorygowano zasady sprawdzania SG zarysowania.

a) Wprowadzono nowe kryteria SG zarysowania ze względu trwałość – dla klas XD i XF wprowadzono, obok kryterium dopuszczalnej szerokości rysy w quasi-stałej kombinacji obciążeń, kryterium dopuszczalnych naprężeń w kombinacji charakterystycznej.

b) Szerokość rysy liczona jest na powierzchni elementu, a szerokość dopuszczalną ustala się z uwzględnieniem rzeczywistej grubości otuliny. Obliczana jest maksymalna szerokość rysy, a przejście między wartością średnią i maksymalną dokonywane jest przez współczynnik równy 1,7.

c) Przy dużym rozstawie prętów efektywny przekrój rozciągany został ograniczony do otoczenia prętów.

d) Zmieniono podejście do zbrojenia minimalnego. Będzie ono niezbędne dla uniknięcia uplastycznienia zbrojenia ,a nie zapewnienia dopuszczalnej szerokości rysy - w efekcie będzie ono mniejsze.
Jeśli szerokość rys jest istotna – należało będzie zarówno zapewnić minimum zbrojenia, jak i obliczeniowo sprawdzić szerokość rys.

e) W załączniku D podano zasady szacowania możliwości zarysowania wskutek odkształceń wymuszonych. Aby zarysowanie nie nastąpiło, współczynnik $R_{cr}(t) = \frac{\sigma_{\mathrm{ct}}(t)}{0{,}8 f_{\mathrm{ct,eff}}(t)}$ być nie większy niż 1,0. Naprężenia rozciągające $\sigma_{\mathrm{ct}}(t)$ obliczane być powinny na różnych etapach „życia" konstrukcji z uwzględnieniem odkształceń wymuszonych (młody beton w wieku krytycznym oraz beton dojrzały z uwzględnieniem efektów długotrwałych).

4. Skorygowano zasady sprawdzania SG ugięcia.

a) Zmieniono tablice do uproszczonego sprawdzenia SG ugięcia na podstawie stosunku rozpiętości do wysokości obliczeniowej. Dotychczas dodatkowym parametrem był stopień zbrojenia. W drafcie [1] dodano dwa parametry: stosunek obciążenia zmiennego do obciążenia całkowitego oraz $\omega_{\mathrm{r}} = \frac{A_{\mathrm{s,req}}}{b_{\mathrm{w}} d} \frac{f_{\mathrm{yd}}}{f_{\mathrm{cd}}}$.

b) Przy określaniu momentu rysującego w elementach zginanych dozwolono na stosowanie wytrzymałości betonu na zginanie.

5. Skorygowano wymagania co do warunków konstrukcyjnych, m.in. do minimalnego zbrojenia.
Rozszerzono cel stosowania zbrojenia minimalnego. Jest nim zapewnienie: rozłożenia rys, przeniesienia sił od odkształceń wymuszonych nie uwzględnianych w obliczeniach, możliwości deformacji dzięki alternatywnym ścieżkom przekazywania obciążenia, uniknięcia awarii wskutek niesygnalizowanego zarysowania, możliwości stosowania normowych modeli obliczania nośności na ścinanie. W dotychczasowej normie [3] mówiło się jedynie o zbrojeniu zapobiegającym „kruchemu pękaniu".
Powierzchnia zbrojenia minimalnego $A_{\mathrm{s,min}}$ ma według draftu [1] zapewnić nominalną nośność przekroju, równą efektowi obciążeń powodujących zarysowanie. Oprócz tego obowiązywał będzie warunek minimalnego zbrojenia ze względu na zarysowanie (p. 4d).

6. Potrzeba polskich uregulowań

W toku dyskusji wśród polskich naukowców zajmujących się konstrukcjami betonowymi wyspecyfikowano zagadnienia, które powinny być przedmiotem załączników lub odsyłaczy krajowych czy też komentarzy. W obrębie zagadnień materiałowych zasadna wydaje się potrzeba:

- ustalenia wartości współczynnika k_E (przy obliczaniu modułu sprężystości na podstawie wytrzymałości) dla polskich kruszyw,
- ustalenia referencyjnego wieku betonów wykonanych na polskich cementach,
- skonfrontowania charakterystyki klas betonu z uwagi na tempo rozwoju wytrzymałości (CS/CN/CR) z polskimi cementami,
- zweryfikowania i skalibrowania modeli rozwoju skurczu dla polskich cementów; ustalenia nominalnej wartości skurczu oraz wartości współczynników $a_{NDP,b}$ i $a_{NDP,d}$ dla betonów o typowych składach (kruszywo, cement) stosowanych w Polsce,
- ustalenia wieku betonu t_{dor} (początek powstania naprężeń związanych z samonagrzewem) i wartości energii aktywacji dla polskich cementów,
- ustalenia współczynników rozszerzalności cieplnej, przewodności cieplnej i ciepła właściwego betonów wykonanych na polskich kruszywach.

Literatura

[1] FprEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules – General rules for buildings, Bridges and civil engineering structures. CEN/TC 250/SC2, 15th Sept. 2022.

[2] Hoang L.C.: Background document to Annex G: Design membrane-, shell- and slab elements [in:] Background document to FprEN 1992-1-1:2023-04 (Formal-Vote-Draft), CEN/TC 250/SC2, 31st March 2023.

[3] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,

[4] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton – wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność,

[5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 10 grudnia 2010 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, DzU z roku 2010 poz. 1597

[6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa z dnia 14 listopada 2017 roku zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki, Dz. U. z 2017 roku poz. 2285

Renata Kotynia
Konrad Szczepański

Redystrybucja momentów zginających w ciągłych elementach płytowych ze zbrojeniem kompozytowym typu FRP

REDISTRIBUTION OF BENDING MOMENTS IN CONTINUOUS SLAB ELEMENTS WITH FRP REINFORCEMENT

Streszczenie

Charakterystyka wytrzymałościowa zbrojenia GFRP jest sprężysto-liniowa w całym zakresie, co znacząco różni ją od stali zbrojeniowej z typową liniowo-plastyczną charakterystyką, która istotnie wpływa na redystrybucję momentów belek i płyt żelbetowych. Wystąpienie zjawiska redystrybucji w belkach zbrojonych GFRP zostało już opisane w publikacjach jednak nadal pozostaje wiele nieścisłości odnośnie wpływu czynników takich jak: utrata przyczepności zbrojenia do betonu, stopień zbrojenia, moduł sprężystości GFRP i zbrojenie na ścinanie. Nadrzędnym celem badań była weryfikacja redystrybucji momentów zginających w ciągłych płytach ze zbrojeniem GFRP. Dwie płyty o schemacie dwuprzęsłowym o jednakowych rozpiętościach w świetle podpór 2,6 m obciążano siłą P położoną w środku każdego przęsła. Wyniki badań wykazały, że w obu płytach redystrybucja momentów postępowała z podpory do przęsła i w obu płytach doszło do zniszczenia na ścinanie.

Abstract

The strength characteristic of GFRP reinforcement is elastic-linear throughout, which significantly differs from reinforcing steel with typical linear-plastic characteristics, which significantly affects the moment redistribution of reinforced concrete beams and slabs. The occurrence of the redistribution phenomenon in GFRP-reinforced beams has already been described in publications, but there are still many inaccuracies regarding the influence of factors such as loss of adhesion of reinforcement to concrete, degree of reinforcement, elastic modulus of GFRP and shear reinforcement. The overarching objective of the study

prof. dr hab. inż. Renata Kotynia – Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Katedra Konstrukcji Betonowych

mgr inż. Konrad Szczepański – Politechnika Łódzka, Interdyscyplinarna Szkoła Doktorska

was to verify the redistribution of bending moments in continuous slabs with GFRP reinforcement. Two slabs of a two-span scheme with equal spans in the view of the supports of 2.6 m were loaded with a force P located at the center of each span. The test results showed that in both slabs the redistribution of bending moments proceeded from the support to the span and shear failure occurred in both slabs.

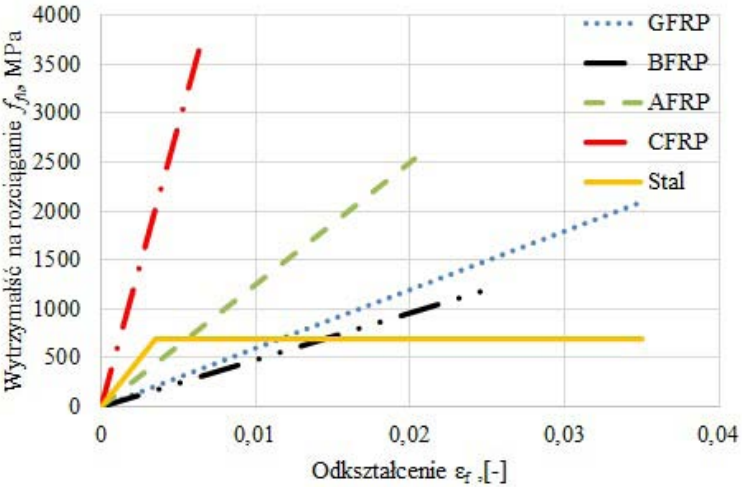
1. Wstęp

Zbrojenie FRP (Fiber Reinforced Polymer) produkowane w kilku rodzajach materiałów (GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer, AFRP – Aramid, CFRP – Carbon, BFRP - Basalt) jest od dawna dostępne na rynku budowlanym i stanowi interesującą alternatywę dla zbrojenia stalowego. Ma ono zastosowanie przede wszystkim w konstrukcjach specjalnych, gdzie wyjątkowe właściwości zbrojenia, takie jak brak zdolności korozyjnych, neutralność elektromagnetyczna, bardzo wysoka wytrzymałość na rozciąganie i niski ciężar powodują, że jego zastosowanie przy spadającej w ostatnim czasie cenie jest uzasadnione (tab. 1).

Tab. 1 Charakterystyka prętów typu FRP (ACI 440.1R-15 [20] and fib Bulletin 40 [19]) oraz stalowych

Parametr	Rodzaj prętów			
	GFRP	AFRP	CFRP	Stal
Gęstość, kg/m^3	1250 do 2100	1720 do 2540	600 do 3690	7850
Moduł Younga E_L, GPa	35 do 60	40 do 125	120 do 580	200
Współczynnik rozszerzalności cieplnej α_L, $10^{-6}/^oC$	6 do 10	– 2 to – 6	– 9 to 0	11,7
Wytrzymałość na rozciąganie f_{fu}, MPa	390 do 1680	890 do 2500	770 do 2550	450 do 700
Maksymalne odkształcenie, %	1,2 to 3,7	1,9 to 4,4	0,5 to 1,7	5 to 20

Redystrybucja momentów zginających polega na zmianie rozkładu sił wewnętrznych pod wpływem zmiany obciążenia lub sztywności elementu. Zagadnienie redystrybucji w belkach zbrojonych prętami GFRP zostało już opisane w publikacjach [1-15], gdzie wyraźnie udowodniono, że mimo zdecydowanie mniejszej odkształcalności prętów typu FRP w stosunku do stali oraz ich liniowo sprężystej charakterystyki naprężenie-odkształcenie (rys. 1), redystrybucja momentów rzeczywiście występuje, a przy tym może mieć kluczowe znaczenie dla nośności elementów. Powyższe publikacje nadal pozostawiają wiele nieścisłości dotyczących: przyczepności zbrojenia do betonu, stopnia zbrojenia, modułu sprężystości tego zbrojenia, wpływu skrępowania poprzecznego oraz wpływu wymiarów elementu na stopień redystrybucji. Dotychczas nie przeprowadzono badań dotyczących zagadnienia redystrybucji momentów zginających ze zbrojeniem typu FRP na elementach płytowych.



Rys. 1 Charakterystyka porównawcza naprężenie-odkształcenie prętów FRP i stalowych (ACI 440.1R-15 [20] i fib Bulletin 40 [19]).

2. Stan wiedzy

Dotychczas opublikowano szereg badań jednoprzęsłowych elementów betonowych ze zbrojeniem kompozytowym różnego typu (GFRP, CFRP, BFRP), jednak brakuje miarodajnych badań elementów wieloprzęsłowych oraz płytowych, które jednoznacznie określiły by wpływ zbrojenia FRP na redystrybucję momentów w takich elementach.

Jedno z pierwszych badań belek dwuprzęsłowych ze zbrojeniem niemetalicznym potwierdziło możliwość wystąpienia redystrybucji momentów zginających [1] w elementach ze zbrojeniem FRP, ale autorzy nie wskazali jednoznacznej zależności pomiędzy stopniem zbrojenia podłużnego, a stopniem redystrybucji. Program badawczy [2] był jednym z pierwszych, w którym badano elementy o przekroju teowym wraz z oceną wpływu jednoczesnego zastosowania zbrojenia głównego i strzemion FRP. Badania [3] potwierdziły niewielki stopień redystrybucji belek projektowanych według zaleceń ACI 440 [20], ale wyniki tych badań nie wykazały jednoznacznych wniosków odnoszących się do wpływu zmiennych parametrów na stopień redystrybucji momentów zginających. Temat stanów granicznych SGN i SGU projektowania konstrukcji betonowych zbrojonych prętami typu FRP poruszono w publikacji [20]. Badania [1,4,5] potwierdziły występowanie redystrybucji w belkach dwuprzęsłowych ze zbrojeniem FRP, a tym samym stały się podstawą do projektowania takich elementów z założeniem redystrybucji momentów. W pracy [5] wykazano również, że ze względu na możliwą utratę przyczepności zbrojenia typu FRP do betonu należy uwzględnić to zjawisko, w rozważaniach z uwzględnieniem różnych rodzajów wykończenia powierzchni zbrojenia niemetalicznego. Zagadnienie wpływu zbrojenia poprzecznego na redystrybucję momentów zginających omówiono w tej samej pracy [5], wskazując na wpływ różnic w stopniu skrępowania belek na redystrybucję momentów zginających po zarysowaniu. Mniejszy rozstaw strzemion znacząco poprawił redystrybucję momentów zginających i zwiększył nośność na zginanie elementów konstrukcyjnych [6].

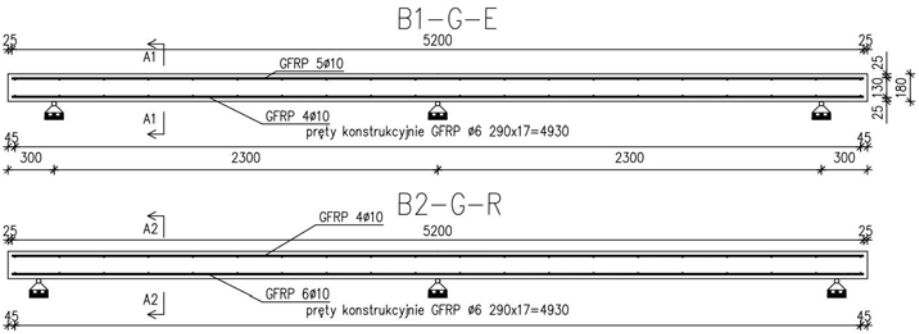
Istotnym aspektem jest określenie wpływu utraty przyczepności zbrojenia FRP do betonu na nośność belek. Badania [7] potwierdziły, że utrata przyczepności zbrojenia FRP do betonu nad podporą oraz zwiększony stopień redystrybucji momentu nie prowadziły do zmniejszenia nośności przy zginaniu. Zjawisko to można było tłumaczyć postępującą redystrybucją z podpory do przęsła. Na uwagę zasługuje praca [8], w której stwierdzono niekorzystny wpływ obciążenia asymetrycznego na stopień redystrybucji momentów w belkach ciągłych ze zbrojeniem FRP. Z drugiej strony praca [9] potwierdziła brak spadku nośności elementu po wystąpieniu redystrybucji momentów w porównaniu z nośnością otrzymaną z analizy sprężystej.

W publikacjach [10, 11] opisani badania belek w małej skali, a następnie wykonano modele numeryczne, kalibrowane na ich podstawie. Wnioski z tych badań stały się podstawą przy projektowaniu konstrukcji wieloprzęsłowych z uwzględnieniem redystrybucji momentu zginającego. Stwierdzono, że przezbrojenie przęsła oraz jednoczesnym zbrojeniu niższym niż graniczny stopnień zbrojenia nad podporą środkową miały korzystny wpływ na ugięcia belek. Jednym ze sposobów zmniejszenia ugięć belki i zwiększenia sztywności przy zachowaniu zwiększonej odporności na warunki środowiskowe jest zastosowanie dodatkowego zbrojenia stalowego w drugiej warstwie zbrojenia. Koncepcja ta była podstawą programów badawczych [12-15], które potwierdziły znaczną redukcję ugięć oraz korzystny wpływ na występowanie redystrybucji momentu przy stosowaniu zbrojenia hybrydowego FRP-stal. Dokładny przegląd dotychczasowych badań w tej dziedzinie przedstawiono w publikacji [23].

3. Badania doświadczalne

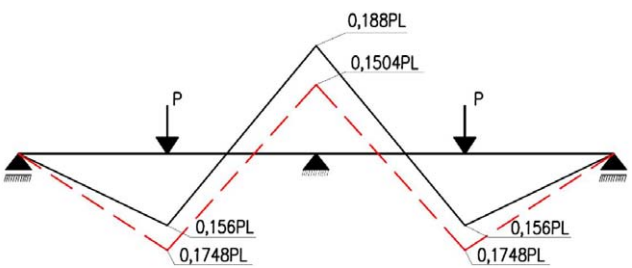
Najważniejszymi czynnikami wpływającymi na redystrybucję momentów są: stopień zbrojenia w przęśle i nad podporą, zbrojenie na ścinanie, które poprawia związanie betonu, oraz przyczepność zbrojenia do betonu. Do badań redystrybucji momentów najczęściej wybierane są elementy belkowe, a w przypadku elementów zbrojonych prętami FRP, nie przeprowadzono jeszcze badań tego zjawiska na elementach płytowych. W celu oszacowania wpływu stopnia zbrojenia na redystrybucję momentów zginających postanowiono przebadać innowacyjne w tej dziedzinie elementy płytowe (ze zmniejszeniem stopnia zbrojenia nad podporą i zwiększeniem rozpiętości w celu uwypuklenia zjawiska redystrybucji). Ponadto w elementach płytowych bez dodatkowego zbrojenia na ścinanie wpływ skrępowania betonu będzie znacznie ograniczony, a więc liczba zmiennych parametrów ulegnie zmniejszeniu.

Program badań obejmował dwie płyty o rozpiętości przęseł 2,3 m (rys. 2).



Rys. 2 Wymiary oraz zbrojenie płyt

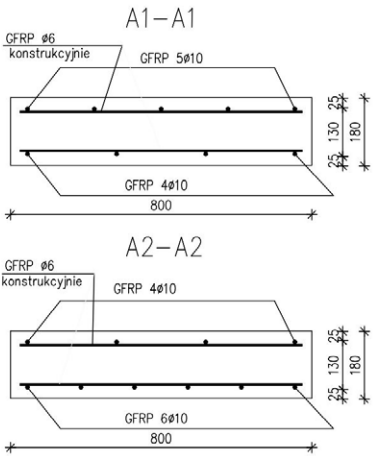
Płyty poddano próbie pięciopunktowego zginania analogicznie do schematu przedstawionego na rysunku 3.



Rys. 3 Schemat badania

Płyty miały przekrój prostokątny 800x180mm (rys. 4) zbrojony prętami GFRP . Głównym parametrem zmiennym jest stosunek zbrojenia przęsła do podpory. Stosunek ten wynosił 0,8 dla pierwszej płyty B1-G-E zbrojonej według sprężystego rozkładu momentów oraz 1,5 dla drugiej płyty B2-G-R (z założoną 20% redystrybucją momentów z podpory do przęsła) (rys. 2,3,4; tab. 2).

Obliczenia nośności przeprowadzono zgodnie z [22], szacując nośność płyt na zginanie 150kN. Dodatkowym bardzo ważnym badanym parametrem jest nośność płyt na ścinanie bez dodatkowego zbrojenia na ścinanie. Przewidywana nośność na ścinanie według [22] wynosi 50kN. W przypadku elementów płytowych jest to ostrożny szacunek i rzeczywista nośność na ścinanie płyt będzie znacznie wyższa [18, 21]. Przewidywany model zniszczenia dla obu płyt to zniszczenie na ścinaniu przed osiągnięciem maksymalnej nośności przy zginaniu.



Rys. 4 Przekrój płyty i schemat zbrojenia

Belki zostały wykonane z mieszanki betonowej dostarczonej z lokalnej wytwórni. Maksymalny wymiar kruszywa w mieszance betonowej miał 16mm średnicy. Zbrojenie główne płyt stanowiły pręty GFRP średnicy 10mm o żebrowanym wykończeniu powierzchni. Średnia wytrzymałość na rozciąganie uzyskana w badaniach doświadczanych wyniosła 1258,19MPa, a średni moduł sprężystości GFRP 51,35GPa. Z badań na normowych próbkach walcowych uzyskano średnią wytrzymałość betonu na ściskanie wartości 32,8MPa. Dodatkowe zbrojenie konstrukcyjne płyty wykonano z prętów GFRP o średnicy 6mm. Zbrojenie płyt oraz sposób zbrojenia płyt przedstawiono w tabeli 2. Zbrojenie w szalunku przed betonowaniem przedstawiono na rysunku 5.

Tab. 2 Zbrojenie płyt.

Płyty	Zbrojenie dołem	ρ_{sp}[%]	Zbrojenie górą	ρ_{su}[%]	ρ_{sp}/ρ_{su}[-]	d[mm]
B1-G-E	4ϕ10	0,21	5ϕ10	0,25	0,8	150
B2-G-R	6ϕ10	0,31	4ϕ10	0,21	1,5	150

Rys. 5 Zbrojenie płyty przed betonowaniem

4. Aparatura badawcza do badań

Dwuprzęsłowe płyty oparto na trzech stalowych podporach na stalowych łożyskach zapewniających przesuw. Między podporę a płytę wstawiono podkładki z elastomeru. Obciążenie z dwóch hydraulicznych siłowników (400kN) było przekazywane przez trawers wykonany ze stalowego kształtownika w środku dwóch przęseł (rys. 6).

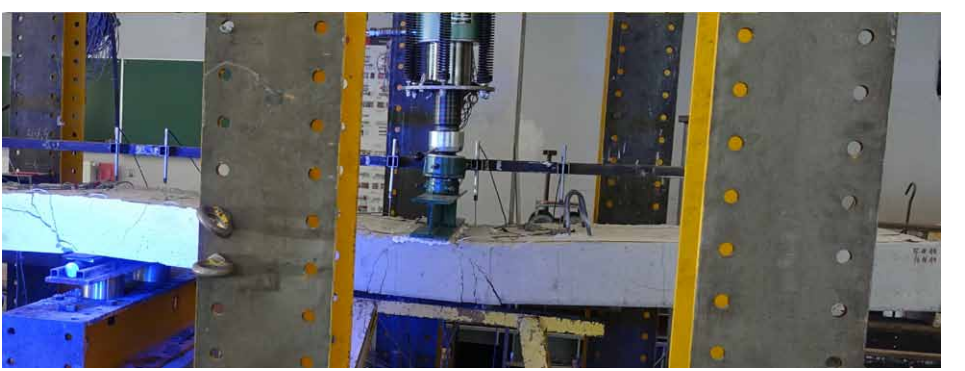
Rys. 6 Stanowisko badawcze

Odczyt siły w siłownikach zapisano w postaci ciśnienia, a następnie na tej podstawie określono aktualną siłę w siłowniku. W miejscu skrajnych podpór umieszczono po dwa siłomierze. Siłę na podporze określono, jako sumę odczytów siły z dwóch siłowników pod podporą. Do wyznaczenia siły w podporze środkowej przyjęto, wartość średnią siły z podpór skrajnych, a następnie na podstawie odczytu sił w siłownikach hydraulicznych wyznaczono siłę w podporze środkowej.

Na początku badania obciążenie płyty było zwiększane co 5kN do poziomu 20kN. Następnie kontynuowano obciążenie zwiększając je o wartość 2kN do zarysowania elementu płytowego. Po zarysowaniu kontynuowano obciążenie zwiększając stopniowo co 5kN i kontrolując ugięcia płyt oraz odkształcenia prętów zbrojeniowych. Po uzyskaniu obciążenia 90kN dla płyty B1-G-E oraz 105kN dla B2-G-R zwiększano obciążenie w sposób ciągły aż do zniszczenia elementu.

5. Wyniki

Spodziewanym modelem zniszczenia płyty B1-G-E oraz B2-G-R było zniszczenie na ścinanie. Maksymalna siła uzyskana dla płyty B1-G-E wynosiła 109,80kN. Dalsze obciążanie zostało przerwane ze względu na bardzo duży przyrost ugięcia płyty przy spadku siły. Jeden z prętów GFRP dolnej siatki w przęśle poddanym działaniu siły obciążającej uległ zerwaniu, pozostałe wykazały uszkodzenia typowe dla prętów zginanych (rys.7).



Rys. 7 Płyta B1-G-E po zniszczeniu

Płyta B2-G-R uległa nagłemu zniszczeniu na ścinanie pod wpływem maksymalnego obciążenia 116,01kN (rys. 8). Zniszczenie płyt było poprzedzone znaczącym ugięciem i zarysowaniem.

Rys. 8 Płyta B2-G-E po zniszczeniu na ścinanie

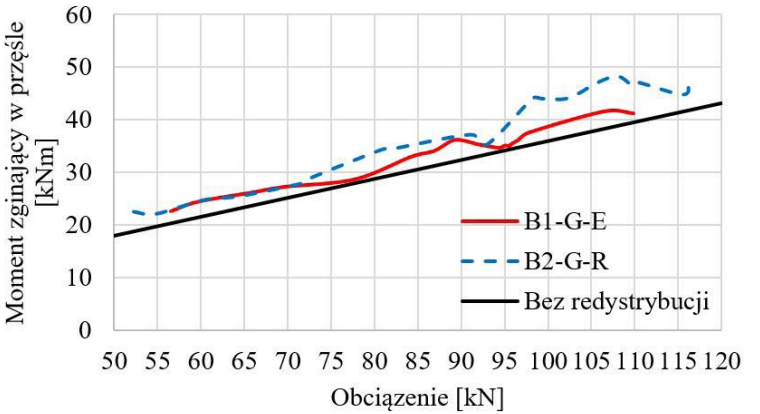
Podczas badania mierzono reakcję na skrajnych podporach oraz siłę przekazywaną na płytę przez siłowniki hydrauliczne. Na tej podstawie obliczono reakcję na podporze środkowej oraz siły wewnętrzne (ścinanie i momenty). Stopień redystrybucji wyznaczono według wzoru:

$$\beta = \frac{M_{u,test} - M_{u,cal}}{M_{u,cal}} [\%]$$

$M_{u,test}$ – moment obliczony na podstawie odczytu sił w podporach
$M_{u,cal}$ – moment obliczony z tablic Winklera

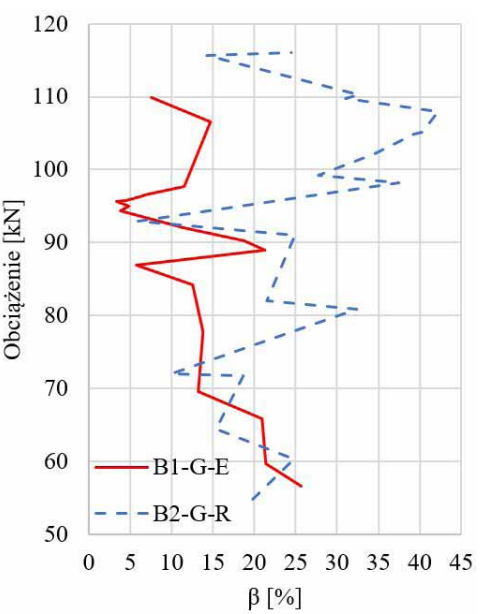
Rozwój zmian momentu zginającego w przęśle oraz stopień redystrybucji w przęśle względem rosnącego obciążenia przedstawiono na rysunku 9 i 10. W przypadku obu płyt wystąpiła redystrybucja momentów z podpory do przęseł. Dla zakresu 55-70kN redystrybucja momentów do przęsła utrzymywała się na bardzo zbliżonym poziomie. Powyżej wartości obciążenia 70kN zaobserwowano wyraźny wzrost momentu w przęśle dla płyty B2-G-E. W zakresie 85-95kN doszło do zbliżenia wartości momentów w przęsłach dla płyt B1-G-E i B2-G-R. Wraz ze wzrostem obciążenia moment w przęśle dla płyty B2-G-R osiągał znacząco wyższe wartości niż w przypadku płyty B1-G-E. Przed zniszczeniem obu płyt można było zauważyć spadek redystrybucji.

Płytę B1-G-E zaprojektowano z założeniem braku redystrybucji i stosunkiem stopnia zbrojenia w przęśle do podpory równym 0,8. Mimo to płyta przez cały okres badania utrzymywała znaczący stopień redystrybucji momentów z podpory do przęsła. Płyta B2-G-R była zaprojektowana z założeniem 20% redystrybucji z podpory do przęsła i stosunkiem stopnia zbrojenia w przęśle do stopnia zbrojenia nad podporą wartości 1,5. Na rysunku 10 przedstawiono zmiany stopnia redystrybucji w zależności od obciążenia dla



Rys. 9 Zależność moment zginający-obciążenie w przęśle

płyt B1-G-E oraz B2-G-R. Dla płyty B2-G-R, podobnie jak w przypadku płyty B1-G-E, nastąpiła redystrybucja momentów zginających z podpory do przęsła. Do wartości obciążenia 70kN stopień redystrybucji w obu płytach był porównywalny, powyżej tej wartości płyta B2-G-R osiągnęła wyższy stopień redystrybucji. Wyjątkowa sytuacja nastąpiła dla obciążenia bliskiego 93kN, gdzie w przypadku obu płyt nastąpił znaczący spadek stopnia redystrybucji (wyższy dla płyty B2-G-R), a następnie nastąpił ponowny wzrost. Wykresy stopnia redystrybucji dla obu płyt są dość rozbieżne, chociaż spadki i wzrosty stopnia redystrybucji następowały przy zbliżonych obciążeniach.

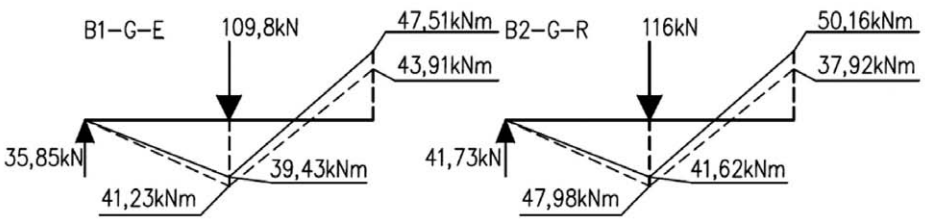


Rys. 10 Stopień redystrybucji momentów zginających w przęśle w funkcji obciążenia

W płycie B1-G-E stopień redystrybucji momentów zginających (β) obliczony dla momentu zginającego nad podporą w chwili zniszczenia wyniósł 7,58%, podczas gdy w płycie B2-G-R uzyskano znacznie większą redystrybucję 24,39% od podpory do przęseł (rys. 10,11; tab. 3).

Tab. 3. Stopień redystrybucji (β) oraz momenty zginające

Płyty	Momenty zginające według analizy sprężystej [kNm]		Momenty zginające przy zniszczeniu [kNm]		β[%]
	przęsło	podpora	przęsło	podpora	
B1-G-E	39,43	47,51	41,23	43,91	7,58
B2-G-R	41,62	50,16	47,98	37,92	24,39



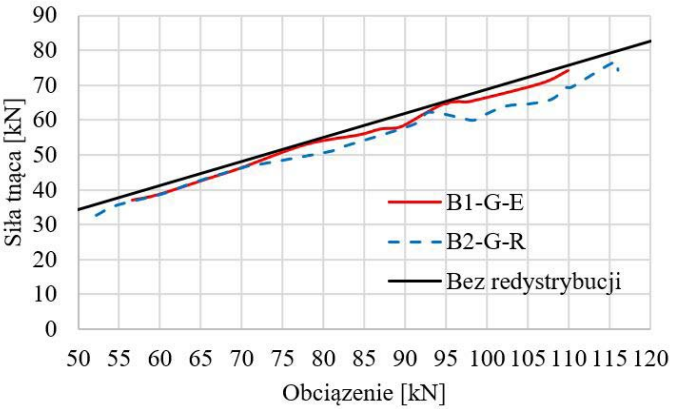
Rys. 11 Moment rzeczywisty (linia przerywana) oraz wynikający z obliczeń bez uwzględnienia redystrybucji (linia ciągła) w chwili zniszczenia płyt

Siła tnąca w miejscu najwyższego obciążenia płyty B1-G-E wynosiła 73,95kN, co jest wartością o 45,58% większą od przewidywanej według [22]. W płycie B2-G-R wystąpiło nagłe zniszczenie na ścinanie w przęśle w pobliżu trawersu przenoszącego obciążenie. Niszcząca siła tnąca wyniosła 74,27kN, co jest wartością o 37,98% wyższą od obliczonej nośności na ścinanie (Rys. 12; Tab. 4).

Tab. 4 Siła tnąca przewidywana oraz otrzymana podczas badań w chwili zniszczenia

Płyta	P_u[kN]	Nośność na ścianie V_{Rd}[kN]	Tnąca V_T[kN]	$(V_{Rd}-V_T)/V_T$[%]
B1-G-E	109,80	40,24	73,95	45,58
B2-G-R	116,01	46,06	74,27	37,98

Na rysunku 12 przedstawiono wykres siły tnącej między trawersem, a podporą środkową w funkcji obciążenia. Przez cały okres badania siła tnąca była niższa niż przy założeniu sprężystej pracy elementu. Zaobserwowano wzrost reakcji na podporach skrajnych oraz spadek reakcji w podporze środkowej względem układu bez uwzględnienia redystrybucji momentów.



Rys. 12 Siła tnąca w miejscu zniszczenia płyty (między podporą środkową, a trawersem)

6. Wnioski

Wykonane badania i analizy wykazały, że w płytach, podobnie jak w przypadku belek, może dojść do redystrybucji momentów zginających. Zarówno w płycie B1-G-E z założeniem sprężystego rozkładu momentów zginających oraz płycie B2-G-R z założoną redystrybucją uzyskano znaczną redystrybucję z podpory do przęseł. Redystrybucja momentów zmieniała się znacząco wraz ze wzrostem obciążenia. W obu przypadkach płyty zniszczyły się ze względu na ścinane przed osiągnięciem maksymalnej nośności na zginanie tych elementów. Niszcząca siła ścinająca była znacznie wyższa od maksymalnej nośności na ścinanie obliczonej według norm. Potwierdza to hipotezę, że norma [22] bardzo zachowawczo szacuje nośność na ścinanie elementów płytowych.

Literatura

[1] D. Mostofinejad, 'Ductility and moment redistribution in continuous FRP reinfoced concrete beams.', Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Carleton University, Canada, 1997.
[2] N. F. Grace, A. K. Soliman, G. Abdel-Sayed, and K. R. Saleh, 'Behavior and Ductility of Simple and Continuous FRP Reinforced Beams', J. Compos. Constr., vol. 2, no. 4, pp. 186–194, Nov. 1998, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(1998)2:4(186).
[3] M. N. Habeeb and A. F. Ashour, 'Flexural Behavior of Continuous GFRP Reinforced Concrete Beams', J. Compos. Constr., vol. 12, no. 2, pp. 115–124, Apr. 2008, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:2(115).
[4] M. El-Mogy, A. El-Ragaby, and E. El-Salakawy, 'Flexural Behavior of Continuous FRP-Reinforced Concrete Beams', J. Compos. Constr., vol. 14, no. 6, pp. 669–680, Dec. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000140.
[5] M. El-Mogy, 'Behaviour of Continuous Concrete Beams Reinforced with FRP Bars', Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering University of Manitoba Winnipeg, Canada, 2011.
[6] S. Rahman and E. El-Salakawy, 'STR-895: MOMENT REDISTRIBUTION OF GFRP-RC CONTINUOUS T-BEAMS', Resilient Infrastruct. Can. Soc. Civ. Eng. Conf., pp. 895–1, 2016.
[7] N. Baša, N. Kopitović Vuković, M. Ulićević, and M. Muhadinović, 'Effects of Internal Force Redistribution on the Limit States of Continuous Beams with GFRP Reinforcement', Appl. Sci., vol. 10, no. 11, Art. no. 11, Jan. 2020, doi: 10.3390/app10113973.

[8] S. M. H. Rahman, K. Mahmoud, and E. El-Salakawy, 'Moment redistribution in glass fiber reinforced polymer-reinforced concrete continuous beams subjected to unsymmetrical loading', Eng. Struct., vol. 150, pp. 562–572, Nov. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.07.066.
[9] N. Baša, M. Ulićević, and R. Zejak, 'Experimental Research of Continuous Concrete Beams with GFRP Reinforcement', Adv. Civ. Eng., vol. 2018, p. e6532723, Oct. 2018, doi: 10.1155/2018/6532723.
[10] B. de Carvalho Matos, J. Correia, L. Castro, and P. França, 'Structural response of hyperstatic concrete beams reinforced with GFRP bars: Effect of increasing concrete confinement', Compos. Struct., vol. 94, pp. 1200–1210, Feb. 2012, doi: 10.1016/j.compstruct.2011.10.021.
[11] P. Santos, G. Laranja, P. M. França, and J. R. Correia, 'Ductility and moment redistribution capacity of multi-span T-section concrete beams reinforced with GFRP bars', Constr. Build. Mater., vol. 49, pp. 949–961, Dec. 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.01.014.
[12] M. S. Akiel, T. El-Maaddawy, and A. El Refai, 'Serviceability and moment redistribution of continuous concrete members reinforced with hybrid steel-BFRP bars', Constr. Build. Mater., vol. 175, pp. 672–681, Jun. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.04.202.
[13] A. M. Araba and A. F. Ashour, 'Flexural performance of hybrid GFRP-Steel reinforced concrete continuous beams', Compos. Part B Eng., vol. 154, pp. 321–336, Dec. 2018, doi: 10.1016/j.compositesb.2018.08.077.
[14] H. Almahmood, A. Ashour, and T. Sheehan, 'Flexural behaviour of hybrid steel-GFRP reinforced concrete continuous T-beams', Compos. Struct., vol. 254, p. 112802, Dec. 2020, doi: 10.1016/j.compstruct.2020.112802.
[15] H. Diab, T. Khaled, and M. Rashwan, 'Flexural behavior of RC continuous T-beams reinforced with hybrid CFRP/ steel bars (experimental and numerical study)', JES J. Eng. Sci., vol. 49, no. No 2, pp. 215–247, Mar. 2021, doi: 10.21608/jesaun.2021.64888.1034.
[16] D. Szczech and R. Kotynia, 'Beam Bond Tests of GFRP and Steel Reinforcement to Concrete', Arch. Civ. Eng., vol. 64, pp. 243–256, Dec. 2018, doi: 10.2478/ace-2018-0072.
[17] 'CSA S806-12: Design and construction of building structures with fibre reinforced polymers'. Canadian Standards Association (CSA), 2012.
[18] Raffaello Fico, 'LIMIT STATES DESIGN of CONCRETE STRUCTURES REINFORCED with FRP BARS', Ph.D. Thesis, UNIVERSITY of NAPLES FEDERICO II, Italy, 2007.
[19] FIB Task Group 9.3, 'FRP reinforcement in RC structures',. Bulletin 40. 2007, p. 160., 2007
[20] ACI 440.1R-15 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars'. 2015.
[21] Monika Kaszubska, 'ANALIZA WPŁYWU ZBROJENIA GŁÓWNEGO NA NOŚNOŚĆ ŚCINANIA BETONOWYCH BELEK BEZ ZBROJENIA POPRZECZNEGO', Ph.D. Thesis, Lodz University of Technology, Poland, 2018.
[22] CEN (2019) CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 1 N 0170 Draft Reinforcing With FRP'.
[23] Konrad Szczepański, Renata Kotynia. 2023. Redystrybucja momentów zginających w dwuprzęsłowych belkach betonowych zbrojonych prętami FRP. Materiały Budowlane 608 (4): 36-40. DOI: 10.15199/33.2023.04.08.

Bartłomiej Monczyński,
Krzysztof Zieliński

Beton wodoszczelny czy wodonieprzepuszczalny – rzecz o odporności konstrukcji betonowych na przenikanie wody

WATER-TIGHT OR WATER-IMPERMEABLE CONCRETE – A THING ABOUT THE RESISTANCE OF CONCRETE STRUCTURES TO WATER PENETRATION

Streszczenie

W artykule przedstawiono zagadnienia związane z zabezpieczeniem wodochronnym części budynków stykających się z gruntem poprzez wykonanie konstrukcji z betonu o podwyższonej odporności na przenikanie wody – tzw. białej wanny. Opisano formy występowania oraz transportu wody i wilgoci w porowatych materiale budowlanym, jakim jest beton. Wyjaśniono, czym jest beton wodoszczelny, omówiono jego charakterystykę oraz wymagania dotyczące zwiększonej odporności na przenikanie wody określone w normach oraz wytycznych, zarówno krajowych jak i zagranicznych. Opisano również możliwości poprawy wodoodporności betonu. W ostatniej części przedstawiono podejścia do zagadnienia projektowania w technologii betonu wodoszczelnego oraz opisano sposoby uszczelniania miejsc newralgicznych.

Abstract

The article presents issues related to the waterproof protection of parts of buildings in contact with the ground by making a structure of concrete with increased resistance to water penetration - so-called white trough. The forms of occurrence and transport of water and moisture in the porous building material, which is concrete, are described. It explains what waterproof concrete is, discusses its characteristics and requirements for increased resistance to water penetration specified in standards and guidelines, both domestic and foreign. Possibilities to improve the water resistance of concrete are also described. In the last part, approaches to the issue of designing in the technology of watertight concrete are presented and methods of sealing critical places are described.

dr inż. Bartłomiej Monczyński – Politechnika Poznańska
dr hab. inż. Krzysztof Zieliński, prof. PP – Politechnika Poznańska

1. Wprowadzenie

Części budynków i budowli zagłębione w gruncie powinny być w odpowiedni sposób zabezpieczone przed destrukcyjnym działaniem wody i wilgoci w nim zawartych. Z punktu widzenia sposobu wykonania zabezpieczenia, systemy uszczelniania przyziemia budynków można podzielić na trzy typy [1, 2]:

- hydroizolacje zewnętrzne,
- hydroizolacje wewnętrzne,
- hydroizolacje strukturalne.

Hydroizolacje zewnętrzne nakładane są po „mokrej" stronie konstrukcji, tj. od jest od strony działania ciśnienia wody. Hydroizolacje wewnętrzne wykonywane są zazwyczaj w budynkach istniejących, najczęściej w sytuacji gdy odsłonięcie zewnętrznej powierzchni przegród zagłębionych w gruncie jest niewskazane lub wręcz niemożliwe. Ich wykonanie wymaga zastosowania materiałów odpornych na tzw. negatywne ciśnienie wody, to jest na wilgoć i wodę działającą od strony podłoża. W przypadku hydroizolacji strukturalnej konstrukcja, która ma być chroniona, może być zaprojektowana w taki sposób, że będzie wystarczająco szczelna (sama w sobie), tak aby obciążenie wilgocią i wodą nie zagrażało samej konstrukcji oraz jej użytkowaniu – w takim przypadku nie jest wymagany żaden dodatkowy środek uszczelniający. Z sytuacją taką mamy do czynienia np. w przypadku nieprzepuszczalnej dla wody konstrukcji z betonu – tzw. białej wanny.

Pod pojęciem tym rozumie się konstrukcję, która łączy w sobie funkcję przenoszenia obciążeń oraz hydroizolacyjną. Konstrukcje te wykonywane są z betonu o wysokiej odporności na przenikanie wody, który w połączeniu z innymi niezbędnymi elementami wchodzącymi w skład szeroko rozumianej technologii białej wanny zapewniają ochronę przed przenikaniem wody i wilgoci [3, 4].

2. Transport wody i wilgoci w betonie

Beton jest materiałem o strukturze porowatej – posiada liczne wewnętrzne puste przestrzenie które różnią się między sobą wielkością i kształtem. Ich wielkość, ilość oraz sposób rozmieszczenia kształtują takie właściwości betonu jak: wytrzymałość na ściskanie, nasiąkliwość, przesiąkliwość i mrozoodporność. Pory występujące w betonie można podzielić na cztery główne grupy:

- Pory kapilarne – są to pory o wielkości do 10 µm. Ich objętość w stosunku do objętości pierwotnej fazy stałej maleje wraz z postępem procesu hydratacji.
- Pory żelowe – są to wzajemnie połączone przestrzenie pomiędzy cząsteczkami żelu cementowego, który nie uległ w 100% hydratacji. Pory te są znaczniej mniejsze od porów kapilarnych i zajmują około 25-30% objętości żelu. Średnice porów żelowych są rzędu 2-3 nm.
- Drobne, regularnie rozmieszczone pory powietrzne (10-300 µm) to pęcherzyki powietrza, które w sposób przypadkowy lub celowy wprowadzane są do zaczynu cementowego podczas procesu jego mieszania.
- Drobne pory rozmieszczone nieregularnie i duże pory o średnicy większej niż 300 µm.

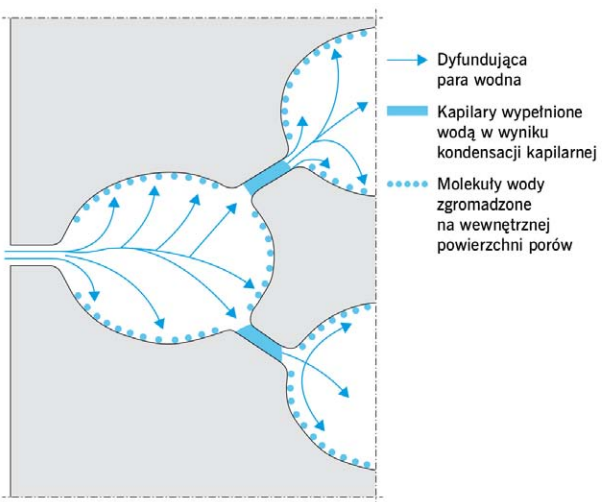
Przemiany fazowe oraz transport wody i wilgoci w porowatej strukturze betonu zachodzą na drodze sorpcji, kondensacji, dyfuzji oraz transportu wody w postaci ciekłej.

2.1 Sorpcja

Sorpcja jest zjawiskiem kompleksowym, polegającym na zdolności wchłaniania przez materiały porowate pary wodnej zawartej w powietrzu. Obejmuje ona dwa, trudne do rozgraniczenia procesy fizyczne [5, 6] (rys. 1):

- adsorpcję, czyli zjawisko powierzchniowe występujące na granicy dwóch faz (pary wodnej i ciała stałego), polegające na wiązaniu cząstek pary na powierzchni porów materiału, będące wynikiem działania sił kohezji (spójności) – sił van der Waalsa;
- absorpcję, czyli przenikanie pary wodnej w głąb struktury materiału.

Przebieg zjawiska sorpcji związany jest z jednej strony ze strukturą materiału porowatego, a drugiej zaś z wilgotnością względną powietrza, czyli prężnością pary wodnej.



Rys.1. Schematyczne przedstawienie przebiegu sorpcji wilgoci w materiale porowatym (rys.: [7]).

Wyróżnia się trzy etapy przebiegu sorpcji, którym odpowiadają odpowiednie przedziały wilgotności względnej (rys. 2):

- I etap to pochłanianie wilgoci – głownie w wyniku powierzchniowej adsorpcji (początkowo w monomolekularnej warstwie cząsteczek wody na powierzchni przegrody i porów w głębi jej struktury) – oraz początek jej transportu w głąb materiału, zachodzące przy wilgotności względnej ok 15-20%;
- II etap, w którym wilgoć w porach materiału przekształca się w warstewkę polimolekularną oraz następuje dalszy transport wilgoci, zachodzi w zakresie wilgotności względnej ok. 20-80%;
- III etap związany jest z jakościową zmianą przebiegu zjawiska – przy wilgotności względnej ok. 80-100% obok sorpcji odbywa się równolegle kapilarna kondensacja wilgoci, co prowadzi do wypełnienia mikrokapilar wodą swobodną, utrzymywaną w materiale siłami kapilarnymi (różnymi od sił van der Waalsa).

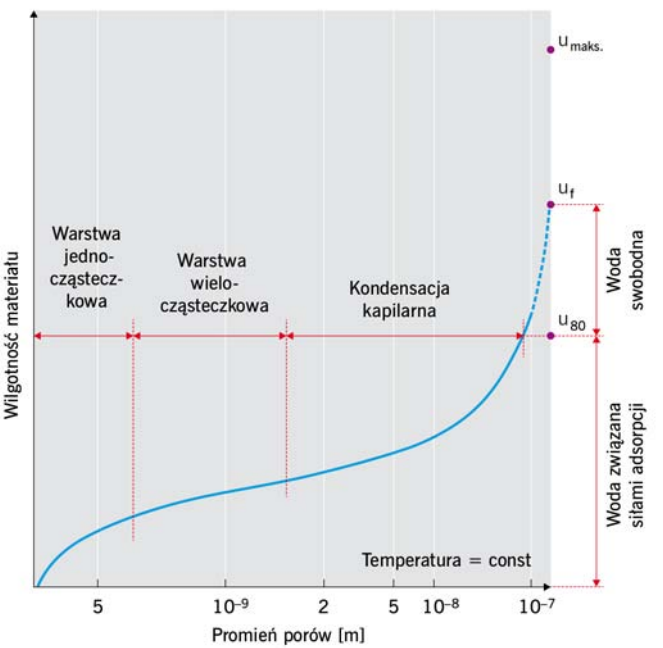
Kondensacja kapilarna zachodzi przy wilgotności względnej powietrza zawartego w porach niższej niż wilgotność nasycenia w otaczającym materiał powietrzu. Wartość

względnej wilgotności powietrza wypełniającego pory, przy której zachodzi kondensacja kapilarna, określa równanie Kelvina [8, 9]:

$$\ln \varphi = -\frac{2\sigma \cos \gamma}{r \rho_w R_V T}$$

gdzie:

ϕ [-] - wilgotność względna powietrza,
σ [N/m] - napięcie powierzchniowe,
ρ [kg/m^3] gęstość cieczy,
R_V [J/(kg·K)] - stała gazowa pary wodnej,
T [K] – temperatura,
r [m] - promień wewnętrzny kapilary,
γ [°] - kąt zwilżania.



Rys. 2. Typowy kształt izotermy sorpcji (rys.: [5, 10])

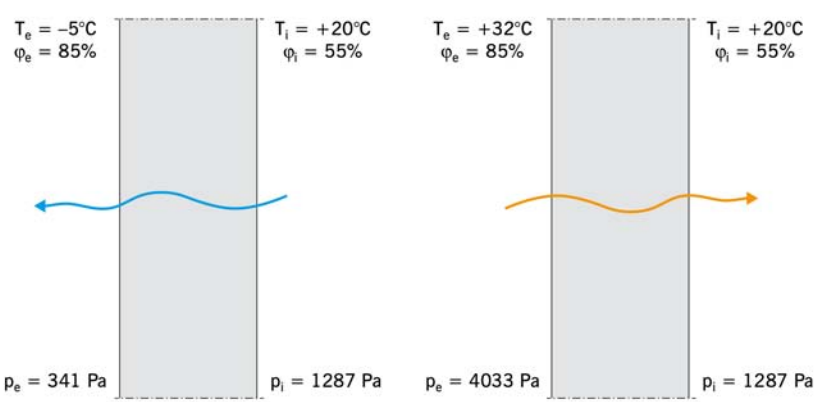
2.2 Kondensacja objętościowa

Obok kondensacji kapilarnej, w porach materiału może wystąpić kondensacja objętościowa. Jest to zjawisko polegające na skraplaniu się pary wodnej zawartej w powietrzu, występujące, gdy powietrze zetknie się z powierzchnią o temperaturze niższej niż temperatura punktu rosy, czyli temperatury, w której, na skutek schładzania, para wodna zawarta w powietrzu osiąga stan nasycenia, a poniżej której staje się przesycona i skrapla się. Wartość temperatury punktu rosy uzależniona zatem jest od wilgotności względnej oraz temperatury powietrza w porach materiału [6, 10].

2.3 Dyfuzja pary wodnej w materiałach porowatych

Powietrze o danej temperaturze oraz wilgotności charakteryzuje się konkretną wartością ciśnienia cząstkowego pary wodnej. Zewnętrzne przegrody budynku rozdzielają od siebie obszary, które w danym momencie posiadają inną temperaturę oraz wilgotność, z czego wynika że posiadają również różne wartości cząstkowego ciśnienia pary wodnej. W wyniku różnicy ciśnień cząstkowych po obu stronach przegrody dochodzi do transportu pary wodnej przez element budowlany – zjawisko to nosi miano dyfuzji pary wodnej [6]. Siłą napędową dyfuzji pary wodnej są molekularne ruchy Browna [7]. Cząsteczki pary wodnej poruszają się w mieszaninie gazów w sposób chaotyczny. Jeśli napotkają one na przepuszczalny dla pary wodnej otwór w komponencie, wnikają w niego – odbywa się to w zasadzie z obu stron komponentu. Jeśli po obu stronach elementu budowlanego przepuszczalnego dla pary wodnej występuje takie samo ciśnienie powietrza, lecz po jednej ze stron znajduje się więcej cząsteczek pary wodnej, wówczas prawdopodobieństwo, że po pewnym czasie więcej cząsteczek będzie migrować ze strefy o wyższym stężeniu pary, niż w kierunku przeciwnym, należy uznać za wysokie. W przeciwieństwie do konwekcji pary wodnej, w przypadku której z jednej strony elementu występuje wyższe ciśnienie całkowite, w przypadku dyfuzji nie dochodzi do przepływu, który mógłby wytworzyć ciśnienie [7].

W związku z tym że wilgotność względna powietrza znajdującego się po zewnętrznej stronie przegrody budowlanej jest zazwyczaj wyższa niż w przypadku powietrza wewnętrznego, wartość ciśnienia cząstkowego pary wodnej, a zatem również kierunek jej przepływu na drodze dyfuzji, będą uzależnione przede wszystkim od temperatury powietrza wewnątrz i na zewnątrz budynku. W polskich warunkach klimatycznych oznacza to zazwyczaj dyfuzję na zewnątrz zimą oraz w odwrotnym kierunku latem [6] (rys. 3).

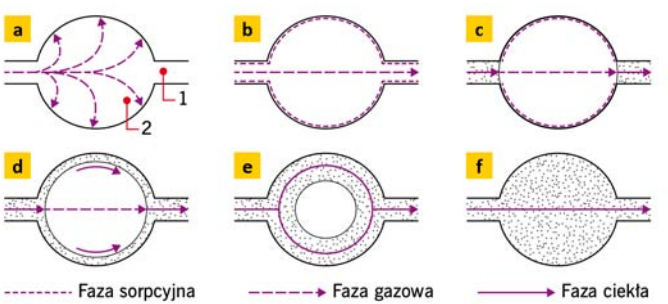


Rys. 3 Kierunek dyfuzji pary wodnej w przegrodzie budowlanej w zależności od występujących ciśnień cząstkowych pary wodnej

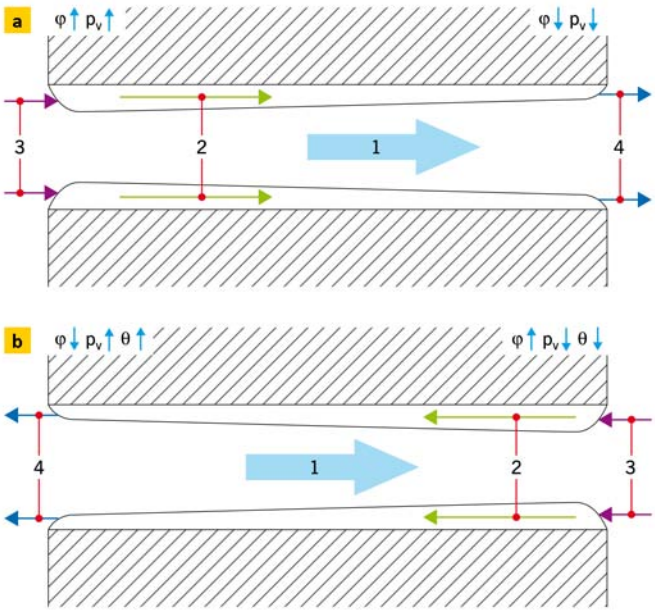
Dyfundująca przez przegrodę para wodna na styku poszczególnych warstw materiałowych może osiągnąć stan nasycenia, co skutkuje jej skropleniem – zjawisko to określane jest jako kondensacja wgłębna lub międzywarstwowa.

2.4 Transport wody w postaci ciekłej

Przyrost zawilgocenia w porowatym materiale można podzielić na sześć etapów, które przedstawiono na rysunku 4 – zawartość wody wzrasta zazwyczaj w kolejności a do f [11]. W bardzo suchym materiale budowlanym (rys. 4a) całość pary wodnej wnikającej do porów w wyniku adsorpcji wiązana jest w cienkiej warstwie molekuł na wewnętrznej powierzchni porów – na tym etapie nie można jeszcze mówić o „transporcie". Dopiero gdy wszystkie ściany porów zostaną pokryte jedną lub kilkoma warstwami molekuł wody (rys. 4b), przestrzeń porów staje się otwarta na dyfuzję pary wodnej. Grubość warstwy molekuł zgromadzonej na wewnętrznej powierzchni porów pozostaje w równowadze z względną wilgotnością powietrza wewnątrz porów. W kolejnym etapie węższe pory w wyniku kondensacji kapilarnej zostają wypełnione wodą w fazie ciekłej (rys. 4c), podczas gdy w większych porach woda nadal występuje jedynie w postaci pary oraz warstwy adsorpcyjnej (która jest na tyle cienka, że transport wody w tych przestrzeniach nadal odbywa się jedynie na drodze dyfuzji). Gdy grubość warstwy adsorpcyjnej staje się odpowiednio duża (rys. 4d), transport wody w fazie ciekłej staje się również możliwy w szerszych porach, przez co wydajność transportu wody wzrasta w porównaniu z samą dyfuzją. Wraz ze wzrostem zawartości wody w fazie ciekłej (rys. 4e) może rozwinąć się efektywny przepływ nienasycony (przepływ kapilarny). Pęcherzyk powietrza w rozszerzeniu porów pozostaje nadal zwarty, ale można go scharakteryzować, jako „swobodnie unoszący się w wodzie". W końcowym etapie (rys. 4f) przestrzeń porów zostaje całkowicie nasycona wodą, a transport wilgoci jest w pełni zgodny z prawem Darcy'ego [11].



Rys. 4. Schematyczne przedstawienie transportu wilgoci w porowatym materiale budowlanym, wraz ze wzrostem zawilgocenia (rys.: [11])



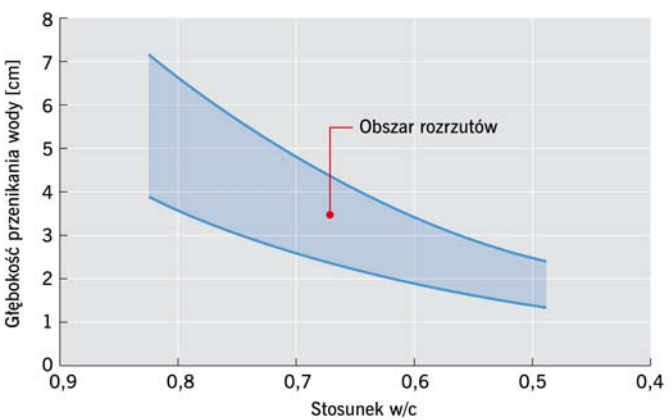
Rys. 5.Wzajemne relacje kierunków dyfuzji, transportu cienkiej warstwy cieczy oraz sorpcji/desorpcji wewnątrz porów materiału (rys.: [12]) φ – wilgotność względna, p_v – ciśnienie pary wodnej, θ – temperatura, ↑ - wyższy, ↓ - niższy, 1 – dyfuzja, 2 – transport cienkiej warstwy cieczy, 3 – sorpcja, 4 - desorpcja

Transport wilgoci w fazie ciekłej poniżej zakresu wilgoci kapilarnej (rys. 4d) powoduje w warunkach izotermicznych zwiększenie się współczynnika transportu pary wodnej. Powodowane jest to przez przyspieszenie całkowitego przepływu masy. W przypadku materiałów budowalnych zdolnych do adsorpcji pary, wzdłuż powierzchni porów równoległych do gradientu ciśnienia pary wodnej wewnątrz przestrzeni porów, występuje również gradient wilgoci sorpcyjnej. Transport wilgoci w fazie ciekłej jest wynikiem ruchu zaadsorbowanej warstewki wody, natomiast potencjałem wymuszającym transport jest wilgotność względna. W warunkach izotermicznych transport w fazie ciekłej nakłada się na strumień dyfuzji, zwiększając całkowity strumień masy (rys. 5a). Jednakże, z uwagi na inne czynniki powodujące dyfuzję pary wodnej (ciśnienie cząstkowe pary) oraz transport fazy ciekłej (wilgotność względna) w warunkach nieizotermicznych dyfuzja może przebiegać w kierunku przeciwnym do transportu warstwy cienkiej zaabsorbowanej wody, co prowadzi zmniejszenia całkowitego strumienia masy (rys. 5b) [12].

Proces migracji pary wodnej w wyniku dyfuzji zanika w miarę rozszerzania się obszarów zawierających wodę kapilarną (rys. 4e) – pojawia się przepływ kapilarny o bardziej intensywnym charakterze [5].

3. Beton o podwyższonej odporności na przenikanie wody

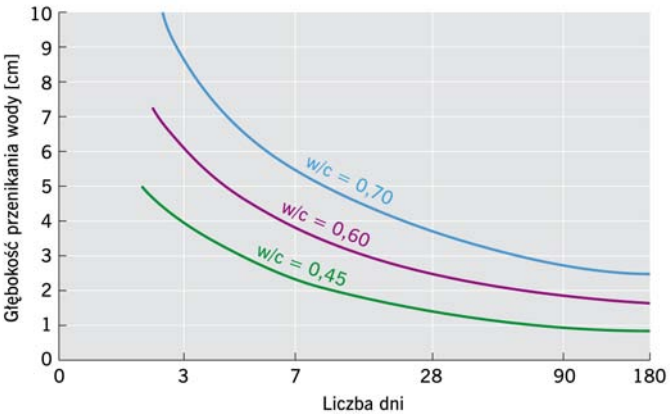
Do wykonania konstrukcji białej wanny należy używać betonu o wysokiej odporności na przenikanie wody – używane są zamiennie dwa określenia: beton wodoszczelny oraz beton wodonieprzepuszczalny. Czynnikiem decydującym o odporności betonu na przenikanie wody jest jego porowatość, która z kolei uzależniona jest od współczynnika woda/cement (masowego stosunku efektywnej zawartości wody do zawartości cementu w mieszance betonowej [13] – im mniejsza wartość współczynnika, tym większa wytrzymałość i nieprzepuszczalność betonu), ilości użytego do jego wykonania cementu oraz uziarnienia kruszywa [3, 14, 15]. Niezależnie od tych czynników odporność betonu na przenikanie wody wzrasta z jego wiekiem i zależy od początkowej wilgotności betonu (rys. 6-7) [14].



Rys. 6. Zależność przenikania wody przy ciśnieniu próbnym 0,7 MPa od wielkości stosunku w/c (badanie po 28 d.) (rys.: [14])

W europejskiej normie PN-EN 206 „Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność" [13] nie sformułowano wymagań odnośnie do odporności betonu na przenikanie wody – zdefiniowano jedynie właściwość odporności na penetrację wody (ocenianą zgodnie z metodyką badawczą opisaną w normie PN-EN 12390-8 „Badania betonu – Część 8: Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem" [16]). Według Neville'a [17] penetracja wody w głąb badanej próbki nie przekraczająca 50 mm pozwala klasyfikować beton jako nieprzepuszczalny, natomiast penetracja do 30 mm jako nieprzepuszczalny w warunkach korozyjnych. Z kolei niemiecka norma DIN 1045-2 [18], stanowiąca krajowe zasady stosowania normy EN 206 [13], podaje, że beton projektowany pod kątem podwyższonej odporności na przenikanie wody, powinien:

- w przypadku elementów o grubości powyżej 40 cm charakteryzować się współczynnikiem $w/c \leq 0{,}70$;
- w przypadku elementów o grubości do 40 cm charakteryzować się współczynnikiem $w/c \leq 0{,}60$ oraz zawartością cementu nie mniejszą niż 280 kg/m^3 (z uwzględnieniem dodatków 270 kg/m^3), przy czym należy przestrzegać minimalnej klasy wytrzymałości na ściskanie C25/30.



Rys. 7. Zależność głębokości przenikania wody przy ciśnieniu próbnym 0,7 MPa a od wieku betonu dla różnych stosunków w/c (rys.: [14])

Wodoszczelność betonu, rozumiana jako zdolność do przeciwstawiania się przepływowi przez beton wody będącej pod ciśnieniem, charakteryzowana była stopniem wodoszczelności opisanym w wycofanej normie PN-B-06250 „Beton zwykły" [19]. Rozróżniano stopnie wodoszczelności betonu: W2, W4, itd., oznaczające dziesięciokrotną wartość ciśnienia wody wyrażoną w megapaskalach, przy którym próbka betonowa o grubości 150 mm nie wykazuje oznak przesiąkania. Stopień wodoszczelności betonu należy ustalać w zależności od wartości wskaźnika ciśnienia oraz warunków wodnych (tabela 1).

Tabela 1. Ustalanie stopnia wodoszczelności betonu zależności od ciśnienia wody i warunków wodnych

Wskaźnik ciśnienia	Stopień wodoszczelności betonu przy jednorodnym ciśnieniu wody	
	stałym	okresowym
0,5-5	W2	W2
6-10	W4	W2
11-15	W6	W4
16-20	W8	W6
21-40	W10	W8
> 40	W12	W10

Wskaźnik ciśnienia oblicza się jako stosunek wysokości słupa wody h [m] do grubości przegrody b [m]. Przy wskaźniku ciśnienia poniżej 0,5 beton zwykły nie musi być sprawdzany pod kątem przepuszczalności wody. Uzyskanie betonów o wodoszczelności wyższej niż W8 wymaga odpowiedniego postępowania i taki beton zalicza się już do betonów specjalnych [20].

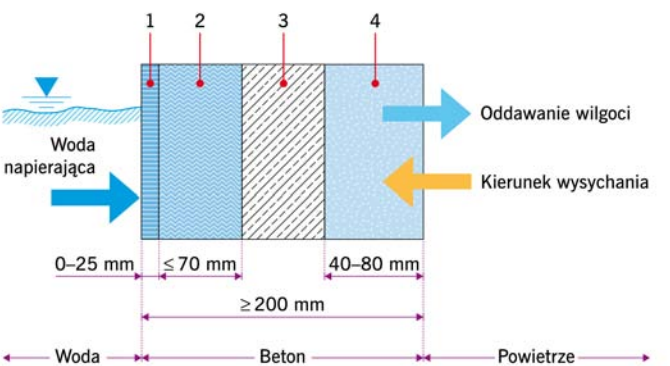
Z uwagi na brak klasyfikacji w zakresie wodoszczelności betonu w oparciu o właściwość odporności na penetrację, oraz fakt, że dotychczasowy podział bazujący na stopniu

wodoszczelności jest bardzo czytelny, w Warunkach Technicznych Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WTWiORB) Instytutu Techniki Budowlanej [21] przyjęto, że beton wodoszczelny powinien spełniać następujące wymagania:

- minimalny stopień wodoszczelności: W8,
- klasa wytrzymałości na ściskanie: co najmniej C30/37,
- dopuszczalna szerokość rozwarcia rys: nie większa niż 0,2 mm.

W przypadku betonów wodoszczelnych powyższe wytyczne zalecają również odstępstwo od minimalnej wartości zawartości cementu, podawanej w normie PN-EN 206 [13] dla klasy ekspozycji ze względu na korozję wywołaną karbonatyzacją XC2 i XC3, zwiększając ją z minimum 280 kg/m^3 do minimum 300 kg/m^3.

Konstrukcje z betonu wodonieprzepuszczalnego zapobiegają przedostawaniu się wody w postaci płynnej. Obciążenie wodą waha się od wilgotności gruntu do wody nienapierającej (pod ciśnieniem). Przy czym oprócz ciśnienia hydrostatycznego należy wziąć pod uwagę możliwą agresję chemiczną wód gruntowych lub gleby.



Rys. 8. Model pracy betonu wodonieprzepuszczalnego jednostronne obciążonego wodą pod ciśnieniem (model dla betonu klasy C30/37 i w/c ≤ 0,55) (rys.: [22]): 1 - strefa oddziaływania wody pod ciśnieniem, 2 - strefa oddziaływania wilgoci kapilarnej, 3 - rdzeń, 4 - strefa dyfuzji pary wodnej

Transport i dyfuzję wilgoci w nieuszkodzonym przekroju elementu wykonanego z betonu o wysokiej odporności na przenikanie wody przedstawiono na rysunku 8. Kapilarna absorpcja wody po stronie zwróconej do wody odbywa się niezależnie od ciśnienia hydrostatycznego do maksymalnej głębokości około 7 cm. Element wysycha powoli po stronie skierowanej w stronę powietrza. Tworzy się tu strefa wysychania, w której do powietrza w pomieszczeniu uwalniany jest jedynie nadmiar wody z betonu. Maksymalna głębokość suszenia tego obszaru (określanego obszarem dyfuzji) wynosi około 8 cm. Dopóki obszar kapilarny i obszar dyfuzyjny nie zachodzą na siebie (grubość elementów konstrukcyjnych > 20 cm), nie następuje transport wilgoci – nawet w postaci gazowej – w obszarze rdzenia. Oznacza to, że przy wystarczającej grubości elementu odprowadzanie wilgoci z pomieszczenia jest praktycznie niezależne od warunków brzegowych i wilgotności na zewnątrz. W konstrukcjach wodonieprzepuszczalnych dyfuzja w obszarze wysychania stopniowo zwalnia, a z czasem praktycznie zanika [23].

4. Uszczelnianie struktury betonu

O wodoszczelności betonu decyduje zawartość porów kapilarnych w strukturze. Mała liczba porów, przez które woda może przenikać, tworzy beton szczelny. Wodoszczelność betonu można zapewnić na kilka sposobów:
- używając kruszywa o zróżnicowanej grubości ziaren,
- stosując odpowiednie domieszki do betonu,
- zachowując odpowiedni współczynnik wody do cementu,
- wibrując beton po wylaniu,
- stosując impregnat do betonu,

Beton wodoszczelny można uzyskać dzięki odpowiedniemu doborowi składników mieszanki betonowej (np. dobór proporcji kruszyw w betonie metodą iteracji zapewniającą odpowiednią szczelność stosu okruchowego).

Istotnym czynnikiem dla stopnia szczelności betonu jest dobranie odpowiednich proporcji wody do cementu (w/c). Należy pamiętać, że im mniej wody w mieszance, tym mniej wody wypłynie na etapie wiązania mieszanki betonowej. Tym samym powstanie mniej porów kapilarnych a uzyskany w ten sposób beton będzie wykazywał się większym stopniem szczelności. Obniżenie ilości wody zarobowej wymaga jednak (dla zachowania niezmienionej wytrzymałości) zastosowania cementu niższej wytrzymałości. Znacznie wyższą wodoszczelność (jednak z opóźnieniem sięgającym 90 dni) można uzyskać dzięki zastosowaniu betonu hutniczego (CEM III) [20].

Klasyczną metodą zapewniającą szczelność betonu jest wprowadzenie domieszki zagęszczającej jego strukturę. W jej skład wchodzi składnik uszczelniający pory (głównie glinka bentonitowa i kaolinowa), składnik upłynniający mieszankę (np. lignosulfonian wapniowy) oraz substancja hydrofobowa prowadząca do niewielkiego napowietrzenia mieszanki. Na skutek dodania do betonu domieszki uszczelniającej zmniejsza się liczba i przekrój kanalików kapilarnych, następuje zablokowanie porów otwartych oraz związanie wodorotlenku wapnia w nierozpuszczalne związki blokujące filtrację wody. Materiałem uszczelniającym mogą być także stearynian wapnia, paki smołowe lub szkło wodne. Najczęściej stosowane aktualnie środki uszczelniające mają charakter chemiczny. Zmniejszają tarcie pomiędzy cementem a kruszywem oraz powodują hydrofobizację czyli wzrost napięcia międzyfazowego dla wody. Efektem ich działania jest istotne polepszenie urabialności i zagęszczalności mieszanki, dzięki czemu beton charakteryzuje się podwyższoną mrozoodpornością, dobrą jednorodnością oraz zmniejszoną absorpcją kapilarną.

Aby mieszanka betonowa cechowała się wodoszczelnością na odpowiednim poziomie, musi być jednak nie tylko odpowiednio przygotowana, ale też właściwie wbudowana i pielęgnowana. W celu całkowitego uszczelnienia, rozumianego jako uniemożliwienie przenikania wody i pary wodnej przez beton, należałoby doprowadzić do przerwania ciągłości porów kapilarnych. W kamieniu cementowym z cementu portlandzkiego (CEM I) należy w tym celu prowadzić pielęgnację w pełnej wilgoci według zestawienia przedstawionego w tabeli [20]:

Tabela 2. Wymagany czas pielęgnacji betonu w celu uzyskania całkowitego uszczelnienia [20]

Wartość w/c	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	> 0,7
Dni	2	3	14	180	360	∞

Ważnym czynnikiem mającym duży wpływ na szczelność betonu jest jego prawidłowe zawibrowanie

Zalecenia dotyczące doboru składu betonów wodoszczelnych podano w tabeli:

Tabela 3. Zalecenia dotyczące wykonywania betonów wodoszczelnych [14, 15]

Przedmiot zalecenia	Zalecenie
Wartość współczynnika w/c	dla W6-W8 ≤ 0,50; dla W4-W6 ≤ 0,60, dla W2 ≤ 0,65
Zawartość cementu	stosunek ilości cementu do objętości zaprawy ≥ 0,6 kg/dm^3
Uziarnienie kruszywa	staranny dobór frakcji 0-2 mm
Objętość zaprawy	możliwie najmniejsza, gwarantująca jednak szczelność mieszanki po zagęszczeniu
Konsystencja	możliwie najgęstsza (najczęściej gęstoplastyczna), gwarantująca jednak dobre zagęszczenie w każdym elemencie konstrukcji
Pielęgnacja	co najmniej 14 dni w temperaturze ≤ 40 ˚C

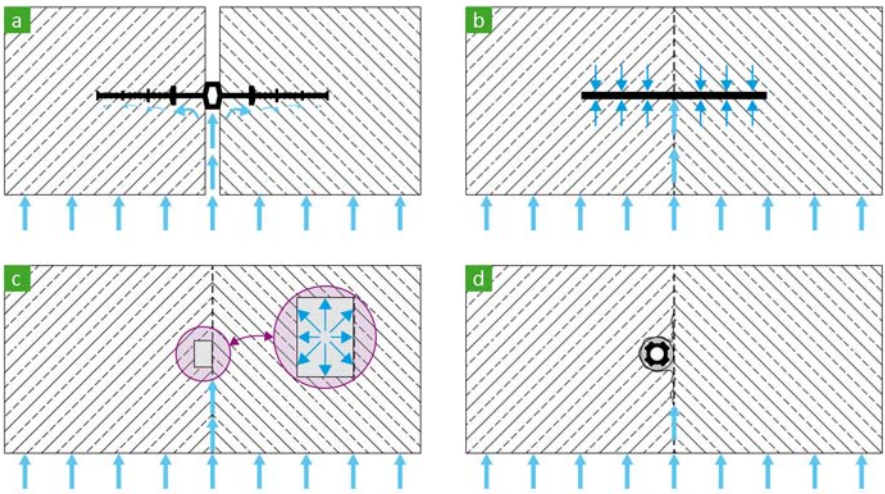
5. Konstrukcja wodoszczelna

Specyfika uszczelnienia z betonu wodonieprzepuszczalnego polega na tym, że łączy ono w sobie funkcję przenoszenia obciążeń statycznych (konstrukcyjną) oraz zapewnienia ochrony przed wnikaniem wody (hydroizolacyjną) [3]. Konstrukcja białej wanny, aby być funkcjonalną, wymaga zatem czegoś więcej niż tylko betonu odpornego na przenikanie wody. Mając to na względzie w planowaniu należy uwzględnić następujące elementy [23]:

- materiał budowlany: beton o wysokiej odporności na przenikanie wody;
- ograniczenie naprężeń: układ konstrukcji powinien minimalizować koncentrację naprężeń oraz nie powinien generować naprężeń dodatkowych (w tym skurczowych), co pozwoli uniknąć powstawania rys lub ograniczyć szerokość ich rozwarcia;
- uszczelnienie złączy: dobór i rozmieszczenie uszczelnień złączy;
- sposób prowadzenie prac budowlanych: betonowanie, zagęszczanie mieszanki betonowej,
- fizyka budowli: izolacyjność cieplna, wymagania użytkowe, wilgotność w budynku.

Proces planowania konstrukcji z betonu wodonieprzepuszczalnego powinien z kolei uwzględnić następujące etapy [23]:

1. Określenie projektowego poziomu wód gruntowych oraz klasy obciążenia wodą.
2. Określenie klasy użytkowania pomieszczeń.
3. Określenie wymagań wynikających z użytkowania (eksploatacyjnych), z uwzględnieniem fizyki budowli.
4. Określenie minimalnych grubości elementów konstrukcji.
5. Zebranie obciążeń oraz obliczeniowe wyznaczenie szerokości rys.
6. Optymalizować konstrukcji pod kątem występujących naprężeń.
7. Określenie rozkładu złączy (przerw roboczych, dylatacji oraz rys wymuszonych) oraz sposobu ich uszczelnienia (rys. 9).
8. Ustalenie sposobu uszczelniania przejść (elementy wbudowane, przepusty).



Rys.9. Wybrane sposoby uszczelniania złączy elementów wykonanych z betonu wodonieprzepuszczalnego: a) taśmy uszczelniające profilowane z tworzyw sztucznych i/lub kauczuku, b) blachy szczelinowe, c) taśmy i sznury pęczniejące, d) węże iniekcyjne (rys.: [24])

Opisane powyżej normy oraz wytyczne niemieckojęzyczne nie mają w Polsce statusu obligatoryjnych przepisów techniczno-budowlanych, stanowią jednak zapis najnowszej wiedzy technicznej i ich przestrzeganie może mieć istotny wpływ na ostateczną skuteczność oraz trwałość wykonywanych prac. Niezależnie należy jednak przestrzegać ogólnych wymagań określonych w normie PN-EN 206 [13], w tym szczególności dotyczących doboru klas ekspozycji, które z kolei określają minimalne klasy wytrzymałości na ściskanie oraz grubość otuliny zbrojenia (wymagania statyczne i konstrukcyjne stawiane betonowi mogą okazać się wyższe niż te wynikające z oczekiwanej odporności na przenikanie wody).

Podkreślenia wymaga również fakt, że zapewnienie prawidłowej ochrony budynku przed destrukcyjnym działaniem wody i wilgoci występującej w gruncie wymaga wysokiego poziomu precyzji zarówno na etapie prac projektowych, jak i wykonawczych. Należy ponadto jednoznacznie rozgraniczyć pojęcia beton wodoszczelny i konstrukcja wodoszczelna – doświadczenie pokazuje, że pojęcia te są niestety mylone nie tylko przez laików, ale i przez osoby na co dzień związane z budownictwem.

Literatura

[1] B. Francke, Nowoczesne hydroizolacje budynków - Zeszyt 1. Zabezpieczenia wodochronne części podziemnych budynków, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2021.
[2] E. Cziesielski, Aufgabe von Bauwerksabdichtungen, [w:] E. Cziesielski (red.), Lufsky Bauwerksabdichtung, Teubner, Wiesbaden, 2006, 1-3.
[3] R. Kampen R., Nachträglicher Einbau von Weißen Wannen in den Gebäudebestand, Beton- und Stahlbetonbau, 109/S1/2014, 96-105.
[4] DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb), Berlin, 2017.
[5] A. Dylla, Fizyka cieplna budowli w praktyce - obliczenia cieplno-wilgotnościowe, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2015.

[6] A. Kaliszuk-Wietecka, Budownictwo zrównoważone: wybrane zagadnienia z fizyki budowli, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2017.
[7] R. Oswald R., Grundlagen der Bauwerksabdichtung, [w:] H. Venzmer (red.), Feuchte und Altbausanierung. 20. Hanseatische Sanierungstage vom 5. bis 7. November 2009 im Ostseebad Heringsdorf/Usedom, Beuth Verlag GmbH, Berlin · Wien · Zürich, 2009, 95-116.
[8] J. Kubik J, A. Kucharczyk, Przepływy wilgoci w zasolonej ceramice budowlanej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska, vol. z. 59, no. 3/12/III, (2012), 33-38.
[9] C. Strumiłło, Podstawy teorii i techniki suszenia, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1975.
[10] J. Kubik, J. Wyrwał, Podstawy fizyki materiałów budowlanych, [w:] P. Klemm (red.), Budownictwo ogólne. Tom 2. Fizyka budowli, Arkady, Warszawa, 2005, 9-52.
[11] M. Homann, Feuchtenschutz, [w:] W. M. Willems (red.) Lehrbuch der Bauphysik, Springer Vieweg, Wiesbaden, 2017, 155-304.
[12] PN-EN ISO 15148:2004, Cieplno-wilgotnościowe właściwości użytkowe materiałów i wyrobów budowlanych – Określanie współczynnika absorpcji wody przez częściowe zanurzenie.
[13] PN-EN 206+A2:2021-08, Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
[14] W. Żenczykowski, Budownictwo ogólne - tom 1, Arkady, Warszawa, 1976.
[15] K. Zieliński, Podstawy technologii betonu, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 2022.
[16] PN-EN 12390-8:2019-08, Badania betonu – Część 8: Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem.
[17] A. M. Neville, Właściwości betonu, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, 2000.
[18] DIN 1045-2, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
[19] PN-B-06250:1988, Beton zwykły.
[20] Z. Jamroży, Beton i jego technologie, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2005.
[21] B. Francke, Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych. Część C: Zabezpieczenia i izolacje. Zeszyt 12. Części podziemne budynków wykonanych z betonu wodoszczelnego. Uszczelnianie miejsc newralgicznych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2017.
[22] Positionspapier des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zur DAfStb-Richtlinie 'Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton' - Feuchtetransport durch WU-Konstruktionen," Beton- und Stahlbetonbau, vol. 101, no. 11, (2006), 923-925.
[23] D. Bosold, T. Bose, Zement-Merkblatt Hochbau H 10, 5.2019. Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton, Informationszentrum Beton GmbH, Erkrath, 2019.
[24] D. Bosold, T. Bose., Zement-Merkblatt Hochbau H 11, 5.2016. Fugen und ihre Abdichtung in WU-Bauwerken aus Beton, Informationszentrum Beton GmbH, Erkrath, 2016.

Kamila Owczarska
Elżbieta Szmigiera
Maja Kępniak

Wykorzystanie metody krzywej dojrzałości w ocenie wpływu obróbki termicznej betonu w warunkach obniżonej temperatury na właściwości betonu w konstrukcji

THE APPLICATION OF THE MATURITY METHOD IN ESTIMATION OF THE IMPACT OF THERMAL TREATMENT OF CONCRETE IN LOW TEMPERATURE CONDITIONS ON THE PROPERTIES OF CONCRETE IN THE STRUCTURE

Streszczenie

Wykonywanie robót budowlanych, polegających na wznoszeniu monolitycznych konstrukcji żelbetowych, w warunkach obniżonej temperatury wymaga zastosowania zabiegów pielęgnacji betonu. Jednym z często stosowanych jest metoda obróbki cieplnej betonu za pomocą elektronagrzewu. Proces obróbki termicznej powinien być odpowiednio zaprojektowany i przebiegać pod kontrolą uprawnionych do tego osób. Czynniki wpływające na proces obróbki termicznej są zależne zarówno od cech samej konstrukcji, jak i warunków zewnętrznych.

W niniejszym referacie zweryfikowano, czy funkcja dojrzałości jest adekwatnym narzędziem, do oceny wytrzymałości na ściskanie betonu poddanego procesowi elektronagrzewu, we wczesnej fazie dojrzewania. W tym celu opracowano program i przeprowadzono badania, zarówno na placu budowy, podczas wznoszenia konstrukcji, jak i w laboratorium. Na podstawie badań laboratoryjnych wyznaczono funkcję dojrzałości, przy użyciu trzech różnych równań, zamieszczonych w literaturze światowej, przy zastosowaniu różnych wartości parametrów energii aktywacji i temperatury odniesienia. Mając wyznaczone funkcje dojrzałości oraz dane z pomiarów na placu budowy, dla każdego z siedmiu procesów elektronagrzewu obliczono, czy po jego zakończeniu beton osiągnął wytrzymałość bezpieczną.

Abstract

Construction works related to the monolithic reinforced concrete structures in conditions of winter conditions requires the use of special concrete curing methods. One of the most

mgr. inż. Kamila Owczarska – EkspertyzyBud Sp. z o.o.
prof. dr hab. inż. Elżbieta Szmigiera – Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej
dr. inż. Maja Kępniak – Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

frequently used methods is the method of heat treatment of concrete called electroheating of concrete. The heat treatment process should be properly designed and run under the supervision of authorized persons. Factors affecting the heat treatment process depend on both the characteristics of the structure itself and external conditions. In this paper it was verified whether the maturity function is an adequate tool for assessing the compressive strength of concrete subjected to the electroheating process in the early stage of curing. For this purpose, a program was developed and tests were carried out, both on the construction site, during the erection of the structure, and in the laboratory. On the basis of laboratory tests, the maturity function was determined using three different equations published in the world literature, using different values of the parameters of activation energy and reference temperature. Having determined maturity functions and data from measurements at the construction site, for each of the seven electroheating processes it was calculated whether the concrete reached safe strength after its completion.

1. Wprowadzenie

W celu redukcji niekorzystnego wpływu obniżonej temperatury, podczas wykonywania elementów żelbetowych, wymagane jest także podjęcie odpowiednich zabiegów pielęgnacyjnych, zapewniających wystarczające warunki dojrzewania betonu. Jednym z często stosowanych zabiegów jest metoda obróbki cieplnej betonu za pomocą elektronagrzewu.

Pielęgnacja betonu za pomocą elektronagrzewu jest bardzo złożona, ze względu na dużą liczbę czynników wpływających na jej przebieg. Zależą one zarówno od rodzaju samej konstrukcji, jak i składu mieszanki betonowej oraz zewnętrznych warunków atmosferycznych. W związku z powyższym, cały proces obróbki termicznej powinien być odpowiednio zaprojektowany i nadzorowany. Ważnym aspektem jest też kontrola efektów tego procesu.

W niniejszym referacie zweryfikowano, czy funkcja dojrzałości jest adekwatnym narzędziem, do oceny wytrzymałości na ściskanie betonu poddanego procesowi elektronagrzewu, we wczesnej fazie dojrzewania. W tym celu opracowano program i przeprowadzono badania, zarówno na placu budowy, podczas wznoszenia konstrukcji, jak i w laboratorium. Na podstawie badań laboratoryjnych wyznaczono funkcję dojrzałości, przy użyciu trzech różnych równań, zamieszczonych w literaturze światowej, przy zastosowaniu różnych wartości parametrów energii aktywacji i temperatury odniesienia. Mając wyznaczone funkcje dojrzałości oraz dane z pomiarów na placu budowy, dla każdego z siedmiu procesów elektronagrzewu obliczono, czy po jego zakończeniu beton osiągnął wytrzymałość bezpieczną.

2. Opis przeprowadzonych badań

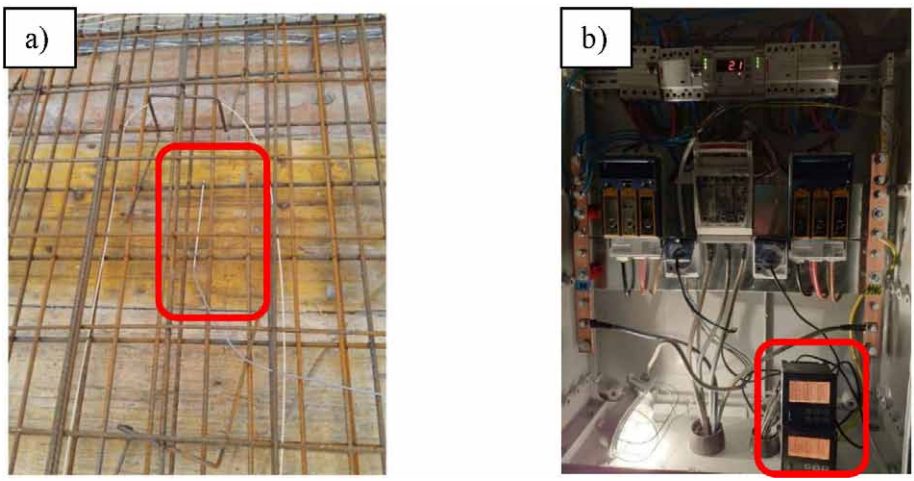
Przeprowadzone badania miały na celu ustalenie wpływu elektronagrzewu na uzyskanie wartości wytrzymałości bezpiecznej. Ponadto, na podstawie wyników badań własnych, zweryfikowano skuteczność stosowania krzywej dojrzałości do oceny przebiegu dojrzewania betonu, przy stosowaniu elektronagrzewu.

Badania prowadzone były w dwóch częściach. Pierwsza zrealizowana została na placu budowy, druga - w laboratorium. Część analiz, związanych z weryfikacją skuteczności stosowania metody krzywej dojrzałości, rozpoczęto od badań prowadzonych na placu budowy, dokonując pomiarów temperatury pielęgnacji betonu. Potrzebne parametry do wzorów teoretycznych wyznaczono w laboratorium.

2.1 Badania realizowane na placu budowy

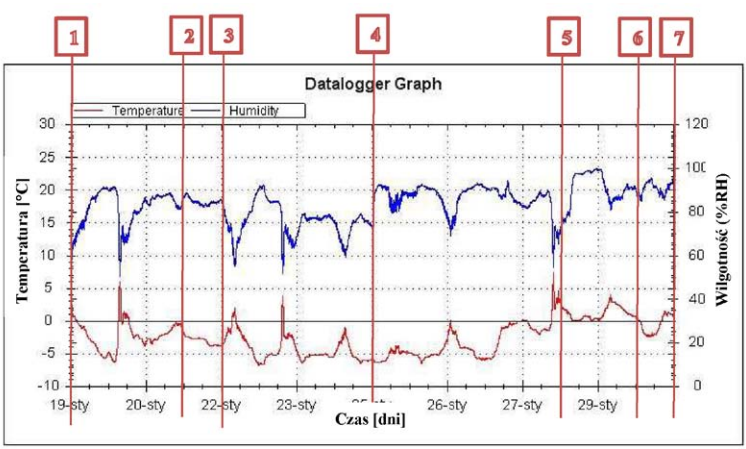
Badania zrealizowane na placu budowy przeprowadzono na siedmiu elementach. Wytypowano sekcje płyt stropowych, z których wszystkie były jednakowej grubości i obejmowały przedostatnią i ostatnią kondygnację budynku, aby ekspozycja na warunki zewnętrzne była jak najbardziej niekorzystna. W celu uzyskania porównywalnych wyników i ograniczania parametrów zmiennych, rozkłady grzałek we wszystkich stropach były podobne 25÷35 cm. Czujnikami pomiaru temperatury betonu były sondy temperatury – czujniki termoelektryczne firmy Czach, posiadające świadectwo jakości. Sondy umieszczane były w połowie wysokości elementu i pomiędzy grzałkami (rys. 2.1a). Sondy podłączone zostały do rejestratora temperatur w czasie, urządzenia APAR AR205. Podczas całego procesu

elektronagrzewu urządzenie APAR rejestrowało temperaturę wewnątrz elementu, w odstępach czasu co 15 minut (rys. 2.1b). Rejestracja temperatury miała na celu określenie średniej jej wartości, w której dojrzewał beton, a ponadto dała możliwość kontroli, czy wartości temperatury wewnątrz betonu nie są zbyt wysokie lub zbyt niskie.



Rys. 2.1. Pomiar temperatury wewnątrz betonu, podczas procesu elektronagrzewu, a) sondy temperatury umieszczone w elemencie pomiędzy grzałkami systemu elektronagrzewu, przed betonowaniem, b) rejestracja temperatur w czasie - szafa sterująca z umieszczoną w niej aparaturą pomiarową - dwa rejestratory APAR AR205.

W trakcie prowadzonych badań na placu budowy, kontrolowano warunki atmosferyczne, takie jak temperatura i wilgotność. W tym celu użyto rejestratora z możliwością zapisu danych. Uzyskane z rejestratora dane wskazują, że badania prowadzone były w warunkach obniżonej temperatury (rys. 2.2).



Rys. 2.2. Wykres temperatur zewnętrznych oraz wilgotności powietrza atmosferycznego, zarejestrowanych podczas prowadzonych badań; numerami oznaczono kolejne betonowania.

2.2 Badania zrealizowane w laboratorium

Badania laboratoryjne miały na celu określenie zależności wytrzymałość na ściskanie – dojrzałość, dla danej mieszanki betonowej. Skład mieszanki betonowej użytej do badań przedstawiono w tabeli 2.1.

Tabela 2.1. Skład mieszanki betonowej na 1 m^3 zarobu.

Lp.	Nazwa składnika	Jedn.	Ilość [kg/m^3]
1	Kruszywo 0/2 (piasek)	kg	630
2	Kruszywo 2/16	kg	1190
3	Woda	kg	162
4	**CEM I 42,5R**	kg	300
Dodatki do betonu			
1	Popiół lotny	kg	65
Domieszki do betonu			
1	Domieszka upłynniająca (superplastyfikator)	% m.c [kg]	3,6 % masy cementu
RAZEM		kg	**2350,6**
Lp.	Właściwość		
1	W/C	**0,54**	
2	W/(C+k*dodatki)	**0,50**	

Badania oparto na wytycznych podanych w ACI [1], dostosowując je do założeń programu badań. W tym celu pobrano 24 próbki (zamiast sugerowanych w [1] - 20) sześcienne (15x15x15 cm) – po 4 na każde badanie niszczące. W dwóch z nich, w połowie wysokości, umieszczono czujniki temperatury, analogiczne jak w betonowanej płycie stropowej na placu budowy. Czujniki podłączono do tego samego typu rejestratora temperatury - APAR AR205. Pomiar temperatury następował automatycznie przez pierwsze 48 godzin co 0,5 godziny, a potem co godzinę, aż do osiągnięcia przez próbki wieku 28 dni. Kolejno po 1, 3, 5, 7, 14 i 28 dniach następowało badanie 3 próbek. Ponieważ badania odnosiły się do szacowania wytrzymałości w młodym wieku, zdecydowano się wykonać pomiary niszczące częściej w początkowej fazie dojrzewania betonu (zmiana z 21 na 5 dzień). Za każdym razem rejestrowano temperaturę, wiek próbki oraz wytrzymałość na ściskanie. Po badaniach niszczących obliczono średnią arytmetyczną dla trzech próbek i sprawdzano, czy wyniki nie różnią się od średniej, o więcej niż 10%. W przeciwnym razie, należało zniszczyć czwartą próbkę. Na podstawie badań laboratoryjnych wyznaczono funkcję dojrzałości, przy użyciu trzech różnych równań.

3. Wyniki przeprowadzonych badań

3.1 Wyniki pomiarów prowadzonych na placu budowy

W tabeli 3.1 przedstawiono podsumowanie otrzymanych wyników pomiarów temperatury betonu, podczas procesu elektronagrzewu, dla każdego betonowania. Uzyskana z pomia-

rów temperatura minimalna nie spadła poniżej wartości 0ºC. Temperatury maksymalne nie przekroczyły wartości granicznych, podanych w [2], [3].

Tabela 3.1. Zestawienie wyników otrzymanych z pomiarów temperatury podczas procesu elektronagrzewu dla wszystkich betonowań.

Nr betonowania	początek elektrona--grzewu	koniec elektrona--grzewu	czas trwania [h]	ilość sond	$T_{śr}$ [ºC]	T_{min} [ºC]	T_{max} [ºC]
1	13:00	01:00	12	7	4,8	3,3	6,1
2	19:00	07:00	12	7	9,1	6,3	11,3
3	21:00	13:00	16	7	10,1	9,2	11,4
4	19:00	07:00	12	15	8,2	4,5	9,1
5	19:00	07:00	12	15	13,6	12,3	14,2
6	19:30	09:00	13,5	15	13,2	6,3	14,1
7	19:00	07:00	12	15	12,6	5,6	14,1

3.2 Wyniki pomiarów prowadzonych w laboratorium

W tabeli 3.2. zestawiono wyniki pomiarów temperatury betonu, dojrzewającego w warunkach laboratoryjnych. Oznaczenie próbki, to numer kolejnej serii badań niszczących (po 1, 3, 5, 7, 14 i 28 dniach) z opisem literowym dla danej próbki (następowało badanie 3 próbek). W żadnym przypadku wartości wytrzymałości na ściskanie próbki nie przekroczyły 10% wartości średnich, wobec czego nie niszczono czwartej próbki i przyjęto otrzymane wyniki do dalszej analizy.

Tabela 3.2. Wyniki badań laboratoryjnych.

Nr próbki	Wiek próbki		Temperatura próbki (Tc) [ºC]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]*	Średnia wytrzymałość [MPa]
	[dni]	[h]			
1A	1	24	24,1	3,9	4,1 ± 0,2
1B	1	24	24,0	4,1	
1C	1	24	24,4	4,4	
2A	3	72	19,7	21,4	21,9 ± 0,5
2B	3	72	19,9	21,8	
2C	3	72	19,8	22,5	
3A	5	120	19,4	25,9	26,3 ± 0,3
3B	5	120	19,0	26,3	
3C	5	120	19,5	26,7	
4A	7	168	19,8	27,2	28,4 ± 0,9
4B	7	168	19,3	28,8	
4C	7	168	19,5	29,3	

Tabela 3.2. Wyniki badań laboratoryjnych.

Nr próbki	Wiek próbki		Temperatura próbki (Tc) [°C]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]*	Średnia wytrzymałość [MPa]
	[dni]	[h]			
5A	14	336	18,2	31,9	33,2 ± 1,1
5B	14	336	18,6	33,2	
5C	14	336	18,7	34,5	
6A	28	672	19,8	38,4	38,8 ± 0,3
6B	28	672	19,5	38,7	
6C	28	672	19,6	39,2	

4. Zastosowanie krzywej dojrzałości do oceny przebiegu dojrzewania betonu

Otrzymane wyniki badań posłużyły do weryfikacji skuteczności metody krzywej dojrzałości, do oceny przebiegu dojrzewania betonu, w przypadku stosowania elektronagrzewu. W ramach analizy wykonano:

– wyznaczenie funkcji dojrzałości według trzech równań, zamieszczonych w literaturze światowej [4], [5], przy zastosowaniu różnych wartości parametrów energii aktywacji i temperatury odniesienia,
– sprawdzanie, na podstawie wyników z przeprowadzonych badań, możliwości wyznaczenia wartości wytrzymałości na ściskanie betonu, po zakończonym procesie elektronagrzewu.

4.1 Wyznaczenie funkcji dojrzałości

1) Funkcja dojrzałości Nursego-Saula [4]:

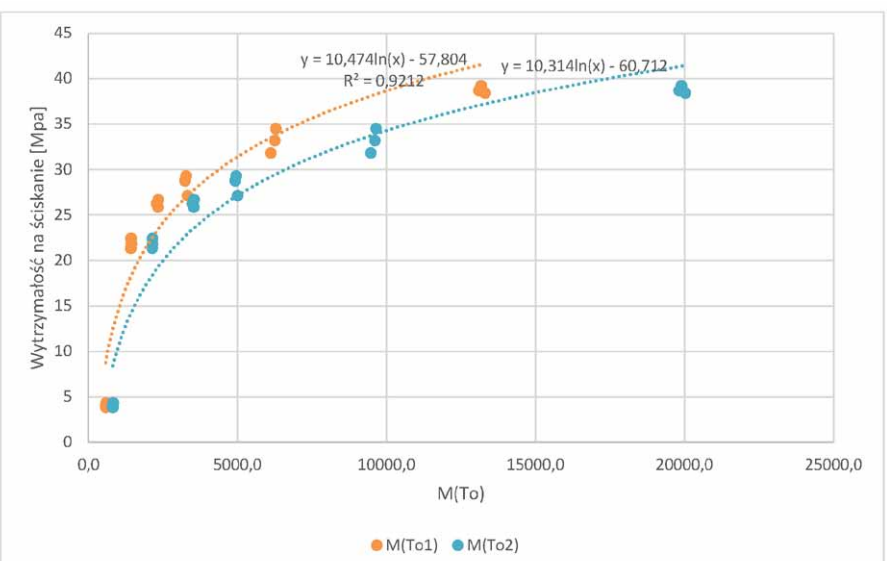
$$M = \Sigma_0^t (\, T_c - T_0)\, \Delta t \tag{4.1}$$

gdzie: M – wskaźnik temperaturowo-czasowy betonu (dojrzałość betonu) [°C·h lub °C·dni],
T_c – średnia temperatura betonu w danym przedziale czasu [°C],
T_0 – temperatura odniesienia [°C],
Δ_t – przedział czasowy pomiaru temperatury [h lub dni].

W związku z rozbieżnościami w literaturze, odnośnie przyjmowania wartości temperatury odniesienia T_0, zdecydowano wykonać obliczenia dla dwóch wartości (-10°C oraz 0°C). Wyniki przedstawiono w tabeli 4.1 oraz na rys. 4.1.

Tabela 4.1. Wyznaczanie wskaźnika temperaturowo-czasowego betonu dla różnych wartości temperatury odniesienia T_{01} = 0°C, T_{02} = -10°C.

Nr próbki	Wiek [h]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Temp. próbki (T_c) [°C]	M(To_1) [°C·h]	M(To_2) [°C·h]
1A	24	3,86	24,1	578,4	818,4
1B	24	4,09	24,0	576,0	816,0
1C	24	4,36	24,4	585,6	825,6
2A	72	21,36	19,7	1 418,4	2 138,4
2B	72	21,84	19,9	1 432,8	2 152,8
2C	72	22,45	19,8	1 425,6	2 145,6
3A	120	25,90	19,4	2 328,0	3 528,0
3B	120	26,29	19,0	2 280,0	3 480,0
3C	120	26,68	19,5	2 340,0	3 540,0
4A	168	27,16	19,8	3 326,4	5 006,4
4B	168	28,78	19,3	3 242,4	4 922,4
4C	168	29,33	19,5	3 276,0	4 956,0
5A	336	31,85	18,2	6 115,2	9 475,2
5B	336	33,20	18,6	6 249,6	9 609,6
5C	336	34,52	18,7	6 283,2	9 643,2
6A	672	38,44	19,8	13 305,6	20 025,6
6B	672	38,72	19,5	13 104,0	19 824,0
6C	672	39,24	19,6	13 171,2	19 891,2



Rys. 4.1 Wskaźnik temperaturowo-czasowy betonu dla różnych wartości temperatury odniesienia.

Dla temperatury odniesienia funkcja dojrzałości opisana jest równaniem:

$$f_{M(To1)} = 10{,}474 \cdot \ ln(M) - 57{,}804 \tag{4.2}$$

Dla temperatury odniesienia funkcja dojrzałości opisana jest równaniem:

$$f_{M(To2)} = 10{,}314 \cdot \ ln(M) - 60{,}712 \tag{4.3}$$

2) Funkcja Freiesleben Hansen and Pedersen (wiek równoważny) [4]:

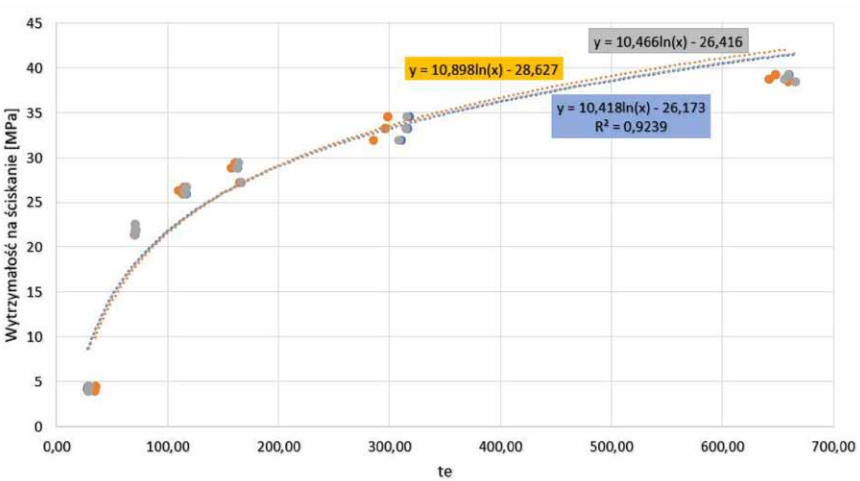
$$t_e = \sum_0^t e^{-\frac{E}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_r}\right)} \Delta t \tag{4.4}$$

gdzie: t_e – równoważny wiek betonu w określonej temperaturze odniesienia (najczęściej przyjmuje się 20°C, w innych krajach np. Stanach Zjednoczonych jest to wartość 23°C) [h lub dni],
E – energia aktywacji wyznaczana laboratoryjnie [J/mol],
R – uniwersalna stała gazowa (R=8,314 J/mol·K),
T – średnia absolutna temperatura betonu w danym przedziale czasu Δ_t w przeliczeniu na [K],
T_r – absolutna temperatura odniesienia (zwykle przyjmuje się 293K- warunki laboratoryjne),
Δ_t – przedział czasowy pomiaru temperatury [h lub dni].

Zgodnie z literaturą, energię aktywacji (E) można przyjąć lub wyznaczyć doświadczalnie. Natomiast zgodnie z załącznikiem B normy [6], wartość parametru E jest zawsze stała i wynosi 33,256 kJ/mol. Z kolei w [4] podano, że mieszanki betonowe o wskaźniku w/c =0,45, osiągają wartość E w przedziale 30÷64 kJ/mol, a o w/c=0,6 - w przedziale 31÷56 kJ/mol. W normie [6] nie nałożono obowiązku wyznaczania energii aktywacji. Należałoby się zastanowić, czy jest konieczne wyznaczenie tej wartości, dla każdej mieszanki. Procedura doświadczalnego wyznaczania, opisana w [6], wymaga zbadania wielu próbek (54 sztuki) oraz skorzystania z jednej z trzech metod, a najlepiej ze wszystkich, w celu porównania wyników. Zdarza się też, że otrzymane wartości E z trzech metod są rozbieżne [7]. W prowadzonym badaniu, do obliczeń podstawiono skrajne wartości energii aktywacji (30 kJ oraz 64 kJ) oraz wartość zalecaną przez Eurokod [6] - (33,256 kJ). Wyniki przedstawiono w tabeli 4.2 oraz na rys. 4.2.

Tabela 4.2. Dane do wyznaczenia funkcji równoważnego wieku betonu dla różnych wartości energii aktywacji E.

Nr próbki	Wiek [h]	Temperatura próbki (T_c)		t_{e1} [h]	t_{e2} [h]	t_{e3} [h]	Wytrzymałość na ściskanie tab. 3.2 [MPa]
		[°C]	[K]	E_1=30 kJ/mol	E_2=33,256 kJ/mol	E_3=64 kJ/mol	
1A	24	24,1	297,3	28,44	34,48	28,97	3,9
1B	24	24,0	297,2	28,33	34,18	28,84	4,1
1C	24	24,4	297,6	28,79	35,39	29,37	4,4
2A	72	19,7	292,9	71,10	70,09	71,00	21,4
2B	72	19,9	293,1	71,70	71,36	71,67	21,8
2C	72	19,8	293,0	71,40	70,72	71,33	22,5
3A	120	19,4	292,6	117,01	113,71	116,69	25,9
3B	120	19,0	292,2	115,05	109,68	114,52	26,3
3C	120	19,5	292,7	117,50	114,74	117,24	26,7
4A	168	19,8	293,0	166,59	165,02	166,44	27,2
4B	168	19,3	292,5	163,12	157,77	162,60	28,8
4C	168	19,5	292,7	164,50	160,63	164,13	29,3
5A	336	18,2	291,4	311,40	285,68	308,84	31,9
5B	336	18,6	291,8	316,73	296,22	314,71	33,2
5C	336	18,7	291,9	318,07	298,91	316,19	34,5
6A	672	19,8	293,0	666,38	660,06	665,77	38,4
6B	672	19,5	292,7	658,02	642,52	656,52	38,7
6C	672	19,6	292,8	660,79	648,32	659,59	39,2



Rys. 4.2. Funkcja równoważnego wieku betonu dla różnych wartości energii aktywacji.

Wyznaczona funkcja dojrzałości opisana jest równaniem:

– dla wartości energii aktywacji E=30 kJ/mol:

$$f_{te1} = 10{,}418 \cdot ln(t_e) - 26{,}173 \tag{4.5}$$

– dla wartości energii aktywacji E=33,256 kJ/mol:

$$f_{te2} = 10{,}466 \cdot ln(t_e) - 26{,}416 \tag{4.6}$$

– dla wartości energii aktywacji E=64 kJ/mol:

$$f_{te3} = 10{,}898 \cdot ln(t_e) - 28{,}627 \tag{4.7}$$

3) Modyfikacja funkcji Nursego-Saula o wskaźnik w/c [6]:

$$t_e = \sum \left(\frac{T_a - T_0}{T_s - T_0}\right)^n \Delta t \tag{4.8}$$

gdzie: t_e – równoważny wiek betonu w określonej temperaturze odniesienia (najczęściej przyjmuje się 20°C, w innych krajach, np. Stanach Zjednoczonych jest to wartość 23°C) [h],

T_a – średnia temperatura betonu w danym przedziale czasu w przeliczeniu na [K],

T_0 – absolutna temperatura odniesienia, definiowana jako temperatura, w której ustaje proces hydratacji [K],

T_r – absolutna temperatura odniesienia (zwykle przyjmuje się 293 K- warunki laboratoryjne),

Δ_t – przedział czasowy pomiaru temperatury [h lub dni].

$$n = \frac{1}{1 - w/c^2} \tag{4.9}$$

gdzie: w/c -stosunek wody do cementu w mieszance betonowej.

Obliczenia wykonano dla czterech wariantów - zastosowano dwie wartości wskaźnika w/c (z uwzględnieniem i bez uwzględnienia dodatków) oraz dwie wartości temperatury, co przedstawiono w tabeli 4.3 oraz na rysunku 4.3.

Dla $(w/c)_1$ =0,54 obliczona wartość n_1=1,412

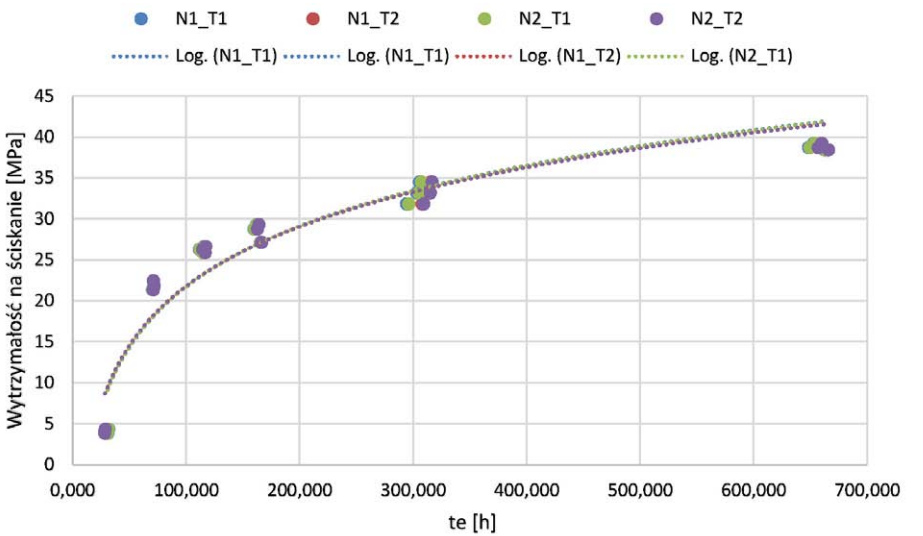
Dla $(w/c)_2$ =0,50 obliczona wartość n_2=1,333

To_1= 0°C

To_2= -10°C

Tabela 4.3. Zestawienie wyznaczonych funkcji dojrzałości dla różnych wartości n i T_o.

Nr próbki	[h]	f_c [MPa]	(T_c) [°C]	t_e [h] dla wartości n_1 i T_{o1}	t_e [h] dla wartości n_1 i T_{o2}	t_e [h] dla wartości n_2 i T_{o1}	t_e [h] dla wartości n_1 i T_{o2}
1A	24	3,9	24,1	31,23	28,76	30,78	28,47
1B	24	4,1	24,0	31,05	28,64	30,61	28,36
1C	24	4,4	24,4	31,78	29,12	31,29	28,81
2A	72	21,4	19,7	70,48	70,99	70,56	71,04
2B	72	21,8	19,9	71,49	71,66	71,52	71,68
2C	72	22,5	19,8	70,99	71,32	71,04	71,36
3A	120	25,9	19,4	114,95	116,63	115,22	116,81
3B	120	26,3	19,0	111,62	114,39	112,07	114,70
3C	120	26,7	19,5	115,79	117,19	116,02	117,34
4A	168	27,2	19,8	165,63	166,42	165,76	166,51
4B	168	28,8	19,3	159,76	162,49	160,21	162,79
4C	168	29,3	19,5	162,10	164,06	162,42	164,28
5A	336	31,9	18,2	294,12	307,90	296,30	309,39
5B	336	33,2	18,6	303,28	314,08	305,01	315,26
5C	336	34,5	18,7	305,59	315,63	307,20	316,73
6A	672	38,4	19,8	662,53	665,69	663,06	666,03
6B	672	38,7	19,5	648,41	656,24	649,69	657,11
6C	672	39,2	19,6	653,11	659,39	654,14	660,08
funkcja dojrzałości				**y = 10,675ln(x) - 27,438**	y = 10,454ln(x) - 26,339	y = 10,637ln(x) - 27,248	**y = 10,428ln(x) - 26,205**
zbieżność wyników				**R_c = 0,9086**	R_c = 0,9221	R_c = 0,9111	**R_c = 0,9236**



Rys. 4.3. Funkcja dojrzałości dla czterech różnych przypadków - różnych wartości n i T_o.

4.2 Sprawdzanie możliwości wyznaczenia wartości wytrzymałości na ściskanie betonu po zakończonym procesie elektronagrzewu

Znając funkcje dojrzałości dla opisanych przypadków, wykonano obliczenia wytrzymałości na ściskanie betonu (f_c), z wykorzystaniem wyników z pomiarów bezpośrednich temperatury betonu podczas procesu elektronagrzewu, z przeprowadzonych przez autorki badań. Wyniki zestawiono w tabeli 4.4. Z obliczeń wynika, że największe wartości R^2 (największe rozbieżności wyników) uzyskano dla funkcji Nursego Saula, przy wartości T_{o2}= -10°C, dla drugiego podejścia (wieku równoważnego) przy E_1=30 kJ/mol, a dla trzeciego (wieku równoważnego z uwzględnieniem w/c) przy n_2=1,333 oraz T_{o2}= -10°C. Najlepszą zbieżność uzyskano dla trzeciego podejścia i wartości parametrów: n_1=1,412 oraz T_{o1}= 0°C. Z powyższego wynika, że przyjęcie temperatury bazowej -10°C, zgodnie z np. [7], nie jest w tym przypadku odpowiednie.

Ponadto sprawdzono, czy użycie we wzorach skrajnych wartości E zmienia znacząco wyniki obliczonych wytrzymałości na ściskanie betonu (f_c). Odpowiedź na postawione pytanie uzyskano na podstawie wyników obliczeń, przedstawionych w tabeli 4.4.

Jak wynika z tabeli 4.4, dla wszystkich betonowań uzyskano nierealne wartości wytrzymałości na ściskanie (ujemne). Wynika to z faktu, że funkcje dojrzałości mają zakres wartości M i t_e, dla których nie ma możliwości wyznaczenia szukanej wartości wytrzymałości na ściskanie. Obliczono więc graniczne wartości parametru, przy których jest możliwe skorzystanie z funkcji dojrzałości, dla danych uzyskanych z badań. Wyniki przedstawiono w tabeli 4.4.

Tabela 4.4. Zestawienie wyników obliczeń wytrzymałości na ściskanie dla trzech równań funkcji dojrzałości na podstawie własnych danych z pomiarów z przeprowadzonych badań.

				1) Nursego-Saula				2) Funkcja Freiesleben Hansen and Pedersen (wiek równoważny)						3) Modyfikacja funkcji Nursego-Saula o wskaźnik w/c							
				T_{o1}= 0°C		T_{o2}= -10°C		E_1=30 kJ/mol		E_2=33,256 kJ/mol		dla E_3=64 kJ/mol		n_1=1,412 T_{o1}= 0°C		n_1=1,412 T_{o2}= -10°C		n_2=1,333 T_{o1}= 0°C		n_2=1,333 T_{o2}= -10°C	
Nr betonowania	Δt [h]	Średnia temperatura Tśr [°C]	Średnia temperatura Tśr [K]	$M(T_{o1})$	f_c (T_{o1}) [MPa]	$M(T_{o2})$	f_c (T_{o2}) [Mpa]	$te(E_1)$	f_c (E_1) [MPa]	$t_e(E_2)$	f_c (E_2) [MPa]	t_e (E_3)	f_c (E_3) [MPa]	t_e	$f_c(n_1;T_{o1})$ [MPa]	t_e	$f_c(n_1;T_{o2})$ [MPa]]	t_e	$f_c(n_2;T_{o1})$ [MPa]]]	t_e	$f_c(n_2;T_{o2})$ [MPa]]
1	12,0	4,8	277,95	57,60	-15,35	177,60	-7,29	6,16	-7,23	5,73	-8,15	2,89	-17,05	1,60	-22,42	4,42	-10,79	1,79	-21,05	4,68	-10,11
2	12,0	9,1	282,25	109,20	-8,65	229,20	-4,66	7,51	-5,17	7,13	-5,85	4,41	-12,45	3,95	-12,78	6,34	-7,03	4,20	-11,98	6,57	-6,57
3	15,5	10,1	283,25	156,55	-4,87	311,55	-1,49	10,14	-2,04	9,69	-2,65	6,27	-8,61	5,91	-8,48	8,81	-3,60	6,23	-7,78	9,09	-3,19
4	12,0	8,2	281,35	98,40	-9,74	218,40	-5,16	7,21	-5,60	6,82	-6,33	4,04	-13,40	3,41	-14,35	5,93	-7,74	3,66	-13,46	6,16	-7,24
5	12,0	13,6	286,75	163,20	-4,44	283,20	-2,48	9,18	-3,08	8,91	-3,52	6,77	-7,79	6,96	-6,72	8,55	-3,90	7,18	-6,28	8,72	-3,63
6	14,0	13,2	286,35	184,80	-3,14	324,80	-1,06	10,52	-1,66	10,20	-2,11	7,61	-6,52	7,79	-5,53	9,74	-2,54	8,05	-5,07	9,94	-2,26
7	12,0	12,6	285,75	151,20	-5,24	271,20	-2,92	8,78	-3,54	8,49	-4,03	6,16	-8,81	6,25	-7,88	8,04	-4,54	6,48	-7,37	8,23	-4,23
Funkcja dojrzałości:				y = 10,474ln(M) - 57,804		y = 10,314·ln(M) - 60,712		y=10,418ln(te) - 26,173		y = 10,466ln(x) - 26,416		y= 10,898ln(te) - 28,627		y = 10,675ln(x) - 27,438		y = 10,454ln(x) - 26,339		y = 10,637ln(x) - 27,248		y = 10,428ln(x) - 26,205	
Wartość R^2				R^2 = 0,9212		**R^2 = 0,9297**		**R^2 = 0,9239**		R^2 = 0,9211		R^2 = 0,8904		R^2 = 0,9086		R^2 = 0,9221		R^2 = 0,9111		**R^2 = 0,9236**	
Graniczna wartość parametru, przy której jest możliwe skorzystanie z funkcji dojrzałości				M=249,34		M=360,10		te=12,33		te=12,48		te=13,83		te=13,07		te=12,42		te=12,96		te=12,34	

5. Podsumowanie i wnioski

Chcąc nieprzerwanie prowadzić roboty budowlane, bez pomijania długich okresów obniżonej temperatury, wymagane i konieczne jest stosowanie zabiegów, mających na celu stworzenie optymalnych warunków dojrzewania betonu. W tym celu zastosować można metody takie jak elektronagrzew, który w ocenie autorek jest jedną z coraz częściej stosowanych, podczas wznoszenia monolitycznych konstrukcji żelbetowych w warunkach zimowych.

Opisane w referacie badania miały na celu sprawdzenie, czy metoda krzywej dojrzałości jest skuteczna do oceny przebiegu dojrzewania betonu, przy stosowaniu elektronagrzewu. Na podstawie wyników przeprowadzonych badań stwierdzić można, że:

– zastosowanie metody funkcji dojrzałości nie pozwoliło na ocenę efektów stosowania elektronagrzewu oraz oszacowanie, czy beton osiągnął wytrzymałość bezpieczną po zakończonym procesie; metoda krzywej dojrzałości ma swoje ograniczenia i poniżej pewnych wartości wskaźnika temperaturowo-czasowego (M) oraz równoważnego wieku betonu (t_e) nie jest możliwe prowadzenie analizy, taka sytuacja miała miejsce w opisanych obliczeniach,
– w przypadku krótkich czasów trwania elektronagrzewu, jak to jest najczęściej praktykowane, metoda krzywej dojrzałości nie jest skutecznym narzędziem,
– rozbieżności wyników otrzymanych z różnych wzorów są bardzo duże, sięgają nawet wartości 100%, nie można bazować tylko na jednym wzorze, co powoduje konieczność prowadzenia bardzo rozbudowanej analizy,
– stosowanie metody krzywej dojrzałości wymaga przeprowadzenia wielu rozbudowanych badań laboratoryjnych, mających na celu wyznaczenie wartości charakterystycznych i indywidualnych dla danej mieszanki, takich jak energia aktywacji i temperatura odniesienia.

Pomimo, że norma [1] zaleca stosowanie metody krzywej dojrzałości do szacowania wytrzymałości bezpiecznej betonu, przeprowadzone badania nie potwierdziły skuteczności tej metody do oceny przebiegu dojrzewania betonu, przy stosowaniu elektronagrzewu. Co należy podkreślić, wnioski oparto na wynikach z badań, przeprowadzonych w warunkach konkretnej budowy, a także w laboratorium. Zdaniem autorek, przyczyną był zbyt krótki okres nagrzewu, wynikający ze zwyczajowych praktyk stosowania elektronagrzewu. Wobec czego, metoda krzywej dojrzałości, jako narzędzie do oceny efektów elektronagrzewu jest mało praktyczna do stosowania w warunkach placu budowy, przy obecnie stosowanych procedurach.

Literatura

[1] ACI PRC-306-16, *Guide to Cold Weather Concreting,*
[2] PN-EN 13670:2011, *Wykonywanie konstrukcji z betonu,*
[3] Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych ITB, Zeszyt 5: Konstrukcje betonowe i żelbetowe, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2022,
[4] Carino N. J., Lew H. S., *The maturity method: Theory and application*, Journal of Cement, Concrete, and Aggregates, 6(2), s. 61-73, 2001,
[5] Abdel-Jawad Y. A., *The maturity method: Modifications to improve estimation of concrete strength at later ages*, Construction and Building Materials, Volume 20, Issue 10, 893-900, 2006,
[6] PN-EN 1992-1-1:2008, *Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,*
[7] Bajorek G., *Przykład praktycznego skalowania funkcji dojrzałości betonu*, Budownictwo - technologie - architektura, s. 62-65.

Zbigniew Perkowski
Mariusz Czabak
Stefania Grzeszczyk
Aneta Matuszek-Chmurowska
Krystian Jurowski

Belkowy element żelbetowy wzmocniony w strefie ściskanej warstwą betonu z proszków reaktywnych

REINFORCED CONCRETE BEAM ELEMENT STRENGTHENED WITH A REACTIVE POWDER CONCRETE LAYER IN THE COMPRESSION ZONE

Streszczenie

W referacie przedstawiono porównawcze badania 4-punktowego zginania 2 belek żelbetowych z betonu zwykłego klasy C45/55, przy czym jedną z nich wzmocniono po stronie ściskanej warstwą betonu na bazie proszków reaktywnych (RPC). Belki miały rozpiętość 3,5 m, przekrój prostokątny o wymiarach 20 cm x 40 cm, a warstwa wzmacniająca z RPC, o wytrzymałości średniej na ściskanie ok. 200 MPa, miała gr. 7 cm. W obu przypadkach zaprojektowano i wykonano identyczne zbrojenie ze stali A-IIIN (B500SP) o stopniu rozciąganego zbrojenia podłużnego 1,7%. Strzemiona i konstrukcyjne pręty podłużne pełniły także rolę elementów zszywających warstwy obu betonów. Stwierdzono ok. 7% wzrost nośności na zginanie belki z warstwą RPC. Nowym korzystnym efektem wzmocnienia było bardzo stabilne zachowanie się belki w fazie po uzyskaniu nośności na zginanie, przejawiające się w porównaniu prawie 3-krotnym zwiększeniem możliwości pochłaniania energii i pełnym wykorzystaniem potencjału wysokiej ciągliwości stali zbrojeniowej klasy C wg EN. W belce z warstwą RPC nie stwierdzono także odspajania otuliny betonu po osiągnięciu nośności na zginanie.

Abstract

The paper presents comparative 4-point bending tests of 2 reinforced concrete beams made of ordinary concrete C45/55, one of which was strengthened in the compression zone with

dr hab. inż. Zbigniew Perkowski – Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury
dr inż. Mariusz Czabak – Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury
prof. dr hab. Stefania Grzeszczyk – Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury
dr inż. Aneta Matuszek-Chmurowska – Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury
dr inż. Krystian Jurowski – Politechnika Opolska, Wydział Budownictwa i Architektury

a layer of reactive powder concrete (RPC). The beams had a span of 3.5 m, a rectangular cross-section of 20 cm x 40 cm, and the layer of RPC, with mean compressive strength of about 200 MPa, was 7 cm thick. In both cases, identical reinforcement was designed and made of steel A-IIIN (B500SP) with a longitudinal reinforcement ratio of 1.7%. The stirrups and assembly longitudinal bars also played role of elements connecting the layers of both concretes. An approx. 7% increase in the bending resistance of the beam with the RPC layer was found. The very stable behavior of the beam in the phase after obtaining the bending resistance was a new beneficial effect of strengthening manifested by an approx. 3-fold increase in the ability to absorb energy and full use of the potential of high ductility of reinforcing steel of class C according to EN. In the beam with the RPC layer, there was also no loss of the concrete cover after reaching the bending resistance.

1. Wstęp

Beton z proszków reaktywnych (ang. reactive powder concrete (RPC)) należy do jednych z najbardziej zaawansowanych osiągnięć technologii betonu. Skład i właściwości RPC zostały po raz pierwszy przedstawione w literaturze przez Richarda and Cheyrezy w 1995 r. [1], choć historycznie badania w tym zakresie zostały zainicjowane na początku lat 70-tych ubiegłego wieku [2]. Z uwagi na cechy wytrzymałościowe RPC zalicza się do betonów ultrawysokowartościowych (ang. ultra-high-performance concrete (UHPC) lub ultra-high-performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC)). Stosując go, można znacznie zredukować wymiary przekrojów poprzecznych elementów konstrukcji oraz zmniejszyć lub czasami całkowicie wyeliminować zbrojenie tradycyjne. Pozwala to także tworzyć obiekty o oryginalnych architektonicznie kształtach, jak np. kładka dla pieszych w Sherbrooke (Kanada) – pierwsze zastosowanie w konstrukcji budowlanej w 1997 r. [3], czy prefabrykowane elementy fasady stadionu Jean Bouin w Paryżu [4]. Szereg udanych zastosowań UHPC i UHPFRC oraz ich wysoka wytrzymałość i trwałość skłania w dalszym ciągu naukowców do podejmowania kolejnych badań, w których proponuje się innowacyjne rozwiązania konstrukcyjne z tym materiałem, jak np. wzmocnienia belek [5], słupów [6] i płyt [7].

Projektowanie konstrukcji zespolonych z betonu zwykłego i RPC (UHPC, UHPFRC) w miejsce konstrukcji wykonanych tylko z RPC (UHPC, UHPFRC) jest szczególnie zasadne w świetle konieczności ograniczenia kosztów, powodowanych zwiększonym zużyciem spoiwa i wyższymi wymaganiami technologicznymi. Najbardziej oczywistym rozwiązaniem w tym przypadku jest więc ograniczenie zużycia tego materiału i zastąpienie go w miejscach, gdzie jego obecność nie jest konieczna z powodów natury konstrukcyjnej, przez inny znacznie tańszy beton. Jednak co istotne, działanie takie należy przeprowadzić rozważne i umiejętne, co można stwierdzić w kontekście niektórych opublikowanych badań eksperymentalnych. Przykładowo w [7, 8] wzmocnienie od strony rozciąganej belek i płyt warstwą UHPFRC prowadziło do wyczerpania ich nośności bez wyraźnej sygnalizacji procesu widocznymi zarysowaniami po tej stronie elementów. Również, jeśli nie zastosowano odpowiedniego zespolenia warstw, nie pozwalało to w pełni wykorzystać potencjału takiego zabiegu – m.in. na skutek delaminacji UHPFRC. Mając powyższe na uwadze, w niniejszej pracy przedstawiono badania autorów wzmocnienia belek żelbetowych stosunkowo cienką warstwą RPC o wytrzymałości na ściskanie ok. 200 MPa w strefie ściskanej, gdzie w celu skutecznego zespolenia warstw zastosowano relatywnie „gęsty" rozstaw strzemion po całej długości belki. Zebrany materiał badawczy pozwolił na uzyskanie patentu w tym zakresie [9] oraz publikację części wyników [10]. Zastosowany sposób wzmocnienia belki pozwolił m.in. na pełne wykorzystanie ciągliwości stali zbrojeniowej klasy C wg EN i zwiększenie zdolności do pochłaniania energii w fazie po osiągnięciu nośności na zginanie w porównaniu do belki referencyjnej.

2. Materiały

2.1. RPC

Do warstwy wzmacniającej belki zastosowano RPC, który wykonano z następujących materiałów: cement portlandzki CEM I 52,5 R o powierzchni właściwej 410 m^2/kg; pył krzemionkowy; mączka kwarcowa (0/0,2 mm); piasek kwarcowy (0/0,5 mm); superplastyfikator na bazie polikarboksylanów; włókna stalowe o długości 12 mm i średnicy 0,2

mm. Ich udział w mieszance RPC w odniesieniu do masy cementu był następujący: cement – 1,0; pył krzemionkowy – 0,20; mączka kwarcowa (0/0,2 mm) – 0,12; piasek kwarcowy (0/0,5 mm) – 1,03; woda – 0,24; włókna stalowe – 0,27; superplastyfikator – 0,025.

Badania konsystencji wykazały, że mieszanka RPC zachowuje urabialność w ciągu godziny (rozpływ oznaczony zgodnie z PN-EN 1015-3 wyniósł 250 mm). Stwardniały RPC po 28 dniach dojrzewania osiągnął średnią wytrzymałość na ściskanie 197,9 MPa i wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu 51,9 MPa. Beton wykazał znakomitą odporność na działanie mrozu i soli odladzających (złuszczenie po 56 cyklach zamrażania i rozmrażania w obecności NaCl wyniosło jedynie 0,0007 kg/m^2).

Badania mikrostruktury wykazały, że matryca cementowa ściśle przylega do ziaren kwarcu. W matrycy przeważają mezopory o rozmiarach poniżej 20 nm, które zajmują 77,1% całkowitej objętości porów. Sumaryczna objętość porów w betonie RPC jest niewielka i wynosi 4,4%.

2.2. Beton zwykły

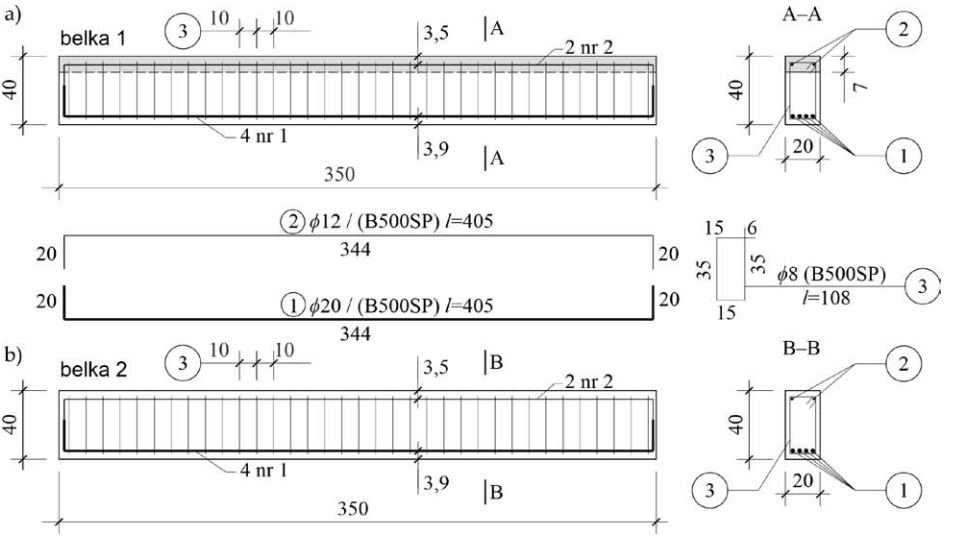
Beton zwykły do warstwy dolnej belki zespolonej wykonano na bazie cementu hutniczego CEM III A 42,5N HSR. Zastosowano kruszywo naturalne o maksymalnym wymiarze 16 mm. Wytrzymałość na ściskanie betonu wyniosła średnio 65,0 MPa zgodnie z PN-EN 12390-3. Sieczny moduł sprężystości określono na próbkach walcowych zgodnie z EN 12390-13, a jego średnia wartość wyniosła 30,4 GPa. Właściwości mechaniczne betonu zwykłego określono w dniu badania belek zespolonych.

2.3. Stal zbrojeniowa

Do wykonania zbrojenia belek wykorzystano pręty ze stali B500SP – zgodnej z PN-H-93220:2018-02 o deklarowanej przez producenta minimalnej granicy plastyczności 500 MPa, stosunku wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności w zakresie 1,15-1,35 i minimalnym odkształceniu przy maksymalnym obciążeniu 0,08, co pozwala zakwalifikować ją jako stal o najwyższej klasie ciągliwości C według PN-EN-1992-1-1.

3. Przygotowanie belek

W niniejszej pracy wykorzystano dane z porównawczych badań 2 belek o długości 350 cm i przekroju prostokątnym 20 cm x 40 cm. Wykonano je z betonu zwykłego (BZ) (p. 2.2), przy czym jedną z nich wzmocniono w strefie ściskanej warstwą RPC (p. 2.1) o gr. 7 cm. W dalszej części opracowania będą one nazywane odpowiednio belką 1 (z warstwą RPC) i belką 2 (bez warstwy RPC). Zastosowano stal zbrojącą A-IIIN (B500SP) (p. 2.3): pręty dolne rozciągane – 4 f 20 mm (stopień zbrojenia 1,7%), pręty górne konstrukcyjne – 2 f 12 mm i strzemiona dwucięte – f 8 mm co 10 cm. Założona wysokość użyteczna przekroju belek wynosiła 36,1 cm. Wymiary przekroju i rozpiętość dobrano, uwzględniając możliwości sprzętowe Laboratorium Konstrukcji Budowlanych WBiA PO, w którym przeprowadzono badania. Rozstaw strzemion co 10 cm utrzymano także na środkowym odcinku belki, zadając im dodatkową rolę zespolenia obu warstw belki z BZ i RPC, tak aby nie dopuścić do przedwczesnego odspojenia stosunkowo cienkiej warstwy RPC w wyniku narastania rys w kontakcie, działania sił rozrywających na odcinku ze stałym momentem [11] czy jej lokalnego wyboczenia przy ściskaniu. Schemat budowy belek przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Schemat belek: a) belka wzmocniona warstwą RPC, b) belka referencyjna (wymiary w cm).

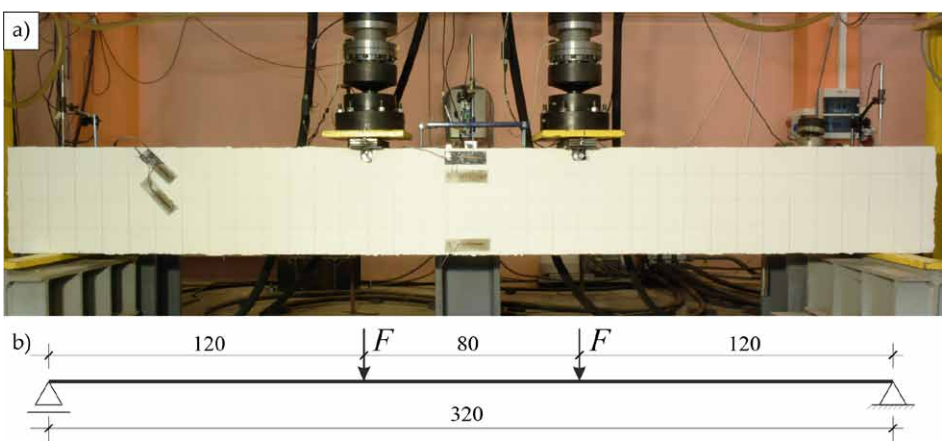
W pierwszym etapie przygotowania elementów do badań wykonano kosze zbrojeniowe i umieszczono je w deskowaniu. Po ułożeniu BZ belki pielęgnowano na mokro przez 28 dni, po czym zostały one rozformowane. Następnie belki przechowywano w hali laboratoryjnej przez 2 miesiące w temp. 21°C ± 2°C i wilgotności względnej powierza 60% ± 10%. Po tym czasie wykonano kolejne deskowania na górną warstwę betonu (fot. 1).

Fot. 1. Układanie mieszanki RPC.

Następnie przystąpiono do przygotowania RPC w mieszarce laboratoryjnej z misą obrotową o pojemności 50 l. Przed układaniem nadbetonu górną powierzchnię warstwy BZ zwilżono w celu ograniczenia transportu wody ze świeżej mieszanki RPC w głąb warstwy dolnej w celu niedopuszczenia do zbytniego osuszenia RPC i zapewnienia odpowiednich warunków jego wiązania. Z uwagi na fakt, że zaprojektowana mieszanka RPC cechowała się właściwościami samozagęszczalnymi, nie było potrzeby prowadzenia mechanicznego odpowietrzania układanej warstwy (fot. 1). Po stwardnieniu RPC jego górną powierzchnię zwilżano co kilka dni przez miesiąc, a w międzyczasie zabezpieczano folią PCW. Po tym okresie przystąpiono do właściwej fazy badań.

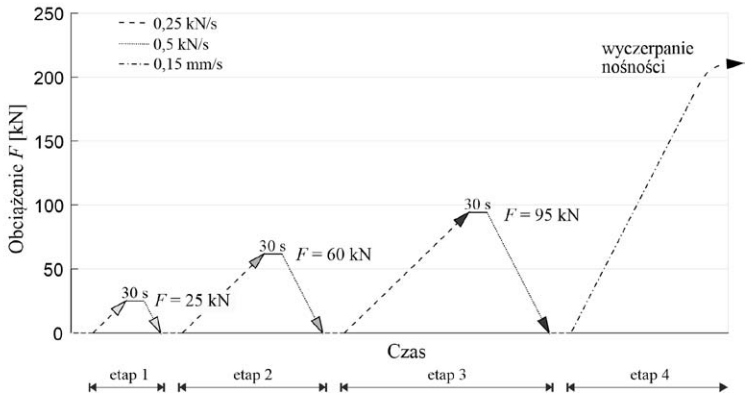
4. Badania belek

Przyjęto schemat czteropunktowego zginania belek (rys. 2). Osie podpór przyjęto w odległości 15 cm od krańców elementów, stąd rozpiętość przęsła wyniosła ostatecznie 320 cm. Obciążenia z 2 siłowników przyłożono symetrycznie w odległości 120 cm od podpór.



Rys. 2. a) Belka na stanowisku badawczym. b) Schemat statyczny belki (wymiary w cm).

Pierwsze 3 etapy przeprowadzono z obciążeniem, które wynosiło z każdego siłownika maksymalnie kolejno: F=25 kN, 60 kN i 95 kN (rys. 3). W 4 etapie zwiększano je aż do zniszczenia belki lub do osiągnięcia maksymalnego możliwego technicznie przemieszczenia (rys. 3). Pierwsze 3 poziomy obciążenia odpowiadały odpowiednio ok. 12%, 30% i 50% nośności belki z RPC. Przebieg zadawanych obciążeń przedstawiono na rys. 3. W etapach 1-3 zadawano obciążenie, kontrolując siłę (dociążanie z prędkością 0,25 kN/s i odciążanie z prędkością 0,5 kN/s). Maksymalne obciążenie w danym cyklu utrzymywano przez 30 s. W 4 ostatnim etapie obciążenie przykładano, kontrolując przemieszczenie tłoków siłowników, które zwiększano ze stałą prędkością 0,15 mm/s. Procedurę obciążania etapami wprowadzono w celu umożliwienia badań ultradźwiękowych belek, które szerzej omówiono w [10].



Rys. 3. Procedura cyklicznego obciążania belek.

Równoległemu pomiarowi podlegały m.in. (rys. 2a):
- obciążenia z siłowników (INSTRON PL 250 P),
- ugięcia w miejscu przyłożenia obciążenia (pomiar drogi tłoka siłownika),
- ugięcia w środku rozpiętości przęsła i w osi podpór (LVDT Pelltron PTx30),
- odkształcenia liniowe wzdłuż osi belki w połowie rozpiętości na powierzchni górnej belki i w poziomie podłużnego zbrojenia górnego (tensometry Tenmex TFs-60/120),
- krzywizna górnej powierzchni belki w środku rozpiętości przęsła (krzywiznomierz wykonstruowany w Laboratorium Konstrukcji Budowlanych WBiA PO).

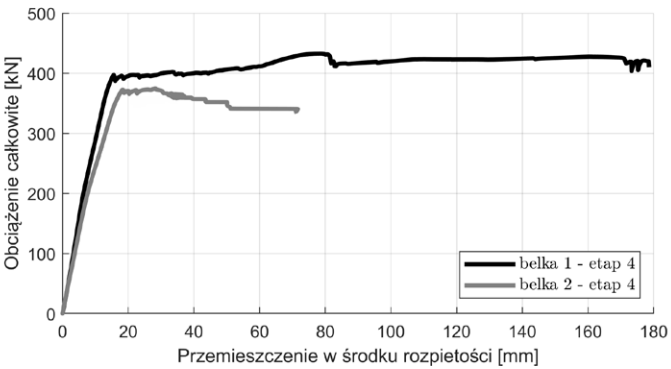
5. Wyniki badań i ich dyskusja

Na rys. 4 przedstawiono porównawczo, w przypadku belek 1 i 2, wykres całkowitego obciążenia w funkcji ugięć w środku przęsła w 4 etapie obciążenia (wg rys. 3). Koniec wykresu belki 1 dotyczy sytuacji, w której zatrzymano proces obciążenia z uwagi na ograniczenia techniczne stanowiska pomiarowego. Z kolei koniec wykresu belki 2 jest równoznaczny z jej zniszczeniem środku przęsła przy zginaniu. W przypadku danych pokazanych na rys. 4 ugięcia w środku przęsła skorygowano, wyznaczając je względem bieżącej pozycji podpór (dzięki równoległemu pomiarowi przemieszczeń pionowych podpór i ugięć w przęśle za pomocą LVDT, widocznych na rys. 2a).

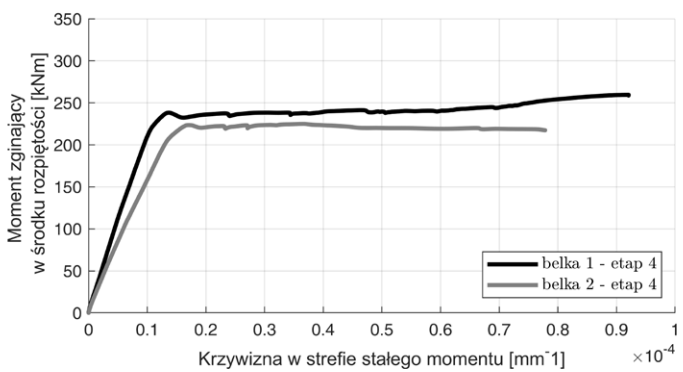
Na rys. 5 przedstawiono analogiczne wykresy jak na rys. 4, pokazując zależność momentu zginającego w środku przęsła od krzywizny mierzonej na środkowym odcinku belki (za pomocą krzywiznomierzu, widocznego na rys. 2a). Koniec wykresu belki 1 dotyczy sytuacji, w której przerwano mierzenie krzywizny z uwagi na nieoczekiwane przesunięcie urządzenia pomiarowego. Z kolei koniec wykresu belki 2 jest, podobnie jak na rys. 4, równoznaczny z jej zniszczeniem przy zginaniu.

Na podstawie przedstawionych wykresów można określić jednoznacznie początek uplastycznienia prętów zbrojenia głównego (przy obciążeniu całkowitym 397,1 kN i 372,5 kN odpowiednio w przypadku belki 1 i 2). Zastosowanie warstwy RPC o grubości 7 cm zwiększyło więc o ok. 7% obciążenie, prowadzące do zainicjowania uplastycznienia stalowych prętów rozciąganych. Ponadto różnica w maksymalnie osiągniętym obciążeniu między belkami 1 i 2 wynosi ok. 14% na korzyść tej pierwszej, gdyż po uplastycznieniu

zbrojenia dolnego obciążenie przy dalszym narastaniu ugięć nieznacznie rosło w belce 1, a w belce 2 spadało. Porównując otrzymane wyniki, można także zauważyć, że zarejestrowane przemieszczenia i krzywizny są większe przy tych samych obciążeniach w belce 2 w porównaniu do belki 1 na skutek wprowadzenia w belce 1 warstwy RPC, a co za tym idzie, także zwiększenia jej sztywności na zginanie. Przykładowo można zauważyć, że w momencie rozpoczęcia uplastycznienia stali zbrojeniowej ugięcia belki 1 są mniejsze o ok. 15% w stosunku do belki 2.



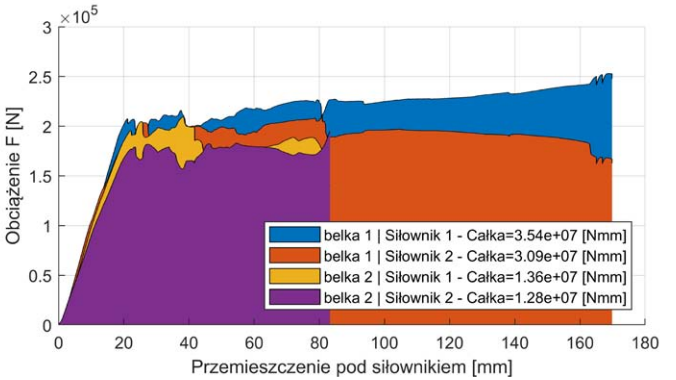
Rys. 4. Wykres całkowitego obciążenia belki w funkcji ugięcia w środku rozpiętości (w 4 etapie obciążenia zgodnie z rys. 3).



Rys. 5. Wykres momentu zginającego w funkcji krzywizny w strefie stałego momentu zginającego (w 4 etapie obciążenia zgodnie z rys. 3).

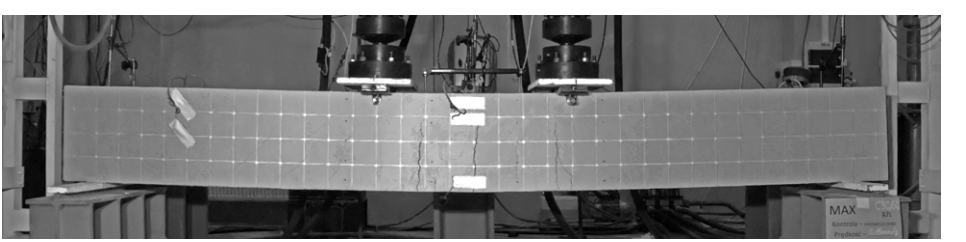
Omówione powyżej spostrzeżenia były efektami oczekiwanymi wzmocnienia belki warstwą RPC, a sam eksperyment umożliwił ich określenie ilościowe. Jednak, co należy podkreślić, nieoczekiwanym dla autorów nowym efektem wzmocnienia było znaczne zwiększenie zdolności do pochłaniania energii elementu ze stosunkowo cienką warstwą RPC. Kwantyfikację tego efektu ilustruje wykres zamieszczony na rys. 6, na którym porównano prace wykonane przez siły F na koniec procesu obciążania badanych elementów. Całki z zależności siła-przemieszczenie mogą zostać zinterpretowane jako energia zgromadzona w belkach w wyniku procesu odkształceniowego. Oczywiście część z tej

energii została rozproszona w wyniku narastania deformacji plastycznych stali oraz plastycznych i kruchych betonu.

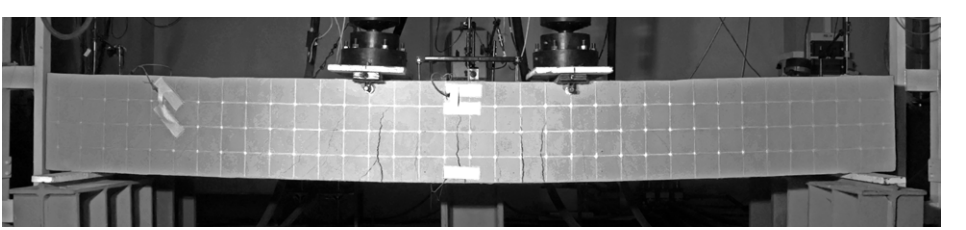


Rys. 6. Ilustracyjne porównanie całek zależności siła – przemieszczenie pod siłownikiem belek 1 i 2.

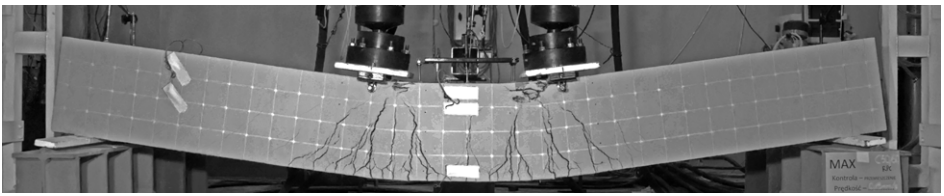
Porównując wartości przedstawione na rys. 6, można stwierdzić, że na koniec procesu obciążenia w belce 1 zgromadzona została energia na poziomie 66 kJ, a w belce 2 – 26 kJ, co stanowi około 2,5-krotną różnicę. Należy zwrócić uwagę, że rzeczywisty jej poziom jest większy, gdyż eksperyment z pierwszym elementem należało przerwać z uwagi ograniczenia stanowiska pomiarowego. Trzeba także podkreślić stabilne zachowanie belki 1, a w szczególności betonu w jej strefie ściskanej w fazie po osiągnięciu nośności na zginanie. Choć jeszcze w momencie osiągnięcia przez rysy prostopadłe wysokości ok. 30 cm (kiedy to w belce wzmocnionej zbliżają się one do warstwy RPC) różnice w zaobserwowanych deformacjach belek i zarysowaniach betonu nie są znaczne (fot. 2 i 3), to są one wyraźne w chwili zakończenia procesu obciążenia (fot. 4 i 5).



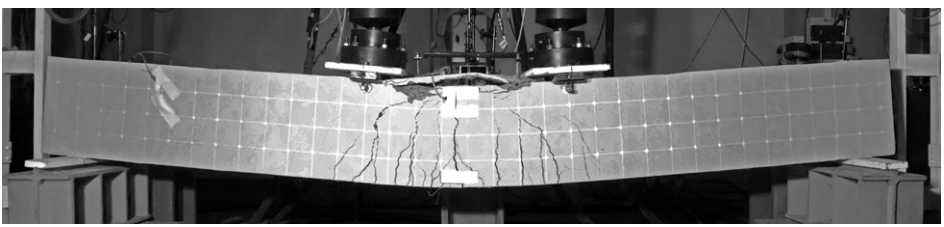
Fot. 2. Widok belki 1 w chwili, w której rysy prostopadłe mają wysokość ok. 30 cm, zbliżając się do granicy warstw z BZ i RPC.



Fot. 3. Widok belki 2 w chwili, w której rysy prostopadłe mają wysokość ok. 30 cm (porównywalnie z belką 1 na fot. 2).

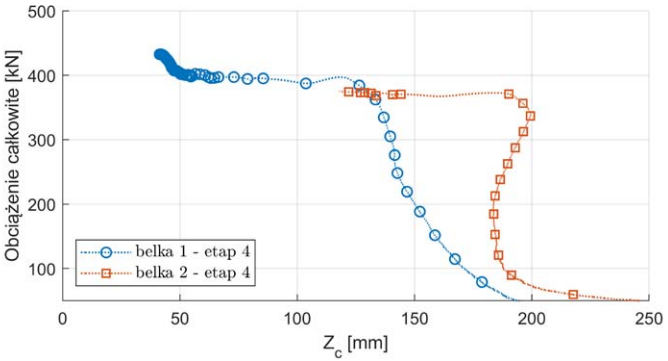


Fot. 4. Widok belki 1 w chwili przerwania eksperymentu z uwagi na stabilność standu. Ugięcia maksymalne wnoszą 178,5 mm.



Fot. 5. Widok belki 2 w chwili zniszczenia. Ugięcia maksymalne wnoszą 71,5 mm.

Fot. 4 ilustruje, że wprowadzenie warstwy wzmacniającej umożliwiło w stanie pokrytycznym pełne wykorzystanie potencjału stali o wysokiej ciągliwości (klasa C) w trakcie formowania się przegubów plastycznych. Ponadto, w przeciwieństwie do elementu referencyjnego, w belce z RPC, z uwagi na jego niepomijalną wytrzymałość na rozciągnie, propagacja rys prostopadłych zatrzymała się na granicy warstw (fot. 4). Kolejnym interesującym efektem jest brak odspajania otuliny z RPC w zakresie deformacji, który występował podczas badania. Porównując, w belce 2 nastąpiło rozległe odspojenie otuliny w trakcie miażdżenia strefy ściskanej betonu tuż przed jej zniszczeniem (fot. 5). Bardzo stabilne zachowanie strefy ściskanej z RPC, nawet przy bardzo małych jej wysokościach, porównywalnych z grubością otuliny 2,1 cm, ilustruje wykres na rys. 7. Na rysunku tym symbolem z_c oznaczono wysokość strefy ściskanej betonu, którą oszacowano z pomiarów odkształceń tensometrami, które znajdowały się na górnej powierzchni belki i w poziomie górnych prętów podłużnych. W tym celu wykorzystano założenie zachowania płaskości przekrojów belek. W chwili zakończenia eksperymentu wysokość strefy ściskanej w belce 1 wynosiła zaledwie ok. 4 cm, natomiast w belce 2 ok. 12 cm. Zdaniem autorów znaczna redukcja wysokości strefy ściskanej belki 1 była możliwa dzięki zastosowaniu zbrojenia rozproszonego w mieszance RPC, które, „zazębiając się" wokół ramion gęsto rozstawionych strzemion i podłużnych prętów montażowych, zapobiegały wykruszaniu się betonu z górnej warstwy.



Rys. 7. Zależność obciążenia całkowitego belek od wysokości strefy ściskanej z_c wyznaczonej na podstawie pomiarów tensometrycznych.

6. Podsumowanie

Zaproponowane w pracy rozwiązanie może okazać się pomocne przy projektowaniu nowych obiektów budowlanych, gdzie ograniczeniem jest wysokość przekroju elementów zginanych. Innym, znacznie ciekawszym kierunkiem zastosowania, może być wykorzystanie faktu, iż omówiony sposób konstruowania belek żelbetowych zapewnienia ich bardzo stabilne zachowanie się przy zginaniu w stanie pokrytycznym.

Prezentowane rozwiązanie może okazać się również pomocne przy wzmacnianiu już istniejących belek żelbetowych, przy czym wymaga to przeprowadzenia dodatkowej analizy i eksperymentów związanych z odpowiednim zespoleniem nowej warstwy RPC z istniejącym elementem wykonanym z BZ. Głównym kierunkiem takich badań powinno być, zdaniem autorów, zapobieżenie przedwczesnej delaminacji stosunkowo cienkiej warstwy wzmacniającej.

Literatura

[1] P. Richard, M. Cheyrezy. Composition of reactive powder concretes. Cem. Concr. Res. 1995, 25, 1501–1511.
[2] D.Y. Yoo, Y.S. Yoon. A review on structural behavior, design, and application of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. Int. J. Concr. Struct. Mater. 2016, 10, 125–142.
[3] P.Y. Blais, M. Couture. Precast, Prestressed Pedestrian Bridge—World's First Reactive Powder Concrete Structure. PCI J. 1999, 44, 60–71.
[4] NPCA White Paper. Ultra High Performance Concrete (UHPC). Guide to Manufacturing Architectural Precast UHPC Elements. National Precast Concrete Association, 2013. https://precast.org/wp-content/uploads/2015/02/UHPC-White-Paper.pdf
[5] Y. Zhu et al. Flexural strengthening of reinforced concrete beams or slabs using ultra-high performance concrete (UHPC): A state of the art review. Eng. Struct. 2020, 205, 110035.
[6] J. Xie et al. Compressive behaviour of stub concrete column strengthened with ultra-high performance concrete jacket. Constr. Build. Mater. 2019, 204, 643–658.
[7] Y. Hor et al. Experimental investigation on the behaviour of reinforced concrete slabs strengthened with ultra-high performance concrete. Constr. Build. Mater. 2017, 155, 463–474.
[8] M. Safdar et al. Flexural behavior of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). Compos. Struct. 2016, 157, 448–460.

[9] Wiadomości Urzędu Patentowego, 6/2023, UPRP 2023 (Z. Perkowski, S. Grzeszczyk, M. Czabak, A. Matuszek-Chmurowska. Politechnika Opolska, Belkowy, żelbetowy element zespolony, Pat. 242237).
[10] Z. Perkowski et al. Experimental Research on Concrete Beams Reinforced with High Ductility Steel Bars and Strengthened with a Reactive Powder Concrete Layer in the Compression Zone. Materials 2020, 13, 4173.
[11] Z. Perkowski, M. Czabak. Description of behaviour of timber-concrete composite beams including interlayer slip, uplift, and long-term effects: Formulation of the model and coefficient inverse problem. Eng. Struct. 2019, 194, 230–250.

Faustyna Ułasiuk
Julita Krassowska
Marta Kosior-Kazberuk

Wpływ metakaolinitu na przyczepność prętów BFRP i GFRP do betonu

INFLUENCE OF METAKAOLINITE ON THE ADHESION OF BFRP AND GFRP BARS TO CONCRETE

Streszczenie

Dzisiejsza polityka w Europie zrównoważonego rozwoju z uwagi na efekt cieplarniany i ochronę środowiska nakazuje zmniejszenie emisji CO_2 do atmosfery. Przemysł cementowy oraz huty produkujące pręty zbrojeniowe należą do jednych z największych i najbardziej emisyjnych gałęzi przemysłu emitująca CO_2 do atmosfery. W artykule przedstawiono możliwość znaczącego zmniejszenia emisji CO_2 poprzez zastosowanie w konstrukcjach z betonu prętów bazaltowych BFRP oraz szklanych GFRP a w przypadku betonu zastosowanie cementu z dodatkiem metakaolinitu. Celem przeprowadzonych badań jest ustalenie, w jaki sposób obecność metakaolinitu wpływa na przyczepność prętów zbrojeniowych do betonu oraz na wybrane właściwości stwardniałego betonu. Próbki do badań przygotowano zgodnie z obowiązującą procedurą testu belkowego wg [1]. Otrzymane wyniki pozwoliły na analizę porównawczą próbek referencyjnych oraz tych z metakaolinitem. Badania wykazały wprowadzenie do betonu aktywnego dodatku pucolanowego w postaci metakaolinitu powodował poprawę wartości naprężeń przyczepność o ok. 20% dla prętów szklanych GFRP i 15% bazaltowych BFRP zwłaszcza w fazie zniszczenia.

Abstract

Due to the greenhouse effect and environmental protection, today's sustainable development policy in Europe requires reducing CO_2 emissions into the atmosphere. The cement industry and steelworks producing reinforcing bars are among the largest and most emissive industries emitting CO_2 into the atmosphere. The article presents the possibility of

mgr inż. Faustyna Ułasiuk – Politechnika Białostocka
dr inż. Julita Krassowska – Politechnika Białostocka
dr hab. inż. Marta Kosior-Kazberuk – Politechnika Białostocka

a significant reduction of CO_2 emissions through the use of basalt BFRP and glass GFRP bars in concrete structures and the use of cement with metakaolinite in the case of concrete. The aim of the conducted research is to determine how the presence of metakaolinite affects the adhesion of reinforcing bars to concrete and selected properties of hardened concrete. The test samples were prepared in accordance with the applicable beam test procedure according to [1]. The obtained results allowed for a comparative analysis of reference samples and those with metakaolinite. The tests showed that the introduction of an active poculane additive in the form of metakaolinite into concrete resulted in an improvement in the value of adhesion stresses by approx. 20% for glass GFRP bars and 15% for basalt BFRP bars, especially in the destruction phase.

1. Wprowadzenie

Na rynku wyrobów budowlanych rośnie zainteresowanie produkcją, dystrybucją i stosowaniem prętów kompozytowych do zbrojenia elementów z betonu. Ich popularność wzrasta ze względu na liczne zalety: odporność korozyjną, brak przewodności elektrycznej, niewrażliwość na pole elektromagnetyczne, mała masę prętów. Trzeba dodać, że niski współczynnik sprężystości podłużnej i brak cech plastycznych kompozytu ograniczają jednak jego zastosowania konstrukcyjne [2]. Przy produkcji prętów FRP stosowane są różne rodzaje wykończenia powierzchni: oplot z pasm włókien nasączonych żywicą, posypka kwarcowa, zagłębienia odciśnięte przez formę produkcyjną. Jednakże, metody produkcji nie gwarantują pewnej przyczepności prętów FRP do betonu [3–5]. Stąd konieczne jest każdorazowo badanie przyczepności ich do betonu.

Prawidłowa współpraca betonu i zbrojenia umożliwia przekazywanie naprężeń rozciągających lub ściskających powstających w betonie na pręty zbrojeniowe, na niej opiera się idea betonu zbrojonego. Przyczepność to zjawisko, na które wpływ mają głównie tarcie między elementami, klasa betonu, wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie, ułożenie, zagęszczenie oraz pielęgnacja mieszanki betonowej, kształt, średnica i sposób rozmieszczenia prętów zbrojeniowych, adhezja materiałów [6].

Mała różnica wartości współczynnika liniowej rozszerzalności termicznej beton-stal skutkuje niepowstawaniem dodatkowych naprężeń wewnętrznych. Naprężenia rozciągające w betonie powodują propagację rys oraz przenoszenie sił między prętem a betonem. Zwiększona odległość między prętami zbrojeniowymi oraz grubość otuliny betonowej ma pozytywny wpływ na więzy przyczepności. Także położenie prętów może mieć wpływ na przyczepność. Wykazano, że zbrojenie znajdujące się w górnej części elementu charakteryzuje się mniejszymi wartościami przyczepności niż te znajdujące się w jego dolnej części [7]. Hosseini [8] wyróżnia trzy mechanizmy, które są kluczowe dla zachowania poprawnej przyczepności pręta do betonu. Pierwszym z nich jest tarcie, które jest szczególnie istotne w przenoszeniu sił między prętem a betonem, a zależy głównie od użebrowania pręta. Mieszanka betonowa może wniknąć pomiędzy żebra i się zakleszczyć. Jest to związane z kolejnym mechanizmem, jakim jest zazębianie mechaniczne. Ostatnim z mechanizmów jest adhezja chemiczna, a dokładnie wiązanie chemiczne. Generuje ono wytrzymałość na ścinanie połączenia stal – beton, które może zostać zerwane nawet przy niedużym poślizgu pręta względem betonu. Oprócz poślizgu, adhezja może zaniknąć w wyniku powstania niewielkich rys na powierzchni otaczającego go betonu. Złożoność zagadnienia uniemożliwia wyznaczenie jednoznacznych naprężeń przyczepności, które są wynikiem wielu czynników, opisanych wyżej [9].

Relatywnie prostym zabiegiem poprawiającym przyczepność prętów kompozytowych do betonu, może być modyfikacja strefy kontaktowej zbrojenie – matryca cementowa poprzez zastosowanie dodatków aktywnych do betonu. Dodatek aktywny może być również częściowym zamiennikiem cementu.

Jednym z cenionych dodatków o właściwościach pucolanowych jest metakaolinit. Powstaje w wyniku procesu prażenia w temperaturze 700-900°C naturalnego kaolinitu [10]. Kaolinit należy do materiałów ilastych. Wytwarzanie metakaolinitu jest procesem dużo mniej energochłonnym niż produkcja cementu, dlatego że zarówno temperatura, jak i czas wypalania są niższe. Według [11] do wytworzenia jednej tony metakaolinitu potrzeba około 80% mniej energii niż do wyprodukowania tony cementu. Przeprowadzone dotychczas badania dowodzą, że wypływa on na poprawę parametrów mechanicznych

oraz odporność betonu na agresję chemiczną [12–15]. Poprawiając mikrostrukturę betonu ma tym samym zwiększać jego trwałość [16].

Brak w literaturze doniesień, czy modyfikacja betonu za pomocą dodatku w postaci metakaolinitu jako zamiennika części cementu ma wpływ na przyczepności prętów FRP do betonu. Niniejsza praca stanowi przyczynek do wypełnienia tej luki.

Celem przeprowadzonych badań jest ustalenie, jak obecność metakaolinitu wpływa na przyczepność prętów stalowych, bazaltowych i szklanych do betonu oraz na wybrane właściwości badanego betonu.

2. Założenia i metody badań

2.1. Cel i program badań

W badaniach stosowano beton cementowy oraz beton w którym 10% masy cementu zastąpiono metakaolinitem. Przeanalizowano wpływ dodatku na przyczepność prętów stalowych, bazaltowych i szklanych do otaczającego je betonu. Badania przeprowadzono w 6 seriach:

Seria A – pręty stalowe oraz beton referencyjny,
Seria B – pręty bazaltowe oraz beton referencyjny,
Seria C – pręty szklane oraz beton referencyjny,
Seria D – pręty stalowe oraz beton z 10% dodatkiem metakaolinitu,
Seria E – pręty bazaltowe oraz beton z 10% dodatkiem metakaolinitu,
Seria F – pręty szklane oraz beton z 10% dodatkiem metakaolinitu.

Przeprowadzono badania porównawcze przyczepności prętów stalowych, bazaltowych i szklanych do betonu z dodatkiem metakaolinitu.

2.2. Materiały użyte do badań

Skład mieszanki betonowej przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Receptura mieszanek betonowych wykorzystanych do badań

Składnik	Pochodzenie	Gęstość [kg/dm^3]	Ilość [kg/m^3]
CEM I 42,5 R	Lafarge	3,10	360
Woda	Wodociąg	1,0	162
Piasek 0/2	Suwałki Rupińscy	2,65	709
Żwir 2/8	Suwałki Rupińscy	2,65	574
Żwir 8/16	Suwałki Rupińscy	2,65	631
Chystooptima 185	Chrysto	1,17	3,6
METAKAOLIN	Astra	3,10	0/36*
Uwagi: *w przypadku serii z metakaolinitem			

Zastosowano metakaolinit ASTRA MK-40 wysokoreaktywny dodatek pucolanowy, który uzyskuje się w procesie kalcynacji kaolinitu, a następnie jego przemiału. Astra MK-

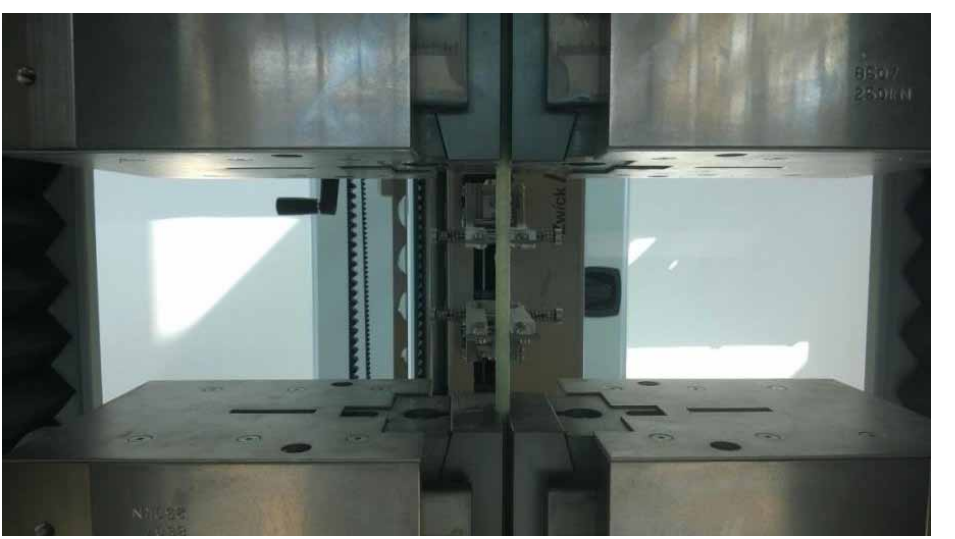
40 zawiera aktywne formy tlenków glinu i krzemu, które z łatwością wchodzą w reakcje chemiczną z wolnym wodorotlenkiem wapnia Ca(OH)2. W wyniku zachodzących reakcji z wodorotlenkiem wapnia powstają produkty w postaci uwodnionych krzemianów wapnia, pod względem składu i struktury zbliżone do produktów hydratacji cementu portlandzkiego. Gęstość objętościowa wynosi 2,3-2,8 g/cm^3. Wskaźnik aktywności po 28 dniach ≥ 75%, po 90 dniach ≥ 85%. Stopień rozdrobnienia (pozostałość na sicie o boku oczka 0,045 mm) ≤ 25%.

Mieszankę referencyjną zaprojektowano zgodnie z wymaganiami normy PN EN 206:2014 [17]. Skład mieszanek mineralnych dobierano metodą krzywych granicznych optymalnego uziarnienia. Ponadto dobór ilości składników mieszanki betonowej projektowano metodą analityczno-doświadczalną według normy PN EN 206:2014. Wprowadzono korektę kruszywa w mieszankach z dodatkiem metakaolinitu, przy warunku szczelności, gdzie suma udziałów objętości absolutnych składników powinna być równa zakładanej objętości betonu tj. 1000 dm^3/m^3.

2.3. Metodyka badań

W celu określenia charakterystyki wytrzymałościowej prętów niemetalicznych poddano rozciąganiu partię prętów stalowych, z włóknem bazaltowym (BFRP) oraz szklanym (GFRP). Przed każdym badaniem dokonywano pomiaru średnicy w trzech punktach na długości próbki.

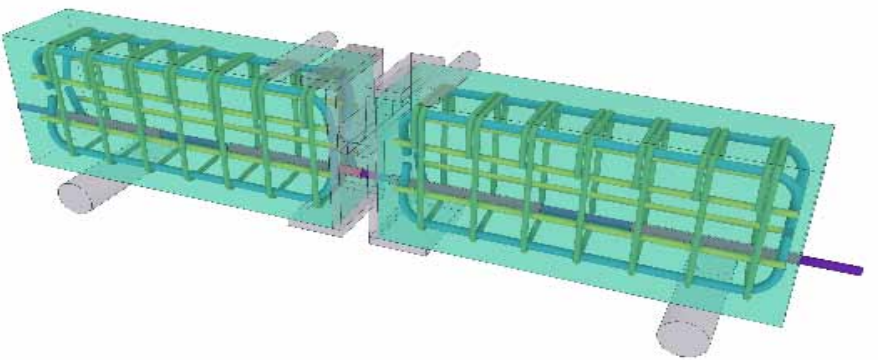
Do wykonania próby rozciągania osiowego wykorzystano uniwersalną maszynę wytrzymałościową umożliwiającą szybką kontrolę odkształceń i regulację obciążenia, zaopatrzoną w specjalne wkładki do uchwytów hydraulicznych. Wyniki pomiarów były rejestrowane automatycznie. Próbki prętowe były obciążane ze stałą prędkością w taki sposób, aby czas badania zawierał się pomiędzy 1 a 10 min, zgodnie z zaleceniami ACI 440.3R (2004). W celu określenia deformacji badanych próbek posłużono się mackowymi ekstensometrami przyczepnymi. Stanowisko pomiarowe pokazano na rysunku 1.



Rys.1. Widok stanowiska pomiarowego podczas badania pręta z włóknem szklanym GFRP

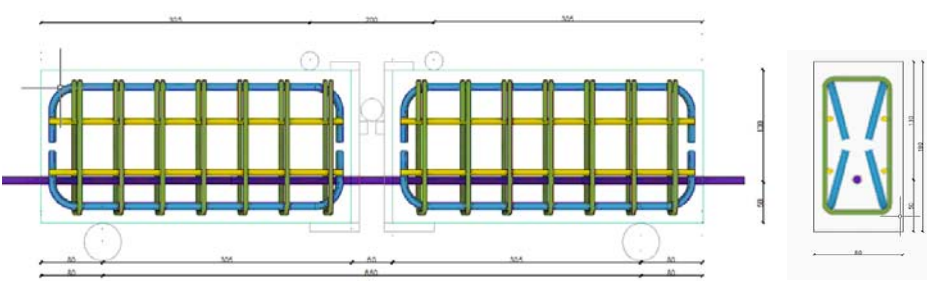
Do określenia przyczepności prętów stalowych, bazaltowych i szklanych do betonu wykorzystano badanie za pomocą testu belkowego (rys. 2). Posłużono się zaleceniami normy [1].

Dwie belki żelbetowe połączone są prętem ułożonym w dolnej części elementu. Przyczepność określana jest w środku każdej z belek. Na pozostałej długości pręta wykluczono przyczepność pręta poprzez umieszczenie przewodów tworzywa sztucznego. Próbkę należy umieszczać na podporach w taki sposób, aby siły rozkładały się symetrycznie oraz odpowiednia odległość między podporami została zachowana. Badanie kontynuowano do momentu utraty całkowitej przyczepności przez pręt w obu belkach lub zerwania go.



Rys.2. Wymiary zestawu belkowego do przeprowadzenia badania przyczepności [1]

Zestaw do badań zawiera dwie belki, każda z nich ma wymiary 100 mm x 180 mm x 375 mm. Badaniu przyczepności poddano pręty zbrojeniowe stalowe, bazaltowe i szklane o średnicy ϕ8. Zastosowano także pomocnicze zbrojenie (rys. 3) w postaci siatek z prętów stalowych ϕ6 w obu belkach każdego elementu próbnego. Rurki z PCV przytwierdzono tak, aby nie dopuścić do przemieszczenia ich podczas betonowania lub zagęszczania betonu.



Rys.3. Zbrojenie pomocnicze belek do badań, od lewej rzut pionowy i przekrój [1]

Stanowisko do badania za pomocą testu belkowego (rys. 4) zawierało dwa obrotowe łożyska rolkowe umieszczone w odległości 650 mm od siebie. Próbka obciążana była dwoma siłami punktowymi przyłożonymi symetrycznie w odniesieniu do środka rozpiętości belki o całkowitej długości 810 mm. W trakcie badania zadaniem przegubu stalowego jest przenoszenie naprężeń ze strefy ściskanej, dzięki temu możliwe jest ugięcie bez naprężeń,

które doprowadziłyby do zmiażdżenia betonu. Pręt w strefie rozciąganej jest wyrywany z betonu w czasie badania. Dokonuje się pomiarów zależności siła - poślizg pręta za pośrednictwem czujników umieszczonych na końcach pręta z dokładnością odczytu 0,001 mm. Każdą próbkę obciążano zwiększając naprężenia σ w pręcie odpowiednio 0 – 80 – 160 – 240 MPa. Całkowita siła przyłożona do badanego elementu dla każdego przyrostu wynosiła:

(1)

gdzie jest nominalnym polem przekroju poprzecznego pręta w mm^2, a σ odpowiada naprężeniom rozciągającym pręta w MPa.

Możliwe jest przyjęcie mniejszych wartości naprężeń σ w pręcie, należy jednak pamiętać o tym, by wzrastały one skokowo o taką samą wartość.

Przyrost siły powinien być osiągnięty w czasie 30 sekund, a obciążenie należy utrzymywać wystarczająco długo w celu stabilizacji poślizgu, ale nie dłużej niż 2 minuty. Przyrost siły zgodnie z zaleceniami był stopniowy oraz ciągły. Badanie przeprowadzano do momentu utraty przyczepności pręta w obu belkach.

Rys.4. Stanowisko do testu belkowego badania przyczepności betonu do zbrojenia

Naprężenie przyczepności τ_b przy danej wartości poślizgu pręta dla siły oblicza się na podstawie wzoru:

(2)

gdzie σ jest naprężeniem badanego pręta w MPa, d_b jest średnicą pręta w mm.

Naprężenie należy obliczyć dla czterech zmierzonych wartości poślizgu:
$\tau_{0,01}$ – naprężnie przyczepności odpowiadające poślizgowi 0,01 mm,
$\tau_{0,1}$– naprężnie przyczepności odpowiadające poślizgowi 0,1 mm,
τ_1– naprężnie przyczepności odpowiadające poślizgowi 1,0 mm,
τ_{max} – naprężnie przyczepności przy maksymalnej sile zrywającej.

3. Wyniki badań i ich omówienie

3.1. Analiza wyników badań stwardniałego betonu

W tabeli 2 przedstawiono wyniki badania wytrzymałości betonu na ściskanie, rozciąganie przy zginaniu oraz modułu sprężystości podłużnej. Do serii A, B i C użyto betonu referencyjnego w serii D, E i F zastosowano beton z dodatkiem 10% metakaolinitu. Wytrzymałość średnią wyliczono na podstawie średniej arytmetycznej z poszczególnych serii próbek.

Tabela 2. Średnia wytrzymałość betonu oraz odchylenie standardowe i współczynnik zmienności

Próbka	Seria A, B i C – beton referencyjny			Seria D, E i F – beton modyfikowany metakaolinitem		
	μ	σ	υ	μ	σ	υ
Wytrzymałości na ściskanie [MPa]	51,96	1,21	1,78	62,15	0,87	1,87
Wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu [MPa]	3,55	0,27	5,68	3,84	0,65	9,87
Moduł sprężystości podłużnej[GPa]	29,33	1,57	1,01	30,55	1,35	2,55

Na podstawie uzyskanych wyników badań stwierdzono, że beton z dodatkiem 10 % metakaolinitu ma wytrzymałość na ściskanie większą o 20% w porównaniu do betonu referencyjnego. Również zauważono korzystny wpływ dodatku metakaolinitu na wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu (zwiększenie o 10%) oraz na moduł sprężystości podłużnej (zwiększenie o 5%).

3.2. Analiza wyników badań prętów kompozytowych

Dla każdej serii dokonano pomiaru średnic w trzech różnych miejscach w celu porównania otrzymanych wyników z nominalną średnicą reprezentatywną. Wyniki przedstawiono w Tabeli 3. Zgodnie z załącznikiem C normy [1] każda z serii zawiera pręty małych średnic o zakresie $d \leq 10$ mm.

Tabela 3. Charakterystyka prętów zbrojeniowych do badań przyczepności

Zestaw belkowy	Pomierzone średnice zewnętrzne prętów dla każdej z próbek [mm]			Realna średnica [mm]	Pole przekroju [mm^2]	$10*d_b$ [mm]
Pręty stalowe	8,3	8,1	8,2	8,2	52,78	82
	8,0	8,2	8,0	8,1	51,08	81
	8,1	8,2	8,0	8,1	51,50	81
Pręty bazaltowe	7,9	8,0	8,0	8,0	49,82	80
	8,3	8,4	8,2	8,3	54,08	83
	8,1	8,1	8,3	8,2	52,36	82
Pręty szklane	7,9	8,1	8,2	8,1	51,08	81
	8,0	8,1	8,0	8,0	50,66	80
	7,9	8,0	8,0	8,0	49,82	80

Tabela 4 zawiera wyniki badań parametrów wytrzymałościowych serii prętów kompozytowych z włóknem szklanym GFRP i bazaltowym BFRP w porównaniu do prętów stalowych. Podano również wartości średnie μ, odchylenie standardowe σ i współczynnik zmienności v wyników pomiarów.

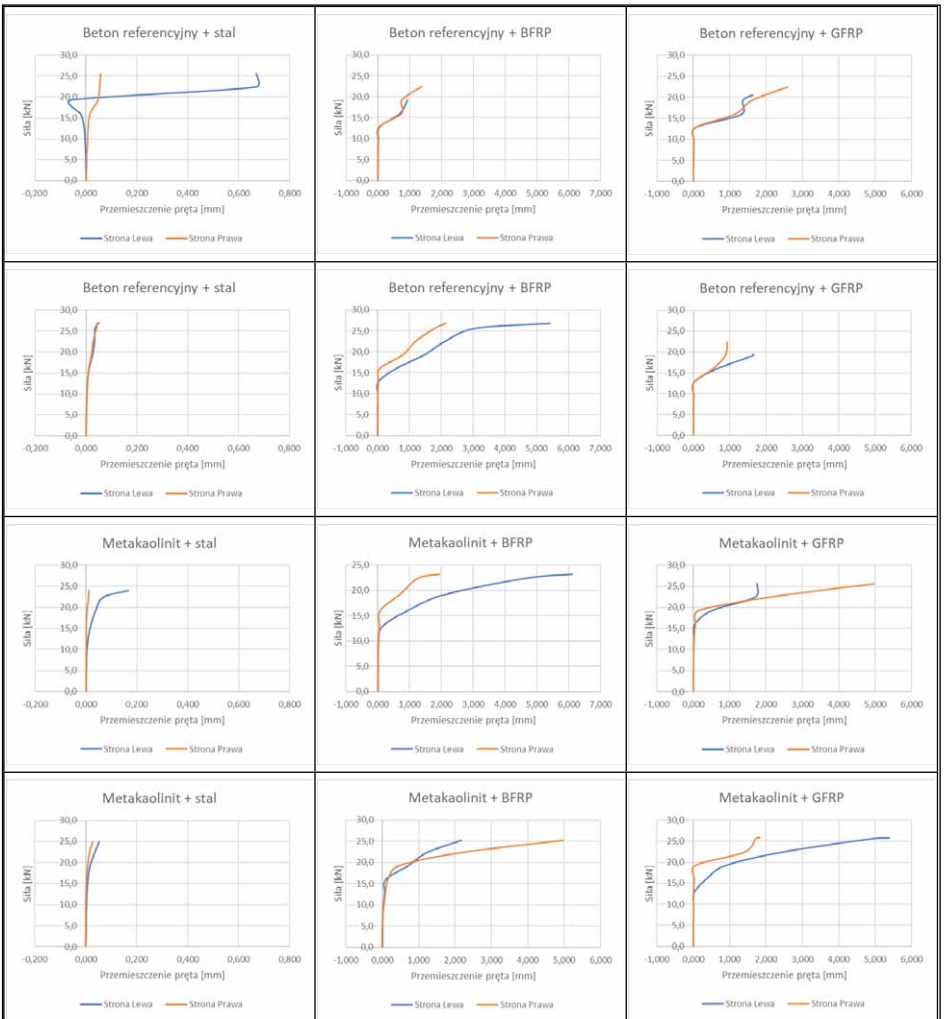
Tabela 4. Średnia wartość parametrów wytrzymałościowych próbek oraz odchylenie standardowe i współczynnik zmienności

Próbka	Stal			BFRP			GFRP		
	μ	σ	υ	μ	σ	υ	μ	σ	υ
Wytrzymałość na rozciąganie f_u [MPa]	511,2	2,5	0,8	879,5	18,3	0,2	744,3	43,7	0,5
Wydłużenie A_{gt} [%]	8,2	1,3	0,9	4,2	4,0	0,4	2,45	0,2	0,1
Moduł sprężystości E [GPa]	215,8	1,3	9,8	39,1	2,4	0,0	37,81	2,6	0,0

Pręty bazaltowe BFRP charakteryzują się wyższą o 72% wytrzymałością na rozciąganie a pręty szklane o 45% niż pręty stalowe. W odróżnieniu od stali materiały kompozytowe charakteryzują się brakiem zakresu plastycznego, ich stan poprzedzający zniszczenie nie jest sygnalizowany, a zniszczenie następuje nagle, po przekroczeniu odkształceń granicznych.

3.3. Analiza badań przyczepności prętów stalowych i kompozytowych FRP do betonu

Rysunek 5 przedstawia wartości poślizgu podczas badań przyczepności prętów do betonu w odniesieniu do przyłożonej siły. Wartość poślizgu była większa po stronie, w której doszło do utraty przyczepności. W początkowej fazie można zauważyć jednakowy przebieg wskazań na obu czujnikach. Oznacza to że po obu stronach elementu badanego przyczepność i poślizg prętów w pierwszej fazie obciążenia były jednakowe.



Rys. 5. Wykres zależności przemieszczenie – naprężenie

Całkowite zniszczenie przyczepności ma charakter etapowy, a jego mechanizm zależy od wielu czynników. Po przyłożeniu rosnącej siły rozciągającej do gładkiego pręta zbrojeniowego osadzonego w betonie pod pewnym obciążeniem następuje zerwanie przyczepności związanej z adhezją chemiczną i z tarciem. W wyniku powstania rysy zostaje przerwana ciągłość odkształceń obu materiałów (tzw. przyczepność pierwotna) i pojawia się względny poślizg. Dalsze zwiększanie obciążenia sprzyja powstawaniu kolejnych rys rozchodzących się promieniście od pręta i propagujących się przez otulinę betonową, aż do chwili, gdy nastąpi jej rozerwanie [9].

Docelowym kryterium zniszczenia w teście belkowym jest zerwanie prętów stalowych lub kompozytowych. Dla żadnej z badanej belki nie osiągnięto całkowitego wyślizgnięcia się zbrojenia z belek betonowych, co świadczy o bardzo dobrej przyczepności prętów każdego badanego rodzaju.

Wykres zależności siła [kN] – przemieszczenie pręta [mm] dla wszystkich seriach badawczych prętów stalowych charakteryzował się jednakowym przebiegiem. W pierwszej fazie był liniowy a w fazie utraty przyczepności lekko pochylony. Jedynie w pierwszej próbie można zauważyć fazę dużych przemieszczeń. Wpływ metakaolinitu jako dodatku do betonu w niewielkim stopniu spowodował spadek wartości siły maksymalnej (4%).

W przypadku zbrojenia bazaltowego BFRP na wykresach wyróżnić można trzy fazy. Pierwsza do połowy wartości siły niszczącej – faza liniowa, następnie faza nieliniowa i trzecia faza zniszczenia. Wartość siły maksymalnej osiągniętej w badaniu wynosiła odpowiednio 21,9 kN dla beton referencyjnego oraz 25,4 kN dla betonu z dodatkiem metakaolinitu. Oznacza to, ze dodatek metakaolinitu do betonu powoduje wzrost siły przyczepności o ok. 10%.

Wykresy uzyskane dla belek z prętami GFRP charakteryzowały się zbliżonymi przebiegami zależności siła-przemieszczenie do serii belek ze zbrojeniem BFRP. Związane jest to z charakterystyką materiału tych prętów zbliżoną do prętów bazaltowych BFRP. Natomiast wartość maksymalna siły w tym przypadku okazała się największa 25,7 kN, dzięki zastosowaniu betonu z dodatkiem metakaolinitu.

Jednoznacznie należy potwierdzić odmienne zachowanie się prętów stalowych, bazaltowych BFRP i szklanych GFRP pod obciążeniem. W przeprowadzonych badaniach można zauważyć, ze pręty kompozytowe z uwagi na swoją budowę składającą się z żywicy oraz rowingu szklanego i bazaltowego charakteryzują się odmienną adhezją chemiczną pomiędzy betonem a prętem. Dzięki zastosowaniu dodatku metakaolinitu poprawie uległa ta składowa zależna od adhezji chemicznej siły przyczepności o 8% dla prętów bazaltowych BFRP oraz 28% dla prętów szklanych GFRP.

Dzięki zastosowaniu dodatku metakaolinitu wzrosła wartość wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie betonu, co również jest jedną ze składowych odpowiedzialnych za przyczepność.

Jedną z przyczyn niższej przyczepności prętów kompozytowych niż prętów stalowych jest zastosowane użebrowanie (żebra wykonane ze sznurka nasączonego żywicą) w prętach bazaltowych i szklanych. W tym mechanizmie przenoszenia siły przyczepności im większe elementy wchodzące w interakcje z betonem tym lepiej, a podczas betonowania te elementy przenoszą siły ściskające z betonu na pręt, zwiększając przyczepność. Zauważono spadek wartości sił przyczepności z uwagi na różnice w odpowiednio wynosił 9% dla prętów bazaltowych BFRP oraz 12% dla prętów szklanych GFRP.

W tabeli 5 są podane średnie wartości sił przyłożonych do próbki, określone przy poślizgu (przemieszczeniu pręta względem betonu) wynoszącym odpowiednio 0,01 mm, 0,1 mm i 1,0 mm. Zestawiono również odpowiadające im naprężenia rozciągające w prętach kompozytowych, określone ze wzoru:

$$\sigma = \frac{1{,}25 \cdot F_a}{A_p} 10^3 \tag{1}$$

gdzie: naprężenie rozciągające w pręcie kompozytowym [MPa], całkowita siła przyłożona do próbki [kN], nominalne pole przekroju pręta [mm^2].

Tabela 5. Wyniki pomiarów naprężeń rozciągających w pręcie

Zestaw belkowy	Średnia wartość siły przyłożonej do próbki [kN] przy poślizgu				Średnie naprężenia rozciągające [MPa] przy poślizgu			
	$F_{0,001}$	$F_{0,1}$	F_1	F_{max}	$\sigma_{0,01}$	$\sigma_{0,1}$	σ_1	σ_{max}
Beton referencyjny + stal	13,6	26,4	26,4	26,4	322,1	625,2	625,2	625,2
Beton referencyjny + BFRP	12,1	19,2	19,2	21,0	286,6	454,7	454,7	497,3
Beton referencyjny + GFRP	11,7	16,0	16,0	20,6	277,1	378,9	378,9	487,9
Metakaolinit + stal	13,4	22,4	24,0	25,0	316,9	530,5	568,4	592,1
Metakaolinit + BFRP	11,8	12,8	16,0	25,2	279,0	303,1	378,9	596,8
Metakaolinit + GFRP	12,5	19,2	19,2	25,8	296,0	454,7	454,7	611,0

Wyniki naprężeń rozciągających w pręcie przy poślizgu wykazują, że naprężenia rosną wraz z ze wzrostem poślizgu. W serii C i F w których zastosowano dodatek w postaci metakaolinitu oraz pręty szklane zauważono najwyższy wzrost wielkości naprężeń rozciągających we wszystkich stadiach od 0,01 do zniszczenia. W Serii B i E, w której zastosowano beton z dodatkiem metakaolinitu oraz pręty bazaltowe 20% wzrost naprężeń rozciągających zauważono przy zniszczeniu. Pręty bazaltowe BFRP i szklane GFRP charakteryzowały się niższymi wartościami naprężeń rozciągających niż pręty stalowe. Porównując oba zastosowane typy zbrojenia kompozytowego można stwierdzić, że pręty szklane wykazywały większą wartość naprężeń rozciągających w pręcie.

W tabeli 6 podano średnie wartości naprężeń przyczepności, określone dla części próbki, w której doszło do utraty przyczepności, określone ze wzoru:

$$\tau = \frac{\sigma}{40} \tag{2}$$

gdzie: naprężenie przyczepności pręta kompozytowego [MPa], naprężenie rozciągające w pręcie kompozytowym [MPa].

Zgodnie z EN2 załącznik C [18] i RILEM [19] naprężenia przyczepności powinny spełniać warunek

$$\tau_m = 0{,}098(80 - 1{,}2\emptyset) \tag{3}$$

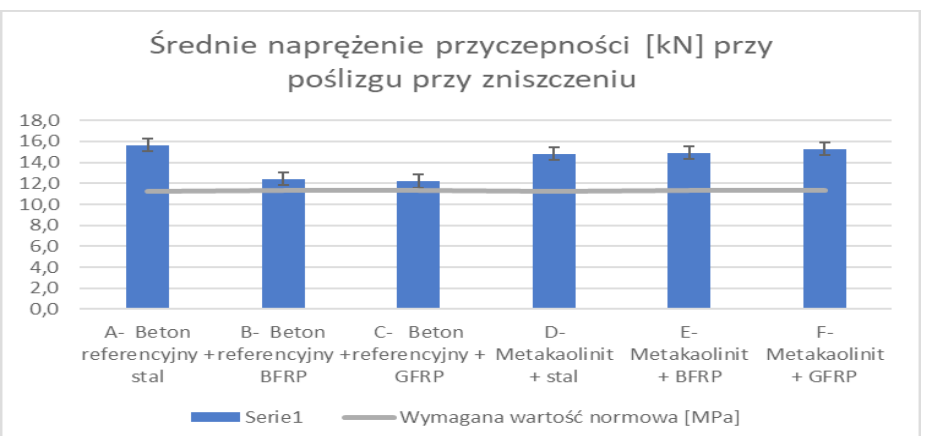
$$\tau_r = 0{,}098(130 - 1{,}9\emptyset) \tag{4}$$

gdzie: średnica nominalna pręta [mm], rednia wartość naprężenia przyczepności [MPa] przy poślizgu 0,01; 0,1 i 1mm, naprężenie przyczepności w momencie zniszczenia przez poślizg.

Tabela 6. Wyniki pomiarów naprężeń przyczepności w prętach

Zestaw belkowy	Średnie naprężenie przyczepności [kN] przy poślizgu				$\tau_{0,01}/f_{ctm}$	Wymagana wartość normowa	
	$\tau_{0,01}$	$\tau_{0,1}$	τ_1	τ_{max}		τ_m	τ_r
A- Beton referencyjny + stal	8,1	15,6	15,6	15,6	2,3	6,86	11,28
B- Beton referencyjny + BFRP	7,2	11,4	11,4	12,4	2,0	6,89	11,31
C- Beton referencyjny + GFRP	6,9	9,5	9,5	12,2	2,0	6,91	11,35
D- Metakaolinit + stal	7,9	13,3	14,2	14,8	2,1	6,86	11,28
E- Metakaolinit + BFRP	7,0	7,6	9,5	14,9	1,8	6,90	11,33
F- Metakaolinit + GFRP	7,4	11,4	11,4	15,3	1,9	6,91	11,35

Średnie naprężenia przyczepności we wszystkich seriach ze zbrojeniem kompozytowym w porównaniu do prętów stalowych charakteryzowały się niższą przyczepnością. Jednakże wprowadzenie do betonu aktywnego dodatku pucalanowego w postaci metakaolinitu powodował poprawę wartości naprężeń przyczepność o ok. 20% dla prętów szklanych GFRP i o ok. 15% w przypadku prętów bazaltowych BFRP zwłaszcza w fazie zniszczenia (rys. 6). W przypadku, kiedy stosowano beton z dodatkiem metakaolinitu strefa kontaktowa mogła wykazywać zwartą i szczelną strukturę. Dzięki czemu przyczepność prętów bazaltowych i szklanych okazywała się większa niż w betonach referencyjnych. Związane jest to z powstawaniem szczelnej warstwy, który wypełnił wolne przestrzenie znajdujące się przy powierzchni kruszywa i betonu, a które były zbyt małe, aby przeniknął tam zaczyn cementowy.



Rys.6. Średnie wartości naprężeń przyczepności zależne od rodzaju zastosowanego zbrojenia i betonu

We wszystkich badanych seriach zaobserwowano utratę przyczepności prętów stalowych i kompozytowych w końcowej fazie obciążenia. Zgodne z normą EN2 [18] i RILEM [19] we wszystkich badanych seriach spełnione zostały warunki przyczepności minimalnej (3) i (4). Wartość naprężeń przyczepności w prętach kompozytowych w fazie zniszczenia

wzrastała o wzrost o 10% dla prętów bazaltowych i 7% dla prętów szklanych. Natomiast dzięki zastosowaniu betonu z dodatkiem 10% metakaolinitu wzrost ten był dwukrotnie wyższy i wynosił odpowiednio 32% dla prętów bazaltowych i 35% dla prętów szklanych.

Naprężenia przyczepności przy poślizgu 0,01mm porównane do wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu betonu referencyjnego lub z dodatkiem metakaolinitu wykazują lepszą przyczepność prętów szklanych GFRP niż prętów bazaltowych BFRP, a dodatek metakaolinitu skutkuje wzrostem naprężeń przyczepności w obu przypadkach ponieważ wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu jest większa.

4. Podsumowanie i wnioski końcowe

Celem niniejszej pracy były badania porównawcze przyczepności prętów stalowych, bazaltowych i szklanych do betonu referencyjnego oraz z aktywnym dodatkiem puculanowym w postaci metakaolinitu. Dokonano analizy wytrzymałościowej betonów i charakterystyk właściwości mechanicznych prętów stalowych i kompozytowych.

Na podstawie otrzymanych wyników można stwierdzić, że:

- dodatek metakaolinitu pozytywnie wpłynął na poprawę przyczepności prętów zbrojeniowych do beton,
- zależności siła [kN] – przemieszczenie pręta [mm] we wszystkich badanych seriach charakteryzowała się jednakowym przebiegiem,
- wartość siły maksymalnej osiągniętej w trakcie badania przyczepności prętów bazaltowych do betonu wynosiła odpowiednio 21,9 kN dla beton referencyjnego oraz 25,4 kN dla betonu z dodatkiem metakaolinitu,
- belek z prętami GFRP charakteryzowały się zbliżonymi przebiegami wykresu zależności siła-przemieszczenie do serii belek ze zbrojeniem bazaltowym, natomiast wartość maksymalna siły w tym przypadku okazała się największa 25,7 kN,
- dzięki zastosowaniu dodatku metakaolinitu poprawie uległa przyczepności o 8% dla prętów bazaltowych BFRP oraz 28% dla prętów szklanych GFRP,
- w przypadku belek serii C i F, w których zastosowano beton z dodatkiem metakaolinitu oraz pręty szklane GFRP, stwierdzono największy wzrost naprężeń rozciągających w pręcie o 25%,
- w przypadku belek serii B i E, wykonanych z betonu z dodatkiem metakaolinitu, zbrojonych prętami bazaltowymi BFRP stwierdzono 20% wzrost naprężeń rozciągających w pręcie przy zniszczeniu,
- wprowadzenie do betonu aktywnego dodatku pocolanowego w postaci metakaolinitu powodował poprawę wartości naprężeń przyczepność o ok. 20% w przypadku prętów szklanych i o ok. 15% w przypadku prętów bazaltowych zwłaszcza w fazie zniszczenia,
- we wszystkich seriach naprężenia przyczepności przy poślizgu spełniają warunki normowe.

Metakaolinit jest aktywnym dodatkiem puculanowym, który charakteryzuje się dużym stopniem rozdrobnienia i powierzchnią właściwą. Beton z dodatkiem metakaolinitu mógł wykazywać zwartą i szczelną strukturę. Dzięki czemu przyczepność prętów bazaltowych i szklanych okazywała się większa niż w betonach referencyjnych. Związane jest to z powstawaniem szczelnej warstwy, który wypełnił wolne przestrzenie znajdujące się przy powierzchni kruszywa i betonu, a które były zbyt małe, aby przeniknął tam zaczyn cementowy.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach finansowania przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego RP; numer projektu PWZ 2023-2025.

Podziękowania również firmie ASTRA za udostępnienie metakaolinitu do badań.

Literatura

[1] PN-EN 10080:2007 - Stal do zbrojenia betonu - Spajalna stal zbrojeniowa - Postanowienia ogólne,
[2] P. Szymczak, Badanie przyczepności prętów kompozytowych GFRP oraz BFRP do betonu, Przegląd Budowlany. R. 89, nr 2 (2018).
[3] C. Bywalski, M. Drzazga, M. Kaźmierowski, M. Kamiński, Pręty kompozytowe FRP jako zbrojenie na ścinanie, Materiały Budowlane. nr 9 (2016). https://doi.org/10.15199/33.2016.09.25.
[4] R. Grygo, M. Kosior-Kazberuk, Zbrojenie konstrukcji betonowych niemetalicznymi prętami kompozytowymi FRP, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, ISSN 2081-3279. 8 (2017) 21–28.
[5] J. Krassowska, M. Kosior-Kazberuk, Pręty kompozytowe BFRP jako zbrojenie w prefabrykowanych belkach betonowych, CONSTRUCTION MATERIALS. 1 (2022) 32–34. https://doi.org/10.15199/33.2022.04.05.
[6] M. Rajczyk, B. Stachecki, Eksperymentalne badania przyczepności kompozytowego zbrojenia bazaltowego (BFRP) do betonu, Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo. Z. 24 (174) (2018) 305–312. https://doi.org/10.17512/znb.2018.1.48.
[7] S.J.A. Hosseini, K. Koushfar, A.B.A. Rahman, M. Razavi, Zagadnienie przyczepności w betonie zbrojonym: przegląd stanu wiedzy, Cement Wapno Beton. R. 19/81, nr 2 (2014).
[8] S.J.A. Hosseini, K. Koushfar, A.B.A. Rahman, M. Razavi, Zagadnienie przyczepności w betonie zbrojonym: przegląd stanu wiedzy, Cement Wapno Beton. R. 19/81, nr 2 (2014).
[9] P. Smarzewski, A. Stolarski, Badanie i wyznaczanie naprężeń przyczepności betonu do stali zbrojeniowej, BIULETYN WAT. LVI (2007) 7–24.
[10] W. Kurdowski, Chemia cementu i betonu, 2010. https://www.ksiegarniatechniczna.com.pl/chemia-cementu-i-betonu.html (accessed May 5, 2023).
[11] R. San Nicolas, M. Cyr, G. Escadeillas, Characteristics and applications of flash metakaolins, Applied Clay Science. 83–84 (2013) 253–262. https://doi.org/10.1016/j.clay.2013.08.036.
[12] J. Konkol, K. Musiał, Wpływ wieku na wytrzymałość na ściskanie betonu modyfikowanego dodatkiem metakaolinitu, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury / Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture. z. 63, nr 4 (2016). https://doi.org/10.7862/rb.2016.273.
[13] J. Konkol, G. Prokopski, Optymalizacja składu betonów z dodatkiem metakaolinitu, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury / Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture. z. 63, nr 4 (2016). https://doi.org/10.7862/rb.2016.274.
[14] D. Małaszkiewicz, M. Świderski, Wpływ dodatku metakaolinitu na wybrane właściwości kompozytów cementowych, Materiały Budowlane. nr 10 (2016). https://doi.org/10.15199/33.2016.10.08.
[15] W. Żebrowski, P. Wolka, A. Zieliński, M. Dąbrowski, Ograniczenie korozji ASR w betonie za pomocą metakaolinu MK-40 i tradycyjnych dodatków mineralnych, Materiały Budowlane. nr 3 (2022). https://doi.org/10.15199/33.2022.03.09.
[16] A. Zieliński, P. Wolka, W. Żebrowski, Wpływ dodatku metakaolinu na skurcz autogeniczny i całkowity materiałów o matrycy cementowej, Materiały Budowlane. nr 12 (2022). https://doi.org/10.15199/33.2022.12.33.
[17] PN-EN 206+A1:2016-12 - Beton - Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność, (n.d.).
[18] Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacji, 2008.
[19] RILEM TC 162 – TDF Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Materials and Structures. (2003) 560–567.

Marek Urbański
Elżbieta Szmigiera
Piotr Woyciechowski
Grzegorz Adamczewski

Wpływ metakaolinitu i zeolitu na przyczepność prętów BFRP i GFRP do betonu

THE INFLUENCE OF THE INFLUENCE OF METAKAOLIN AND ZEOLITE ON THE BOND OF GFRP AND BFRP REINFORCEMENT TO CONCRETE

Streszczenie

Zbadano i porównano zachowanie prętów kompozytowych GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) i BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer) oraz prętów stalowych w betonie z dodatkami zeolitu i metakaolinitu. Badaniu poddano 27 próbek sześciennych w teście bezpośredniego wyciągania – pull-out i ustalono zależności przyczepność-poślizg oraz mechanizmy zniszczenia. Krzywe naprężenie przyczepności – poślizg wyznaczyły niektóre podstawowe różnice między prętami stalowymi a prętami GFRP i BFRP. Stwierdzono, że we wszystkich wykonanych testach uzyskane naprężenia przyczepności spełniają warunki normowych średnich i maksymalnych naprężeń przyczepności. Badania pokazały, że niezależnie od rodzaju betonu sposób utraty przyczepności prętów GFRP i BFRP różnił się zasadniczo od sposobu niszczenia prętów stalowych z powodu interakcji powierzchni pręta podczas procesu wyciągania. Największe maksymalne naprężenia przyczepności τ_{max} = 24,12 MPa odnotowano w przypadku prętów BFRP dla betonu z dodatkiem zeolitu. Natomiast w betonie z dodatkiem metakaolinitu, maksymalne naprężenia przyczepności były także największe w przypadku prętów BFRP i wynosiły τ_{max}= 21,77 MPa. Dodatek zeolitu do betonu zmniejszał ponad pięciokrotnie poślizg przy maksymalnym naprężeniu przyczepności, w przypadku prętów GFRP oraz ponad dwukrotnie dla prętów BFRP. Wykazano, że dodatek metakaolinitu w mniejszym stopniu wpływał na redukcję poślizgu prętów przy maksymalnej przyczepności. Dla prętów GFRP odnotowano 3,5 - krotną redukcję a dla prętów BFRP ponad czterokrotną redukcję poślizgu w porównaniu ze zwykłym betonem. Najmniejszą redukcję poślizgu 19% zaobserwowano w przypadku prętów stalowych. Zastosowane dodatki mineralne charakteryzowały się dużą powierzchnią właściwą (zeolit 13500 cm^2/g i metakaolinit 20 000 cm^2/g) i wpłynęły na

dr inż. Marek Urbański – Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska
prof. dr hab. inż. Elżbieta Szmigiera – Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska
prof. dr hab. inż. Piotr Woyciechowski – Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska
dr inż. Grzegorz Adamczewski – Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska

wyraźny wzrost wytrzymałości na rozciąganie betonu (18% i 10% odpowiednio). Wyniki badań jednak nie były tak jednoznaczne, co wskazuje, że oprócz powierzchni właściwej dodatku istotną rolę odgrywały także cechy technologiczne mieszanki betonowej oraz rodzaj interakcji w strefie kontaktu zaczyn- powierzchnia pręta. Wyjaśnienie tych kwestii powinno stanowić przedmiot dalszych badań.

Słowa kluczowe: Przyczepność, BFRP, GFRP, Test pull-out, Zeolit, Metakaolinit, Poślizg

Abstract

The behavior of GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) and BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer) composite bars and steel bars in concrete with additions of zeolite and metakaolin was tested and compared. 27 cubic samples were tested in the pull-out test and the bond-slip relationship and failure mechanisms were determined. The bond stress-slip curves outlined some basic differences between steel bars and GFRP and BFRP bars. It was found that in all performed tests the obtained bond stress meet the conditions of the standard average and maximum bond stress. The tests showed that, regardless of the type of concrete, the way the GFRP and BFRP bars lost their bond was fundamentally different from the way the steel bars failed due to the interaction of the bar surface during the pull-out test. The highest maximum bond stress τ_{max} = 24.12 MPa were recorded in the case of BFRP bars for concrete with the addition of zeolite. However, in concrete with the addition of metakaolin, the maximum bond stress were also the highest in the case of BFRP bars and amounted to τ_{max} = 21.77 MPa. The addition of zeolite to concrete reduced the slippage at maximum bond stress more than five times in the case of GFRP bars and more than twice for BFRP bars. It was shown that the addition of metakaolin had a lesser effect on the reduction of bar slippage at maximum bond stress. For GFRP bars, a 3.5 times reduction was noted, and for BFRP bars, a more than four times reduction in slip compared to plain concrete. The lowest slip reduction of 19% was observed for steel bars. The mineral additives used were characterized by a large specific surface area (zeolite 13,500 cm^2/g and metakaolin 20,000 cm^2/g) and significantly increased the tensile strength of concrete (18% and 10%, respectively). The test results, however, were not so clear, which indicates that in addition to the specific surface of the additive, the technological features of the concrete mix and the type of interaction in the contact zone between the matrix and the bar surface also played an important role. The clarification of these issues should be the subject of further research.

Keywords: Bond stress, BFRP, GFRP, Pull-out test, Zeolite, Metakaolin, Slip.

1. Wstęp

Obecnie coraz większą uwagę poświęca się utrzymaniu i naprawie szeroko rozumianej infrastruktury budowlanej w aspekcie zrównoważonego rozwoju [1]. Według raportu S&P Global na podstawie danych Amerykańskiego Stowarzyszenia Inżynierów Budownictwa (ASCE), wzrost wydatków na infrastrukturę publiczną w USA wyniesie prawie 2,6 biliona dolarów w ciągu 10 lat, co umożliwi w ciągu dekady stworzenie 2,3 miliona miejsc pracy do 2024 roku i zasili gospodarkę kwotą 5,7 biliona dolarów do 2029 roku [2]. Korozja zbrojenia stalowego konstrukcji betonowych na skutek karbonizacji otuliny betonowej oraz zniszczenia spowodowane cyklami zamarzania – rozmrażania są najczęstszymi przyczynami uszkodzeń konstrukcji betonowych podczas ich eksploatacji [3]. Naprawy z uwagi na to zagrożenie wymagają zwłaszcza nawierzchnie drogowe, mosty, wiadukty, tunele oraz podziemne garaże [4]. Według raportu OECD Data [5] samo utrzymanie infrastruktury w postaci istniejącej sieci transportowej w latach 2018 -2021 wynosiło w Polsce 556 mln euro, natomiast w USA 53,8 mld euro rocznie. Odpowiedzią na to wyzwanie jest wdrożenie i zastosowanie w szeroko rozumianej infrastrukturze transportowej zbrojenia kompozytowego FRP (Fiber Reinforcement Polymer w połączeniu z betonem inżynieryjnym poprzez wykorzystanie synergii [6]. Zastosowanie prętów z polimeru wzmocnionego włóknami (FRP) jako zbrojenia w konstrukcjach betonowych zyskało w ostatnich latach coraz większą uwagę ze względu na ich wysoki stosunek wytrzymałości do masy i doskonałą odporność na korozję. Wśród różnych rodzajów prętów FRP, pręty z polimeru wzmocnionego włóknem bazaltowym (BFRP) i polimeru wzmocnionego włóknem szklanym (GFRP) stały się obiecującą alternatywą dla tradycyjnego zbrojenia stalowego. Jednak zachowanie przyczepności prętów FRP w betonie pozostaje przedmiotem ciągłych badań.

Najszerzej stosowanymi kompozytami konstrukcyjnymi FRP są pręty wykonane z włókien szklanych (GFRP) z uwagi na cenę. W dalszej kolejności, są pręty na bazie włókien bazaltowych (BFRP). BFRP to stosunkowo nowy rodzaj prętów zbrojeniowych, który może stanowić ekonomiczną alternatywę dla prętów GFRP. Pręty BFRP złożone z włókien bazaltowych i osnowy epoksydowej były przedmiotem badań i wykazały doskonałą odporność na warunki środowiskowe. Dane literaturowe dla belek z prętami BFRP potwierdziły ich przydatność w tym zakresie [7-11]. Oba rodzaje prętów wykazują różne właściwości mechaniczne w zależności od składników. Projektowanie elementów FRP-RC różni się od konwencjonalnych metod i pręty powinny być stosowane w uzasadnionych przypadkach [1, 12, 13].

Jedną z kluczowych właściwości mechanicznych prętów zbrojeniowych jest ich przyczepność do betonu. Współdziałanie betonu i zbrojenia jest możliwe dzięki przyczepności – tj. zdolności do przenoszenia sił pomiędzy dwoma materiałami budowlanymi. Na poprawę przyczepności zbrojenia wpływa z jednej strony rodzaj użebrowania a z drugiej wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie betonu. Substytucja części cementu dodatkami mineralnymi w postaci zeolitu i/lub metakaolinitu wpływa na zwiększenie parametrów betonu a tym samym jego przyczepności.

Należy zaznaczyć, że zastosowanie dodatków mineralnych do betonu w postaci zeolitu i metakaolinitu znacząco wpływa na ograniczenie energochłonności konstrukcji z betonu zbrojonego. Jednocześnie jest czynnikiem, który działa na rzecz zrównoważonego rozwoju z uwagi na mało energochłonne składniki mineralne, będące korzystną zamianą części cementu. Produkcja każdej tony cementu portlandzkiego wymaga zużycia około 1,2 tony kamienia wapiennego i 0,11 tony standardowego węgla. Powoduje

to wyemitowanie około 0,85-0,92 tony CO_2 oraz znaczną ilość kilku rodzajów tlenków azotu tzw. NO_x [14, 15, 16]. Substytut cementu w postaci zeolitu lub metakaolinitu bez wysokotemperaturowej kalcynacji lub spiekania, może zmniejszyć emisję CO_2 o około 70% podczas produkcji i użytkowania betonu [17].

1.1 Zeolit i metakaolinit

Zeolity to glinokrzemiany o porowatej budowie zawierające duże ilości reaktywnych SiO_2 i Al_2O_3. Wstępne badania potwierdziły korzystny wpływ modyfikatora w postaci zeolitu na wzrost wytrzymałości na ściskanie i zginanie, ale tylko przy udziale tego modyfikatora poniżej 15% masy cementu. Ponadto dodatek zeolitu zwiększa trwałość konwencjonalnego betonu, nie tyko poprzez zmniejszenie przepuszczalności betonu, ale przede wszystkim poprzez poprawę odporności na reakcję kruszywa alkalicznego.

Z kolei wysoka aktywność pucolanowa metakaolinitu powoduje, że z powodzeniem pełni rolę substytutu cementu i może być stosowany jako dodatkowy składnik betonu poprawiający jego szczelność [18]. Zastąpienie części cementu metakaolinitem polepsza wytrzymałość na ściskanie o 10%, a na rozciąganie przy zginaniu o 50%. Dodatkowo wpływ metakaolinitu jest korzystny w odniesieniu do wytrzymałości na rozciąganie [19, 20]. Stosowanie metakaolinitu jako zamiennika części cementu w betonie ma korzystny udział w ochronie środowiska i w zrównoważonym rozwoju budownictwa.

1.2 Badania przyczepności

Badania nad przyczepnością prętów z polimeru wzmocnionego włóknem szklanym (FRP) z betonem, prowadzone są od kilkudziesięciu lat, głównie w celu zrozumienia mechanizmów rządzących zachowaniem się połączenia FRP z betonem. Do wykonania tych badań użyte będą metody pull out, które są powszechnie stosowane w ocenie przyczepności stalowych prętów zbrojeniowych do betonu. Stan naprężenia powstały w próbce betonu podczas testu wyrywania jest rzadko spotykany w praktyce. Mimo, że wartości przyczepności uzyskane w tych próbach znacznie różnią się od przyczepności występujących w zazwyczaj stosowanych elementach żelbetowych, testy pull out zostały powszechnie przyjęte, jako zadawalający miernik przyczepności. Jednakże dobra przyczepność uzyskana w testach pull out z dobrym skrępowaniem nie oznacza, że można uzyskać dobrą przyczepność w elemencie betonowym o niewystarczającej otulinie. W efekcie prowadzi to do utraty przyczepności na skutek rozłupania betonu na skutek przekroczenia naprężeń promieniowych w otulinie [21].

Malvar et al. [22] badali właściwości przyczepności czterech różnych rodzajów prętów zbrojeniowych CFRP o różnych odkształceniach powierzchni zakotwionych, w lekkim betonie lekkim. Uzyskane wyniki dla różnych poziomów ściskania krępującego wskazują, że może być konieczne zastosowanie minimalnej wysokości żeber (oplotu) o wartości około 6% średnicy, a maksymalne rozstawy żeber powinny wynosić trzykrotność średnicy.

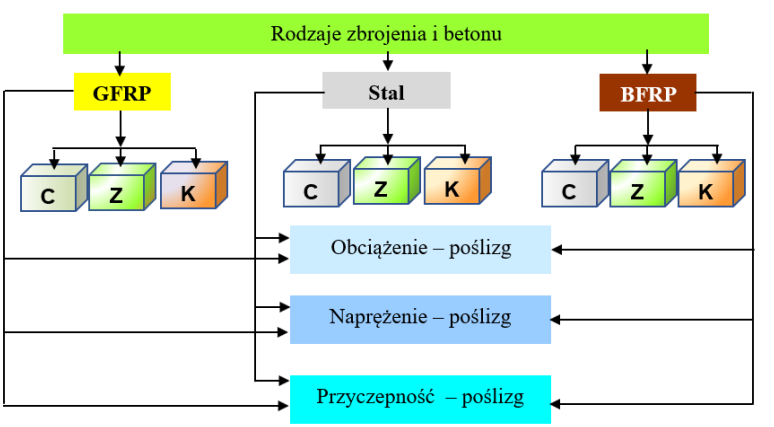
Achillides et al. [23] przeprowadzili testy przyczepności w warunkach bezpośredniego pull out, aby zbadać zachowanie prętów zbrojeniowych FRP w betonie. Zasugerowano, że minimalna średnia wysokość oplotu wynosząca 0,75 mm jest konieczna do uzyskania zadowalającego zachowania przyczepności do betonu [23]. Hossain [24] wykazał, że przyczepność prętów GFRP o małym module sprężystości (LM – Low Modulus) i dużym module sprężystości (HM - High Modulus) do modyfikowanego betonu (ECC – Engineered Cementitious Composite) z dodatkiem włókien polialkoholu winylowego PVA

(Poly-Vinyl Alcohol), w stosunku do zwykłego betonu, była odpowiednio o 1,6 do 1,5 razy większa. Na podstawie testów pull-out stwierdzono w [25, 26], że na właściwości przyczepności prętów FRP w betonie ma wpływ kilka czynników, w tym wytrzymałość betonu, chropowatość powierzchni prętów FRP, obróbka powierzchni prętów FRP oraz średnica prętów. Powyższe ustalenia potwierdzają, że pręty FRP mogą potencjalnie stanowić odpowiednią alternatywę dla prętów stalowych jako zbrojenie w konstrukcjach betonowych. Jednakże konkretne wyniki mogą się różnić w zależności od rodzaju użytego FRP, zastosowanej deformacji powierzchni prętów, metody testowej i rodzaju betonu.

2. Procedura badania

2.1 Cel i zakres badań

Przeprowadzono badania przyczepności dla trzech rodzajów betonu z zastosowaniem zbrojenia kompozytowego BFRP i GFRP oraz stalowego, będącego zbrojeniem referencyjnym w teście pull out. Celem badań była ocena możliwości zastosowania niekonwencjonalnych modyfikatorów w formie dodatków mineralnych w celu zwiększenia przyczepności kompozytowego zbrojenia z prętów FRP, w wybranych konstrukcyjnych elementach betonowych. Opracowano optymalną recepturę betonów w celu zwiększenia przyczepności do prętów FRP. Wytypowano dwie zmodyfikowane mieszanki betonowe z udziałem 10% dodatku zeolitu (Z) i 10% dodatku metakaolinitu (K) w stosunku do zwykłej mieszanki betonowej (C). Plan badań przedstawiono na Rys.1.



Rys. 1 Schemat badań przyczepności prętów GFRP, stalowych i BFRP do betonu (C – beton zwykły, Z – beton z dodatkiem zeolitu, K beton z dodatkiem metakaolinitu)

Próbki użyte w teście pull out wykonano z cementu portlandzkiego popiołowego CEM II/B-V 42,5R. Gęstość mieszanek betonowych podczas badań wynosiła 2270 kg/m^3, natomiast stosunek w/c – 0,45. Konsystencja betonu klasy S3. Charakterystykę dodatków mineralnych podano w tabeli 1, natomiast składy mieszanek betonowych przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 1 Charakterystyka dodatków mineralnych użytych w badaniach

Właściwość	Metakaolinit	Zeolit
Gęstość objętościowa, kg/dm^3	2,3 – 2,8	2,3 – 2,8
Powierzchnia właściwa, cm^2/g	20 000	13 500
Wskaźnik aktywności po 90 dniach, %	≥ 85	≥ 85

Tabela 2 Zestawienie składów mieszanek betonowych w kg/m^3

Składnik	C (zwykła)	Z (+zeolit)	K (+metakaolinit)
Cement	360	324	324
Woda	162	162	162
Żwir 2/8	574	574	574
Żwir 2/16	631	631	631
Piasek 0/2	708	708	708
Zeolit	–	36	–
Metakaolinit	–	–	36

Przed właściwym badaniem pull-out, ustalono parametry wytrzymałościowe betonu. Wykonano próbki sześcienne o wymiarze 150 mm i walcowe o wymiarach 150 ´ 300 mm. Przeprowadzono trzy rodzaje badań wytrzymałościowych, na podstawie których określono wytrzymałość na ściskanie $f_{c,cube}$ i rozciąganie betonu f_{ct} przez rozłupanie oraz moduł sprężystości E_c, a także odchylenie standardowe SD i współczynnik zmienności COV (Tab. 3).

Tabela 3 Właściwości wytrzymałościowe betonu w MPa (COV w %)

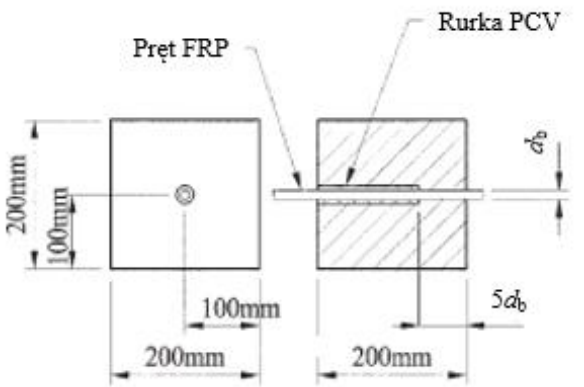
Typ	C (zwykły)			Z (+zeolit)			K (+metakaolinit)		
	średnia	SD	COV	średnia	SD	COV	średnia	SD	COV
$f_{c,cube}$	46,36	1,01	2,19	48,37	0,98	2,02	49,55	0,93	1,87
f_{ct}	2,70	0,35	12,84	3,22	0,33	10,39	2,96	0,43	14,68
E_c	30017	340	1,13	31958	1138	3,56	36614	1339	3,66

W tabeli 4 przedstawiono charakterystyki wytrzymałościowe prętów GFRP, stalowych i BFRP, a mianowicie wytrzymałość na rozciąganie f_t, granicę plastyczności dla prętów stalowych f_y, moduł sprężystości podłużnej E_L, a także odchylenie standardowe SD i współczynnik zmienności COV.

Tabela 4. Właściwości wytrzymałościowe prętów w MPa (COV w %)

Typ	GFRP			Stal			BFRP		
	średnia	SD	COV	średnia	SD	COV	średnia	SD	COV
f_y	–	–	–	519,7	3,50	0,67	–	–	–
f_t	1033,3	30,49	2,95	615,8	3,64	0,59	1024,7	69,65	6,80
E_L	41892	3410	8,14	227293	25783	11,32	41470	3570	8,62

Do eksperymentalnego określenia zależności między przyczepnością a poślizgiem między prętem zbrojeniowym a betonem, można zastosować próbkę pull-out z centrycznym rozmieszczeniem pręta zbrojeniowego. Ta metoda jest popularna, ponieważ zapewnia prosty sposób porównywania przyczepności dla różnych prętów zbrojeniowych. Podstawowym wynikiem testu jest siła przyczepności próbki dla betonu o normalnej masie, co jest ważnym czynnikiem, który należy wziąć pod uwagę przy stosowaniu prętów FRP jako prętów zbrojeniowych lub cięgien. Badanie przyczepności wykonano wykorzystując wskazówki normy ACI 440.3R-12 [27]. Badane pręty obciążano z prędkością nie większą niż 20 kN/min (0,33 kN/s) lub przy prędkości biegu jałowego głowicy maszyny wytrzymałościowej nie większej niż 1,3 mm/min, (0,02 mm/s) w zależności od rodzaju zastosowanej maszyny wytrzymałościowej oraz środków przewidzianych do ustalania lub kontrolowania prędkości badania.



Rys.2 Schemat próbki pull-out do badania przyczepności

Próbka do badań powinna być wykonana w postaci sześciennej kostki betonowej o boku 200 mm. Przyczepność między prętem zbrojeniowym i betonem była wyznaczana na odcinku o długości 5*d* licząc od nieobciążonej krawędzi próbki betonowej. Pozostała część pręta znajdowała się w osłonie rurki PVC i była pozbawiona przyczepności do betonu próbki. Urządzenia do pomiaru przemieszczenia (poślizgu) powinny być zamontowane zarówno na swobodnym, jak i obciążonym końcu prętów FRP i dokonywać odczytu z dokładnością co najmniej do 0,01 mm. Zalecane są trzy czujniki LVDT w odstępach co 120 stopni na obciążonym końcu lub jeden miernik koncentryczny. Podczas badania mierzone są przemieszczenia prętów zarówno na swobodnym jak i obciążonym końcu próbek. Próbki do badań powinny być umieszczone na specjalnym wsporniku maszyny wytrzymałościowej. Po stronie nieobciążonej pręt powinien wystawać z betonowej powierzchni na wystarczającą długość, aby możliwe było przejście pręta przez bloki kotwiące i wspornik maszyny wytrzymałościowej oraz w celu zapewnienia odpowiedniej długości uchwytów czujników podczas przyłożenia obciążenia. Obciążenie powinno być realizowane w sposób ciągły. Badanie należy kontynuować, dopóki nie nastąpi całkowita utrata przyczepności. Średnie naprężenie przyczepności należy obliczyć zgodnie z równaniem (1), a dane dotyczące naprężenia przyczepności w funkcji poślizgu τ_b zarówno przy przemieszczeniu końca swobodnego, jak i końca obciążonego dla każdej próbki powinny być przedstawione na wykresie.

$$\tau_b = \frac{F}{C_b \cdot l} \quad (1)$$

gdzie F jest obciążeniem w kN, C_b jest obwodem pręta wyznaczonym na podstawie jego ekwiwalentnej średnicy wyznaczonej zgodnie z procedurą ASTM D7205/D7205M [28]. Natomiast l jest odcinkiem pręta na której występuje przyczepność.

Poślizg na obciążonym końcu pręta należy obliczyć jako odczyt z miernika przemieszczenia pomniejszony o wydłużenie S_c pręta FRP na długości L_c między końcem odcinka przyczepności pręta a punktem mocowania urządzenia pomiarowego po stronie obciążonej pręta FRP, przy czym wydłużenie jest obliczane za pomocą równania (2).

$$S_c = \frac{F\, L_c}{E_L \cdot A} \quad (2)$$

gdzie E_L jest podłużnym modułem sprężystości pręta; A jest powierzchnią przekroju pręta obliczoną na podstawie ekwiwalentnej średnicy.

Naprężenia przyczepności należy obliczyć dla czterech zmierzonych wartości poślizgu zgodnie z ACI 440.3R-12 [27] : $\tau_{0,05}$ – naprężenie przyczepności przy poślizgu 0,05 mm, $\tau_{0,1}$ – naprężenie przyczepności przy poślizgu 0,1 mm, $\tau_{0,25}$ – naprężenie przyczepności przy poślizgu 0,25 mm, oraz τ_{max} – naprężenie przyczepności przy maksymalnej sile.

2.1. Przygotowanie próbek

Zgodnie z [27] wykonano 27 próbek w postaci sześcianów betonowych o wymiarze boku 200 mm do pomiaru przyczepności prętów GFRP, BFRP o średnicy nominalnej 12 mm oraz dla porównania, prętów stalowych o średnicy nominalnej 12 mm. Szczególną uwagę zwrócono na właściwe usytuowanie badanych prętów i odpowiednią długość końcówek prętów umożliwiającą zainstalowanie mierników laserowych IL065 do pomiaru poślizgu. W pierwszym kroku zastosowano specjalny system mocujący na obciążanym końcu rozciąganego pręta, tak aby nie nastąpiło przedwczesne zniszczenie materiału w strefie zakotwienia. Z uwagi na to, że pręty FRP są materiałem anizotropowym, wytrzymałość włókien w kierunku poprzecznym jest niewielka w porównaniu do wysokiej wytrzymałości w kierunku podłużnym pręta. W tym celu zaprojektowano stalową rurę o długości 250 mm. Długość rur kotwiących została ustalona na postawie wcześniejszych badań próbnych. Na końcu rury kotwiącej zainstalowano stalową nasadkę z koncentrycznym otworem na badany pręt [1]. Mocowanie pręta w stalowej rurze odbywało się przez wypełnienie wolnej przestrzeni między rurą a prętem specjalną zaprawą o wysokiej przyczepności. W drugim kroku niezakotwiony koniec pręta umieszczono w deskowaniu sześciennej próbki, tak aby z szalunku wystawał odcinek wystarczający do zamocowania uchwytów miernika do pomiaru poślizgu swobodnego (nieobciążonego) końca pręta. Wewnątrz deskowania pręt na odcinku $5d_b$, licząc od strony nieobciążonej pręt był pozbawiony osłony z rurki PVC w celu umożliwienia przyczepności do betonu. Pozostałą część pręta umieszczono w rurce PVC z uwagi na umożliwienie swobodnego odkształcenia podczas obciążania.

Rys. 3. Zakotwienie końców prętów, szalunek i próbki po zabetonowaniu

Po zabetonowaniu próbek pozostawiono elementy deskowania w celu uniknięcia naprężeń w prętach, które mogłyby powstać podczas przenoszenia elementu na stanowisko badawcze. W trakcie badania obciążenie było przenoszone symetrycznie przez trawers na zestaw belkowy, w dwóch punktach odległych od siebie o 150 mm (Rys. 3).

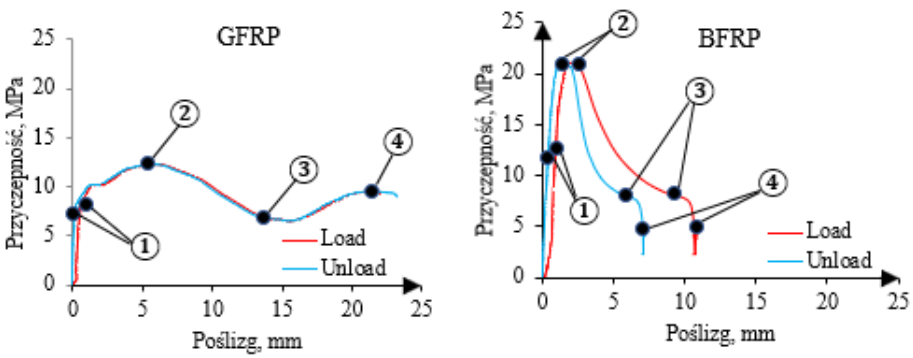
Rys. 4. Stanowisko do badania przyczepności prętów do betonu

W celu pomiaru poślizgu na obu końcach badanych prętów, zainstalowano CMOS multi - function analog laser sensor Keyence IL065 o zakresie pomiarowym 50 mm i dokładności pomiarowej 2 µm. Obciążenie było przekazywane przez siłownik o zakresie obciążenia 200 kN, zamontowany przegubowo w urządzeniu wytrzymałościowym Walter + bai AG. W trakcie badania rejestrowano w sposób ciągły poślizg rozciąganego pręta na obu końcach próbki. Wyniki były rejestrowane w sposób ciągły, przez cały okres badania. Obciążenie zwiększało się monotonicznie w trakcie badania i było kontynuowane aż do osiągnięcia maksymalnego poślizgu.

3. Wyniki badań i analiza

Współdziałanie betonu i zbrojenia jest możliwe dzięki przyczepności – tj. zdolności do przenoszenia sił pomiędzy dwoma materiałami. Powstawanie rys w betonie jest konieczne, aby aktywować efekt przyczepności i aby zabetonowane zbrojenie np. prętów FRP,

stalowych) było wykorzystane. Analizę przyczepności przeprowadzono dla prętów GFRP, stalowych i BFRP do betonu zwykłego, z dodatkiem zeolitu i dodatkiem metakaolinitu. Porównywano pręty GFRP i BFRP o użebrowaniu w postaci oplotu, z żebrowanymi prętami stalowymi o zbliżonej średnicy ekwiwalentnej. Z uwagi na uwarunkowania technologiczne i różnicę średnic ekwiwalentnych prętów kompozytowych, postanowiono porównać przyczepność z zastosowaniem współczynnika średnicy ekwiwalentnej do nominalnej. Z uwagi na zbliżone średnice prętów naprężenia przyczepności można ocenić z dobrą dokładnością. Zgodnie z normą PN EN 1992-1-1 [29], wystarczająca przyczepność jest zapewniona, jeśli średnie naprężenia przyczepności $\tau_m \geq 6{,}42$ MPa i maksymalne naprężenia przyczepności $\tau_{max} \geq 10{,}51$ MPa dla prętów o średnicy 12 mm. We wszystkich przeprowadzonych testach średnie i maksymalne naprężenia przyczepności były większe od odpowiadającym im normowym naprężeniom przyczepności.

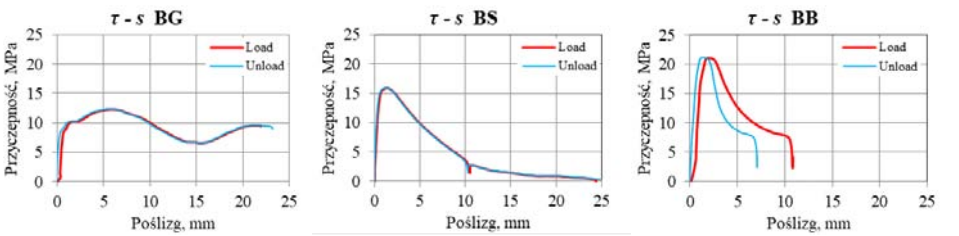


Rys. 5 Zależność naprężenia przyczepności – poślizg dla prętów GFRP i BFRP

Utrata przyczepności nie następuje jednocześnie na obciążonym i swobodnym końcu betonowej próbki, ze względu na jednostronne obciążenie pręta. Dlatego przebieg poślizgu wciąganego swobodnego końca próbki występuje z nieznacznym opóźnieniem. Krzywa naprężenia przyczepności - poślizg w teście pull-out składa się w przybliżeniu z czterech zakresów (Rys.5). Zakres ① wykresu charakteryzował się liniowym wzrostem dla którego poślizg był niezauważalny. Można uznać, że zakres ten reprezentuje tarcie i chemiczną adhezję przy niższych wartościach obciążeń. W drugim zakresie② przyrost był nieliniowy aż do osiągnięcia maksymalnego naprężenia przyczepności, przy zauważalnym nieliniowym wzroście poślizgu na obu końcach badanych próbek. Nieliniowy charakter wykresu wskazuje na stopniowe uszkodzenie na styku między betonem i prętem, z uwagi na zjawisko mechanicznego blokowania oraz efektu zaklinowania. Przy znacznie mniejszych wartościach poślizgu dochodzi do wielokrotnej interakcji pomiędzy procesami adhezji chemicznej, tarciem i efektem zaklinowania W trzecim zakresie ③, po osiągnięciu maksymalnej przyczepności, następuje spadek przyczepności przy wzrastającym poślizgu. Zakres ③ fizycznie reprezentuje stan, w którym beton między żebrami pręta zaczyna się kruszyć. Zachowanie prętów GFRP i BFRP jest odmienne od zachowania prętów stalowych. W próbkach GFRP, po osiągnięciu maksymalnego naprężenia przyczepności, krzywa łagodnie opadała do około 50% wartości maksymalnej, a następnie w zakresie ④ wzrastała do wartości około 75% maksymalnej przyczepności, z uwagi na mechaniczne blokowanie otaczającego pręt betonu. W próbkach BFRP w zakresie ③ krzywa przyczepność – poślizg opada nieliniowo przy spadku równym połowy warto-

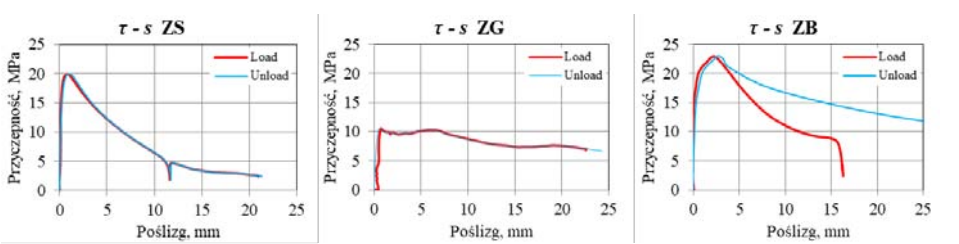
ści maksymalnych naprężeń przyczepności. W zakresie ④, następowało zmniejszenie naprężeń przyczepności w sposób ciągły z uwagi na to, że kolejne żebra wchodziły w obszar styku z betonem, co prowadziło do akumulacji uszkodzeń i przyspieszenia spadku naprężeń przyczepności.

Dla betonu zwykłego, betonu z dodatkiem zeolitu i betonu z dodatkiem metakaolinitu, na wykresach 6, 7 i 8 pokazano wpływ naprężeń przyczepności τ_{max} na poślizg *s* dla badanych prętów.



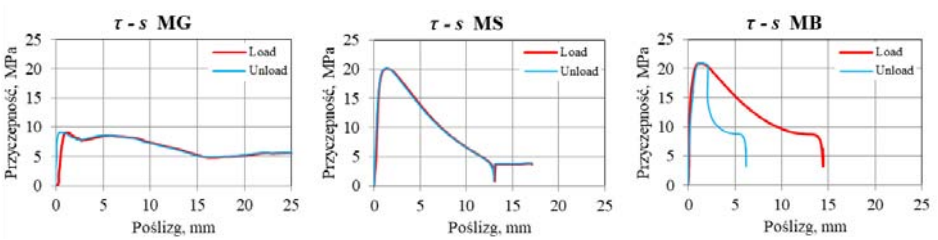
Rys. 6. Zależności naprężenia przyczepności – poślizg dla betonu zwykłego: BG – pręt GFRP; BS – pręt stalowy c) BB – pręt BFRP (Load – poślizg obciążonego końca pręta, Unload – poślizg swobodnego końca pręta)

W zwykłym betonie uśredniony poślizg prętów przy maksymalnym naprężeniu przyczepności dla GFRP wynosił 6,47 mm i był większy od poślizgu dla stali - 1,32 mm oraz dla BFRP - 4,58 mm. Charakterystyka krzywej naprężenia przyczepności – poślizg (jak w wynika z Rys. 6) różniła się zdecydowanie dla prętów GFRP i BFRP w stosunku do prętów stalowych. W porównaniu do prętów stalowych, zakres ② wykresu przyczepności dla prętów GFRP był czterokrotnie, natomiast dla prętów BFRP dwukrotnie większy Zakres ③ (po przekroczeniu maksimum przyczepności) był dla prętów GFRP podobny. Jednakże po osiągnięciu lokalnego minimum stanowiącego 55% wartości piku, przyczepność ponownie zaczęła rosnąć aż do osiągnięcia wtórnego maksimum stanowiącego 78% pierwszego.. Powodem takiego zachowania była prawdopodobnie akumulacja matrycy betonowej między kolejnymi żebrami pręta GFRP, która powodowała nasilenie mechanicznej blokady skutkujące ponownym efektem zaklinowania pręta. W przypadku prętów BFRP w zakresie ③ wykres charakteryzuje się nieliniowym spadkiem do 36% wartości maksimum przyczepności przy podobnym zakresie poślizgu, jak w przypadku prętów stalowych. Zakres ④, w przypadku prętów BFRP charakteryzuje się gwałtownym spadkiem przyczepności w przeciwieństwie do prętów stalowych, które w tym zakresie wykazywały stopniowy, w zasadzie liniowy spadek przyczepności.



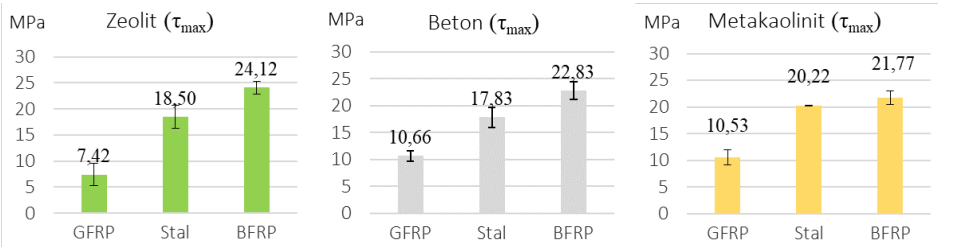
Rys. 7. Zależności naprężenia przyczepności – poślizg dla betonu z dodatkiem zeolitu: BG – pręt GFRP; BS – pręt stalowy c) BB – pręt BFRP (Load – poślizg obciążonego końca pręta, Unload – poślizg swobodnego końca pręta)

W betonie z dodatkiem zeolitu średni poślizg prętów przy maksymalnym naprężeniu przyczepności dla GFRP wynosił 1,3 mm i był większy od średniego poślizgu dla stali – 1,05 mm oraz BFRP – 1,87 mm (Rys. 6). Dodatek zeolitu spowodował znaczące kilkukrotne ograniczenie zakresu ② nieliniowego przyrostu naprężeń przyczepności w przypadku prętów GFRP. Natomiast zakres ② dla prętów BFRP zmniejszył się o połowę, w stosunku do analogicznego zakresu poślizgu w betonie zwykłym. W zakresie ③ w przypadku prętów GFRP zaobserwowano wyraźne plateau, będące wynikiem sukcesywnie utrzymującego się oddziaływania kolejnych oplotów pręta. W przypadku prętów BFRP, zakres ③ charakteryzuje się nieliniowym spadkiem do 36% wartości piku przyczepności przy podobnym zakresie poślizgu, podobnie jak w przypadku prętów stalowych. Należy zauważyć, że przyczepność mierzona po nieobciążonej stronie pręta charakteryzowała się znacznie mniejszym spadkiem (56%). Dla prętów GFRP, w zakresie ④, wykres jest nieliniowy i wykazuje utrzymującą się przyczepność rezydualną o znacznej, wartości piku przyczepności (66%). Zdecydowanie mniejszy wzrost przyczepności w zakresie ④, zaobserwowano dla prętów stalowych (23%). Natomiast zmiana przyczepności prętów BFRP w zakresie ④, miała podobny charakter jak w przypadku betonu zwykłego.



Rys. 8. Zależności naprężenia przyczepności – poślizg dla betonu z dodatkiem metakaolinitu: BG – pręt GFRP; BS – pręt stalowy c) BB – pręt BFRP (Load – poślizg obciążonego końca pręta, Unload – poślizg swobodnego końca pręta)

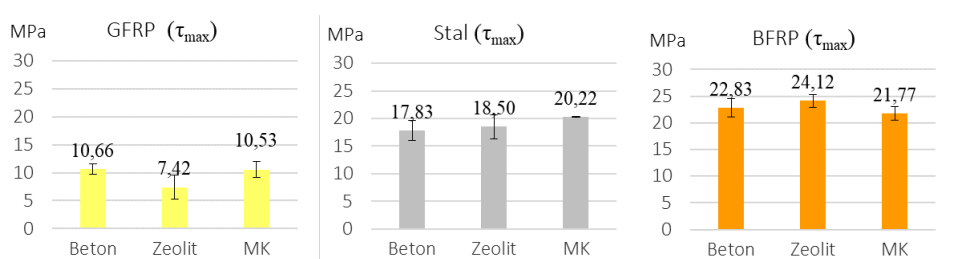
W betonie z dodatkiem metakaolinitu średni poślizg prętów przy maksymalnym naprężeniu przyczepności dla prętów GFRP wynosił 1,87 mm i był większy od średniego poślizgu równym 1,24 mm pręta stalowego oraz większy od poślizgu pręta BFRP równym 1,07 mm (Rys. 8). W porównaniu z betonem zwykłym nastąpiło znaczące zawężenie zakresu ② poślizgu, zarówno w przypadku prętów GFRP jak i BFRP. Natomiast dla prętów GFRP, w stosunku do betonu z dodatkiem zeolitu, zakres ② wykresu był o połowę dłuższy. Przeciwnie, w przypadku prętów BFRP, zakres ② wykresu był o połowę krótszy. W zakresie ③ (po przekroczeniu piku naprężeń przyczepności) w prętach GFRP zaobserwowano wyraźne plateau, będące wynikiem sukcesywnego utrzymującego się oddziaływania kolejnych oplotów pręta. W przypadku prętów BFRP, zaobserwowano zdecydowanie mniejszy spadek przyczepności (41%), w stosunku do wartości maksymalnej, niż dla zwykłego betonu i betonu z dodatkiem zeolitu. Natomiast wykres w zakresie ③, dla prętów stalowych był analogiczny jak dla poprzednich rodzajów betonu. W zakresie ④, rezydualna przyczepność prętów GFRP utrzymywała się na wysokim poziomie maksimum przyczepności (56%). Przyczepność prętów BFRP w zakresie ④ malała gwałtownie, analogicznie jak w poprzednich rodzajach betonu. Natomiast przyczepność prętów stalowych w zakresie ④ wynosiła zaledwie 18% maksymalnej przyczepności.



Rys. 9. Przyczepność prętów GFRP, stali i BFRP zależna od rodzaju betonu

W przypadku betonu zwykłego maksymalne naprężenia przyczepności τ_{max} dla prętów GFRP wynosiły 10,66 MPa i były mniejsze od przyczepności dla pozostałych rodzajów prętów. Dla prętów stalowych τ_{max} = 17,83 MPa i były większe od przyczepności prętów GFRP o 67,3 % . Największe naprężenia przyczepności odnotowano w prętach BFRP (22,83 MPa) i były większe od przyczepności prętów GFRP o 114,2 % a od przyczepności prętów stalowych o 28,0 % . W przypadku betonu z dodatkiem zeolitu maksymalne naprężenia przyczepności τ_{max} dla prętów GFRP wynosiły 7,42 MPa i były mniejsze od przyczepności pozostałych rodzajów prętów. Maksymalne naprężenia przyczepności w prętach stalowych wynosiły τ_{max} = 18,50 MPa i były większe od przyczepności prętów GFRP o 149,3 %. Największe naprężenia przyczepności odnotowano dla prętów BFRP, które wynosiły τ_{max} = 24,12 MPa i były większe od przyczepności prętów GFRP o 225 % i od przyczepności prętów stalowych - o 30,4 % (Rys.9). W betonie z dodatkiem metakaolinitu maksymalne naprężenia przyczepności dla prętów GFRP wynosiły 10,53 MPa i były mniejsze od przyczepności pozostałych rodzajów prętów. Dla prętów stalowych, τ_{max} = 20,22 MPa i były większe od przyczepności prętów GFRP o 92 % . Największe naprężenia przyczepności odnotowano dla prętów BFRP, które wynosiły τ_{max} = 21,77 MPa i były większe od przyczepności prętów GFRP o 106,7% oraz większe od przyczepności prętów stalowych o 7,7 % (Rys.9).

Wpływ dodatków zeolitu i metakaolinitu do betonu na zmianę maksymalnych naprężenia przyczepności dla prętów GFRP, stali i BFRP pokazano na Rys. 10.



Rys. 10 Wpływ dodatków zeolitu i metakaolinitu (MK) do betonu na zmianę maksymalnych naprężenia przyczepności badanych rodzajów prętów

W betonie z dodatkiem zeolitu, maksymalne naprężenia przyczepności prętów GFRP uległy redukcji o 30,4 %, w porównaniu z betonem zwykłym. Natomiast w obecności metakaolinitu, zaobserwowano niewielki spadek naprężeń przyczepności o 1 % , w porównaniu do betonu zwykłego. W przypadku prętów stalowych nastąpił wzrost przyczepności o 3,8 % i 13,4 % do betonu z dodatkiem zeolitu i metakaolinitu odpowiednio

w porównaniu do betonu zwykłego. Przyczepność prętów BFRP wzrosła w obecności dodatku zeolitu do betonu o 5,7 % i zmalała o 4,7 % w przypadku metakaolinitu, w porównaniu ze zwykłym betonem. W przypadku prętów BFRP, mimo większego rozstawu oplotu w stosunku do żeber w stalowym pręcie, przyczepność jest większa niż dla prętów stalowych. Utrata przyczepności w przypadku prętów GFRP jak i BFRP spowodowana była pełnym odkształceniem żeber oplotu. Uszkodzenia były inicjowane u nasady oplotu, a następnie propagowały na zewnątrz. Ostatecznie, powierzchnia ścinania pojawiała się na styku betonu i oplotu zarówno prętów GFRP i BFRP. Mechanizm przyczepności jest determinowany głównie przez mechaniczne zazębienie wywoływane przez oplot prętów kompozytowych. Można stwierdzić, że w mechanizmie przyczepności, oprócz wpływu składu betonu opisanego powyżej, równie ważną rolę odgrywa rodzaj deformacji oplotu.

4. Wnioski

Przeprowadzone badania miały na celu określenie przyczepności prętów BFRP i GFRP w betonie modyfikowanym za pomocą testów pull-out. Przeanalizowano i porównano wpływ właściwości betonu i charakterystyki prętów na przyczepność. Dokonano analizy wpływu właściwości i składu betonu oraz charakterystyki trzech rodzajów prętów (niemetalicznych i stalowych) na przyczepność. Stwierdzono, że:

1. We wszystkich wykonanych testach stwierdzono, że uzyskane naprężenia spełniają warunki normowych średnich i maksymalnych naprężeń przyczepności.
2. Największe maksymalne naprężenia przyczepności τ_{max} = 24,12 MPa odnotowano w przypadku prętów BFRP dla betonu z dodatkiem zeolitu, były większe odpowiednio o 225 % i 30,4 %, w porównaniu do przyczepności prętów GFRP i stalowych. Natomiast w betonie z dodatkiem metakaolinitu, maksymalne naprężenia przyczepności prętów BFRP wynosiły τ_{max} = 21,77 MPa i były większe odpowiednio o 106,7 % i 7,7 %, w porównaniu do prętów GFRP i do prętów stalowych.
3. Dodatek zeolitu do betonu zmniejsza ponad pięciokrotnie poślizg przy maksymalnym naprężeniu przyczepności, w przypadku prętów GFRP oraz ponad dwukrotnie dla prętów BFRP. Najmniejszą redukcję poślizgu 19 % zaobserwowano w przypadku prętów stalowych. Natomiast dodatek metakaolinitu w mniejszym stopniu wpływa na redukcję poślizgu prętów przy maksymalnej przyczepności. Dla prętów GFRP odnotowano 3,5 - krotną redukcję, dla prętów BFRP ponad czterokrotną a dla prętów stalowych jedynie, 6 % w stosunku do betonu zwykłego.
4. Zastosowane dodatki mineralne charakteryzują się dużą powierzchnią właściwą (zeolit 13 500 cm^2/g i metakaolinit 20 000 cm^2/g) i powodują wyraźny wzrost wytrzymałości na rozciąganie betonu (18% i 10% odpowiednio, wg tabeli 3), a więc spodziewano się jednoznacznie korzystnego wpływu zastosowanych modyfikacji na przyczepność betonu do prętów zbrojeniowych, niezależnie od materiału pręta. Uzyskane wyniki nie są jednak tak jednoznaczne, co wskazuje na fakt, że oprócz powierzchni właściwej dodatku istotne mogą być w tym kontekście także cechy technologiczne mieszanki betonowej oraz szczegółowa analiza interakcji w strefie kontaktu zaczyn-pręt zbrojeniowy, co powinno stanowić przedmiot dalszych badań.

Wyniki przeprowadzonych badań dostarczyły cennych informacji do projektowania i wdrażania konstrukcji z betonu, zbrojonego prętami FRP co przyczyni się do opracowania ulepszonych modeli przyczepności prętów FRP w betonie.

Podziękowania:

Autorzy dziękują firmie Astra za dostarczenie do badań prętów GFRP i BFRP oraz dodatków do betonu, zeolitu i metakaolinitu. Badania były prowadzone w Laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, w ramach Grantu 35.2022 RND PW.

Literatura

[1] Garbacz, A.; Urbański, M.; Łapko, A.: BFRP bars as an alternative reinforcement of concrete structures - Compatibility and adhesion issues, Advanced Materials Research, vol. 1129, pp. 233-241, (2015).
[2] Strona internetowa: https://edition.cnn.com/2021/03/30/politics/infrastructure-us-investment-cost-engineers/index.html (dostęp 20 04 2023).
[3] Wang, X.; Wang, Z.; Wu, F.; Cheng, F.: „Shear behavior of basalt fiber reinforced polymer (FRP) and hybrid FRP," Construction and Building Materials, vol. 24(09) pp. 781-789, 2014.
[4] Radomski, W.: Bridge Rehabilitation. London, Imperial College Press 2002.
[5] Strona internetowa: https://www.oecd-ilibrary.org/transport/itf-transport-outlook_25202367 (dostęp 20 04 2023).
[6] The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering, ed. Manoochehr Zoghi, CRC Press 2014.
[7] Garbacz, A.; Szmigiera, E..; Urbański, M.; Protchenko, K.; Kubas, M.: On research on FRP hybrid reinforcement for infrastructure RC structures , Engineering and construction", Warsaw 2017; 8/2017, pp. 428-432. (in polish)
[8] Szmigiera, E.; Protchenko, K.; Urbański, M.; Garbacz, A. Mechanical Properties of Hybrid FRP Bars and Nano-Hybrid FRP Bars. Arch. of Civ. Eng., 2019, 65(1), pp. 97-110. https://doi.org/10.2478/ace-2019-0007
[9] Protchenko, K., Szmigiera, E. D., Urbański, M., & Garbacz, A.. Development of Innovative HFRP Bars. MATEC Web of Conf., 2018, 196, 1–6. http://doi.org/10.1051/matecconf/201819604087
[10] Protchenko, K.; Dobosz, J.; Urbański, M.; Garbacz, A. Wpływ substytucji włókien bazaltowych przez włókna węglowe na właściwości mechaniczne prętów B/CFRP (HFRP). Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, JCEEA, 2016, 63, 1/1, pp. 149–156. http://doi.prz.edu.pl/pl/pdf/biis/454
[11] Urbanski, M. Compressive Strength of Modified FRP Hybrid Bars. Materials. 2020, 13(8), 1898, 17 pp. https://doi.org/10.3390/ma13081898
[12] Protchenko, K. and Szmigiera, E.D.: Post-Fire Characteristics of Concrete Beams Reinforced with Hybrid FRP Bars. Materials, 2020, 13, 5, 1–15. http://doi.org/10.3390/ma13051248
[13] Protchenko, K., Szmigiera, E.D., Urbański, M., and Garbacz, A.: Development of Innovative HFRP Bars, 2018, MATEC Web of Conferences 196, 1–6. http://doi.org/10.1051/matecconf/201819604087
[14] Shobeiri, V.; Bennett, B.; Xie, T.; Visintin, P.: A comprehensive assessment of the global warming potential of geopolymer concrete. J. Cleaner Prod. 2021, 297. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.126669.
[15] Groves, M. C. E.; Sasonow, A.: Uhde EnviNOx® technology for NOX and N2O abatement: a contribution to reducing emissions from nitric acid plants. J. Integr. Environ. Sci., 2010, 7, 211-222. https://doi.org/10.1080/19438151003621334.
[16] Elizondo-Martínez, E.-J.; Andrés-Valeri, V.-C.; Jato-Espino, D.; Rodriguez-Hernandez, J.: Review of porous concrete as multifunctional and sustainable pavement. J. Build. Eng., 2020, 27, (C). https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100967.
[17] Naqi, A.; Jang, J.: Recent Progress in Green Cement Technology Utilizing Low-Carbon Emission Fuels and Raw Materials: A Review. Sustainability. 2019, 11, (2). https://doi.org/10.3390/su11020537.
[18] Rashad, A. M.: Metakaolin as cementitious material: History, scours, production and composition – A comprehensive overview. Construction and Building Materials, 2012, 41, 303-318. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.001.
[19] Sudagar A.; Andrejkovičová , S.; Patinhaa, C.; Velosa, A.; McAdam, A.; Ferreira da Silva, E.; Rocha, F.: A novel study on the influence of cork waste residue on metakaolin-zeolite based geopolymers. Applied Clay Science. 2018, 152, 196-210. https://doi.org/10.1016/j.clay.2017.11.013
[20] Bakera, A.T.; Alexander, M.G,: Use of metakaolin as a supplementary cementitious material in concrete, with a focus on durability properties. RILEM Technical Letters (2019) 4: 89-102. http://dx.doi.org/10.21809/rilemtechlett.2019.94

[21] Achillides, Z., Pilakoutas, K., and Waldron, P.: (1997a). ''Modelling of FRP rebar bond behaviour.'' Proc., 3rd Int. Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 14–16, Japan Concrete Society, Sapporo, Japan, 423–430.
[22] Malvar LJ, Cox JV, Bergeron Cochran K.: Bond between carbon fiber reinforced polymer bars and concrete I: experimental study. J Compos Construct 2003;7(2):154–63.
[23] Achillides Z, Pilakoutas K.: Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions. J Compos Construct 2004;8(2):173–81.
[24] Hossain, K. M. A.: Bond Strength of GFRP Bars Embedded in Engineered Cementitious Composite using RILEM Beam Testing. International Journal of Concrete Structures and Materials. 2018. 15 pp. https://doi.org/10.1186/s40069-018-0240-0
[25] Zhang, P.; Zhang, S.; Gao, D.; Dong, F.; Liu, Y.; Zhao, J.; Sheikh, S.A.: Influence of rib parameters on mechanical properties and bond behavior in concrete of fiber-reinforced polymer rebar. Adv. Struct. Eng. 2021, 24, 196–208. https://doi.org/10.1177/1369433220947196
[26] Hao, Q.; Wang, Y.; He, Z.; Ou, J.: Bond strength of glass fiber reinforced polymer ribbed rebars in normal strength concrete. Constr. Build. Mater. 2009, 23, 865–871. doi:10.1016/j.conbuildmat.2008.04.011
[27] ACI 440.3R-12, Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures.
[28] ASTM D7205 / D7205M - Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. American Society of Testing and Materials: West Conshohocken, PA.2006, 12.
[29] PN-EN 1992-1-1: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN Warszawa, 2008.

MATERIAŁY NAPRAWCZE

REPAIR MATERIALS

Beata Jaworska
Małgorzata Janaszek
Jerzy Jaworski

Wpływ skarbonatyzowanych popiołów lotnych na wybrane właściwości zapraw cementowych

THE EFFECT OF CARBONIZED FLY ASHES ON SELECTED PROPERTIES OF CEMENT MORTARS

Streszczenie

Jednym z głównych problemów związanych ze zmianami klimatu jest efekt cieplarniany powstający w wyniku częściowej absorpcji promieniowania podczerwonego emitowanego przez Ziemię przez gazy cieplarniane, w tym dwutlenek węgla. Znaczący udział w emisji CO_2 ma przemysł budowlany, który emituje około 39% CO_2. W związku z tym szuka się nowych rozwiązań mających na celu zminimalizowanie ilości emisji dwutlenku węgla. Jednym z nich jest sekwestracja CO_2 w materiałach budowlanych. Jest to możliwe, ponieważ w skład materiałów budowlanych wchodzą m.in. cement oraz różnego rodzaju mineralne dodatki, które ze względu na swój skład chemiczny wykazują zdolność do reakcji z CO_2 przez co umożliwiają jego trwałe związanie w materiale. W niniejszej pracy zbadano możliwości sekwestracyjne popiołów lotnych – wapiennego (PLW) i krzemionkowego (PLK), a następnie zbadano wpływ skarbonatyzowanych popiołów na wybrane właściwości zapraw cementowych. W ramach badań określono ilość pochłoniętego dwutlenku węgla przez popioły oraz zbadano wybrane właściwości technologiczne i materiałowe zapraw cementowych zawierających masowo 10% i 25% skarbonatyzowanych popiołów w 28 i 90 dniu pielęgnacji. Wszystkie badane serie próbek charakteryzowały się tym samym stosunkiem wodno-cementowym ustalonym na poziomie 0,5. Łącznie przygotowano osiem kompozytów modyfikowanych popiołami lotnymi. Punktem odniesienia była zaprawa normowa niemodyfikowana popiołami. W zastosowanej w badaniach metodzie sekwestracji PLW związał 6 krotnie więcej CO_2 w porównaniu do PLK. Kompozyty cementowe modyfikowane popiołami charakteryzowały się większą plastycznością i mniejszą zawartością powietrza w porównaniu do zaprawy referencyjnej. Zaprawy ze skarbonatyzowanymi popiołami charakteryzowały się nieznacznie mniejszą plastycznością oraz mniejszą lub równą zawartością powietrza, w porównaniu do ich odpowiedników z popiołami niekarbonatyzowanymi. Wraz z ilością dodanego do zapraw

dr inż. Beata Jaworska – Politechnika Warszawska
mgr inż. Małgorzata Janaszek – Politechnika Warszawska
mgr inż. Jerzy Jaworski – Politechnika Warszawska

popiołu nie tylko początek wiązania następuje szybciej ale również czas wiązania zapraw jest krótszy. Karbonatyzacja PLW wpływa na zwiększenie wytrzymałości na zginanie w obu terminach dojrzewania, w porównaniu do odpowiedników nieskarbonatyzowanych, jednak ilość zastosowanego PLW_{CO2} nie wpływa znacząco na 28 dniową wytrzymałość na zginanie. 28 dniowa wytrzymałość na zginanie próbek z PLK_{CO2} wzrasta wraz z ilością dodanego popiołu. Karbonatyzacja popiołów wpływa na zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie zapraw w obu terminach dojrzewania.

Abstract

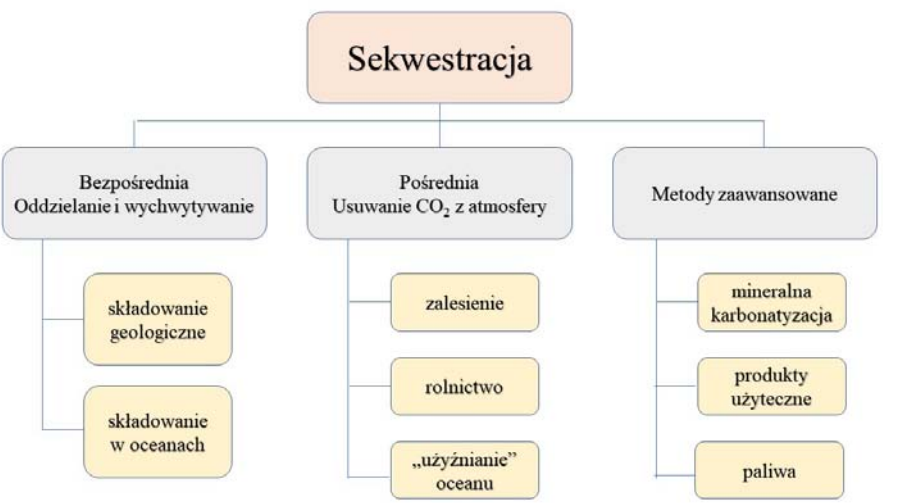
One of the main problems associated with climate change is the greenhouse effect created by the partial absorption of infrared radiation emitted by the Earth by greenhouse gases, carbon dioxide. The construction industry is a significant contributor to carbon dioxide emissions, accounting for about 39% of CO_2 output. As a result, new solutions are being sought to minimize the amount of carbon dioxide emitted. One of which is CO_2 sequestration in building materials. It is possible because building materials are composed of, among other things, cement and various types of mineral additives, which, due to their chemical composition, show the ability to react with CO_2 by allowing it to bind permanently in the material. The presented study investigated the sequestration capabilities of fly ashes – calcareous (PLW) and siliceous (PLK), and further investigated the effect of carbonated ashes on the selected properties of cement mortars. The present research determined the amount of carbon dioxide absorbed by the ashes and investigated selected technological and material properties of cement mortars containing 10% and 25% carbonated ashes at the 28^{th} and 90^{th} days of curing. All tested specimen were characterized by the same water-cement ratio determined at 0.5. A total of eight composites modified with fly ashes were prepared. The reference point was a standard mortar unmodified with ashes. In the sequestration method used in the study, PLW bound 6 times more CO_2 in comparison to PLK. Cement composites modified with fly ashes were characterized by higher plasticity and lower air content compared to the reference mortar. Mortars with carbonated fly ashes were characterized by slightly lower plasticity and lower or equal air content, compared to their counterparts with non-carbonated ashes. With the amount of ash added to mortars, not only is the initial setting faster, but also the setting time of mortars is shorter. Carbonation of PLW increases mortars flexural strength at both curing times, compared to non-carbonated counterparts, but the amount of PLW_{CO2} applied does not significantly affect 28-day flexural strength. The 28-day flexural strength of PLK_{CO2} specimens increases with the amount of ash added. Carbonization of the ashes decreases the mortars compressive strength at both curing times.

1. Wprowadzenie

Prawdopodobieństwo wystąpienia znacznych szkód środowiskowych i społecznych znacznie wzrośnie, jeśli stężenie CO_2 w atmosferze przekroczy 550 ppm. Ustabilizowanie stężenia CO_2 na tym poziomie lub poniżej niego w ciągu najbliższych 100 lat wymagałoby globalnej redukcji emisji (w stosunku do obecnego trendu) o 50-60% do 2050 r. i 70-90% do 2100 r. [1]. Na poziomie naukowym i przemysłowym toczy się wiele dyskusji o tym, jak najlepiej ograniczyć emisję CO_2, zwłaszcza na dużą skalę. Jedną z możliwości jest wychwytywanie, a następnie przechowywanie CO_2 na przykład w strukturach geologicznych lub w materiałach budowlanych.

1.1. Sekwestracja CO_2 w materiałach budowlanych

Sekwestracja dwutlenku węgla, CCS (od ang. Carbon Capture and Storage) to proces polegający na oddzieleniu i wychwyceniu dwutlenku węgla ze spalin w celu ograniczenia jego emisji do atmosfery. Metoda ta składa się z trzech głównych etapów: separacji dwutlenku węgla, jego transportu oraz zdeponowania w sposób nieszkodliwy dla środowiska. Stosowana jest w przemyśle energetycznym i chemicznym. Technologia CCS uważana jest obecnie za jedną z najbardziej kosztownych, najdroższym jej etapem jest proces separacji dwutlenku węgla. Konkurencyjną technologią dla metody CCS jest technologia CCU (od ang. Carbon Capture and Utilization). Polega ona na wychwytywaniu CO_2 ze spalin oraz jego późniejszej utylizacji. W odróżnieniu od CCS, CCU ma na celu wykorzystanie wychwyconego CO_2 oraz jego konwersję na inne substancje lub produkty (np. tworzywa sztuczne, beton, biopaliwo). Podział metod sekwestracji przedstawiono na Rysunku 1.



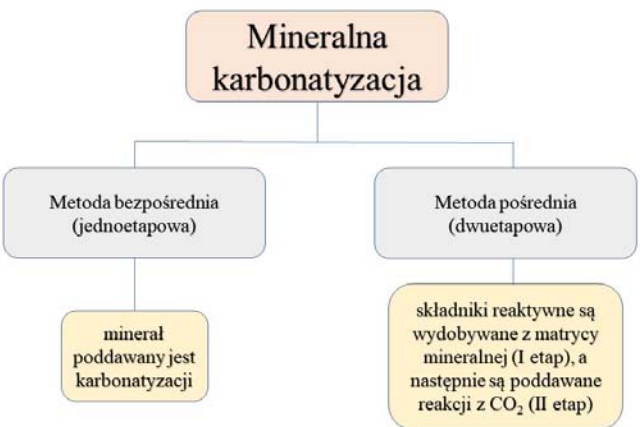
Rys. 1. Podział sekwestracji CO_2 [2].

1.2. Mineralna karbonatyzacja

W przemyśle budowlanym spośród metod sekwestracji przedstawionych na Rysunku 1 stosuje się mineralną karbonatyzację. Za zastosowaniem mineralnej karbonatyzacji jako metody redukcji emisji dwutlenku węgla do atmosfery przemawia przede wszystkim

fakt, że jest ona procesem neutralnym, występującym w przyrodzie. Produkty powstające w wyniku tego procesu są obojętne dla środowiska [3]C. Mineralna karbonatyzacja jako metoda sekwestracji dwutlenku węgla została zaproponowana w 1990 roku przez Seifritza, a w 2005 roku została ostatecznie zdefiniowana w IPCC Special Report on Carbon Dioxide Capture and Storage, part 7. Mineral Carbonation and Industrial uses of Carbon Dioxide [4, 5]. Metoda ta polega na reakcji dwutlenku węgla z tlenkami metali (magnezu, wapnia, żelaza), w wyniku której tworzą się nierozpuszczalne węglany. Jest to reakcja egzoenergetyczna, w wyniku której, w przypadku dwóch podstawowych tlenków CaO i MgO, wydziela się odpowiednio 179 i 118 kJ/mol [6]. Do wiązania CO_2 mogą być również stosowane:

- minerały naturalne: serpentyn ($Mg_3Si_2O_5(OH)_4$), talk ($Mg_3Si_4O_{10}(OH)_2$), oliwin (Mg_2SiO_4);
- odpady: popioły lotne ze spalania węgla kamiennego i brunatnego [7, 8], krzemiany wapniowe i magnezowe, odpady azbestowe, żużle hutnicze [9]. Na Rysunku 2 przedstawiono podział karbonatyzacji mineralnej.



Rys. 2. Podział karbonatyzacji mineralnej [10].

Karbonatyzacja bezpośrednia może zostać przeprowadzona na jeden z dwóch sposobów. Pierwszym z nich jest bezpośrednia reakcja dwutlenku węgla z ciałem stałym, zgodnie z równaniem (1) [10]. W wyniku reakcji CO_2 z krzemianami wapniowymi i magnezowymi powstają węglany oraz SiO_2.

$$\text{Ca/Ma krzemiany} + CO_2 \rightarrow (Ca/Mg)CO_3 + SiO_2 \quad (1)$$

Proces ten jest przeprowadzany w reaktorze ciśnieniowym. Przy zastosowaniu CaO i MgO karbonatyzacja przebiega szybciej.

Drugim sposobem jest reakcja dwutlenku węgla rozpuszczonego w wodzie, CO_2 reaguje wówczas z zawiesiną wodną np. krzemianów wapniowych lub magnezowych zgodnie z równaniami (2-4). Jako katalizatory reakcji stosuje się $NaHCO_3$, NaCl, $(Na/K)NO_3$.

$$CO_2(g) + H_2O(aq) \rightarrow H_2CO_3(aq) \rightarrow HCO_3^-(aq) + H^+(aq) \quad (2)$$

$$2Ca/Mg\ \text{krzemiany}(s) + 2H^+(aq) \rightarrow 2Ca/Mg^{2+}(aq) + SiO_2(s) + 2H_2O(aq) \quad (3)$$

$$Ca/Mg^{2+}(aq) + HCO_3^-(aq) \; (Ca/Mg)CO_3(s) + H^+(aq) \quad (4)$$

Mineralna karbonatyzacja oferuje możliwość sekwestracji dużych ilości CO_2 w podstawowych związkach wapnia i magnezu. Związki te występują w świeżym betonie (utwardzonym przez karbonizację), betonie z recyklingu z rozebranych budynków, produktach ubocznych z przemysłu, takich jak pył z pieca cementowego, żużle i popioły ze spalania odpadów komunalnych lub naturalnie występujących skałach. Zastosowanie skarbonatyzowanych materiałów w produktach budowlanych oferuje ogromny zbiornik do przechowywania CO_2 i znaczący wkład w obniżenie emisji CO_2 i cyrkularności ich składników. Karbonatyzacja w celu przechowywania CO_2 w cemencie lub betonie może być przeprowadzona na różnych etapach życia betonu.

Na etapie świeżego betonu CO_2 może być wtłaczany podczas mieszania i dozowania [11, 12]. Tworzący się amorficzny $CaCO_3$ przyśpiesza reakcję hydratacji cementu zwiększając wytrzymałość betonu na ściskanie. Chociaż tym sposobem tylko niewielka ilość dodanego CO_2 jest magazynowana w betonie, zwiększenie wytrzymałości na ściskanie daje możliwość obniżenia zawartości cementu, a tym samym dalszego zmniejszenia śladu węglowego betonu. W podobny sposób magazynuje się CO_2 w szlamie betonowym powstałym podczas czyszczenia betoniarek i ciężarówek z betonem. Karbonizowany szlam dodaje się następnie do produkcji nowego betonu [13-15]. Jednak ilość sekwestrowanego CO_2 jest również ograniczona ponieważ dostępność tego materiału wynosi tylko 1 do 3% produkcji betonu towarowego [16].

Utwardzanie przez karbonatyzację może być stosowane na świeżej mieszance betonowej jak i wstępnie utwardzonym betonie i generalnie składa się z etapu utwardzania wstępnego, karbonatyzacji i utwardzania końcowego [16-19]. Czyste uwodnione fazy cementu takie jak hydraty krzemianu wapnia, wodorotlenek wapnia czy ettryngit ulegają najszybciej karbonatyzacji przy wysokiej wilgotności względnej [20]. W przypadku większych próbek czy fragmentów betonu dużą rolę odgrywa porowatość, przepuszczalność, a także wilgotność względna, stan wysuszenia i stopień nasycenia wodą wewnątrz systemu porów betonu. Ponadto, inne minerały krzemianu wapnia, takie jak γ-krzemian dwuwapnia, rankinit ($Ca_3Si_2O_7$) i wollastonit ($Ca_3Si_3O_9$), które w warunkach alkalicznych nie są reaktywne z wodą, a zatem nie są stosowane w konwencjonalnych cementach, mogą być używane do przygotowania materiałów budowlanych utwardzanych dwutlenkiem węgla [21-23]. Przyspieszona karbonatyzacja ma potencjał do związania znacznej ilości CO_2 jednak wydajność procesu jest zależna od ilości CaO dostępnego w cemencie. Odpady betonowe pochodzące z rozebranych budynków stanowią znaczące źródło materiału skarbonatyzowanego. W porównaniu z innymi możliwościami recyklingu części cementowej gruzu betonowego [24], karbonatyzacja oferuje dodatkowo możliwość długotrwałego magazynowania CO_2 w fazach mineralnych, zapewniając negatywną wartość emisji jak podkreślono w [25, 26]. W literaturze opisywane są różne podejścia [16, 27-33] wykorzystujące różne materiały wyjściowe, takie jak kruszywa (frakcja żwirowa), odzyskane drobiny betonu (frakcja piaskowa) lub oddzielony zaczyn cementowy. W przypadku zastosowania w produkcji betonu materiałów z recyklingu podczas karbonatyzacji można zastosować metodę gazowo-stałą lub wodną w sposób bezpośredni lub pośredni (co najmniej dwa etapy procesu).

W procesie gazowo-stałym przy wilgotności względnej otoczenia lub podwyższonej wilgotności względnej (95%) następuje bezpośrednia reakcja CO_2 z zaczynem cementowym przylegającym do kruszyw (żwiru lub piasku), w wyniku której następuje wytrącenie węglanu wapnia na powierzchni kruszywa. Kruszywa z recyklingu poddane takiej ob-

róbce charakteryzują się znacznie mniejszą porowatością i wykazują mniejszą absorpcję wody w porównaniu z kruszywem niekarbonatyzowanym [34]. W ten sposób beton przygotowany z użyciem materiału karbonatyzowanego może charakteryzować się lepszymi właściwościami mechanicznymi i trwałościowymi od betonu z konwencjonalnym kruszywem z recyklingu [35]. Umożliwia to również zmniejszenie zawartości cementu w betonie a tym samym dalsze obniżenie śladu węglowego [36].

W metodzie wodnej istnieje szeroki zakres stosowanych warunków procesu. Zmiennymi są współczynnik woda/ciało stałe, stężenie CO_2, ciśnienie, temperatura czy też stosowane reagenty [28, 37-39]. Karbonatyzacja w wodzie jest bardziej kompletna niż w warunkach suchych, ponieważ jony wapnia są wypłukiwane z pokruszonego betonu. Oprócz portlandytu, inne fazy, tj. hydraty krzemianu wapnia i hydraty glinianu wapnia, są również poddawane karbonatyzacji, podobnie jak w przypadku karbonatyzacji naturalnej. Jednakże stopień karbonatyzacji jest bardziej wyraźny przy całkowitym odwapnieniu hydratu krzemianu wapnia [40]. W rezultacie powstaje nie tylko $CaCO_3$, ale także coraz większa ilość żelu krzemionkowego i glinowego w porównaniu do karbonizacji przy naturalnych stężeniach CO_2. Żele te działają jak pucolany [38], gdy karbonizowany materiał jest później używany jako dodatek mineralny w nowo wyprodukowanym betonie, co pozwala na zastąpienie części cementu. Przyspieszona karbonatyzacja odpadów betonu oferuje zatem duży potencjał długoterminowego składowania CO_2 w skali globalnej w porównaniu z naturalną karbonatyzacją zachodzącą podczas składowania odpadów, gdzie wykorzystywane jest tylko 25% potencjału wiązania CO_2 [41].

Oprócz betonu (z recyklingu) w procesach mineralnej karbonatyzacji można stosować również inne materiały. Potencjalnymi materiałami podatnymi na karbonatyzację, są odpady zawierające w składzie chemicznym wapń, takie jak np. pył z pieca cementowego, żużle i popioły z różnych procesów, w tym żużle stalowe [42].

2. Cel i zakres badań

2.1 Cel badań

Celem przeprowadzonych badań kompozytów cementowych modyfikowanych skarbonatyzowanym popiołem lotnym było określenie wpływu modyfikacji materiałowej na wybrane właściwości zaprawy cementowej.

Program badawczy podzielono na dwa etapy. W pierwszym etapie popioły lotne poddano karbonatyzacji i obliczono ilość pochłoniętego przez popioły dwutlenku węgla. Następnie przygotowano zaprawy cementowe zawierające popioły lotne i zbadano wybrane właściwości technologiczne i materiałowe.

2.2 Materiały

W ramach przeprowadzonych badań do opracowania i wykonania badanych składów zapraw jako spoiwo zastosowano cement CEM I 42,5R, zgodny z wymogami określonymi w normie PN EN 197-1:2011. Do wykonania mieszanek użyto kruszywo drobne (piasek wiślany), zgodny z wymaganiami normy PN EN 12620 oraz wodę wodociągową zgodną z normą PN EN 1008. Do modyfikacji zapraw użyto dwóch rodzajów popiołów lotnych: popiół lotny wapienny (PLW) ze spalania węgla brunatnego w Elektrowni Bełchatów oraz

popiół lotny krzemionkowy (PLK) ze spalania węgla kamiennego w Elektrowni Siekierki. W Tabeli 1 przedstawiono skład chemiczny obu popiołów użytych do wykonania zapraw deklarowany przez dostawców.

Wszystkie badane serie próbek charakteryzowały się tym samym stosunkiem wodno-cementowym ustalonym na poziomie 0,5. Składy ilościowe zapraw będących przedmiotem badań zestawiono w Tabeli 2.

Serie próbek modyfikowane popiołami lotnymi dodatkowo różniły się ilościową zawartością popiołu w danej zaprawie. Badane próbki zawierały 10% i 25% popiołów lotnych. Zaprawy zawierające popiół lotny krzemionkowy oznaczono symbolem A (10% popiołu A1 oraz 25% popiołu A2), natomiast zaprawy z popiołem lotnym wapiennym – B (B1 – 10% PLW, B2 – 25% PLW). Zostało przygotowanych łącznie osiem kompozytów modyfikowanych popiołami lotnymi. Cztery składy z popiołami nieskarbonatyzowanymi (A1, A2, B1, B2) oraz cztery składy z popiołami skarbonatyzowanymi ($A1_{CO2}$, $A2_{CO2}$, $B1_{CO2}$, $B2_{CO2}$). Punktem odniesienia była zaprawa normowa (ZR) niemodyfikowana popiołami.

Tabela 1. Skład chemiczny popiołów lotnych użytych do wykonania zapraw deklarowane przez dostawców

Udział, %	PLK	PLW
SiO_2	51,6	38,7
Al_2O_3	22,9	23,2
CaO	3,8	22,6
Fe_2O_3	6,6	6,1
MgO	2,2	1,2
Mn_3O_4	0,1	0,1
TiO_2	1,0	1,3
SO_3	0,3	3,3
P_2O_5	0,6	0,2
Na_2O	0,7	0,1
K_2O	2,0	0,2
SrO	0,1	0,1
Straty prażenia	7,2	2,5
Pozostałe	0,9	0,4

Tabela 2. Składy badanych zapraw wyrażone w kg na 1 m^3

Komponent	ZR	A1	A2	B1	B2
	Masa, kg				
Cement (CEM I 42,5R)	542	486	403	488	406
Piasek wiślany	1626	1621	1613	1625	1624
PLK	-	54	134	-	-
PLW	-	-	-	54	135
Woda	271	270	269	271	271

W przypadku każdego rozpatrywanego składu wykonano 6 próbek w kształcie prostopadłościanu (beleczek) o wymiarach 40 x 40 x 160 mm, na których następnie wykonano oznaczenia wytrzymałości na zginanie i ściskanie. Próbki były pielęgnowane w wodzie aż do momentu badania wybranych właściwości mechanicznych. Przed zaformowaniem zapraw wykonano szereg badań technologicznych mieszanek.

3. Metodyka badawcza

Program badań opierał się na wprowadzeniu CO_2 w popioły lotne a następnie przygotowaniu zapraw zawierających te popioły i określeniu wpływu skarbonatyzowanych popiołów na wybrane właściwości technologiczne i mechaniczne. W ramach badań właściwości technologicznych mieszanek wykonano oznaczenia plastyczności, czasu wiązania oraz zawartości powietrza. W ramach badań właściwości mechanicznych zapraw wykonano oznaczenia wytrzymałości na zginanie i ściskanie w 28 i 90 dniu pielęgnacji. Procedury badań omówiono poniżej.

3.1 Karbonatyzacja popiołów lotnych

Aby wybrać najbardziej optymalny poziom pochłaniania CO_2 przez badane popioły wymieszano je z wodą w różnych proporcjach a następnie poddano karbonatyzacji przez 24 godziny, w zamkniętym zbiorniku ciśnieniowym, w którym zastosowano gazowy CO_2 (99,8%) pod ciśnieniem 5 atm. Na podstawie różnicy mas próbek popiołów, zważonych przed i po karbonatyzacji, obliczono ilość pochłoniętego dwutlenku węgla.

3.2 Badanie plastyczności metodą stolika rozpływu

Badanie według normy PN-EN 1015-3 polega na pomiarze rozpływu mieszanki na płaskiej płycie poddanej wstrząsom.

3.3 Oznaczenie czasu wiązania

Oznaczenie czasu wiązania według normy PN-EN 196-3 wykonuje się w Aparacie Vicata. Igła zamocowana na końcu swobodnie poruszającego się, obciążonego trzonka, zagłębia się w badanej próbce. Za początek wiązania uznaje się moment, w którym igła zatrzymała się w odległości 2-4 mm nad powierzchnią płytki, na której została umieszczona mieszanka. Za koniec wiązania uznaje się moment, w którym igła nie zagłębia się na więcej niż 1 mm.

3.4 Badanie zawartości powietrza

Zawartość powietrza w mieszance oznacza się w kalibrowanym aparacie zwanym porozometrem zgodnie z metodą wyrównawczego ciśnienia według normy PN-EN 12350-7. Aparat posiada komorę, w której zdefiniowane ciśnienie buduje się za pomocą pompy ręcznej lub elektrycznej. Otwarcie zaworu przelewowego wyrównuje ciśnienie w pojemniku testowym, który jest wypełniony mieszanką. Spadek ciśnienia w naczyniu pokazuje ilość powietrza porowego w badanej próbce.

3.5 Badanie wytrzymałości na zginanie

Wytrzymałość zaprawy na zginanie jest określana przez trzypunktowe obciążenie stwardniałych, uformowanych w kształcie prostopadłościanów próbek, aż do zniszczenia zgodnie z normą PN-EN 196-1. W trakcie badania obciążenie zwiększa się jednostajnie o 50 N/s, aż do złamania.

3.6 Badanie wytrzymałości na ściskanie

Wytrzymałość zaprawy na ściskanie jest określana na obydwu połówkach beleczek uzyskanych w wyniku badania wytrzymałości na zginanie. Badanie przeprowadza się na maszynie badawczej umożliwiającej przyłożenie obciążenia z prędkością 2 400 N/s, aż do zgniecenia zgodnie z normą PN-EN 196-1.

4. Wyniki badań i dyskusja

4.1 Ilość pochłoniętego dwutlenku węgla

W celu określenia ilości pochłoniętego CO_2 przez popioły lotne po 24 godzinnej karbonatyzacji próbki zważono. Wyniki oznaczenia przedstawiono w Tabeli 3.

Tabela 3. Ilość pochłoniętego dwutlenku węgla

Zawartość wody, %	PLK	PLW
10	0,5	4,4
15	0,7	4,2
20	-	4,1

Dla pełnej charakterystyki badanych popiołów lotnych obliczono maksymalną teoretyczną pojemność związania CO_2 przy zastosowaniu wzoru Steinoura [43]:

$$CO_2\ (\%) = 0{,}785(CaO - 0{,}7SO_3) + 1{,}09Na_2O + 0{,}93K_2O \quad (5)$$

Maksymalna teoretyczna pojemność związania CO_2 przez PLK obliczona za pomocą wzoru (5) wynosi 5,5%, natomiast dla PLW wynosi 16,2%. W zastosowanej w badaniach metodzie sekwestracji otrzymano prawie 8 i 3,7 krotnie, odpowiednio dla PLK i PLW, mniejszą pojemność związania CO_2 w porównaniu do obliczonej maksymalnej teoretycznej pojemności. Niemniej jednak PLW związał ponad 6 krotnie więcej CO_2 w porównaniu do PLK. Różnice w stopniu karbonatyzacji wynikają przede wszystkim z zawartości i przereagowania faz reaktywnych w stosunku do CO_2 w poszczególnych popiołach.

4.2 Właściwości technologiczne

W celu określenia wpływu substytucji cementu skarbonatyzowanymi popiołami lotnymi na właściwości technologiczne mieszanki, oznaczono plastyczność, czas wiązania oraz procentową zawartość powietrza w mieszance (Tabela 4, Rysunek 3 – 4).

Tabela 4. Wybrane właściwości technologiczne mieszanek

	ZR	A1	$A1_{CO2}$	A2	$A2_{CO2}$	B1	$B1_{CO2}$	B2	$B2_{CO2}$
Rozpływ, cm (średnia)	14,5	11,5	13,1	11,0	11,6	10,7	11,2	10,1	10,3
Czas wiązania, min	60	75	85	70	50	110	90	40	50
Zawartość powietrza, %	8,5	7,5	7,6	7,2	6,5	6,6	6,6	7,2	5,8

Rozpływ wyznaczony dla zaprawy normowej z użytego do badań cementu portlandzkiego CEM I 42,5R wynosił 14,5 cm. Rozpływy zapraw popiołowo-cementowych zawierały się w granicach od 10,3 cm do 13,1 cm.

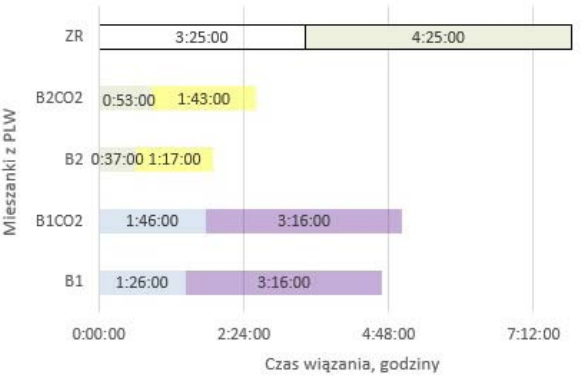
Zawartość powietrza dla zaprawy normowej wynosiła 8,5%, a dla zapraw popiołowo-cementowych zawierała się w granicach 5,8% do 7,6%.

Czas wiązania wyznaczony dla zaprawy normowej wynosił 60 minut, a dla zapraw popiołowo-cementowych zawierał się w granicach 40 do 110 minut.

Kompozyty cementowe modyfikowane popiołami lotnymi charakteryzowały się większą plastycznością i mniejszą zawartością powietrza w porównaniu do zaprawy referencyjnej. Zaprawy z popiołami lotnymi skarbonatyzowanymi charakteryzowały się nieznacznie mniejszą plastycznością oraz mniejszą lub równą zawartością powietrza, w porównaniu do ich odpowiedników z popiołami niekarbonatyzowanymi. Największe upłynnienie, rzędu 14%, zaobserwowano w przypadku zaprawy z 10% zawartością PLK (A1 – $A1_{CO2}$, Tabela 4), największe obniżenie zawartości powietrza, rzędu 19%, zaobserwowano w przypadku zaprawy z 25% zawartością PLW (B2 – $B2_{CO2}$, Tabela 4). Zwiększenie plastyczności zapraw zawierających popioły lotne jest spowodowane większą wodożądnością wynikającą z obecności drobnoziarnistych dodatków. Spełniają one również rolę wypełniacza wolnych przestrzeni, czym może być tłumaczone obniżenie zawartości powietrza w mieszankach.

Wraz z ilością dodanego do zapraw popiołu nie tylko początek wiązania następuje szybciej ale również czas wiązania zapraw jest krótszy. Początek wiązania zapraw ze skarbonatyzowanym popiołem lotnym wapiennym (Rysunek 4) następuje szybciej w porównaniu do zapraw ze skarbonatyzowanym popiołem krzemionkowym (Rysunek 3). Na czas wiązania zapraw duży wpływ miała zawartość CaO w popiołach lotnych. Zaprawy zawierające PLK charakteryzowały się dłuższym czasem wiązania, w porównaniu do zapraw zawierających PLW, co wynika z zawartości CaO w PLK poniżej 5% (Tabela 1).

Rys. 3. Początek i koniec wiązania zapraw z popiołem lotnym krzemionkowym



Rys. 4. Początek i koniec wiązania zapraw z popiołem lotnym wapiennym

4.3 Właściwości mechaniczne

W celu określenia wpływu substytucji cementu skarbonatyzowanymi popiołami lotnymi na właściwości mechaniczne zapraw, przeprowadzono badania niszczące wg normy PN-EN 196-1, których wyniki przedstawiono w Tabeli 5. We wszystkich przypadkach, substytucja cementu skarbonatyzowanymi popiołami lotnymi spowodowała zmniejszenie 28 dniowej wytrzymałości na zginanie i ściskanie, w porównaniu z zaprawą referencyjną. Niemniej jednak zastąpienie cementu skarbonatyzowanym popiołem lotnym wapiennym, bez względu na ilość zastosowanego dodatku, wpłynęło na poprawę 90 dniowej wytrzymałości na zginanie. Dla próbek z 10% PLW_{CO2} oraz 25% PLW_{CO2}, wytrzymałość na zginanie w 90 dniu dojrzewania była odpowiednio o 6,7% i 3,4% większa, w porównaniu do zaprawy referencyjnej, oraz 23,4% i 37,3%, w porównaniu do ich nieskarbonatyzowanych odpowiedników. Jedynie w przypadku kompozytu zawierającego 25% PLK_{CO2} odnotowano zwiększenie 90 dniowej wytrzymałości na ściskanie (o 4,7%), w porównaniu do zaprawy referencyjnej, ale pogorszenie wytrzymałości o 3,5%, w porównaniu do nieskarbonatyzowanego odpowiednika.

Tabela 5. Wybrane właściwości mechaniczne zapraw

	ZR	A1	$A1_{CO2}$	A2	$A2_{CO2}$	B1	$B1_{CO2}$	B2	$B2_{CO2}$
fb_{28}, MPa	8,4	6,6	6,5	5,9	6,8	7,2	7,6	6,2	7,6
fb_{90}, MPa	8,9	7,0	7,1	8,4	7,2	7,7	9,5	6,7	9,2
fc_{28}, MPa	39,5	35,5	34,4	33,1	34,0	39,3	37,7	36,1	32,7
fc_{90}, MPa	42,5	45,0	40,6	46,1	44,5	48,1	41,4	39,0	39,6

Wzrost wytrzymałości może być spowodowany zużyciem Al_2O_3 w wyniku karbonatyzacji. Popioły lotne przed karbonatyzacją zostały zmieszane z wodą i część Al_2O_3 przereagowała z utworzonym $CaCO_3$ tworząc hydraty karboaluminiowe [44, 45]. Te dodatkowe hydraty pełnią funkcję wypełniacza wolnych przestrzeni i powodują wzrost wytrzymałości wczesnej [46, 47], podczas gdy zużycie Al_2O_3 może osłabić i opóźnić reakcję pucolanową. Z drugiej strony mieszanina wapnia, glinianów i węglanów powstająca podczas karbonatyzacji przylega do powierzchni cząstek popiołów, zmniejszając powierzchnię kontaktu, opóźniając rozpuszczanie Al_2O_3 i SiO_2, co również może prowadzić do zmniejszenia aktywności pucolanowej popiołów i powodować obniżenie wytrzymałości [48, 49].

5. Wnioski

W przeprowadzonych badaniach kompozytów cementowych zawierających skarbonatyzowane popioły lotne określono wpływ modyfikacji materiałowej na wybrane właściwości zaprawy cementowej. Zbadano właściwości technologiczne mieszanek takie jak plastyczność, zawartość powietrza i czas wiązania oraz określono wytrzymałość na zginanie i ściskanie próbek w 28 i 90 dniu dojrzewania. Na podstawie wyników badań można sformułować następujące wnioski.

- Karbonatyzacja popiołów wpłynęła na zwiększenie plastyczności zaprawy, która maleje wraz z ilością dodanego popiołu.
- Zawartość powietrza w zaprawach ze skarbonatyzowanymi popiołami maleje wraz z ilością dodanego popiołu.
- Wraz z ilością dodanego do zapraw popiołu nie tylko początek wiązania następuje szybciej ale również czas wiązania zapraw jest krótszy. Początek wiązania zapraw ze skarbonatyzowanym PLW następuje szybciej w porównaniu do zapraw ze skarbonatyzowanym PLK.
- Karbonatyzacja PLW wpływa na zwiększenie wytrzymałości na zginanie zapraw w obu terminach dojrzewania, w porównaniu do odpowiedników nieskarbonatyzowanych. Ilość zastosowanego skarbonatyzowanego PLW nie wpływa znacząco na 28 dniową wytrzymałość na zginanie. 28 dniowa wytrzymałość na zginanie próbek ze skarbonatyzowanym PLK wzrasta wraz z ilością dodanego popiołu. Odmienną zależność zaobserwowano dla próbek poddanych badaniu w 90 dniu dojrzewania. Wraz ze wzrostem ilości skarbonatyzowanego PLW wytrzymałość na zginanie maleje, natomiast ilość skarbonatyzowanego PLK nie wpływa znacząco na 90 dniową wytrzymałość na zginanie.
- Karbonatyzacja PLW wpływa na zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie zapraw w obu terminach dojrzewania, w porównaniu do odpowiedników nieskarbonatyzowanych. 28 dniowa wytrzymałość na ściskanie maleje wraz z ilością dodanego popiołu wapiennego do zaprawy. Wytrzymałość na ściskanie zapraw ze skarbonatyzowanym PLK w 28 dniu dojrzewania nie zmienia się znacznie niezależnie od ilości popiołu dodanego do zaprawy. Karbonatyzacja PLK wpływa na zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie zapraw w 90 dniu dojrzewania ale wytrzymałość rośnie wraz z ilością dodanego popiołu krzemionkowego do zaprawy. 90 dniowa wytrzymałość na ściskanie próbek ze skarbonatyzowanym PLW maleje wraz z ilością dodanego popiołu.

Literatura

[1] DTI, Review of the feasibility of carbon dioxide capture and storage in the UK, Cleaner Fossil Fuels Programme, The Stationery Office, Norwich, UK 2003.
[2] A. Uliasz-Bocheńczyk, E. Mokrzycki, Przegląd możliwości utylizacji ditlenku węgla. Wiertnictwo, Nafta, Gaz, 2005. 22(1): p. 373--378.
[3] W.J.J. Huijgen, R.N.J. Comans, Carbon dioxide sequestration by mineral carbonation. Literature Review. 2003.
[4] C. Lead, Mineral carbonation and industrial uses of carbon dioxide. Carbon Dioxide Capture and Storage, 2005. 10: p. 319.
[5] A. Uliasz-Bocheńczyk, Możliwości zastosowania popiołów lotnych ze spalania węgla kamiennego w kotłach wodnych do sekwestracji CO2 na drodze mineralnej karbonatyzacji. Rocznik Ochrona Środowiska, 2008. 10: p. 567-574.
[6] A. Uliasz-Bocheńczyk, et al., Utylizacja ditlenku węgla poprzez mineralną karbonatyzację. Polityka Energetyczna, 2004. 7(spec.): p. 541-554.

[7] R. Baciocchi, et al. Performance and kinetics of CO2 sequestration by direct gas solid carbonation of APC residues. in Proceedings of the eighth international conference on greenhouse gas control technologies. 2006. ELSEVIER.
[8] M. Back, et al., Pretreatment of CO2 with fly ashes to generate alkalinity for subsurface sequestration. 2006.
[9] K.S. Lackner, et al., Carbon dioxide disposal in carbonate minerals. Energy, 1995. 20(11): p. 1153-1170.
[10] A. Majchrzak, I. Majchrzak–Kucęba, W. Nowak, Mineralna karbonatyzacja jako jedna z możliwości sekwestracji CO2. 2010.
[11] S. Monkman, et al., Activation of cement hydration with carbon dioxide. Journal of Sustainable Cement-Based Materials, 2018. 7(3): p. 160-181.
[12] S. Monkman, and M. MacDonald, On carbon dioxide utilization as a means to improve the sustainability of ready-mixed concrete. Journal of Cleaner Production, 2017. 167: p. 365-375.
[13] S. Monkman, M. MacDonald, and L. Sutter, Beneficiation of concrete wash water with carbon dioxide. Materials and Structures, 2021. 54: p. 1-20.
[14] D. Xuan, et al., Innovative reuse of concrete slurry waste from ready-mixed concrete plants in construction products. Journal of hazardous materials, 2016. 312: p. 65-72.
[15] S.K. Kaliyavaradhan, T.-C. Ling, and K.H. Mo, Valorization of waste powders from cement-concrete life cycle: A pathway to circular future. Journal of Cleaner Production, 2020. 268: p. 122358.
[16] M. Zajac, et al., CO2 mineralization methods in cement and concrete industry. Energies, 2022. 15(10): p. 3597.
[17] D. Zhang, Z. Ghouleh, Y. Shao, Review on carbonation curing of cement-based materials. Journal of CO2 Utilization, 2017. 21: p. 119-131.
[18] A.Z. Morshed, and Y. Shao, Optimized process window for fresh concrete carbonation curing. Canadian Journal of Civil Engineering, 2014. 41(11): p. 986-994.
[19] B. Liu, et al., New perspectives on utilization of CO2 sequestration technologies in cement-based materials. Construction and Building Materials, 2021. 272: p. 121660.
[20] S. Steiner, et al., Effect of relative humidity on the carbonation rate of portlandite, calcium silicate hydrates and ettringite. Cement and Concrete Research, 2020. 135: p. 106116.
[21] W. Ashraf, J. Olek, S. Sahu, Phase evolution and strength development during carbonation of low-lime calcium silicate cement (CSC). Construction and Building Materials, 2019. 210: p. 473-482.
[22] A. Leemann, et al., Carbonated wollastonite–An effective supplementary cementitious material? Journal of Microscopy, 2022. 286(2): p. 120-125.
[23] S. Zhao, et al., Effect of extended carbonation curing on the properties of γ-C2S compacts and its implications on the multi-step reaction mechanism. ACS Sustainable Chemistry & Engineering, 2021. 9(19): p. 6673-6684.
[24] H.-J. Ho, A. Iizuka, E. Shibata, Chemical recycling and use of various types of concrete waste: A review. Journal of Cleaner Production, 2021. 284: p. 124785.
[25] J. Tiefenthaler, et al., Technological demonstration and life cycle assessment of a negative emission value chain in the Swiss concrete sector. Frontiers in Climate, 2021. 3: p. 729259.
[26] N. Zhang, et al., Mitigation of carbon dioxide by accelerated sequestration in concrete debris. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 2020. 117: p. 109495.
[27] N. Thonemann, et al., Environmental impacts of carbon capture and utilization by mineral carbonation: A systematic literature review and meta life cycle assessment. Journal of Cleaner Production, 2022. 332: p. 130067.
[28] A.B. Ghacham, et al., Valorization of waste concrete through CO2 mineral carbonation: Optimizing parameters and improving reactivity using concrete separation. Journal of Cleaner Production, 2017. 166: p. 869-878.
[29] S.K. Kaliyavaradhan, T.-C. Ling, Potential of CO2 sequestration through construction and demolition (C&D) waste—An overview. Journal of CO2 Utilization, 2017. 20: p. 234-242.
[30] C. Liang, et al., Utilization of CO2 curing to enhance the properties of recycled aggregate and prepared concrete: A review. Cement and concrete composites, 2020. 105: p. 103446.
[31] Y. Pu, et al., Accelerated carbonation technology for enhanced treatment of recycled concrete aggregates: A state-of-the-art review. Construction and Building Materials, 2021. 282: p. 122671.
[32] V.W., et al., Utilising CO2 technologies for recycled aggregate concrete: A critical review. Construction and Building Materials, 2020. 250: p. 118903.
[33] D. Wang, J. Xiao, Z. Duan, Strategies to accelerate CO2 sequestration of cement-based materials and their application prospects. Construction and Building Materials, 2022. 314: p. 125646.
[34] A. Gholizadeh-Vayghan, et al., The effects of carbonation conditions on the physical and microstructural properties of recycled concrete coarse aggregates. Construction and Building Materials, 2020. 257: p. 119486.

[35] N. Russo, F. Lollini, Effect of carbonated recycled coarse aggregates on the mechanical and durability properties of concrete. Journal of Building Engineering, 2022. 51: p. 104290.
[36] T. Lim, B.R. Ellis, S.J. Skerlos, Mitigating CO2 emissions of concrete manufacturing through CO2-enabled binder reduction. Environmental Research Letters, 2019. 14(11): p. 114014.
[37] A. Iizuka, et al., Development of a new CO2 sequestration process utilizing the carbonation of waste cement. Industrial & Engineering Chemistry Research, 2004. 43(24): p. 7880-7887.
[38] J. Skocek, M. Zajac, M. Ben Haha, Carbon Capture and Utilization by mineralization of cement pastes derived from recycled concrete. Scientific Reports, 2020. 10(1): p. 1-12.
[39] S. Vanderzee, F. Zeman, Recovery and carbonation of 100% of calcium in waste concrete fines: Experimental results. Journal of Cleaner Production, 2018. 174: p. 718-727.
[40] M. Castellote, et al., Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO2 concentrations. Materials and Structures, 2009. 42: p. 515-525.
[41] C. Pade, M. Guimaraes, The CO2 uptake of concrete in a 100 year perspective. Cement and concrete research, 2007. 37(9): p. 1348-1356.
[42] G. Liu, et al., Valorization of converter steel slag into eco-friendly ultra-high performance concrete by ambient CO2 pre-treatment. Construction and Building Materials, 2021. 280: p. 122580.
[43] M.F. Bertos, et al., Investigation of accelerated carbonation for the stabilization of MSW incinerator ashes and the sequestration of CO 2. Green Chemistry, 2004. 6(8): p. 428-436.
[44] M. Antoni, et al., Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. Cement and concrete research, 2012. 42(12): p. 1579-1589.
[45] F. Avet, K. Scrivener, Investigation of the calcined kaolinite content on the hydration of Limestone Calcined Clay Cement (LC3). Cement and Concrete Research, 2018. 107: p. 124-135.
[46] F. Zunino, K. Scrivener, The reaction between metakaolin and limestone and its effect in porosity refinement and mechanical properties. Cement and Concrete Research, 2021. 140: p. 106307.
[47] B. Song, et al., Effect of early CO2 curing on the chloride transport and binding behaviors of fly ash-blended Portland cement. Construction and Building Materials, 2021. 288: p. 123113.
[48] I. Mehdipour, K.H. Khayat, Effect of particle-size distribution and specific surface area of different binder systems on packing density and flow characteristics of cement paste. Cement and Concrete Composites, 2017. 78: p. 120-131.
[49] D. Li, et al., Study on the pozzolanic activity of ultrafine circulating fluidized-bed fly ash prepared by jet mill. Fuel, 2021. 291: p. 120220.

Tomasz Zembrowski
Tomasz Ponikiewski

Wykonywanie podlewek cementowych w warunkach obniżonych temperatur

THE APPLICATION OF CEMENT BASED GROUTS UNDER LOW TEMPERATURES CONDITIONS

Streszczenie

Uwzględniając problemy w praktyce budowlanej występujące w polskich warunkach klimatycznych przeprowadzono badania ukazujące wpływ zmiennych warunków aplikacji na wytrzymałość na ściskanie wysokowytrzymałych, szybkowiążących podlewek cementowych. Otrzymane wyniki potwierdzają negatywny wpływ niskich temperatur na proces wiązania i wytrzymałość na ściskanie związanych podlewek. Postawiono za cel opracowanie metody wykonywania podlewek cementowych w zmiennych warunkach, która umożliwi otrzymanie krytycznej wytrzymałości na ściskanie. Zaprezentowano również wyniki pilotażowych badań stosowania wybranych domieszek do betonu w połączeniu z cementowymi podlewkami w zmiennych warunkach aplikacji oraz ich wpływu na właściwości końcowe podlewek. Potwierdzono nieznaczny wpływ stosowania domieszek do betonu na wytrzymałość na ściskanie podlewek i wskazano na konieczność dalszych badań w tym kierunku.

Abstract

Considering the problems in construction practice occurring in Polish climatic conditions, studies were carried out showing the impact of variable application conditions on the compressive strength of high-strength, fast-setting cement grouts. The obtained results confirm the negative impact of low temperatures on the bonding process and the compressive strength of the bonded grouts. The aim was to develop a method for making cement grouts in variable conditions, which would enable the critical compressive

mgr inż. Tomasz Zembrowski – Henkel Polska Sp. z o.o.

dr hab. inż. Tomasz Ponikiewski, prof. PŚ. – Wydział Budownictwa, Katedra Procesów Budowlanych i Fizyki Budowli, Politechnika Śląska

strength to be obtained. The results of pilot studies on the use of selected admixtures for concrete in combination with cement grouts in variable application conditions and their impact on the final properties of grouts were also presented. A slight effect of the use of concrete admixtures on the compressive strength of grouts was confirmed and the need for further research in this direction was indicated.

Wstęp

Współczesne budownictwo coraz częściej korzysta z wysoko przetworzonych produktów chemii budowlanej. Jednym z nich jest wysokowytrzymała i szybkowiążąca podlewka cementowa. Niemal każda hala magazynowa czy produkcyjna wznoszona w technologii stalowych słupów nośnych wymaga wykorzystania podlewki cementowej. Jej zastosowanie w okresie letnim nie przysparza problemów wykonawcom, ale często spotyka się niepowodzenia z uzyskaniem wymaganych parametrów wytrzymałościowych podlewki, jeśli prace prowadzi się w okresie obniżonych, a nawet ujemnych temperatur [1].

Podlewka cementowa – cechy i zastosowanie

Podlewka cementowa jest to produkt mineralny, modyfikowany - na bazie cementów - występujący w różnych wariantach. Charakteryzuje się szybkim przyrostem wytrzymałości, wysoką wytrzymałością wczesną i końcową, zredukowanym skurczem, a nawet niewielkim pęcznieniem oraz odpornością na działanie wody i mrozu. Posiada też ważną cechę ułatwiającą stosowanie, tj. rozpływność i samopoziomowanie. Na rynku dostępnych jest obecnie kilkanaście podlewek o zbliżonych właściwościach i zastosowaniu. Poniżej w tabeli 1 zaprezentowano parametry techniczne pochodzące z karty technicznej wybranego przykładowego produktu dostępnego na rynku tj. Ceresit CX15.

Tabela 1. Wybrane własności fizyczne podlewki cementowej Ceresit CX 15.

właściwość	po 24 godzinach	po 7 dniach	po 28 dniach
Wytrzymałość na ściskanie (wg EN 12190:2000)	35 MPa	60 MPa	70 MPa
Wytrzymałość na zginanie (wg PN-EN 196-1:2006)	4,5 MPa		7 MPa
Przyczepność (wg PN-EN 1542):			2 MPa
Moduł sprężystości (wg PN- EN 13412):			20 GPa

Tego typu podlewki stosuje się do [2]:
- wykonywania podbudowy pod słupy i belki,
- niwelacji żelbetowych stóp fundamentowych,
- kotwienia maszyn i urządzeń w podłożu betonowym,
- wypełniania ubytków w betonie konstrukcyjnym,
- zalewania połączeń elementów prefabrykowanych,
- innych prac wymagających wysokiej wytrzymałości wczesnej oraz pozwalających na wcześniejszą eksploatację obiektów i urządzeń.

Aplikacja, w większości przypadków, jest podobna i polega na starannym wymieszaniu suchej zaprawy z wodą za pomocą mieszadła elektrycznego o szybkości obrotowej nie przekraczającej 500 obr./min. Można do mieszania stosować także betoniarkę lub agregat mieszający. Wybór sposobu mieszania i ilości przygotowywanej masy zależy od początku czasu wiązania i twardnienia masy, bowiem niektóre mieszanki wiążą na tyle szybko, że niemożliwe jest mieszanie dużych porcji, a czas przygotowania mieszanki ogranicza

się do zaledwie kilku minut. Przygotowaną masę wylewa się do otworu (wypełnienie, kotwienie) lub do szalunku (niwelacja, podbudowa). Po aplikacji podlewki zazwyczaj nie są wymagane zabiegi pielęgnacyjne. Wiązanie i twardnienie zaczynają się - w zależności od wersji produktu - w czasie od kilku do kilkudziesięciu minut od wymieszania z wodą. Produkty do wykonywania podlewek charakteryzują się różnymi czasami wiązania oraz parametrami końcowymi. Niemniej jednak, zasadnicza większość po upływie 24 godzin od aplikacji osiąga kilkadziesiąt procent wytrzymałości końcowej.

Warunki aplikacji

Podlewki powinny być wykonywane zgodnie z wytycznymi producenta zawartymi w karcie technicznej wyrobu. Najczęściej, standardowo, wymaga się prowadzenia robót w temperaturze +5 °C do +25 °C. Gwarantuje to uzyskanie oczekiwanych, deklarowanych właściwości technicznych podlewki.

W zakresie mieszanek betonowych, literatura opisuje zarówno sposób doboru składników, jak i przygotowania mieszanki, przygotowania podłoża oraz techniki betonowania w zależności od specyfiki budowli czy warunków otoczenia. W temacie podlewek, niestety, zasoby literaturowe poruszają w ograniczonym zakresie zagadnienie ich stosowania i wykonywania. Jest to poważna luka, gdyż często zachodzi potrzeba prowadzenia robót w warunkach niestandardowych.

W praktyce, mając na uwadze fakt, że podlewka jest na bazie cementu, oczekuje się techniki jej wykonania i efektów identycznych jak dla betonu [3]. Właściwość, z jaką mamy w Polsce do czynienia w budownictwie, to powszechność prowadzenia robót betonowych także w okresie zimy. Wtedy, temperatura w ciągu dnia nawet jeśli jest wyższa niż wymagane +5 °C, to wieczorem i w nocy jest od tej temperatury niższa, a nawet jest ujemna. W praktyce, w takich okresach do producentów podlewek napływają liczne pytania z budów o możliwość uzyskania końcowych parametrów podlewki wg wymagań projektu budowlanego lub o podanie parametrów uzyskanych w warunkach odbiegających od określonych w kartach technicznych. Zgłasza się także problemy z niezwiązaną masą cementową w takich warunkach lub z niedostatecznie wytrzymałą podlewką po związaniu. Od producentów oczekuje się pomocy w opracowaniu technologii wykonania prac w warunkach odbiegających od wymagań zawartych w karcie technicznej masy stosowanej jako podlewka.

Wpływ obniżonej temperatury na beton

W warunkach obniżonej temperatury beton charakteryzuje niższa dynamika przyrostu jego wytrzymałości, co wynika z mniejszego tempa hydratacji cementu. Wyodrębniamy trzy fazy wiązania i twardnienia betonu:

1. Zanim rozpocznie się proces hydratacji cementu.
2. Od rozpoczęcia hydratacji cementu do czasu uzyskania tzw. wytrzymałości krytycznej (literatura określa niejednoznacznie, wytrzymałość na ściskanie 3,5 – 8,0 MPa, przyjmuje się za wytrzymałość bezpieczną nie mniejszą niż 20 % wytrzymałości końcowej [1]).
3. Od osiągnięcia wytrzymałości krytycznej do czasu uzyskania wytrzymałości normowej.

Największym zagrożeniem dla mieszanki betonowej w osiągnięciu właściwej wytrzymałości jest zamarznięcie wody (wchodzącej w jej skład) w fazie drugiej. W praktyce

budowlanej w okresie zimowym oczekuje się wczesnego wiązania betonu. Tempo hydratacji cementu zależy od następujących czynników:
– warunków otoczenia (temperatury i wilgotności powietrza),
– temperatury mieszanki,
– składu surowcowego mieszanki (rodzaju cementu, kruszyw, dodatków),
– rodzaju i ilości domieszek,
– wskaźnika w/c. [4].

W warunkach obniżonej temperatury przyspieszenie procesu hydratacji cementu, czyli przyśpieszenie wiązania, a tym samym uzyskanie wytrzymałości krytycznej - można uzyskać poprzez:
– podniesienie temperatury mieszanki,
– odpowiednią pielęgnację betonu,
– modyfikację receptury mieszanki,
– stosowanie domieszek przyśpieszających wiązanie i twardnienie betonu.

Domieszki do betonu

Wolna woda w betonie jest zamknięta w porach, a jej zamarznięcie prowadzi do zwiększenia objętości powstałego z niej lodu. W ograniczonej przestrzeni porów powoduje to powstawanie naprężeń mogących prowadzić do pękania betonu. Woda w porach betonu nie zamarza w temperaturze 0 °C. Są ku temu dwa główne powody:
• Temperatura zamarzania wody jest obniżana przez obecność w niej rozpuszczonych jonów.
• Adsorpcja wody na powierzchni porów wywołuje przechłodzenie wody. [5]

Jednym ze sposobów radzenia sobie z niskimi temperaturami w czasie prowadzenia prac jest stosowanie domieszek do betonów. Dobór właściwej domieszki oraz odpowiednia modyfikacja mieszanki betonu prowadzić może do przyspieszenia procesu wiązania i obniżenia temperatury zamarzania wody zarobowej [6]. Niejako przy okazji uzyskuje się obniżenie ilości wody zarobowej i przez to wzrost wskaźnika w/c. Działanie takich domieszek zdefiniowane jest w normie PN-EN 934-2 [7].

Opis projektu

W przypadku podlewek cementowych literatura nie podaje kierunku postępowania i nie rozwiązuje problemu ich stosowania w niskich temperaturach. Ograniczeniem do racjonalnego postępowania w praktyce budowlanej jest fakt, iż produkt jest fabrycznie zapakowany, z dobranymi składnikami oraz wymagana w karcie technicznej ściśle określona ilość wody zarobowej. Dowolna więc modyfikacja produktu na budowie nie jest możliwa. Dlatego, istotne jest przeprowadzenie badań mających na celu określenie wpływu zastosowania domieszek przeznaczonych do betonu, na wybrane parametry podlewek cementowych. Ponadto założenie projektu przewiduje również określenie warunków aplikacji, przy których związana podlewka cementowa osiągnie możliwie najwyższe parametry techniczne.

Materiały

Badania wstępne określające wpływ warunków aplikacji na właściwości związanych podlewek cementowych opisywane w niniejszym artykule prowadzone były na 10 produktach dostępnych na krajowym rynku (występujące pod oznaczeniami od PC1 do PC10). Do badań wybrano tę grupę podlewek, które mają zbliżone właściwości deklarowane przez producentów oraz mają podobny zakres zastosowań. Wybrane właściwości deklarowane przez producentów podane zostały w tabeli 2.

Tabela 2. Deklarowana wytrzymałość na ściskanie badanych podlewek cementowych

	Właściwość		
	Wytrzymałość na ściskanie wg [12-20]		
Produkt	po 24 godzinach	po 7 dobach	po 28 dobach
PC1	35,0	60,0	70,0
PC2	25,0	85,0	100,0
PC3	34,0	45,0	55,0
PC4	45,0	-	100,0
PC5	30,0	45,0	80,0
PC6	40,0	65,0	75,0
PC7	8,5	39,0	50,5
PC8	40,0	60,0	75,0
PC9	28,0	55,0	70,0
PC10	35,0	-	70,0

W badaniach podlewek cementowych w obniżonych temperaturach wykorzystano następujące typy domieszek: przyspieszające wiązanie (PW) oraz domieszki napowietrzające (DN). Wybrane właściwości zastosowanych domieszek przyspieszających wiązanie przedstawiono w tabeli 3, zaś domieszek napowietrzających w tabeli 4.

Tabela 3. Wybrane właściwości domieszek przyspieszających wiązanie użytych w badaniu [21-24]

Domieszka	Rodzaj	Postać	Gęstość [g/cm^3]	Dozowanie
PW1	przyspieszająca wiązanie	ciecz	1,25	1,00%
PW2	przyspieszająca wiązanie	ciecz	1,45	1,00%
PW3	przyspieszająca wiązanie	ciecz	1,25	2,00%
PW4	przyspieszająca wiązanie	ciecz	0,99	2,00%

Tabela 4. Wybrane właściwości domieszek napowietrzających użytych w badaniu [25-30]

Oznaczenie	Rodzaj	Postać	Gęstość [g/cm^3]	Dozowanie
DN1	napowietrzająca	ciecz	1,17	1,0%
DN2	napowietrzająca	proszek	0,50 (nasypowa)	0,03%
DN3	napowietrzająca	ciecz	1,02	1,5%
DN4	napowietrzająca	ciecz	1,00	0,2%
DN5	napowietrzająca	ciecz	1,02	0,1%
DN6	napowietrzająca	ciecz	1,00	0,5%

Zakres badań

Badania zostały przeprowadzone jako projekt wykonywania podlewek cementowych w warunkach obniżonej temperatury. Miały one na celu określenie wpływu warunków otoczenia oraz temperatury mieszanki i jej składników oraz wybranych domieszek na właściwości fizyczne podlewki w różnych okresach dojrzewania. Przyjęto, że kluczowym parametrem podlewki mającym wpływ na trwałość obiektu i skuteczność podbudowy jest jej wytrzymałość na ściskanie. Badania wytrzymałościowe przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 12190:2000 [11]. Dla próbek referencyjnych określono temperaturę +20 °C ±2 °C oraz wilgotność względną powietrza 65% ±5%. Dla próbek pozostałych określono kombinację temperatur: powietrza i badanego materiału oraz temperaturę wody zarobowej.

Do badań wstępnych określających wpływ temperatury na właściwości podlewki cementowej wybrano zaprawę PC1.

Zestawienie badanych warunków tj. temperatury suchego produktu, temperatury dojrzewania i temperatury wody zarobowej przedstawiono poniżej:

– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: +2 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -2 °C; temperatura wody: +1 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -2 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -5 °C; temperatura wody: +12 °C

Na potrzeby każdego badania komponenty do badań przechowywano w warunkach odpowiednich dla wybranej kombinacji temperatur przez okres co najmniej 24 godzin, a następnie przygotowano mieszankę i formowano w sztabki o wymiarach 40 x 40 x 160 mm w ustalonych warunkach w komorze klimatycznej o ustabilizowanych warunkach zgodnych z wybraną kombinacją. Próbki przechowywane były w określonych warunkach przez cały czas dojrzewania. Badania niszczące przeprowadzono na urządzeniu Toni-Technik / ToniNORM serii Zwickl/Roell przedstawionym na zdjęciach 1, 2.

Zdjęcie 1 i 2. Urządzenie ToniTechnik i stacja robocza do określania wytrzymałości na ściskanie

Badanie wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono po 24, 48 godzinach oraz po 3, 7 i 28 dobach sezonowania próbek. Uzyskane wyniki badań jako średnia z sześciu pomiarów z wykorzystaniem badanych wyrobów zestawiono w tabeli nr 5 [8], [9].

Badanie wytrzymałości na ściskanie wszystkich podlewek wykonano w trzech kombinacjach temperatur:

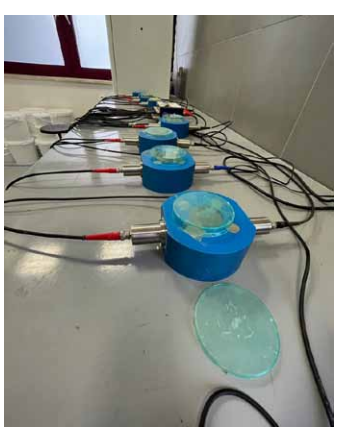
Wariant 1: produktu i powietrza w trakcie dojrzewania: +2°C; wody zarobowej: +12°C

Wariant 2: produktu i powietrza w trakcie dojrzewania: -2°C; wody zarobowej: +12°C

Wariant 3: produktu i powietrza w trakcie dojrzewania: -2°C; wody zarobowej: +1°C

Podlewki aplikowane były w sposób zgodny z kartami technicznymi, bez dodatku domieszek. Uzyskane wyniki badania przedstawiono w tabelach odpowiednio: tabela 6 dla wariantu 1, tabela 7 dla wariantu 2 i tabela 8 dla wariantu 3 [33].

W celu zbadania przebiegu procesów wiązania i twardnienia podlewki cementowej w ciągu pierwszych 48 godzin od przygotowania próbki dokonano pomiaru przy użyciu metody ultradźwiękowej urządzeniem IP8-Ultrasonic Multiplex Tester na podstawie zmiany prędkości fali ultradźwiękowej w czasie. Urządzenie przedstawione jest na zdjęciu 3 i 4.



Zdjęcie 3 i 4. Urządzenie Ultrasonic wykorzystane w badaniu

Badanie przeprowadzono w następujących temperaturach otoczenia, materiału oraz wody zarobowej:
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -5 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -2 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: 0 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: +2 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: +5 °C; temperatura wody: +12 °C

Uzyskany wynik testu w formie graficznej prezentuje Rys 2.

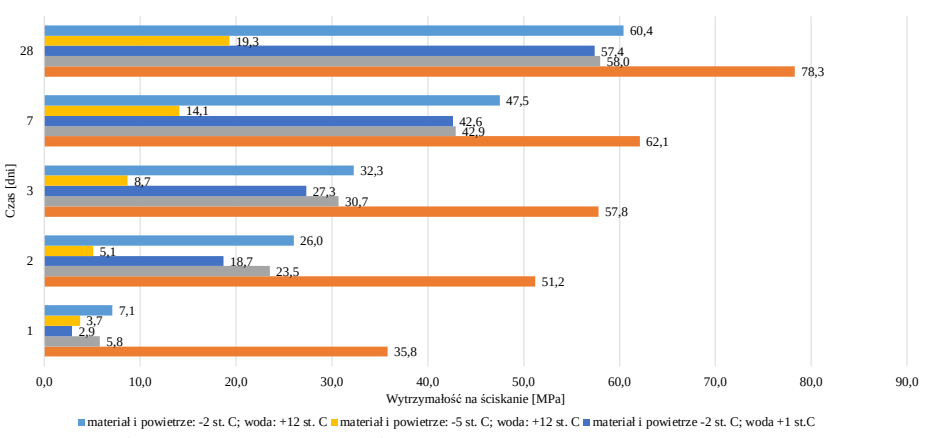
Przeprowadzono kolejne niszczące badania wytrzymałości podlewki cementowej PC1 wzbogaconej domieszką napowietrzającą lub domieszką przyśpieszającą wiązanie po 1, 2, 3, 7 i 28 dniach od aplikacji dla różnych temperatur [32]. Do badania wytypowano układ temperaturowy, przy którym w pierwszych badaniach podlewka osiągnęła najniższą wytrzymałość na ściskanie tj. temperatura materiału i warunków dojrzewania: -5°C i +12°C temperatura wody zarobowej. Wyniki uzyskane podczas badania zebrano w Tabeli 9, a wykres obrazujący uzyskane wyniki prezentuje Rys 3 [31].

Kolejne badania wykonano z użyciem podlewki cementowej PC1 z domieszkami napowietrzającymi w następujących warunkach:
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: +2 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -2 °C; temperatura wody: +12 °C
– temperatura materiału i temperatura dojrzewania: -2 °C; temperatura wody: +1 °C

W badaniach wykorzystano 5 domieszek napowietrzających DN1, DN2, DN3, DN4, DN5 zadozowane zgodnie z kartami technicznymi wyrobów. Uzyskane wyniki przedstawiono w postaci wykresów Rys 4, Rys 5 i Rys 6 [32].

Wyniki

Wpływ warunków aplikacji i dojrzewania podlewki cementowej PC1 bez dodatku domieszek przedstawiono na Rys 1.



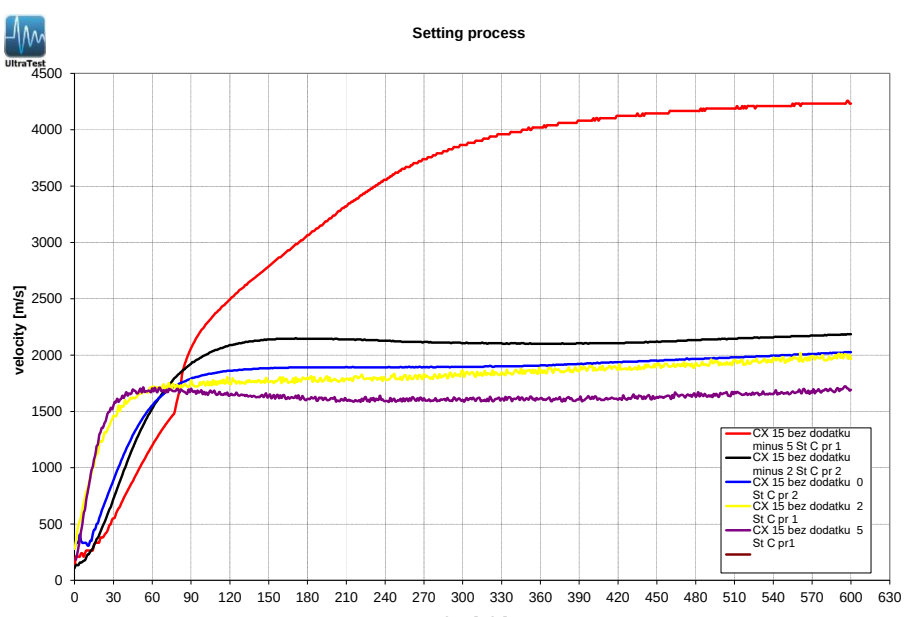
Rys 1. Wytrzymałość na ściskanie podlewki PC1 bez domieszki w zmiennych warunkach aplikacji

Tabela 5. Wytrzymałość na ściskanie podlewki PC1 badanej w warunkach normowych i w warunkach określonych w badaniu.

	Wytrzymałość na ściskanie podlewki PC1 [MPa] po czasie sezonowania próbek [dni]				
	1	2	3	7	28
materiał i powietrze: +20 st. C; woda +12 st.C	35,8	51,2	57,8	62,1	78,3
materiał i powietrze: +2 st. C; woda: +12 st. C	5,8	23,5	30,7	42,9	58,0
materiał i powietrze: -2 st. C; woda +1 st.C	2,9	18,7	27,3	42,6	57,4
materiał i powietrze: -5 st. C; woda: +12 st. C	3,7	5,1	8,7	14,1	19,3
materiał i powietrze: -2 st. C; woda: +12 st. C	7,1	26,0	32,3	47,5	60,4

W odniesieniu do otrzymanych wyników zanotowano następujące spostrzeżenia:

- najniższa wytrzymałość końcowa podlewki cementowej w każdym z badanych okresów dojrzewania (z wyjątkiem pierwszej doby) występuje w warunkach najmniej korzystnych tj. w temperaturze -5 °C i + 12 °C,
- najniższa wytrzymałość na ściskanie podlewki po 1 dobie od aplikacji wystąpiła w warunkach -2 °C i + 1 °C
- wytrzymałość próbek zbadanych w warunkach obniżonych temperatur odbiega znacznie od referencyjnej próbki:
  a. po 1 dobie od aplikacji najwyższa wartość stanowi 20% wartości próbki referencyjnej
  b. po 2 dobrach od aplikacji najwyższa wartość stanowi 51% wartości próbki referencyjnej
  c. po 3 dobach od aplikacji najwyższa wartość stanowi 56% wartości próbki referencyjnej



Rys 2. Przebieg procesu wiązania podlewki cementowej w czasie

d. po 7 dobach od aplikacji najwyższa wartość stanowi 76% wartości próbki referencyjnej
e. po 28 dobach od aplikacji najwyższa wartość stanowi 77% wartości próbki referencyjnej

– wytrzymałość na ściskanie każdej podlewki wykonanej w warunkach obniżonej temperatury po 1 dobie w warunkach budowy uniemożliwi prowadzenie dalszych prac.

W oparciu o uzyskane wyniki z pomiaru ultradźwiękowego próbek podlewki cementowej w różnych warunkach aplikacji dokonano następujących obserwacji:

– początek i przebieg procesu wiązania podlewki aplikowanej w temperaturze granicznej wg karty technicznej wyrobu (+5 °C) jest podobny w przypadku aplikacji podlewki w temperaturze +2 °C
– przebieg procesu wiązania podlewki wykonanej w temperaturze 0 i -2 °C jest podobny w tych dwóch warunkach otoczenia. Początek procesu wiązania tych próbek rozpoczął się po 30 minutach i miał wolniejszy przebieg w odniesieniu do próbek wykonanych w warunkach zgodnych z kartą techniczną wyrobu
– początek procesu wiązania i czas trwania procesu wiązania próbek przygotowanych w warunkach najmniej korzystnych tj. -5 °C trwa najwolniej i najbardziej odbiega od próbki referencyjnej, co może być przyczyną innego tempa przyrastania wytrzymałości próbek poddawanych badaniom opisanym powyżej a w konsekwencji wytrzymałości związanej podlewki.

Tabela 6. Wytrzymałość na ściskanie podlewek cementowych bez domieszek wariant 1

	Właściwość				
	Wytrzymałość na ściskanie wg [11]				
	1 dzień	2 dni	3 dni	7 dni	28 dni
PC1	5,8	23,5	30,7	42,9	58,0
PC2	4,0	38,6	50,7	59,5	68,5
PC3	46,2	53,1	59,3	66,5	64,7
PC4	2,5	17,7	28,6	52,2	62,5
PC5	2,3	29,0	46,1	62,3	69,0
PC6	1,9	23,8	47,5	68,0	70,9
PC7	11,0	12,1	12,8	14,4	29,4
PC8	0,1	24,5	43,6	61,5	63,9
PC9	0,0	8,3	29,4	53,4	60,1
PC10	2,1	32,6	43,3	49,9	64,1

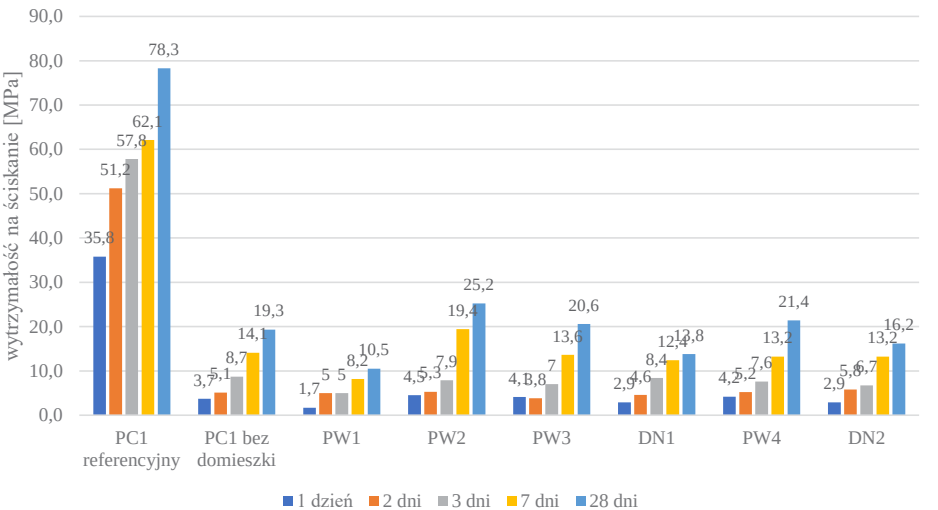
Tabela 7. Wytrzymałość na ściskanie podlewek cementowych bez domieszek wariant 2

	Właściwość				
	Wytrzymałość na ściskanie wg [11]				
	1 dzień	2 dni	3 dni	7 dni	28 dni
PC1	2,9	18,7	27,3	42,6	57,4
PC2	1,4	24,0	37,3	50,7	52,4
PC3	35,9	47,2	51,2	57,9	61,7
PC4	0,7	7,3	14,1	34,3	58,2
PC5	0,8	10,0	27,5	48,0	61,5
PC6	1,7	8,0	17,0	28,5	41,8
PC7	13,8	17,1	18,3	22,6	32,6
PC8	0,0	6,5	21,2	48,7	52,6
PC9	0,0	2,7	9,0	26,9	52,7
PC10	0,0	2,1	15,9	30,5	30,5

Tabela 8. Wytrzymałość na ściskanie podlewek cementowych bez domieszek wariant 3

	Właściwość				
	Wytrzymałość na ściskanie wg [11]				
	1 dzień	2 dni	3 dni	7 dni	28 dni
PC1	7,1	26,0	32,3	47,5	60,4
PC2	1,3	22,6	36,7	51,0	53,7
PC3	34,1	43,4	48,5	56,7	66,1
PC4	1,1	7,9	15,8	24,8	53,0
PC5	0,9	10,7	27,6	50,3	61,6
PC6	1,6	10,1	20,6	41,8	54,5
PC7	14,9	17,3	20,4	22,9	32,4
PC8	0,8	7,2	21,8	45,6	55,9
PC9	0,0	3,8	7,1	14,7	24,9
PC10	0,0	1,9	9,3	18,7	57,6

W oparciu o zbadane trzy kombinacje temperatur domieszek dostępnych na rynku zaobserwowano, że z większość podlewek (z wyjątkiem jednej) nie spełnia deklarowanych wytrzymałości wczesnych tj. po 1 dobie. W kilku przypadkach próbki nie związały i przeprowadzenie badania było niemożliwe do przeprowadzenia. Podobne obserwacje dotyczą każdego z trzech wariantów temperatur z tym, że największy deficyt wytrzymałości występuje przy temperaturze ujemnej w trakcie dojrzewania.



Rys 3. Wytrzymałość na ściskanie podlewki modyfikowanej domieszką w warunkach aplikacji: -5 °C – temperatura materiału i powietrza oraz +12 °C temperatura wody.

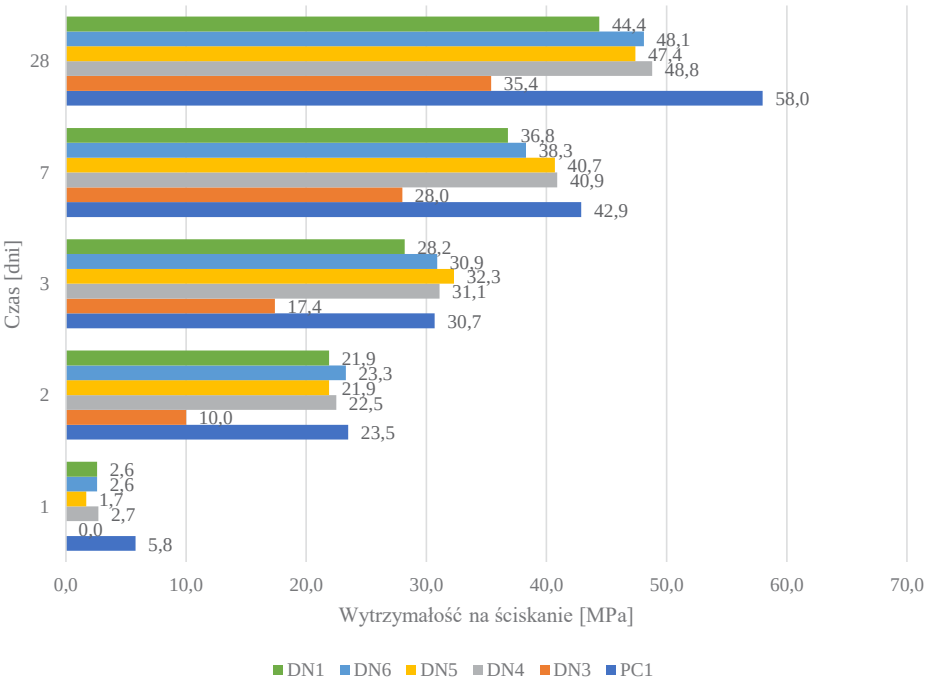
Tabela 9. Wyniki badania wytrzymałości na ściskanie podlewki cementowej PC1 z domieszkami do betonu.

	Wytrzymałość na ściskanie [MPa] po czasie aplikacji [dni]				
	1 dzień	2 dni	3 dni	7 dni	28 dni
PC1 referencyjny	35,8	51,2	57,8	62,1	78,3
PC1 bez domieszki	3,7	5,1	8,7	14,1	19,3
PW1	1,7	5	5	8,2	10,5
PW2	4,5	5,3	7,9	19,4	25,2
PW3	4,1	3,8	7	13,6	20,6
DN1	2,9	4,6	8,4	12,4	13,8
PW4	4,2	5,2	7,6	13,2	21,4
DN2	2,9	5,8	6,7	13,2	16,2

Wyniki otrzymane z niniejszego badania pozwoliły na poniższe obserwacje:

- podlewka cementowa w badanych warunkach osiąga znacząco niższe wytrzymałości w każdym z badanych okresów dojrzewania w stosunku do próbki referencyjnej
- podlewka cementowa wzbogacona domieszkami osiąga zbliżone właściwości do tych, które osiąga bez domieszki w 1, 2 i 3 dobie od zarobienia
- w przypadku domieszki przyspieszającej wiązanie PW3 i PW4 po 28 dniach od zarobienia podlewka charakteryzowała się zbliżoną wytrzymałością do podlewki PC1 bez domieszki
- w przypadku zastosowania domieszki PW2 podlewka po 28 dniach od wykonania charakteryzowała się o 24% wyższą wytrzymałością od podlewki PC1 bez domieszki jednak była to wytrzymałość o 68% niższa od próbki referencyjnej

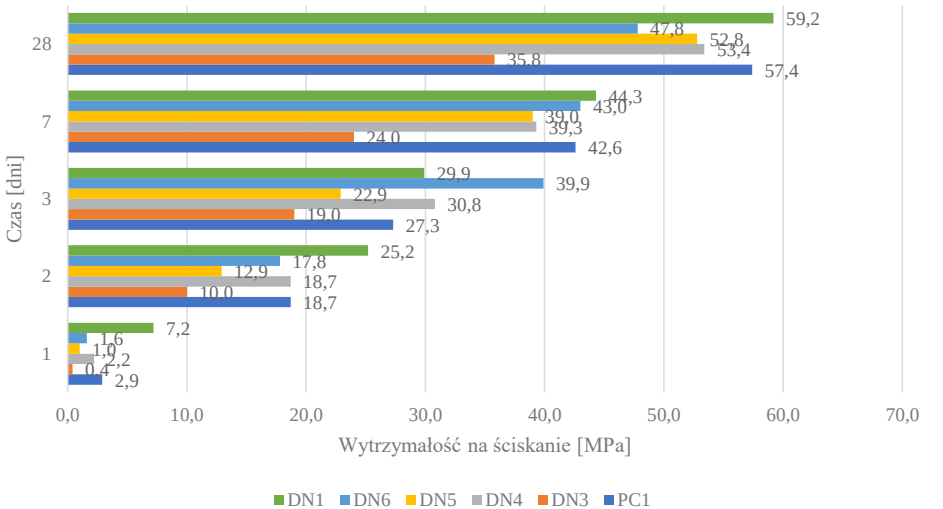
– pozostałe domieszki: przyspieszająca wiązanie PW1 oraz napowietrzające DN1 i DN2 wpłynęły na niższą wytrzymałość końcową podlewki w stosunku do PC1 bez domieszki.



Rys 4. Wytrzymałość na ściskanie podlewki cementowej PC1 z domieszkami napowietrzającymi w warunkach: temperatura materiału i powietrza: +2°C; temperatura wody: +12°C.

Spostrzeżenia w oparciu o uzyskane wyniki badań są następujące:

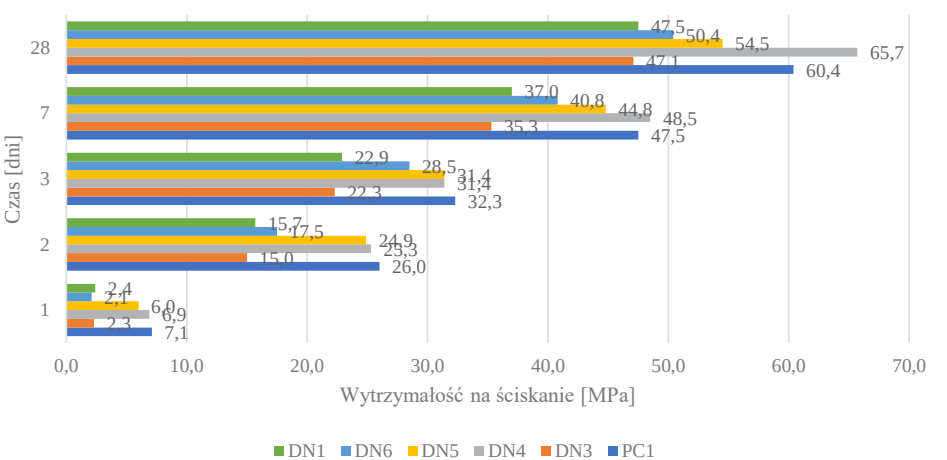
– po 1 dobie wszystkie próbki z domieszkami (z wyjątkiem domieszki DN3, która nie była możliwa do zbadania z powodu zbyt niskiej wytrzymałości jaką uzyskała próbka) uzyskały o ponad 50% niższe wytrzymałości niż próbka PC1 bez domieszek (próbka bez domieszek osiągnęła 16% wytrzymałości próbki referencyjnej)
– po 2 dobie wszystkie próbki z wyjątkiem domieszki DN3 uzyskały niemal dwukrotnie wyższą wytrzymałość na ściskanie niż próbka PC1 bez domieszek i ok 50% wytrzymałości na ściskanie w odniesieniu do próbki referencyjnej
– po 3 dobie wszystkie próbki z wyjątkiem DN3, która miała wytrzymałość o 50% niższą niż próbka referencyjna, posiadały wytrzymałość zbliżoną do próbki PC1 bez domieszki,
– po 28 dobach badane próby osiągnęły wytrzymałość o ok. 20% niższą niż podlewka PC1 bez domieszki i o ok 40% niższą niż wytrzymałość próbki referencyjnej



Rys 5. Wytrzymałość na ściskanie podlewki cementowej PC1 z domieszkami napowietrzającymi w warunkach: temperatura materiału i powietrza: -2°C; temperatura wody: +12°C.

W oparciu o uzyskane wyniki badań wyciągnięto następujące spostrzeżenia:

- po 1 dobie tylko próbka z domieszką DN1 uzyskała prawie dwukrotnie wyższą wytrzymałość na ściskanie niż podlewka PC1 bez domieszki, lecz zaledwie 20% w stosunku do próbki referencyjnej
- po 2 dobie tylko próbka z domieszką DN1 uzyskała wytrzymałość o 34% wyższą niż podlewka PC1 bez domieszki i o 49% niższą niż podlewka referencyjna
- po 28 dniach od aplikacji próbka z domieszką DN1 uzyskała porównywalną wytrzymałość do podlewki PC1 bez domieszki, lecz o 25% niższą niż podlewka referencyjna.



Rys 6. Wytrzymałość na ściskanie podlewki cementowej PC1 z domieszkami napowietrzającymi w warunkach: temperatura materiału i powietrza: -2°C; temperatura wody: +1°C.

W odniesieniu do uzyskanych wyników badań sformułowano następujące spostrzeżenia:
– próbka z domieszką DN4 uzyskała po 1 dobie wytrzymałość zaledwie o 3% niższą od próbki podlewki PC1 bez domieszki i aż o 81% niższą od próbki referencyjnej
– po 2 dobach próbka z domieszką DN4 uzyskała wytrzymałość o 3% niższą od próbki PC1 bez domieszki i o 51% niższą od próbki referencyjnej
– po 28 dniach próbka z domieszką DN4 uzyskała wytrzymałość wyższą od podlewki PC1 bez domieszki i o 16% niższą niż próbka referencyjna
– pozostałe próbki wykazały po 1 dobie wytrzymałość znacznie niższą niż próbka PC1 bez domieszki oraz wytrzymałość niższą o od próby PC1 bez domieszki w pozostałych okresach pomiarowych.

Wnioski

Przeprowadzone badania i uzyskane wyniki pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:
– prowadzenie prac z wykorzystaniem wysokowytrzymałych, szybkowiążących podlewek cementowych w warunkach zmiennych temperatur materiału, wody zarobowej i otoczenia powoduje znaczne różnice w wytrzymałościach wczesnych i końcowych podlewek cementowych, co może utrudnić lub nawet uniemożliwić prowadzenie dalszych prac na budowie lub wpłynąć na niższą trwałość obiektu niż projektowana
– aplikacja podlewek cementowych w warunkach niskich temperatur, wykraczających poza zakres temperatur podany w kartach technicznych wyrobu, wymusza na wykonawcy stosowanie materiału, który nie będzie przechłodzony, wody pobranej z instalacji wewnątrz budynku oraz ochrony świeżo wylanej podlewki przed wpływem ujemnych temperatur
– należy prowadzić prace w warunkach temperaturowych podanych przez producentów podlewek, a w przypadku spadku temperatur należy skonfrontować przewidywane wytrzymałości podlewek w temperaturach niższych z wymaganiami projektu
– temperatura otoczenia i materiału niższa niż -2°C jest temperaturą graniczną, poniżej której wytrzymałości wczesne jak i końcowe podlewek cementowych odbiegają od deklarowanych na tyle daleko, że dyskwalifikują je jako materiał nośny czy konstrukcyjny.

Przebadane podlewki cementowe w połączeniu z domieszkami napowietrzającymi i przyspieszającymi wiązanie pozwalają na uzyskanie przewidywalnych choć niższych od deklarowanych wytrzymałości końcowych podlewek w przypadku stosowania ich w warunkach obniżonych temperatur. Przeprowadzone w pracy badania wskazują potrzebę dalszych badań w kierunku określenia rozwiązania, które pozwoli na otrzymywanie wymaganych projektem wytrzymałości wczesnych. Niniejsze badania udowodniły na tym etapie brak skutecznego działania domieszek przyspieszających wiązanie lub napowietrzających na wytrzymałość wczesną. Stosowanie wybranych podlewek z wybranymi domieszkami pozwala na prowadzenie prac w warunkach niskich temperatur i otrzymanie co najwyżej przewidywalnych wytrzymałości końcowych podlewek cementowych. Przeprowadzone badania dowiodły również, że poniżej -2°C stosowanie domieszek z podlewkami cementowymi nie przynosi oczekiwanych rezultatów.

Przeprowadzone badania i uzyskane wyniki z powodzeniem mogą stanowić podłoże do świadomego projektowania, wznoszenia obiektów i prowadzenia prac w obniżonych temperaturach oraz stanowić punkt wyjścia do dalszych badań zgłębiających istotę pro-

blemu jakim jest wpływ warunków aplikacji na właściwości cementowych podlewek cementowych.

Literatura

[1] Instytut Techniki Budowlanej. (2020). *Wykonywanie robót budowlanych w warunkach obniżonych temperatur*. Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej.
[2] Karta techniczna wyrobu Ceresit CX15. https://dm.henkel.dam.com/is/content/henkel/CX-15---01122021
[3] PN-EN 13670:2011. Wykonywanie konstrukcji z betonu.
[4] Hanna Jóźwiak. Wykonywanie betonu w warunkach obniżonych temperatur z zastosowaniem domieszek chemicznych. 1998. Prace Instytutu Techniki Budowlanej - Kwartalnik Nr 1 (105) 1998.
[5] Thomas Dyer. 2014. Concrete Durability. CRC Press. Boca Raton. USA
[6] Bajorek Grzegorz. 2013. „Rola domieszek w betonowaniu zimowym". Materiały Budowlane 10
[7] PN-EN 934-2:2012: Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 2. Domieszki do betonu. Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie.
[8] Raport nr 712/11/2019 z badań akredytowanego Centralnego Laboratorium Badawczego Henkel
[9] Raport nr 689/09/2021 z badań akredytowanego Centralnego Laboratorium Badawczego Henkel
[10] Bartosz Badziąg. 2016. Rodzaje domieszek chemicznych i ich rola w kształtowaniu właściwości betonów cementowych. IZOLACJE 11/12/2016
[11] PN-EN 12190:2000 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych - Metody badań - Oznaczanie wytrzymałości na ściskanie zaprawy naprawczej
[12] Karta techniczna wyrobu Sopro VM12. https://www.sopro.com/pl-pl/datei-downloads/?type=9536&tx_sopro_p1[action]=downloadFile&tx_sopro_p1[download]=false&tx_sopro_p1[file]=70510
[13] Karta techniczna wyrobu Sopro VM S. https://www.sopro.com//pl-pl/datei-downloads?type=9536&tx_sopro_p1[action]=downloadFile&tx_sopro_p1[download]=false&tx_sopro_p1[file]=70492
[14] Karta techniczna wyrobu SikaGrout 4R. https://pol.sika.com/content/dam/dms/plcon/5/sikagrout_-4_r.pdf
[15] Karta techniczna wyrobu SikaGrout 318. https://pol.sika.com/content/dam/dms/plcon/w/sikagrout_-318.pdf
[16] Karta techniczna wyrobu Botament V90. https://botament.pl/wp-content/uploads/2022/01/V_90_PL_1806.pdf
[17] Karta techniczna wyrobu Botament M36 Speed. https://botament.pl/plik-do-pobrania/botament-m36-speed-wielofunkcyjna-szybkosprawna-zaprawa-cementowa/
[18] Karta techniczna wyrobu Pagel V1/50. https://www.pagel.com/all/pdf/pl/v1_50_pl.pdf
[19] Karta techniczna wyrobu Mapefill. https://cdnmedia.mapei.com/docs/librariesprovider24/products-documents/1_00305_mapefill_pl-pl_6ff6e0029fc74a479f5bb020eb53a1c3.pdf?sfvrsn=1483b4ac_0
[20] Karta techniczna wyrobu Atlas Monter T-15. https://baza.atlas.com.pl/pliki/pl_2346_20230112_133347.pdf
[21] Karta techniczna wyrobu Remmers AntiFrost. https://remmers-kontor.de/media/pdf/Remmers_0152_Antifrost-_Technisches-Merkblatt_de_DE_34607.pdf
[22] Karta techniczna wyrobu Sikacem Winter. https://pol.sika.com/content/dam/dms/plcon/c/sikacem_winter.pdf
[23] Karta techniczna wyrobu Farkom Simeplast. http://simeplast.pl/wp-content/uploads/2019/10/ADT-Qmix-DH-1.pdf
[24] Karta techniczna wyrobu Jurga Fastproof. https://jurga.com.pl/wp-content/uploads/2016/06/Karta-Techniczna-FASTPROOF-1.pdf
[25] Karta techniczna wyrobu Boramax Super Vapno Mix. https://www.seven7.pl/wp-content/uploads/2023/01/TDS-SUPER-VAPNO-MIX-ZIMOWY.pdf
[26] Karta informacji o wyrobie FastMix. https://primacol.pl/produkt/plastyfikator-fastmix/
[27] Karta techniczna wyrobu Remmers ZM MD3. https://www.dalhoff24.de/out/media/pdf/700231-Technisches%20Datenblatt.pdf
[28] Karta techniczna wyrobu SikaCem Plast. https://pol.sika.com/content/dam/dms/plcon/p/sikacem_plast.pdf
[29] Karta techniczna wyrobu Torggler NeoPlast 124. https://www.archiexpo.com/prod/torggler/product-149289-1650731.html

[30] Karta techniczna wyrobu Schomburg Asolit-LP/K. https://www.schomburg.com/pl/pl/files/asolit-lpk/ASOLIIT-LP_K.pdf
[31] Raport nr 191/03/2022 z badań akredytowanego Centralnego Laboratorium Badawczego Henkel
[32] Raport nr 647/12/2022 z badań akredytowanego Centralnego Laboratorium Badawczego Henkel
[33] Raport nr 648/12/2022 z badań akredytowanego Centralnego Laboratorium Badawczego Henkel

SPIS TREŚCI CONTENTS

ARCHITEKTURA BETONOWA
CONCRETE ARCHITECTURE

Współczesna architektura betonowych domów inspirowanych tradycyjną formą – synteza kształtów determinowana monolityczną technologią 51
CONTEMPORARY ARCHITECTURE OF CONCRETE HOUSES INSPIRED BY TRADITIONAL FORM – SYNTHESIS OF SHAPES DETERMINED BY MONOLITHIC TECHNOLOGY

Przemysław Bigaj

Nowa prefabrykacja betonowa w architekturze domów jednorodzinnych – wybrane przykłady 69
NEW CONCRETE PREFABRICATION IN THE ARCHITECTURE OF SINGLE-FAMILY HOUSES – SELECTED EXAMPLES

Marcin Charciarek

BIM w koordynacji projektu o konstrukcji żelbetowej.....83
BIM IN THE COORDINATION OF A REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION PROJECT

Wojciech Ciepłucha
Marcin Majta

Warsztaty Architektura Betonowa jako droga do lepszego poznania betonu 99
CONCRETE ARCHITECTURE WORKSHOPS AS A WAY TO GET TO KNOW CONCRETE BETTER

Tomasz Kozłowski

Beton architektoniczny warstwowy – projektowanie i wykonawstwo 109
LAYERED ARCHITECTURAL CONCRETE – DESIGN AND MANUFACTURE

Krzysztof Kuniczuk

„Małe monumenty"- betonowe pawilony 125
„SMALL MONUMENTS" – CONCRETE PAVILIONS

Anna Mielnik

Przestrzeń pustki jako motyw współczesnej architektury betonowej 141
THE SPACE OF EMPTINESS AS A MOTIF OF CONTEMPORARY CONCRETE ARCHITECTURE

Marek Początko

Architektura modernizmu Krakowa i jej wpływ na współczesną betonową estetykę *163*
KRAKOW'S MODERNIST ARCHITECTURE AND ITS IMPACT ON CONTEMPORARY CONCRETE AESTHETICS

Grzegorz Twardowski

BETON A ZRÓWNOWAŻONE BUDOWNICTWO
CONCRETE AND SUSTAINABLE CONSTRUCTION

Recepta na rozwiązania materiałowe o obniżonym śladzie węglowym dla lokalnych dróg betonowych *179*
SOLUTIONS FOR MATERIALS WITH A REDUCED CARBON FOOTPRINT FOR LOCAL CONCRETE ROADS

Bartłomiej Być
Jarosław Organa
Michał Skałecki
Zbigniew Wojtysiak

Betony Vertua® o niskim śladzie węglowym na przykładzie realizacji budowy biurowca LPP „Silk" w Gdańsku *193*
EXEMPLARY REALIZATION OF THE LOW CARBON FOOTPRINT VERTUA® CONCRETE FOR THE LPP „SILK" BUILDING IN GDAŃSK

Piotr Cencek
Patryk Chmura
Patryk Ślęczka
Michał Witek

Aktywność fotokatalityczna kompozytów cementowych o zmiennym udziale wypełniaczy mineralnych *207*
PHOTOCATALYTIC ACTIVITY OF CEMENTITIOUS COMPOSITES WITH VARIABLE PROPORTION OF MINERAL FILLERS

Karol Chilmon
Maciej Kalinowski
Wioletta Jackiewicz-Rek
Błażej Rakowski

Beton Reaktywacja – czyli powtórne wykorzystanie betonu *223*
CONCRETE REACTIVATION – REUSE OF CONCRETE

Michał Drabczyk

Beton – idealny materiał w gospodarce o cyklu zamkniętym *241*
TYTUŁ ANGIELSKI

Piotr Górak
Łukasz Szabat

Możliwości wykorzystania odpadów z produkcji rolniczej jako składników betonu ***259***
POSSIBILITIES OF USING WASTE FROM AGRICULTURAL PRODUCTION AS CONCRETE COMPONENTS

Elżbieta Horszczaruk
Norbert Olczyk

Wpływ dodatku materiałów PCM na cechy mechaniczne betonu w konstrukcjach ***275***
THE INFLUENCE OF THE ADDITION OF PCM MATERIALS ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE IN STRUCTURES

Józef Jasiczak
Cyprian Woźniak
Mahmoud Hsino

Filtracja spływu powierzchniowego przez beton wodoprzepuszczalny – immobilizacja metali ciężkich ***291***
FILTRATION OF SURFACE RUNOFF THROUGH WATER-PERMEABLE CONCRETE - IMMOBILIZATION OF HEAVY METALS

Maciej Kalinowski
Karol Chilmon
Wioletta Jackiewicz-Rek
Beata Jaworska
Małgorzata Wojtkowska

Wpływ sposobu przygotowania kruszywa z recyklingu na wybrane cechy techniczne betonu ***305***
THE INFLUENCE OF THE RECYCLED AGGREGATE PREPARING METHOD ON SELECTED TECHNICAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE

Maja Kępniak

Wpływ zbrojenia rozproszonego z włókien węglowych pochodzących z recyklingu na właściwości betonu ***317***
EFFECT OF RECYCLED CARBON FIBER REINFORCEMENT ON CONCRETE PROPERTIES

Jacek Korentz
Filip Szmatuła

Cementy z nieklinkierowymi składnikami mineralnymi w betonach do specjalnych robót geotechnicznych ***329***
CEMENTS WITH NON-CLINKER MINERAL COMPONENTS IN CONCRETES FOR SPECIAL GEOTECHNICAL WORKS

Paweł Mofina
Michał Zapała

Funkcjonalność technologiczna i środowiskowa betonów wysokowartościowych (BWW) ***.....345***
TECHNOLOGICAL AND ENVIRONMENTAL FUNCTIONALITY OF HIGH-PERFORMANCE CONCRETE (HPC)

Kamil Ślusarczyk
Łukasz Duda
Przemysław Durlej
Grzegorz Bajorek
Zbigniew Plewako
Rafał Budziński
Damian Nykiel

Wykorzystanie cementów portlandzkich wieloskładnikowych CEM II/A w betonowych elementach sprężonych w infrastrukturze drogowej ***.....367***
THE USE OF COMPOSITE PORTLAND CEMENTS CEM II/A IN PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS IN ROAD INFRASTRUCTURE

Krzysztof Zychowicz
Maciej Batog
Michał Zapała

BETON TOWAROWY
READYMIX CONCRETE

Granulat gumowy jako dodatek zapewniający wibroizolacyjność przegród betonowych ***.....381***
RUBBER GRANULATE AS AN ADDITIVE ENSURING VIBROINSULATION OF CONCRETE PARTITIONS

Maciej Gruszczyński
Małgorzata Lenart
Kamil Sokołowski

Stopień wodoszczelności i głębokość penetracji wody w badaniach betonów z kruszyw węglanowych – wyniki i ich porównania ***.....397***
TESTS OF WATERTIGHTNESS AND DEPTH OF WATER PENETRATION OF CONCRETE MADE OF CARBONATE AGGREGATES - COMPARISON OF RESULTS

Damian Zawół
Łukasz Osuch
Mateusz Gach

BETON W INFRASTRUKTURZE KOMUNALNEJ
CONCRETE IN MUNICIPAL INFRASTRUCTURE

Właściwości użytkowe, warunki wytwarzania i zastosowanie cementu portlandzkiego CEM I 42,5 N-LH/SR 5/NA 417
FUNCTIONAL PROPERTIES, MANUFACTURING CONDITIONS AND APPLICATION OF PORTLAND CEMENT CEM I 42.5 N-LH/SR 5/NA

Agata Kędzierska
Anita Smolarek-Nowak
Krzysztof Szczepaniak
Michał Żuchowski

Betony w tunelach wykonywanych metodą NATM. Doświadczenia z budowy tunelu TS-26 na trasie S3 Bolków-Kamienna Góra 435
THE CONCRETE IN TUNNELS MADE USING THE NATM METHOD. EXPERIENCES FROM THE CONSTRUCTION OF THE TS-26 TUNNEL ON THE S3 BOLKÓW-KAMIENNA GÓRA ROUTE

Tadeusz Wasąg
Grzegorz Banach
Witold Chodyń
Daniel Owsiak

BETONOWE KONSTRUKCJE MASYWNE
MASSIVE CONCRETE CONSTRUCTION

Nowa norma europejska EN 13791:2019. Blaski i cienie oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach budowlanych na podstawie badania odwiertów rdzeniowych 449
THE NEW EUROPEAN STANDARD EN 13791:2019. RIGHT AND DARK SIDES OF ASSESSING THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN BUILDING STRUCTURES BASED ON CORE TESTING

Andrzej Moczko

Wypływ warunków przechowywania próbek świeżego betonu pobieranych na placu budowy w okresie obniżonych temperatur na ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie 461
INFLUENCE OF STORAGE CONDITIONS OF FRESH CONCRETE SAMPLES COLLECTED AT THE CONSTRUCTION SITE DURING THE PERIOD OF LOWERED TEMPERATURES ON THE ASSESSMENT OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH

Ireneusz Trzynski
Piotr Rydygier
Mariusz Sumionka

BETONY NOWEJ GENERACJI
NEW GENERATION CONCRETE

Wpływ mikrokapsułek PCM na właściwości świeżych i stwardniałych kompozytów cementowych – przegląd i analiza stanu wiedzy 475
EFFECT OF PCM MICROCAPSULES ON THE PROPERTIES OF FRESH AND HARDENED CEMENTITIOUS COMPOSITES - REVIEW AND ANALYSIS OF STATE OF THE ART

Jacek Gołaszewski
Małgorzata Gołaszewska

Wpływ kształtu i zmiennej zawartości włókien stalowych na wybrane właściwości mechaniczne betonu 493
INFLUENCE OF THE SHAPE AND VARIABLE CONTENT OF STEEL FIBERS ON SELECTED MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE

Tomasz Ponikiewski
Grzegorz Cygan
Konstancja Boś
Michał Bernat
Marek Zagała

100-letnia rocznica wynalezienia autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK). Udział Polski w rozwoju tego materiału.....507
THE 100TH ANNIVERSARY OF THE INVENTION OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE (AAC). THE POLISH CONTRIBUTION TO THE DEVELOPMENT OF THE MATERIAL

Genowefa Zapotoczna-Sytek
Jan Małolepszy
Mieczysław Soboń

BUDOWNICTWO MOSTOWE I TUNELOWE
BRIDGE AND TUNNEL CONSTRUCTION

Niewymierne korzyści ze stosowania spoiw hydrofobowych w budownictwie drogowym 537
INCOMMENSURABLE BENEFITS OF USING HYDROPHOBIC BINDERS IN ROAD CONSTRUCTION

Mikołaj Ostrowski
Tomasz Baran
Marcin Pacocha

Zastosowanie pomiarów światłowodowych DFOS do identyfikacji uszkodzeń w konstrukcjach sprężonych 549
THE USE OF DISTRIBUTED FIBER OPTIC SENSING (DFOS) FOR DETECTING DAMAGES IN PRESTRESSED STRUCTURES

Bartosz Piątek
Tomasz Howiacki
Maciej Kulpa
Tomasz Siwowski
Rafał Sieńko
Łukasz Bednarski

Zastosowanie różnych metod badawczych do oceny charakterystyki porów w betonach mostowych na bazie cementów z nieklinkierowymi dodatkami 567
THE APPLICATION OF DIFFERENT TEST METHODS TO EVALUATE THE PORE CHARACTERISTICS OF BRIDGE CONCRETES BASED ON CEMENTS WITH NON-CLINKER ADDITIVES

Przemysław Pudlik
Piotr Molenda
Maciej Nowak

CEMENT A TRWAŁOŚĆ KONSTRUKCJI BETONOWYCH
CEMENT AND DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURE

Stabilność i jakość napowietrzenia betonu z cementem o niskim śladzie węglowym 583
STALIBILITY AND QUALITY OF CONCRETE AIR-ENTRAINMENT WITH LOW CARBON FOOTPRINT CEMENT

Beata Łaźniewska-Piekarczyk

Jak trwałe jest bycie „eko"? Analiza trwałości betonów z cementami niskoemisyjnymi 597
HOW SUSTAINABLE IS BEING „ECO"? DURABILITY ANALYSIS OF CONCRETES WITH LOW-EMISSION CEMENTS

Justyna Nowicka-Semen

Kształtowanie mrozoodporności betonów niskoemisyjnych wykonanych z nowych rodzajów cementów CEM II/C-M i CEM VI 613
THE DEVELOPMENT OF FROST RESISTANCE OF LOW-EMISSION CONCRETES MADE FROM NEW TYPES OF CEMENTS CEM II/C-M AND CEM V

Michał Tałaj
Jakub Bakalarz
Barbara Batog
Maciej Batog
Damian Dziuk

Wpływ warunków wypalania i składu mieszaniny surowcowej na reaktywność klinkieru portlandzkiego w ujęciu przemysłowym 631
THE INFLUENCE OF BURNING CONDITIONS AND RAW MIX DESIGN ON REACTIVITY OF PORTLAND CLINKER ON INDUSTRIAL SCALE

Aleksandra Zeidel
Milica Kitanović
Paweł Trybalski

CEMENTY I BETONY Z DODATKAMI MINERALNYMI
CEMENTS AND CONCRETES WITH MINERAL ADDITIVES

Możliwość zastosowania mączek wapiennych jako dodatku w betonie 645
THE POSSIBILITY OF USING LIMESTONE POWDERS AS AN ADDITIVE IN CONCRETE

Grzegorz Bajorek
Maciej Barć
Sabina Warchoł
Łukasz Kosturkiewicz

Ocena właściwości użytkowych betonu z cementem CEM II/C-M w aspekcie rozszerzenia obszaru możliwości aplikacji 659
EVALUATION OF PERFORMANCE PROPERTIES OF CONCRETE WITH CEM II/C-M CEMENT IN TERMS OF APPLICATION EXTENDING

Grzegorz Bajorek
Piotr Górak
Artur Łagosz

Wpływ stosowanie pyłów by-passowych na właściwości spoiw wieloskładnikowych z granulowanym żużlem wielkopiecowym.....677
INFLUENCE OF CEMENT BY-PASS DUST ON THE PROPERTIES OF MULTI-COMPONENT BINDERS WITH GRANULATED BLAST FURNACE SLAG

Przemysław Czapik
Przemysław Szczur

Beton pochłaniający pociski i odłamki jako element zwiększenia bezpieczeństwa obiektów użyteczności publicznej.....691
CONCRETE ABSORBING BULLETS AND SHRAPNELS AS AN ELEMENT OF INCREASING THE SAFETY OF PUBLIC FACILITIES

Jacek Katzer

Wpływ różnych form tlenku cynku na wczesną hydratację oraz właściwości mechaniczne i antybakteryjne kompozytów cementowych.....703
INFLUENCE OF VARIOUS FORMS OF ZINC OXIDE ON EARLY HYDRATION, AS WELL AS MECHANICAL AND ANTIBACTERIAL PROPERTIES OF CEMENT COMPOSITES

Izabela Klapiszewska
Agnieszka Ślosarczyk

Stosowanie pozostałości po ekstrakcji potasu i chloru z pyłu by-passowego jako składnika mąki surowcowej do syntezy niskoemisyjnego klinkieru portlandzkiego ***715***
USING RESIDUES AFTER POTASSIUM AND CHLORINE EXTRACTION FROM BY-PASS DUST AS A COMPONENT OF RAW MIX FOR LOW-EMISSION PORTLAND CLINKER SYNTHESIS

Magdalena Kosmal
Tomasz Baran
Paweł Pichniarczyk
Mikołaj Ostrowski

Nieoczywiste spojrzenie na kompatybilność cementu i dodatków modyfikujących w świetle badań suchych zapraw wykonanych z cementów niskoklinkierowych ***731***
A NON-OBVIOUS LOOK AT THE COMPATIBILITY OF CEMENT AND MODIFYING ADDITIVES IN THE LIGHT OF TESTS OF DRY MORTARS MADE OF LOW-CLINKER CEMENTS

Dominik Krawczyk
Sławomir Chłądzyński

Wpływ stosunku w/c i ilości spoiwa na postęp procesu karbonatyzacji betonu ***743***
THE INFLUENCE OF W/C RATIO AND AMOUNT OF BINDER ON THE PROGRESS OF THE CONCRETE CARBONATION PROCESS

Piotr Molenda
Kamil Ślusarczyk
Artur Paszkowski
Paweł Gałan

Popiół lotny z osadów ściekowych jako dodatek do betonu w ujęciu aktualnych norm ***763***
FLY ASH FROM SEWAGE SLUDGE AS AN ADDITIVE TO CONCRETE IN TERMS OF CURRENT STANDARDS

Gabriela Rutkowska

Właściwości betonów o niskim śladzie węglowym zawierających wieloskładnikowe dodatki mineralne ***783***
PERFORMANCE OF CONCRETES WITH A LOW CARBON FOOTPRINT CONTAINING MULTI-COMPONENT MINERAL ADDITIVES

Myroslav Sanytsky
Tetiana Kropyvnytska
Iryna Heviuk
Mykola Makovijchuk
Ludmyla Kripka

ISBN: 978-83-61331-47-6

Pełne wersje referatów dostępne są na stronie

dnibetonu.com

(zeskanuj kod QR)

Stowarzyszenie Producentów Cementu
ul. Lubelska 29, 30-003 Kraków
tel.: +48 12 423 33 55
e-mail: dnibetonnu@polskicement.pl
www.polskicement.pl

Kształtowanie właściwości autoklawizowanego betonu komórkowego z dodatkiem haloizytu według technologii SW w warunkach przemysłowych ***797***
SHAPING PROPERTIES OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE WITH THE ADDITION OF HALLOYSITE ACCORDING TO SW TECHNOLOGY UNDER INDUSTRIAL CONDITIONS

Anna Skawińska
Zdzisława Owsiak
Tomasz Baran

Zastosowanie cementów o obniżonym śladzie węglowym w prefabrykacji wielkogabarytowej ***809***
THE USE OF CEMENTS WITH REDUCED CARBON FOOTPRINT IN HEAVY PRECAST

Kamil Ślusarczyk
Witold Jawański
Łukasz Duda
Mateusz Pitura

Wpływ mączki chalcedonitowej i zeolitu na wybrane właściwości fizykochemiczne zaczynów i zapraw cementowych ***827***
THE INFLUENCE OF CHALCEDONITE POWDER AND ZEOLITE ON SELECTED PHYSICOCHEMICAL PROPERTIES OF CEMENT PASTES AND MORTARS

Edyta Spychał
Przemysław Czapik
Martin Vyšvařil

Wpływ wybranych składników mineralnych na właściwości technologiczne zaczynów uszczelniających ***839***
THE INFLUENCE OF SELECTED MINERAL COMPONENTS ON TECHNOLOGICAL PROPERTIES OF SEALING GROUTS

Michał Wieczorek
Albert Złotkowski
Paweł Pichniarczyk
Stanisław Stryczek

DROBNOWYMIAROWE ELEMENTY BETONOWE
SMALL-SIZED PRECAST CONCRETE PRODUCTS

Stłuczka szklana jako składnik betonu do produkcji drobnowymiarowych elementów prefabrykowanych w infrastrukturze drogowej ***853***
GLASS CULLET AS COMPONENT OF SMALL-SIZED PRECAST CONCRETE PRODUCTS FOR ROAD INFRASTRUCTURE

Radosław Walendziak
Renata Kotynia

DROGI BETONOWE
CONCRETE ROADS

***Odporność betonu na uszkodzenia wskutek reakcji alkalicznej kruszywa przy zewnętrznym oddziaływaniu soli odladzającej*.....871**
CONCRETE RESISTANCE TO DAMAGE CAUSED BY ALKALI-AGGREGATE REACTION UNDER EXTERNAL EXPOSURE TO DE-ICING SALTS

Karolina Bogusz
Kinga Dziedzic
Aneta Antolik
Michał A. Glinicki

***Doświadczenia z rozbudowy nawierzchni betonowej terminala kontenerowego w Wolnym Obszarze Celnym w Małaszewiczach k. Terespola*.....885**
EXPERIENCE OF THE DEVELOPMENT OF CONCRETE PAVEMENT FOR CONTAINER TERMINAL OF THE DUTY FREE ZONE AT MAŁASZEWICZE NEAR TERESPOL

Krzysztof Falkowski
Marta Kosior-Kazberuk

***Wpływ zastosowanego cementu na wynik oznaczania reaktywności alkalicznej kruszyw metodami 14-dniowymi*.....899**
THE INFLUENCE OF THE CEMENT USED ON THE RESULT OF DETERMINATION OF ALKALI REACTIVITY OF AGGREGATES BY 14-TH DAYS METHODS

Bolesław Kalukin

***Nawierzchnie betonowe na obiektach mostowych: doświadczenia krajowe*.....913**
CONCRETE PAVEMENTS ON ROAD BRIDGES: THE POLISH EXPERIENCE

Antoni Szydło
Tomasz Siwowski

PREFABRYKACJA BETONOWA
PRECAST CONCRETE

***Wykorzystanie kompatybilności układu domieszka – cement do kreowania rozwiązań o niższym śladzie węglowym w prefabrykacji betonowej*.....927**
USING THE COMPATIBILITY OF THE ADMIXTURE-CEMENT SYSTEM TO DEVELOP LOWER CARBON FOOTPRINT SOLUTIONS FOR PRECAST CONCRETE

Maciej Adamowicz
Igor Vavrin
Jarosław Gaudy

Wpływ zastosowanego rozwiązania materiałowego opartego na cementach o obniżonej emisji CO_2 zawierających nieklinkierowe składniki główne na trwałość warstwy ścieralnej kostki brukowej ***937***
THE INFLUENCE OF MATERIAL SOLUTION BASED ON LOW CARBON CEMENT WITH SUPPLEMENTARY CEMENTITIOUS MATERIALS ON DURABILITY OF THE WEARING COURSE OF PAVING BLOCKS

Andrzej Cieloch
Jarosław Gaudy
Paweł Głaz
Michał Witkowski

Ujarzmić beton. Zastosowanie modelowania CAD w projektowaniu deskowań powierzchni krzywoliniowych ***949***
SUBJUGATING CONCRETE. APPLICATION OF CAD MODELLING IN THE DESIGN OF FORMWORK FOR CURVILINEAR SURFACES

Radosław Dydo

Redukcja emisji CO_2 w produkcji sprężonych prefabrykatów betonowych przez zmianę cementu CEM I na cement wieloskładnikowy ... ***967***
REDUCTION OF CO_2 EMISSIONS BY REPLACING CEM I PORTLAND CEMENT WITH PORTLAND CEMENT WITH ADDITIVES IN THE PRODUCTION OF PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS

Piotr Fudalej
Marzena Najduchowska

Ocena możliwości zastosowania popiołów ze spalania węgla brunatnego w technologii wytwarzania autoklawizowanego betonu komórkowego ***983***
ASSESSING THE APPLICABILITY OF LIGNITE FLY ASH IN AUTOCLAVED AERATED CONCRETE TECHNOLOGY

Ewelina Górecka
Katarzyna Łaskawiec
Piotr Gębarowski

Wpływ domieszek chemicznych na trwałość warstwy konstrukcyjnej kostki brukowej ***991***
THE INFLUENCE OF CHEMICAL ADMIXTURES ON THE DURABILITY OF THE CONSTRUCTION LAYER OF PAVING BLOKS

Arkadiusz Ignerowicz
Michał Oleksik
Damian Zawół
Łukasz Osuch
Mariusz Dąbrowski

Ocena przydatności metody ultradźwiękowej w badaniu wybranych właściwości betonu wodoprzepuszczalnego 1005
EVALUATION OF THE USEFULNESS OF THE ULTRASONIC METHOD IN THE STUDY OF SELECTED PROPERTIES OF PERVIOUS CONCRETE

Wioletta Jackiewicz-Rek
Maciej Kalinowski
Karol Chilmon
Jakub Zabawski

Ocena i analiza wczesnej wytrzymałości betonu na ściskanie w prefabrykowanych elementach konstrukcyjnych 1021
EVALUATION AND ANALYSIS OF THE EARLY AGE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN PREFABRICATED STRUCTURAL ELEMENTS

Mateusz Kłos
August Kożuchowski

Wpływ stosowania cementów niskoemisyjnych na właściwości betonu oraz trwałość drobnowymiarowych dwuwarstwowych elementów wibroprasowanych 1033
THE EFFECT OF USE OF LOW-EMISSION CEMENTS ON CONCRETE PROPERTIES AND DURABILITY OF FINE-DIMENSIONAL TWO-LAYER VIBRO-PRESSED ELEMENTS

Michał Oleksik
Arkadiusz Ignerowicz
Arkadiusz Fornal
Maciej Batog
Jakub Baklarz
Wioletta Wojtkiewicz

Zbrojenie z włókien nowej generacji w elementach z autoklawizowanego betonu komórkowego 1049
AUTOCLAVED AERATED CONCRETE ELEMENTS WITH NEW GENERATION FIBRE

Anna Rostkowska
Katarzyna Łaskawiec

Prefabrykacja betonowa we współczesnym budownictwie mieszkaniowym 1059
CONCRETE PREFABRICATION IN CONTEMPORARY RESIDENTIAL CONSTRUCTION

Bartosz Witkowski
Mateusz Moczko
Krzysztof Schabowicz

ROLA DOMIESZEK CHEMICZNYCH W TECHNOLOGII BETONU I ZAPRAW

THE ROLE OF CHEMICAL ADMIXTURES IN CONCRETE AND MORTAR TECHNOLOGY

Wyzwanie i szanse dla domieszek w kontekście cementów niskoemisyjnych ***1071***
CHALLENGES AND OPPORTUNITIES FOR ADMIXTURES IN THE CONTEXT OF LOW-CARBON CEMENTS

Jakub Augustyn

Kształtowanie właściwości reologicznych zapraw cementowych na podstawie modyfikacji składu domieszki chemicznej z wykorzystaniem reometru rotacyjnego ***1079***
SHAPING THE RHEOLOGICAL PROPERTIES OF CEMENT MORTARS ON THE BASIS OF MODIFYING THE COMPOSITION OF THE CHEMICAL ADMIXTURE USING A ROTATIONAL RHEOMETER

Aleksandra Pełczyńska
Cyprian Pełczyński

WŁAŚCIWOŚCI BETONU STWARDNIAŁEGO

PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

Projektowanie fibrobetonowych posadzek przemysłowych według trzeciej i czwartej edycji Technical Report 34 ***1091***
DESIGNING OF FIBER REINFORCED CONCRETE INDUSTRIAL FLOORS ACCORDING TO THE THIRD AND FOURTH EDITION OF TECHNICAL REPORT 34

Julia Blazy
Łukasz Drobiec
Paweł Wolka

Trwałość serpentynitowo-barytowego betonu osłonowego ***1105***
DURABILITY OF SERPENTINITE-BARITE SHIELDING CONCRETE

Mariusz Dąbrowski
Daria Jóźwiak-Niedźwiedzka
Karolina Bogusz
Michał A. Glinicki

Parametry wytrzymałościowe betonu komórkowego ***1119***
STRENGTH PARAMETERS OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE

Łukasz Drobiec
Rozalia Niemiec

Wpływ podwyższonej temperatury we wczesnej fazie dojrzewania na wybrane właściwości stwardniałego betonu 1133
INFLUENCE OF TEMPERATURE ON THE EARLY STAGE OF CURING ON SELECTED PROPERTIES OF HARDENED CONCRETE

Alina Kaleta-Jurowska
Andrzej Stępień
Krystian Jurowski
Tomasz Pużak

Analiza mikrostrukturalna strefy kontaktowej beton-ceramika w elementach konstrukcji zespolonych poddanych zginaniu 1145
MICROSTRUCTURAL ANALYSIS OF THE CONCRETE-CERAMIC CONTACT ZONE IN ELEMENTS OF COMPOSITE STRUCTURES SUBJECTED TO BENDING

Aleksandra Mazurek
Artur Piekarczuk
Filip Chyliński
Piotr Kupisz
Jacek Głodkiewicz

Analiza właściwości użytkowych betonów posadzkowych z dodatkiem oczyszczonych włókien stalowych z recyklingu opon 1159
ANALYSIS OF THE PERFORMANCE PROPERTIES OF FLOOR CONCRETES WITH THE ADDITION OF PURIFIED RECYCLED TYRE STEEL FIBRES

Agnieszka Michalik
Piotr Kupisz
Łukasz Zacharski
Waldemar Pichór

Sposób wyznaczania głębokości frontu karbonatyzacji przy pomocy komputerowej analizy obrazu, wpływ dystorsji na uzyskiwane wyniki oraz porównanie metody z podejściem normowym 1173
THE METHOD FOR DETERMINING THE DEPTH OF THE CARBONATION BY MEANS OF DIGITAL IMAGE ANALYSIS, IMPACT OF DISTORTION ON THE RESULTS AND COMPARISON OF THE METHOD WITH THE STANDARD APPROACH

Jakub Szydłowski

Naprawa żelbetu poprzez wymianę skażonego betonu – optymalizacja ochrony korozyjnej zbrojenia w oparciu o trójwymiarowy model transportu masy Nernsta–Plancka z uwzględnieniem reakcji 1191
PATCHING REPAIR PROCESS – OPTIMIZATION OF CORROSION PROTECTION OF REINFORCEMENT IN CONCRETE BASED ON 3D MULTI-ION NERNST-PLANCK TRANSPORT WITH REACTIONS

Krzysztof Szyszkiewicz-Warzecha
Jan Deja
Artur Łagosz
Anna Górska
Robert Filipek

Modele karbonatyzacji betonu - proces nieskończony w czasie i skończony w przestrzeni 1203
MODELS OF CONCRETE CARBONATION - A PROCESS INFINITE IN TIME AND FINITE IN SPACE

Piotr Woyciechowski
Lech Czarnecki

WŁAŚCIWOŚCI MIESZANKI BETONOWEJ
PROPERTIES OF CONCRETE MIX

Prawidłowe projektowanie posadzek przemysłowych 1223
PROPER DESIGN OF INDUSTRIAL FLOOR

Piotr Noakowski
Katarzyna Lemańska
Paweł Wolka

Wpływ składu kompozytów cementowych wykonanych w technologii druku 3D na rozwój odkształceń skurczowych....1241
THE INFLUENCE OF MATERIAL COMPOSITION OF 3D PRINTED ELEMENTS ON SHRINKAGE DEFORMATION

Adam Zieliński
Szymon Skibicki

WSPÓŁCZESNE TENDENCJE W BUDOWNICTWIE
ACTUAL TRENDS IN CONSTRUCTION

Cementowe podkłady podłogowe – projektowanie i wykonawstwo 1261
CEMENT FLOOR SCREEDS - DESIGN AND CONSTRUCTION STANDARDS

Grzegorz Bajorek
Maciej Barć
Sabina Warchoł

Kierunki zmian normy „Projektowanie konstrukcji z betonu" w ramach nowelizacji Eurokodów 1279
TENDENCIES OF CHANGES IN THE STANDARD „DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES" WITHIN THE FRAMEWORK OF EUROCODES AMENDMENT

Anna Halicka

Redystrybucja momentów zginających w ciągłych elementach płytowych ze zbrojeniem kompozytowym typu FRP 1295
REDISTRIBUTION OF BENDING MOMENTS IN CONTINUOUS SLAB ELEMENTS WITH FRP REINFORCEMENT

Renata Kotynia
Konrad Szczepański

Beton wodoszczelny czy wodonieprzepuszczalny – rzecz o odporności konstrukcji betonowych na przenikanie wody ***1309***
WATER-TIGHT OR WATER-IMPERMEABLE CONCRETE
– A THING ABOUT THE RESISTANCE OF CONCRETE STRUCTURES
TO WATER PENETRATION

Bartłomiej Monczyński,
Krzysztof Zieliński

Wykorzystanie metody krzywej dojrzałości w ocenie wpływu obróbki termicznej betonu w warunkach obniżonej temperatury na właściwości betonu w konstrukcji ***1325***
THE APPLICATION OF THE MATURITY METHOD IN ESTIMATION OF THE IMPACT
OF THERMAL TREATMENT OF CONCRETE IN LOW TEMPERATURE CONDITIONS ON THE
PROPERTIES OF CONCRETE IN THE STRUCTURE

Kamila Owczarska
Elżbieta Szmigiera
Maja Kępniak

Belkowy element żelbetowy wzmocniony w strefie ściskanej warstwą betonu z proszków reaktywnych ***1341***
REINFORCED CONCRETE BEAM ELEMENT STRENGTHENED WITH A REACTIVE POWDER
CONCRETE LAYER IN THE COMPRESSION ZONE

Zbigniew Perkowski
Mariusz Czabak
Stefania Grzeszczyk
Aneta Matuszek-Chmurowska
Krystian Jurowski

Wpływ metakaolinitu na przyczepność prętów BFRP i GFRP do betonu ***1353***
INFLUENCE OF METAKAOLINITE ON THE ADHESION OF BFRP AND GFRP
BARS TO CONCRETE

Faustyna Ułasiuk
Julita Krassowska
Marta Kosior-Kazberuk

Wpływ metakaolinitu i zeolitu na przyczepność prętów BFRP i GFRP do betonu ***1369***
THE INFLUENCE OF THE INFLUENCE OF METAKAOLIN AND ZEOLITE
ON THE BOND OF GFRP AND BFRP REINFORCEMENT TO CONCRETE

Marek Urbański
Elżbieta Szmigiera
Piotr Woyciechowski
Grzegorz Adamczewski

MATERIAŁY NAPRAWCZE
REPAIR MATERIALS

Wpływ skarbonatyzowanych popiołów lotnych na wybrane właściwości zapraw cementowych ***1387***
THE EFFECT OF CARBONIZED FLY ASHES ON SELECTED PROPERTIES OF CEMENT MORTARS

Beata Jaworska
Małgorzata Janaszek
Jerzy Jaworski

Wykonywanie podlewek cementowych w warunkach obniżonych temperatur ***1401***
THE APPLICATION OF CEMENT BASED GROUTS UNDER LOW TEMPERATURES CONDITIONS

Tomasz Zembrowski
Tomasz Ponikiewski