



**Politechnika
Śląska**

mgr inż. Jakub Krząkała

Wyznaczanie modułu sprężystości betonu w procesie budowy sprężonych konstrukcji mostowych

Rozprawa doktorska w dyscyplinie Inżynieria Lądowa, Geodezja i Transport

Promotor

prof. dr hab. inż. Marek Salamak

Promotor pomocniczy

dr inż. Piotr Łaziński

Gliwice 2023



Spis treści

Stosowane oznaczenia oraz definicje i skróty	1
1. Wstęp	3
1.1. Wprowadzenie.....	3
1.2. Przedmiot, zasadnicza teza i cele rozprawy	4
1.3. Struktura i zakres rozprawy.....	5
2. Odkształcalność betonu.....	7
2.1. Wprowadzenie.....	7
2.2. Definicja modułu sprężystości.....	7
2.3. Czynniki materiałowe.....	10
2.3.1. Kruszywo.....	10
2.3.2. Cement	14
2.4. Czynniki technologiczne	16
2.4.1. Warunki wiązania i twardnienia	16
2.4.2. Wbudowanie mieszanki betonowej.....	19
2.5. Właściwości stwardniałego betonu	20
2.5.1. Wytrzymałość na ściskanie	20
2.5.2. Gęstość betonu.....	23
2.5.3. Zawartość powietrza.....	24
2.6. Moduł sprężystości betonu w normatywach	25
2.6.1. Normy europejskie PN-EN	25
2.6.2. Model Code	29
2.6.3. Normy amerykańskie.....	33
2.6.4. Pozostałe normy	36
2.6.5. Porównanie normatywów	38
2.7. Modele matematyczne modułu sprężystości.....	39
2.8. Moduł sprężystości w literaturze	41
2.9. Badania odbiorcze obiektów mostowych.....	49
2.10. Wykonawstwo mostów	54
2.11. Podsumowanie.....	56
3. Obiekty mostowe poddane analizie.....	57
3.1. Wprowadzenie.....	57
3.2. Obiekt MG-1	58
3.3. Obiekt WG-4	60
3.4. Obiekt MD-1	61
3.5. Obiekt MD-18	63
3.6. Obiekt M1.....	64
3.7. Obiekt WS-36	66
3.8. Obiekt M2	68



4. Moduł sprężystości w analizach statyczno-wytrzymałościowych.....	71
4.1. Wprowadzenie.....	71
4.2. Metodyka modelowania ustrojów nośnych.....	72
4.3. Technologia deskowań stacjonarnych w różnych konfiguracjach.....	74
4.3.1. Obiekt MG-1.....	74
4.3.2. Obiekt WG-4.....	75
4.3.3. Obiekt MD-1.....	76
4.4. Technologia nasuwania podłużnego.....	77
4.5. Technologia betonowania nawisowego.....	78
4.6. Podsumowanie.....	79
5. Badania laboratoryjne i in situ.....	81
5.1. Wprowadzenie.....	81
5.2. System odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji.....	81
5.3. Metodyka badań laboratoryjnych.....	82
5.3.1. Wykonanie próbek.....	82
5.3.2. Pielęgnacja próbek.....	84
5.3.3. Przygotowanie próbek.....	85
5.3.4. Badania próbek.....	86
5.4. Wyniki badań laboratoryjnych.....	88
5.5. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej obiektu.....	91
5.5.1. Analizy numeryczne.....	91
5.5.2. Obiekt MG-1.....	91
5.5.3. Obiekt WG-4.....	92
5.5.4. Obiekt MD-1.....	92
5.6. Metodyka badań pod próbnym obciążeniem.....	93
5.6.1. Środki obciążające.....	93
5.6.2. Metody pomiarowe.....	93
5.6.3. Przebieg badania.....	94
5.6.4. Analiza wyników.....	95
5.7. Wyniki badań pod próbnym obciążeniem.....	96
5.7.1. Analizy numeryczne.....	96
5.7.2. Obiekt MG-1.....	96
5.7.3. Obiekt WG-4.....	97
5.7.4. Obiekt MD-1.....	99
5.7.5. Obiekt MD-18.....	100
5.8. Podsumowanie.....	101
6. Dyskusja wyników badań.....	103
6.1. Wprowadzenie.....	103
6.2. Dyskusja wyników badań.....	103
6.3. Opracowanie procedury wyznaczania odkształcalności betonu.....	106
6.4. Podsumowanie.....	107

7. Zakończenie	109
7.1. Podsumowanie.....	109
7.2. Wnioski.....	110
7.3. Kierunki dalszych prac	112
Bibliografia	113
Literatura naukowa.....	113
Normatywy i dokumenty prawne.....	121
Dokumentacja projektowa i bazy danych.....	123
Źródła internetowe	124
Załączniki	125
A. Szczegółowe wyniki badań laboratoryjnych.....	125
A1. MG-1 – blok testowy I.....	127
A2. MG-1 – segment I	131
A3. MG-1 – segment II	135
A4. MG-1 – segment III.....	139
A5. MG-1 – blok testowy II (CEM III).....	143
A6. MG-1 – segment IV	147
A7. MG-1 – segment V	151
A8. MG-1 – segment VI	155
A9. MG-1 – segment VII	159
A10. WG-4 – blok testowy.....	165
A11. WG-4 – ustrój nośny.....	169
A12. M1 – przęsło 1-2.....	175
A13. M1 – przęsło 2-3	179
A14. M1 – przęsło 3-4	183
A15. MD-1 – blok testowy	189
A16. MD-1 – ustrój nośny.....	193
B. Metoda bezpośrednia badania modułu sprężystości betonu	197
B.1. Wprowadzenie	197
B.2. Metoda bezpośrednia – wyznaczenie początkowego siecznego modułu sprężystości	198
B.3. Początkowy sieczny moduł sprężystości (Metoda bezpośrednia).....	198
C. Procedura wyznaczania odkształcalności betonu.....	199
C.1. Procedura wyznaczania odkształcalności betonu w kontraktach typu projekt-budowa..	199
C.2. Procedura wyznaczania odkształcalności betonu w kontraktach typu projektuj i buduj..	201
Streszczenie	203
Summary.....	205

Ta strona jest celowo pusta

Stosowane oznaczenia oraz definicje i skróty

Oznaczenia

E_a	moduł sprężystości kruszywa/skały
E_{cm}	sieczny moduł sprężystości betonu
E_{c0m}	sieczny początkowy moduł sprężystości betonu
E_{csm}	sieczny ustabilizowany moduł sprężystości betonu
E_m	moduł sprężystości zaczynu cementowego
P	poziom istotności
T	temperatura
f_{ck}	charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie
$f_{ck,cube}$	charakterystyczna wytrzymałość kostkowa na ściskanie
f_{cm}	średnia wytrzymałość walcowa na ściskanie
g_a	ułamek objętościowy kruszywa w betonie
g_m	ułamek objętościowy zaczynu cementowego w betonie
l_t, L_t	rozpiętość teoretyczna przęsła ustroju nośnego
t	czas
u_{spr}, u_{ks}	ugięcie sprężyste przęsła
u_t	ugięcie teoretyczne przęsła
u_x	przemieszczenie łożyska na kierunku osi podłużnej obiektu
u_z	przemieszczenie pionowe przęsła
σ, σ_c	naprężenie, naprężenie w betonie
$\sigma_a, \sigma_b, \sigma_p$	poziomy naprężenia w badaniach modułu sprężystości betonu
σ_a	wytrzymałość skały/kruszywa na ściskanie
σ_d	naprężenie w dolnym włóknie przekroju
σ_g	naprężenie w górnym włóknie przekroju
ρ_c, γ_c	gęstość objętościowa betonu

Definicje

Analizy numeryczne (obliczenia numeryczne) – w niniejszej rozprawie określenia te oznaczają obliczenia statyczne wykonane przy wykorzystaniu metody elementów skończonych MES.

Beton zwykły – beton o wytrzymałości charakterystycznej do 60 MPa (do klasy C60/75 włącznie).

Beton wysokiej wytrzymałości – beton o wytrzymałości charakterystycznej od 60 do 100 MPa.

Cyfrowy bliźniak – wirtualny odpowiednik obiektu w całym cyklu jego życia. Dzięki synchronizacji z obiektem rzeczywistym pozwala na odwzorowanie procesów zachodzących w nim zachodzących.

Kontrakt typu *projekt-budowa* – forma realizacji inwestycji, w której najpierw realizowany jest projekt, a następnie na jego podstawie ogłaszany jest przetarg na wykonanie przedmiotu inwestycji.

Kontrakt typu *projektuj i buduj* – forma realizacji inwestycji, w której wykonawca ma za zadanie wykonanie przedmiotu inwestycji na podstawie wykonanego w ramach tego kontraktu projektu.

Model BIM – cyfrowy zapis fizycznych i funkcjonalnych właściwości obiektu budowlanego. Stanowi bazę danych informacji niezbędnych do procesów projektowania, budowy i zarządzania obiektem.

Próbne obciążenie – skrócone określenie badania obiektu pod próbnym obciążeniem statycznym.

Wytrzymałość – w niniejszej pracy samo słowo wytrzymałość odnosi się, jeśli nie podano inaczej, do wytrzymałości betonu na ściskanie.

Skróty

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
AS	Australian Standard
BIM	Building Information Modeling
BS	British Standard
CSA	Canadian Standards Association
DT	Digital Twin
GB	GuoBiao Standards
GDDKiA	Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad
IS	Indian Standard
ISO	International Organization for Standardization
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
MES	Metoda Elementów Skończonych
NZS	New Zealand Standard
SANS	South African National Standard

1. Wstęp

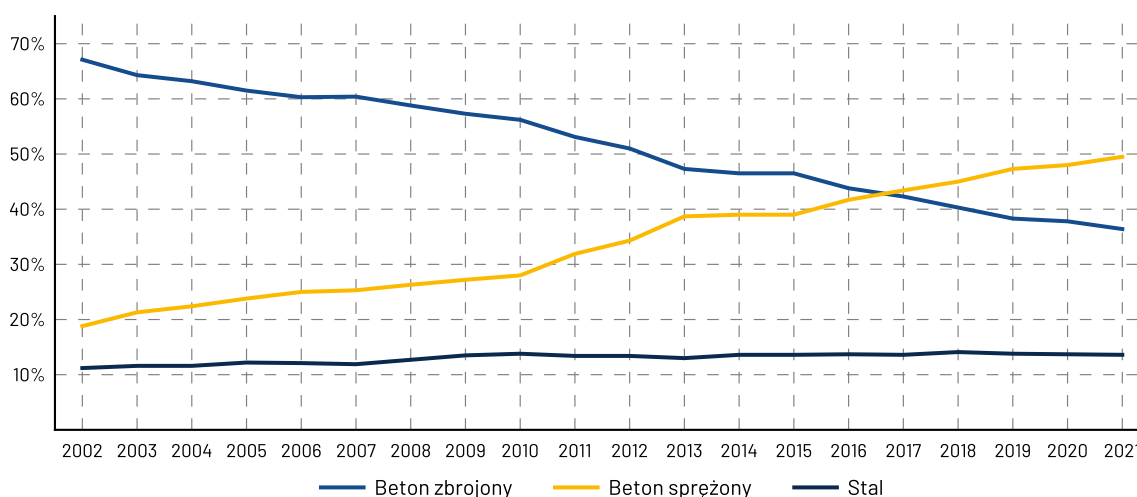
1.1. Wprowadzenie

Beton niewątpliwie jest materiałem dominującym dziś w całym przemyśle budowlanym. Nie inaczej jest również w budownictwie infrastrukturalnym, gdzie chętnie stosowany jest on do budowy mostów. Betonowe konstrukcje mostowe mogą być łatwiej kształtowane niż na przykład stalowe, a przy tym są od nich tańsze i to nie tylko w budowie, ale także w utrzymaniu. Dodatkowo, w przypadku zastosowania sprężenia, listę tych zalet można jeszcze rozwinąć choćby o wysoką trwałość oraz możliwość projektowania większych rozpiętości przęseł (rysunek 1).



Rysunek 1. Budowa mostu przez Wisłę w ciągu drogi ekspresowej S2 o rozpiętości przęsła 176 m [203]

Zalety te mają odzwierciedlenie na licznych placach budowy intensywnie rozwijanej sieci dróg ekspresowych i autostrad. Liczba obiektów z betonu sprężonego zarządzanych przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA) wzrosła w latach 2002-2021 siedmiokrotnie [204]. Ponad 67% spośród prawie 6 tysięcy nowo wybudowanych mostów została wzniesiona właśnie jako obiekty sprężone. Udział konstrukcji tego typu wśród wszystkich obiektów zarządzanych przez GDDKiA na przestrzeni lat wzrósł z 18% do prawie 50% (rysunek 2).



Rysunek 2. Procentowy podział obiektów mostowych w zarządzie GDDKiA z uwagi na materiał konstrukcyjny [204]

Ten intensywny rozwój infrastruktury wciąż nie zwalnia. W ostatnich kilku latach budowanych było średnio ponad 400 obiektów rocznie. Dodatkowo, sieć dróg wkracza obecnie na tereny górskie, co wiąże się z budową coraz bardziej złożonych obiektów mostowych, z przęsłami o znacznych rozpiętościach, które wymagają stosowania nowoczesnych, uprzemysłowionych metod realizacji. Ponadto, w Polsce planowana już jest budowa sieci kolei dużych prędkości. Doświadczenia innych krajów pokazują, iż optymalnym rozwiązaniem dla przeseł obiektów mostowych na takich liniach są również konstrukcje z betonu sprężonego [61].

Mimo że projektanci tak często decydują się dziś na zastosowanie konstrukcji sprężonych, na budowach wciąż ujawniają się, zdawać by się mogło, prozaiczne problemy z określeniem rzeczywistej sztywności takiego ustroju nośnego, a także z prawidłowym wyznaczeniem podniesień wykonawczych (choć w przypadku mostów sprężonych zazwyczaj są to obniżenia). Skutkuje to koniecznością modyfikacji niwelety drogi, a to wiąże się z uciążliwymi i kosztownymi robotami dodatkowymi. Problemy te są potwierdzane przez przedstawicieli wykonawców oraz przez Zespół Badań Terenowych Politechniki Śląskiej, który w całym kraju wykonuje rocznie setki badań odbiorczych obiektów mostowych.

Można wyróżnić dwa zasadnicze czynniki, które bez podjęcia działań zaradczych mogą przyczynić się do jeszcze większego pogłębienia tego problemu. Pierwszym z nich jest kłopot z dostępnością kruszyw i logistycznymi możliwościami ich transportu na plac budowy. Szczególnie dotyczy to letniego okresu szczytu w budownictwie infrastrukturalnym. Dzięki możliwości wykorzystania nowych rodzajów kruszyw, wykonawcy chętniej korzystają z lokalnych kopalni, redukując tym samym koszty transportu. Jednak te coraz bardziej zróżnicowane kruszywa, po zastosowaniu w składzie mieszanki betonowej, powodują jeszcze większe problemy z określeniem odkształcalności betonu.

Drugim czynnikiem jest trwający obecnie proces przemian przemysłu cementowego i betonowego wynikający z konieczności ograniczenia śladu węglowego. Wkrótce stosowane będą coraz mniejsze ilości cementu portlandzkiego, który będzie zastępowany różnego rodzaju dodatkami. Nie pozostanie to na pewno bez wpływu na właściwości mechaniczne betonu. Nie mówiąc już o wykorzystaniu w składzie betonu nanocząsteczek, o których coraz częściej pisze się w literaturze naukowej. Zasadnym wydaje się więc, że w obliczu tych wszystkich zmian, powinno się wypracować skuteczną i wiarygodną metodę wyznaczania rzeczywistej odkształcalności betonu wbudowanego w obiekt mostowy.

Niniejsza rozprawa jest efektem szerokiej współpracy z firmami STRABAG oraz TPA. W tym miejscu chciałbym serdecznie podziękować firmie STRABAG, a w szczególności panu kierownikowi Bartłomiejowi Kapiasowi, za możliwość przeprowadzenia badań oraz pozyskaną wiedzę podczas licznych wizyt na placach budowy. Chciałbym również wyrazić wdzięczność firmie TPA, a w szczególności panu Grzegorzowi Grządzieli, za wspólne badania, bezcenne, niekończące się dyskusje, przekazaną wiedzę oraz umożliwienie mi odbycia stażu przemysłowego.

1.2. Przedmiot, zasadnicza teza i cele rozprawy

Przedmiotem rozprawy są analizy prowadzące do wyjaśnienia często ujawniających się na budowach rozbieżności między wynikami obliczeń numerycznych, a odpowiedzią na obciążenie statyczne rzeczywistej konstrukcji obiektów mostowych z betonu sprężonego. Problemy te nie pozwalają na skuteczne przewidywanie ostatecznej geometrii betonowej konstrukcji przeseł ani na wiarygodną ocenę ich sztywności. Najczęściej wynika to z niejednoznaczności przy wyznaczaniu modułu sprężystości betonu i szczególnie dotyczy sprężonych obiektów mostowych o średniej i dużej rozpiętości lub wykonywanych z użyciem zaawansowanych technologii segmentowych, jak np. nasuwanie podłużne, betonowanie nawisowe, czy rusztowania przejezdne. Z uwagi na zróżnicowane właściwości betonu, które

zależą przede wszystkim od jego składu, notowane różnice przewidywanych i faktycznych (mierzonych) ugięć przęseł są znaczne i negatywnie wpływają na możliwość osiągnięcia projektowanej niwelety lub poprzecznych przechyłek drogi na obiekcie mostowym. Zasadnicza teza pracy ma więc następującą postać.

Rozbieżności między wynikami obliczeń numerycznych metodą MES betonowych przęseł mostów sprężonych i odpowiedzią na obciążenie rzeczywistej konstrukcji są zwykle efektem niedoskonałości modelu obliczeniowego. Wynika to głównie z różnic pomiędzy cechami betonu, jakie definiują normatywy (np. stosowanie obecne normy z pakietu Eurokodów [171,181]), a właściwościami faktycznie wbudowanego materiału. Aby uzyskać prawidłowy model obliczeniowy należy więc uwzględnić cechy wbudowanego już betonu, które wiarygodnie można określić jedynie w badaniach laboratoryjnych, ale z odwzorowaniem warunków dojrzewania betonu w konstrukcji.

Pozostałe cele pracy obejmują:

- krytyczny przegląd dotychczasowych sposobów określania wartości modułu sprężystości,
- wykazanie znaczenia właściwości betonu w procesie projektowania i budowy obiektu mostowego,
- przeprowadzenie porównawczych badań laboratoryjnych betonu na próbkach pielęgnowanych w sposób zgodny z zapisami odpowiedniej normy oraz przy odwzorowaniu rzeczywistych warunków dojrzewania betonu w konstrukcji,
- zaproponowanie procedury wyznaczenia i wykorzystania odkształcalności betonu w etapach projektowania i budowy obiektu mostowego,
- przeprowadzenie badań pod próbnym obciążeniem statycznym obiektów mostowych mające na celu weryfikację wyników badań laboratoryjnych oraz walidację zaproponowanej procedury.

1.3. Struktura i zakres rozprawy

Treść niniejszej rozprawy zawarta jest w siedmiu rozdziałach.

Rozdział 1. Zawiera wprowadzenie, główną tezę i cele rozprawy oraz omówienie jej struktury.

Rozdział 2. Poświęcony jest tematowi odkształcalności betonu oraz opisującej jej wielkości, czyli modułowi sprężystości. Pierwszą część rozdziału stanowi przegląd literatury w zakresie czynników wpływających na odkształcalność betonu oraz sposobów szacowania wartości modułu sprężystości betonu. W drugiej części przedstawiono wyniki badań pod próbnym obciążeniem oraz doświadczenia przedstawicieli wykonawców, które pokazują skutki ujawnianych na budowach niejednoznaczności przy wyznaczaniu modułu sprężystości betonu i szacowaniu na tej podstawie odkształceń sprężonych ustrojów nośnych.

Rozdział 3. Zawiera przegląd obiektów mostowych wykonanych w technologii betonu sprężonego, które stanowiły przedmiot zasadniczych badań i analiz w rozprawie.

Rozdział 4. Przedstawia wyniki analiz numerycznych wskazujących na różnice w pracy różnego typu konstrukcji sprężonych na etapach budowy w zależności od przyjętych właściwości betonu.

- Rozdział 5.** Prezentuje przyjęte metodyki oraz wyniki wszystkich zrealizowanych w rozprawie prac badawczych. W pierwszej części rozdziału przedstawiony jest wykorzystany w trakcie badań system odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji. Następne części rozdziału zawierają kolejno opis badań laboratoryjnych betonu, inwentaryzacji geodezyjnej ustrojów nośnych oraz badań obiektów mostowych pod próbnym obciążeniem statycznym. Uzupełnieniem tego rozdziału są załączniki A i B.
- Rozdział 6.** Stanowi dyskusję wyników badań przedstawionych w poprzednim rozdziale. Jej efektem jest propozycja procedury wyznaczania odkształcalności betonu w etapach projektowania i budowy obiektu mostowego. Uzupełnieniem tego rozdziału jest załącznik C.
- Rozdział 7.** Zamyka całą rozprawę. Zawiera podsumowanie pracy, wnioski końcowe oraz możliwe kierunki dalszych prac związanych z tematem rozprawy.
- Załącznik A.** Zawiera szczegółowe sprawozdania z przeprowadzonych badań laboratoryjnych.
- Załącznik B.** Stanowi propozycję uzupełnienia normy PN-EN 12390-13, dotyczącej wyznaczania modułu sprężystości betonu, o opracowaną tu procedurę metody bezpośredniej.
- Załącznik C.** Prezentuje proponowaną procedurę wyznaczania odkształcalności betonu w etapach projektowania i budowy obiektu mostowego. Zawiera dwie wersje procedury w zależności od sposobu, w którym realizowana jest inwestycja.

2. Odształcalność betonu

2.1. Wprowadzenie

W niniejszym rozdziale omówiono zagadnienia dotyczące odształcalności betonu ze szczególnym uwzględnieniem związanej z nią wielkości modułu sprężystości.

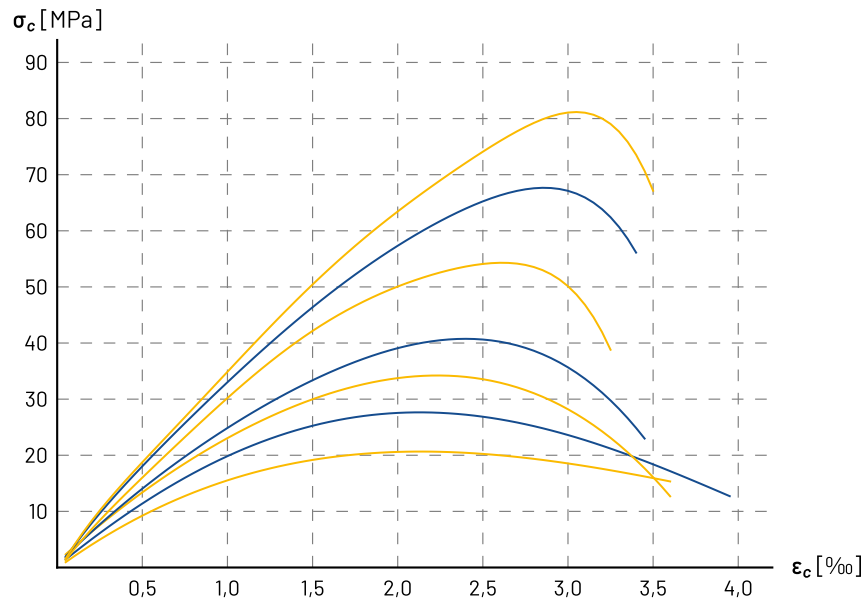
W pierwszej części tego rozdziału przedstawiono definicję modułu sprężystości i różne rodzaje interpretacji tej wielkości. Drugą część stanowi omówienie czynników wpływających na odształcalność betonu. Są to czynniki zarówno materiałowe, jak i technologiczne. Uwzględniono przy tym również relacje odształcalności w stosunku do innych właściwości betonu. Kolejną część rozdziału stanowi krytyczny przegląd normatywów, przepisów oraz literatury w kontekście sposobów szacowania modułu sprężystości betonu. Na koniec omówiono rolę odształcalności betonu w procesie budowy betonowych konstrukcji mostowych. Wykorzystano przy tym doświadczenia własne oraz Zespołu Badań Terenowych, a także informacje pozyskane od przedstawicieli wykonawców realizujących budowy różnych obiektów mostowych.

Pominięto jednak przy tym wpływ zarysowania na odształcalność betonu. Zarysowanie jako nieciągłość materiału znacząco redukuje sztywność konstrukcji betonowej i tym samym właściwości betonu mają mniejsze znaczenie na odształcenia konstrukcji. Z tego powodu rozprawa skupia się głównie na konstrukcjach sprężonych, w których naprężenia rozciągające nie występują lub nie przekraczają wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie. Efektem tego jest brak zarysowania i sprężyste zachowanie ustroju nośnego pod obciążeniem. W takim przypadku, kluczowym czynnikiem wpływającym na odształcenia jest właśnie moduł sprężystości betonu. Dodatkowo rozdział ten ogranicza się do odształcalności doraźnej betonu, która jest najbardziej istotna w trakcie budowy. Procesy reologiczne, czyli zmiana odształcalności w czasie została tu pominięta. Nie znaczy to jednak, że w opinii autora aspekt ten nie jest ważny. Nie jest on jednak przedmiotem tej rozprawy.

Mosty jako obiekty infrastruktury transportowej zlokalizowane są w środowisku zewnętrznym. Poza sytuacjami awaryjnymi (np. pożar pod obiektem lub zapalenie się pojazdu na jezdni) nie są one narażone na ekstremalne temperatury (powyżej 100 °C oraz poniżej -50 °C zgodnie z [100]), które mogłyby wpływać na odształcalność betonu. Dlatego tego typu efekty termiczne zostały tutaj pominięte. Pominięte są również betony wytwarzane z kruszywa niekruszonego, gdyż zgodnie z wytycznymi GDDKiA [185], do betonów wykorzystywanych do budowy mostów należy wykorzystywać wyłącznie kruszywa łamane.

2.2. Definicja modułu sprężystości

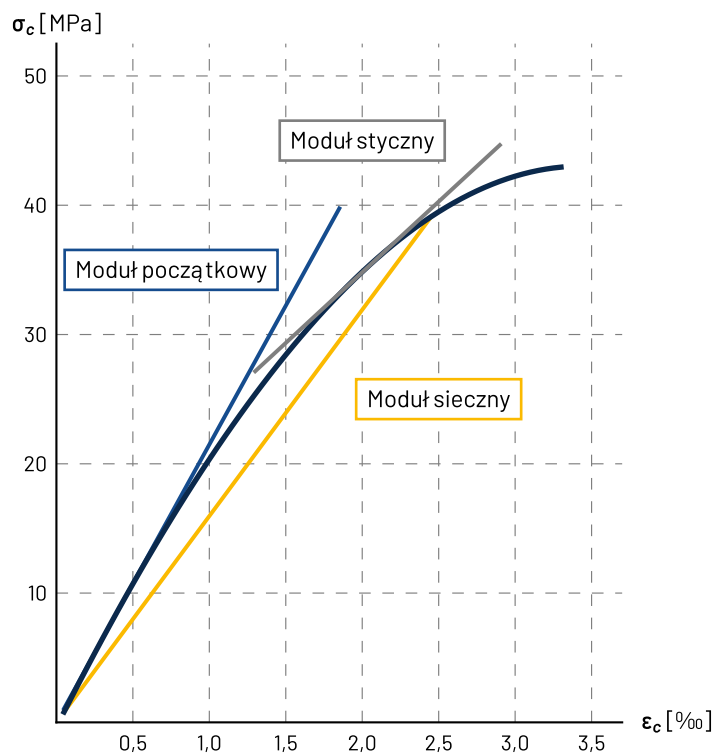
Moduł sprężystości to wielkość określająca zależność odształcenia jednostkowego ϵ w materiale sprężystym od występującego w nim naprężenia σ . W przypadku materiału idealnie liniowo sprężystego, moduł sprężystości jest kątem nachylenia prostej σ - ϵ w stosunku do poziomej osi odształcenia. Na rysunku 3 przedstawiony został wykres przedstawiający związek między naprężeniem a odształceniem próbek betonowych podczas badania wytrzymałości na ściskanie. Wyraźnie widać, że w przypadku betonu moduł sprężystości dotyczy jedynie zakresu obowiązywania prawa Hooke'a - liniowego odcinka krzywej σ - ϵ .



Rysunek 3. Wykres zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu [100]

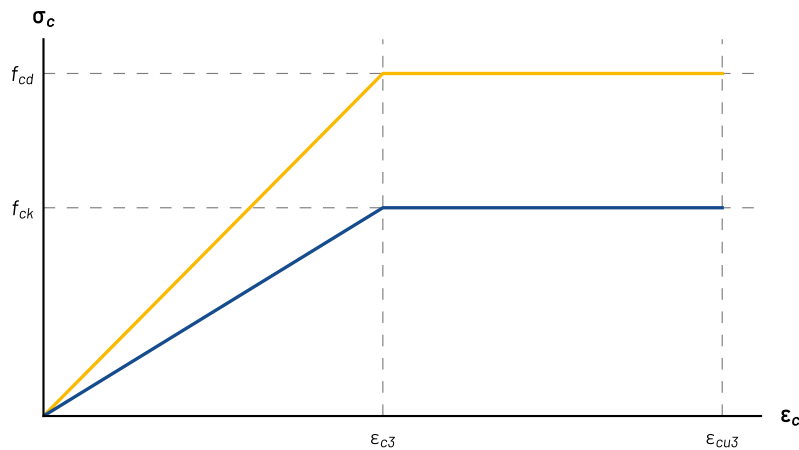
Z uwagi na nieliniowość krzywej σ - ϵ wyróżnia się kilka rodzajów modułu sprężystości (rysunek 4):

- moduł styczny – jest to nachylenie prostej stycznej do krzywej σ - ϵ w wybranym punkcie,
- moduł początkowy – jest to szczególny przypadek modułu stycznego, w którym prosta jest styczna do krzywej σ - ϵ w początku układu współrzędnych,
- moduł sieczny (przedziałowy) – jest to nachylenie prostej przechodzącej przez dwa wybrane punkty krzywej σ - ϵ .



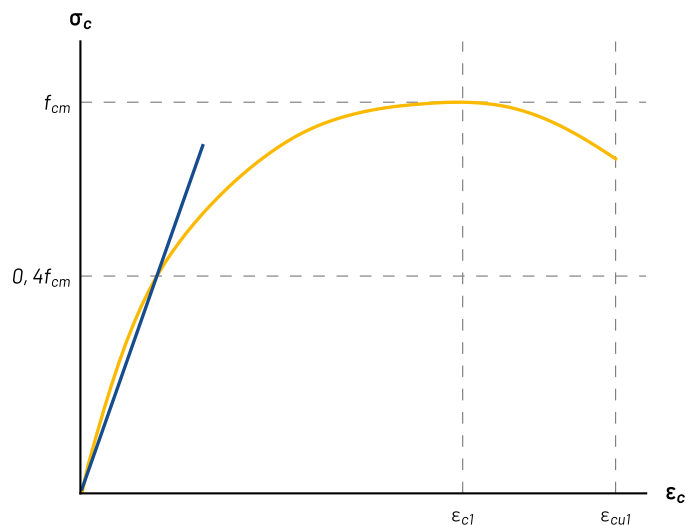
Rysunek 4. Wykres zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu [100]

W praktyce inżynierskiej stosuje się dopuszczone w normach założenie liniowej zależności między naprężeniem a odkształceniem betonu (rysunek 5). Natomiast nachylenie prostej σ - ϵ , czyli moduł sprężystości, przyjmuje się jako wartość sieczną pomiędzy początkiem układu współrzędnych a ustalonym poziomem naprężeń.



Rysunek 5. Uproszczona zależność naprężenie - odkształcenie [181]

W obowiązującej w Polsce normie PN-EN 1992-1-1:2008 [181] poziom ten został określony jako 40% wytrzymałości średniej na ściskanie f_{cm} . (rysunek 6).



Rysunek 6. Wykres zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu [181]

Charakterystyczne naprężenia stałe w mostach sprężonych wynoszą zazwyczaj około 10÷20 MPa przy projektowanej klasie betonu C40/50 lub C50/60, a rzeczywiste obciążenia ruchome powodują przyrost naprężeń zaledwie kilku MPa. Dlatego w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji mostów z betonu sprężonego przyjmowanie liniowego i sprężystego zachowania się betonu jest zasadne i poprawne.

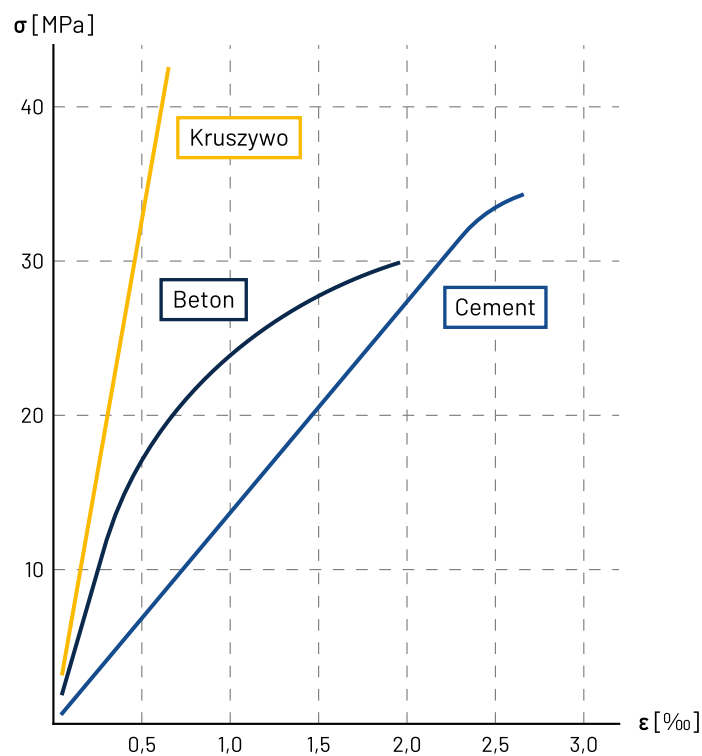
2.3. Czynniki materiałowe

2.3.1. Kruszywo

Zwyczajowo, opis składników mieszanki betonowej zaczyna się w literaturze od cementu. W niniejszej pracy rozpoczęto jednak od kruszywa, które ma znacznie większy wpływ na moduł sprężystości betonu niż jakikolwiek inny składnik. Zostało to potwierdzone przez wielu naukowców w licznych publikacjach [4,6,25,84,102,118,135,139].

Szczególnie wyróżnia się procentową zawartość kruszywa grubego w mieszance betonowej oraz rodzaj i właściwości skały, z której kruszywo zostało pozyskane. Góra i Szafraniec [41] oraz Zhou i in. [149] rozważali również wpływ maksymalnego rozmiaru ziaren kruszywa. Jednak w swoich badaniach wykazali, iż jest on pomijalnie mały. Natomiast Klein i in. [67] wskazują, że to nie maksymalna wielkość ziaren ma znaczenie, a odpowiednia krzywa uziarnienia kruszywa. Prawidłowe uziarnienie redukuje bowiem ilość pustek w betonie, co przekłada się na zwiększenie modułu sprężystości. Więcej na ten temat napisano w punkcie 2.5.3.

Moduł sprężystości kruszywa jest wyższy niż moduł stwardniałego zaczynu cementowego (rysunek 7). Dlatego Neville [100] wskazuje, że wzrost zawartości kruszywa powoduje wzrost modułu sprężystości betonu.



Rysunek 7. Krzywe σ - ϵ kruszywa, zaczynu cementowego oraz betonu [100]

Potwierdzili to swoimi badaniami Klein i in. [67], dos Santos i in. [121], Stock i in. [131] oraz Zhou i in. [149]. Dodatkowo Thomaz i in. [137] wskazują, że wpływ ten jest zależny od rodzaju kruszywa, które zostało zastosowane. Z kolei Teychenné i in. [136] wykazali, tak jak można było przypuszczać na podstawie stwierdzenia Neville'a, że im większa dysproporcja modułów sprężystości kruszywa i stwardniałego zaczynu cementowego, tym większy wpływ na moduł sprężystości betonu ma procentowa zawartość tych składników w betonie. Z drugiej jednak strony, jak wskazują Bentz i in. [22], im większa jest dysproporcja modułów kruszywa i zaczynu cementowego, tym większa jest też koncentracja naprężeń na styku dwóch głównych faz betonu. Koncentracja ta powoduje mikropęknięcia oraz utratę wiązania pomiędzy kruszywem i stwardniałym zaczynem cementowym.

W swoich badaniach statystycznego poziomu istotności czynników wpływających na moduł sprężystości betonu Fanourakis [34] wykazał, że zawartość kruszywa ma kluczowe znaczenie (poziom istotności $P = 3,0\%$). Powtarzając jednak te badania we współpracy z Sunem [133], doszli oni do zaskakującego, nawet dla siebie, wniosku, iż zawartość kruszywa nie ma istotnego wpływu na odształcalność betonu – poziom istotności $P > 20\%$.

Rodzaj kruszywa ma kluczowe znaczenie w kontekście modułu sprężystości betonu. Gutierrez i Canovas [44] wskazują, że tylko zmiana kruszywa może podwoić lub zredukować o połowę wartość modułu sprężystości betonu. W swoich badaniach wykazali, iż beton o wytrzymałości na ściskanie 100 MPa z wykorzystaniem kruszywa diabazowego charakteryzował się modułem 58 GPa, podczas gdy beton o tej samej wytrzymałości, ale z wykorzystaniem kruszywa z piaskowca miał moduł 23 GPa. Podobne rozbieżności przedstawili Łaziński i in. [89]. Wyznaczane przez nich moduły betonów o podobnej wytrzymałości wahały się od 25 GPa do 48 GPa. W badaniach betonów o bardzo zbliżonych recepturach, ale od różnych producentów prefabrykatów, Hueste i in. [55] wykazali znaczące różnice w odształcalności tych betonów. Głównej przyczyny doszukanali się w rodzaju zastosowanego kruszywa, które poszczególni producenci pozyskiwali w lokalnych kopalniach. Dodatkowo Yilmaz i in. [145], w odpowiedzi na pracę Hughes'a i in. [56], wskazali, że wpływ kruszywa jest szczególnie istotny w betonach wyższych wytrzymałości. Betony te charakteryzują się niskim stosunkiem w/c, co powoduje polepszenie właściwości stwardniałego zaczynu i sprawia, że kluczowym czynnikiem w odształcalności betonu staje się strefa kontaktowa, na którą wpływa właśnie rodzaj kruszywa. Również Alexander i Milne [9] wysnuli wniosek, że im większa jest wytrzymałość betonu, tym istotniejszy dla modułu sprężystości staje się rodzaj kruszywa.

W kontekście rodzaju kruszywa większość naukowców skupia się wyłącznie na rodzaju skały, z której zostało ono pozyskane, pomijając jakiegokolwiek właściwości tej skały czy kruszywa. Z inżynierskiego punktu widzenia jest to bardzo praktyczne podejście. Zazwyczaj brak jest danych dotyczących właściwości zastosowanego w betonie kruszywa, więc trudno jest zastosować bardziej zaawansowane metody określania modułu sprężystości.

W tabeli 1 zestawiono wyniki badań przedstawionych w publikacjach z przyporządkowaniem poszczególnych kruszyw do grup na podstawie podziału proponowanego przez Łazińskiego i in. [90]. Pomięto przy tym kruszywa, które nie są wydobywane na terenie Polski.

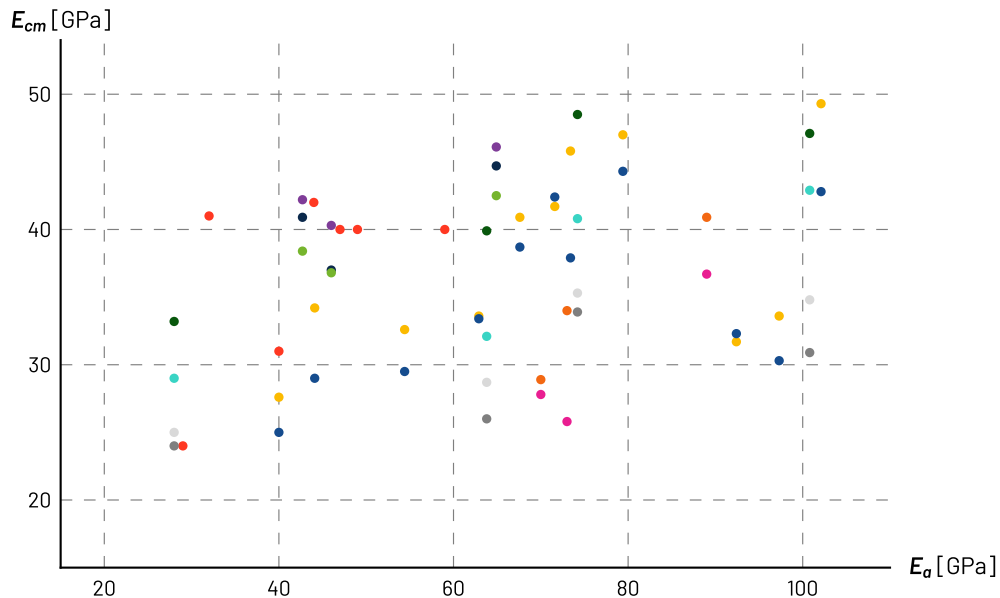
Tabela 1. Podział kruszyw z uwagi na uzyskiwany moduł sprężystości betonu

Kruszywo	Beton o niskim module sprężystości	Beton o umiarkowanym module sprężystości	Beton o wysokim module sprężystości
Bazalt	-	[26][38][40][102][103]	[5][14][26][37][38][39][40][42][76][77][88][90][111][112][113][114][120][121][137][140]
Wapień	[22][29]	[121][138][141]	[3][18][22][29][42][77][90][98][102][103]
Kwarcyt	-	[5][6][8][9][34][38][40][102][103][111][113][114][133]	[18][98][141]
Diabaz	-	-	[3][6][8][9][22][121]
Porfir	-	[77]	-
Granodioryt	-	-	[26][38][40]
Andezyt	-	[98][102][103][133]	[6][8][9][23][34]
Granit	[3][5][6][8][9][14][22][23][26][34][38][39][42][76][77][87][88][90][111][112][113][114][122][133]	[26][37][38][42][76][87][88][90][121][138][141]	-
Piaskowiec	[18][22][44][59][118]	-	-
Amfibolit	-	[140]	[76][88][90]
Dolomit	-	[42]	[6][8][9][22][37][38][39][42][88][90][111][112][113][114][120][133]

Wyraźnie widać, że w przypadku większości kruszyw nie można jednoznacznie ocenić wpływu rodzaju kruszywa na odształcalność betonu. Jedynie bazalt, diabaz oraz dolomit mogą być bez wątpliwości określone jako kruszywa, których zastosowanie skutkuje wysokim modulem sprężystości betonu. Piaskowiec zgodnie jest określany przez naukowców kruszywem dającym najniższy moduł sprężystości betonu spośród wszystkich badanych kruszyw łamanych. W przypadku pozostałych kruszyw, zauważyć można rozbieżności wyników badań dotyczących odształcalności betonu. Albo też dostępnych jest za mało wyników badań, aby można było ocenić ich wpływ na moduł sprężystości betonu.

Część badaczy, zgodnie ze stwierdzeniem Neville'a [100], zakłada, iż kluczową w kontekście odształcalności betonu właściwością kruszywa jest jego moduł sprężystości. Fanourakis oraz Sun [34,133], w badaniach statystycznego poziomu istotności czynników wpływających na moduł sprężystości betonu wykazali, że moduł sprężystości kruszywa jest kluczowym czynnikiem (poziom istotności $P = 2,6\%$). Badania innych naukowców nie do końca jednak zdają się to potwierdzać. Na przykład Baalbaki i in. [18] wykazali znaczą różnicę odształcalności betonów z kruszywem kwarcytowym i wapiennym w odniesieniu do betonu z kruszywem z piaskowca, mimo że same skały miały stosunkowo zbliżone moduły sprężystości. Badania Mostofinejada i Nozhatiego [98] wskazują, że wzrost modułu sprężystości kruszywa nie skutkuje wzrostem modułu sprężystości betonu.

Także Baalbaki i in. [17] wykazali, że betony z kruszywem tego samego rodzaju, ale o różnym module sprężystości, cechują się zbliżoną odkształcalnością, natomiast wykorzystanie kruszyw o zbliżonym module sprężystości, ale różnego rodzaju może skutkować znacznymi różnicami odkształcalności betonu. Również prace Piasty i in. [111,114] wykazały, że różnice w module sprężystości kruszywa nie miały swojego odzwierciedlenia w wynikach badań odkształcalności betonów. Wyniki badań opisanych w niniejszym akapicie zostały przedstawione na rysunku 8. Poszczególnymi kolorami oznaczone są serie wyników badań betonów o podobnym składzie i wytrzymałości, różniących się jedynie rodzajem zastosowanego kruszywa.



Rysunek 8. Wykres zależności między modulem sprężystości betonu a modulem sprężystości kruszywa

Wyraźnie widać, iż moduł sprężystości kruszywa nie wpływa istotnie na odkształcalność betonu. Wydaje się, że bardziej znaczącym czynnikiem jest rodzaj kruszywa i procentowa zawartość w mieszance betonowej aniżeli jego moduł sprężystości.

Nie zawsze jednak rodzaj kruszywa jest wystarczająco jednoznaczny w kontekście modułu sprężystości betonu. Poza rozbieżnościami w ocenie kruszyw przedstawionymi w tabeli 1, na duży rozrzut modułu sprężystości betonu dla jednego rodzaju kruszywa wskazują Ajdukiewicz i Mames [5], Teychenné i in. [136] oraz Krząkała i Łaziński [76,88] w przypadku kruszywa granitowego, Teychenné i in. [136], Choubane i in. [29] oraz Bentz i in. [22] w odniesieniu do kruszywa wapiennego i Budzyński i in. [26], Teychenné i in. [136] oraz Thomaz i in. [137] w przypadku kruszywa bazaltowego. Alexander i Davis [6,8] różne moduły sprężystości betonu dla kruszyw tego samego rodzaju pochodzących z innych kopalni wykazali dla kruszyw andezytowych, granitowych, diabazowych i kwarcytowych.

Choubane i in. [29] rozbieżności odkształcalności betonu z wykorzystaniem wapienia doszukują się w strukturze kruszywa. Wapień o szorstkiej fakturze i kanciastym kształcie oraz niskiej porowatości dawał wysoki moduł sprężystości betonu, podczas gdy wapień bardzo porowaty (co wiąże się również z mniejszym ciężarem objętościowym) skutkowało zdecydowanie niższym modulem sprężystości betonu. Podobne wnioski wyciągnęli Budzyński i in. [26] oraz Thomaz i in. [137]. O ile kruszywa bazaltowe pozyskane z różnych kopalni nie różniły się w ocenie organoleptycznej, o tyle badania ich właściwości wykazały różną porowatość i ciężar objętościowy. W zestawieniu z wynikami badań modułu sprężystości betonu z zastosowaniem tych kruszyw zauważyć można zależność, że im mniej porowate i cięższe kruszywo danego rodzaju, tym wyższy był moduł sprężystości betonu.

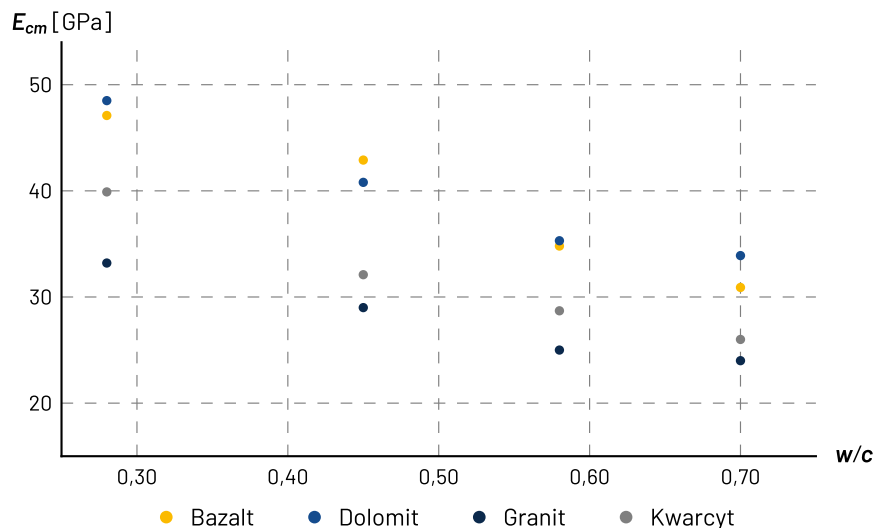
Bardzo szeroki program badań dotyczący wpływu kruszywa na moduł sprężystości betonu wykonali Bentz i in. [22]. Założyli oni, że są w stanie znaleźć rozsądne korelacje pomiędzy cechami kruszyw, a właściwościami betonu. Przeprowadzili szereg badań kruszyw określając właściwości objętościowe (gęstość objętościowa, ciężar właściwy, porowatość), właściwości określone za pomocą cyfrowego przetwarzania obrazów kruszywa AIMS (charakter ziaren kruszywa, kanciastość, tekstura, kulistość), energię powierzchniową (składową dyspersyjną i składową polarną), moduł sprężystości i wydłużalność termiczną. Niestety, wbrew oczekiwaniom, nie zdołali zidentyfikować żadnej jednoznacznej korelacji pomiędzy którąkolwiek z właściwości kruszywa a odształcalnością betonu. Brak korelacji wykazali również Górak i in. [42] w podobnym, aczkolwiek mniej obszernym, programie badań z wykorzystaniem kruszyw pozyskiwanych na terenie Polski. Wynika z tego, że strefa kontaktowa w betonie, która wpływa na jego odształcalność, jest zagadnieniem złożonym i zależnym od wielu czynników.

2.3.2. Cement

Drugim z najistotniejszych w betonie składników jest cement. Pod tym pojęciem nie kryje się jedynie czysty cement portlandzki, ale jego mieszanina z różnego rodzaju dodatkami redukującymi zawartość klinkieru oraz wpływająca na właściwości mieszanki betonowej i stwardniałego betonu.

W kontekście modułu sprężystości betonu w literaturze wyróżnia się trzy istotne aspekty dotyczące cementu: jego rodzaj (skład), procentową zawartość w mieszance betonowej oraz stosunek w/c. Zawartość cementu zostanie tu jednak pominięta, gdyż jest niejako pochodną zawartości kruszywa, a ten wpływ został opisany powyżej w punkcie 2.3.1.

Zdecydowana większość badaczy jest zgodna i stwierdza prostą zależność, że niezależnie od rodzaju cementu, im mniejszy jest stosunek w/c w mieszance betonowej, tym wyższy jest moduł sprężystości stwardniałego betonu [23,66,98,111,112,114,120,121,125,137,138,149] (rysunek 9). Alexander i Milne [9] w swoich badaniach wykazali, iż taka relacja nie zachodzi w betonach, gdzie cement jest mieszaniną cementu portlandzkiego i pyłu krzemionkowego.



Rysunek 9. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a stosunkiem w/c w mieszance betonowej [114]

Teychenné i in. [136] uzasadnili tę zależność tym, iż niższy stosunek w/c w zaczynie cementowym skutkuje wyższym modułem samego stwardniałego zaczynu cementowego. Zhang i in. [147] wykazali, że spadek stosunku w/c powoduje zmianę struktury porów w betonie – powstaje dużo więcej porów o znacznie mniejszym rozmiarze, co korzystnie wpływa na strukturę betonu i jego odształcalność.

W opozycji do tych prac stoją Fanourakis oraz Sun [34,133], którzy przeprowadzili badania statystycznego poziomu istotności czynników wpływających na moduł sprężystości betonu. Poziom istotności stosunku w/c w żadnym z przypadków nie był niższy niż 5% (powszechnie stosowana wartość graniczna), co wskazuje, że stosunek w/c nie ma wpływu na moduł sprężystości betonu (tabela 2).

Tabela 2. Statystyczna zależność stosunku w/c mieszanki betonowej i modułu sprężystości betonu

Rodzaj cementu	Wiek betonu t [dni]	Współczynnik korelacji r	Poziom istotności P
CEM I 52,5N	7	0,47	12,42%
	28	0,22	48,28%
	56	0,29	36,23%
CEM II/A-V 42,5N (15% popiołu lotnego)	7	0,41	30,76%
	28	0,05	90,91%
	56	0,19	65,34%
CEM II/B-V 42,5N (30% popiołu lotnego)	7	0,21	60,99%
	28	0,01	98,61%
	56	0,01	98,90%
CEM III/A 32,5N (60% żużla wielkopieczowego)	7	0,46	25,59%
	28	0,22	60,25%
	56	0,30	47,77%

Ocena wpływu składu cementu na moduł sprężystości betonu nie jest już tak jednoznaczna w ocenie badaczy. Zdecydowana większość badań skupia się na trzech głównych składnikach cementu poza czystym cementem portlandzkim: pyłe krzemionkowym, popiele lotnym oraz granulowanym żużlu wielkopieczowym.

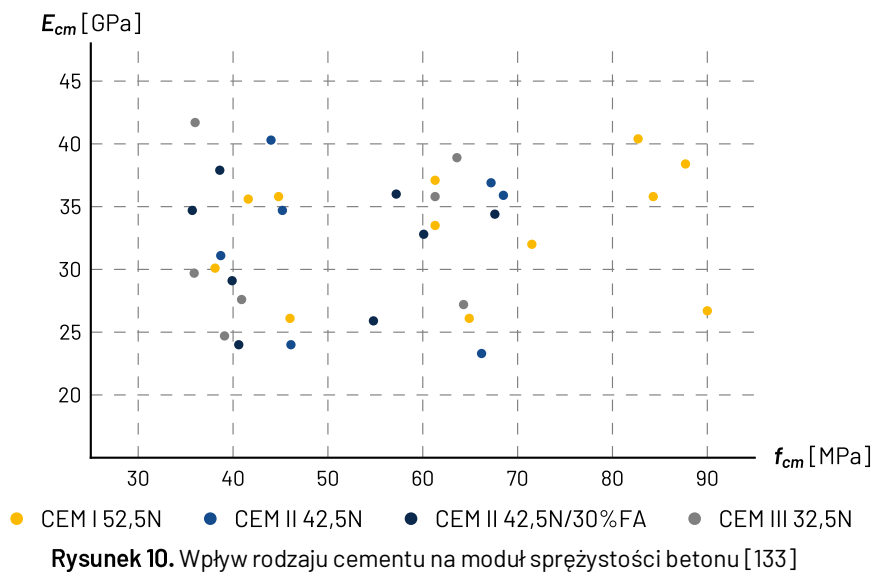
Pył krzemionkowy był jedynym dodatkowym składnikiem cementu, który w badaniach Alexandra i Milne'a [9] powodował wzrost modułu sprężystości betonu. Podobny wynik uzyskali Khatri i in. [65], beton z wykorzystaniem jedynie cementu portlandzkiego i pyłu krzemionkowego charakteryzował się najwyższym modułem sprężystości spośród wszystkich badanych. Jednakże dodatek ten obniżył moduł sprężystości betonu z wykorzystaniem cementu hutniczego CEM III (65% granulowanego żużla wielkopieczowego). Megat Joharii in. [95] oraz Mostofinejad i Nozhati [98] potwierdzają korzystny wpływ pyłu krzemionkowego, dodając jednocześnie, że jego optymalna ilość w cemencie wynosi 10-15%. Nassif i in. [99] w przeciwieństwie do Mostofinejada i Nozhatiego wykazali, że wzrost wartości modułu dotyczy jedynie początkowego okresu i już po 56 dniach pył krzemionkowy nie ma wpływu na odkształcalność betonu. Odmienne wnioski prezentują również Noguchi i Tomosawa [102], w badaniach których dodatek pyłu krzemionkowego obniżył wartość modułu sprężystości betonu.

W przypadku popiołu lotnego panuje jeszcze większa niezgoda, co do jego wpływu na odkształcalność betonu. Alexander i Milne [9], Lee i Yoon [78], Megat Joharii in. [95] oraz Zhang i in. [147] w swoich badaniach wykazali, że obecność popiołu powodowała spadek wartości modułu sprężystości betonu. Dodatkowo Megat Joharii in. oraz Lee i Yoon wskazują, że im większy udział popiołu lotnego w składzie cementu, tym beton ma wyższą odkształcalność. Z kolei Kim i in. [66], Nassif i in. [99] oraz Noguchi i Tomosawa [102] wykazali, że dodatek popiołu lotnego zwiększa moduł sprężystości betonu. Co więcej, Nassif i in. [99] dodatkowo określili, że optymalna ilość popiołu w składzie cementu wynosi 10%.

Wyższa zawartość dalej powoduje wzrost modułu w stosunku do betonu wykonanego jedynie z cementu portlandzkiego, jednak jest on mniejszy niż w przypadku ilości optymalnej.

Beton z zawartością granulowanego żużla wielkopiecowego w zdecydowanej większości przedstawionych badań (Alexander i Milne [9], Khatri i in. [65], Lee i Yoon [78], Noguchi i Tomosawa [102], Shariq i in. [125]) charakteryzuje się niższym modułem sprężystości od betonów z cementem portlandzkim. Megat Johari i in. [95] wykazali jednak, że taka zależność występuje dopiero przy znacznym udziale żużla w składzie cementu (60%, co w polskiej nomenklaturze odpowiada cementowi hutniczemu CEM III). Mniejsza ilość żużla nie wpływa na odkształcalność betonu.

Rozbieżności w ocenie wpływu składu cementu mogą wynikać z różnych kruszyw zastosowanych w badaniach przez poszczególnych badaczy. Noguchi i Tomosawa [102] wykazali, że wpływ danego cementu na moduł sprężystości betonu jest mocno zależny od rodzaju kruszywa. Przykładowo, cement składający się w 20% z pyłu krzemionkowego powodował wzrost o 7% modułu sprężystości betonu z wykorzystaniem kruszywa andezytowego oraz spadek o 9% modułu betonu z kruszywem wapiennym. Tę prawidłowość można uzasadnić tym, że odkształcalność mocno zależy od strefy kontaktowej w betonie, na którą wpływ ma nie tylko skład cementu (jak zauważyli Alexander i Milne [9]), ale również rodzaj kruszywa. Odmienne stanowisko przedstawiają Fanourakis oraz Sun [34,133], którzy wskazują, że skład cementu statystycznie nie ma wpływu na moduł sprężystości betonu (rysunek 10).



Rysunek 10. Wpływ rodzaju cementu na moduł sprężystości betonu [133]

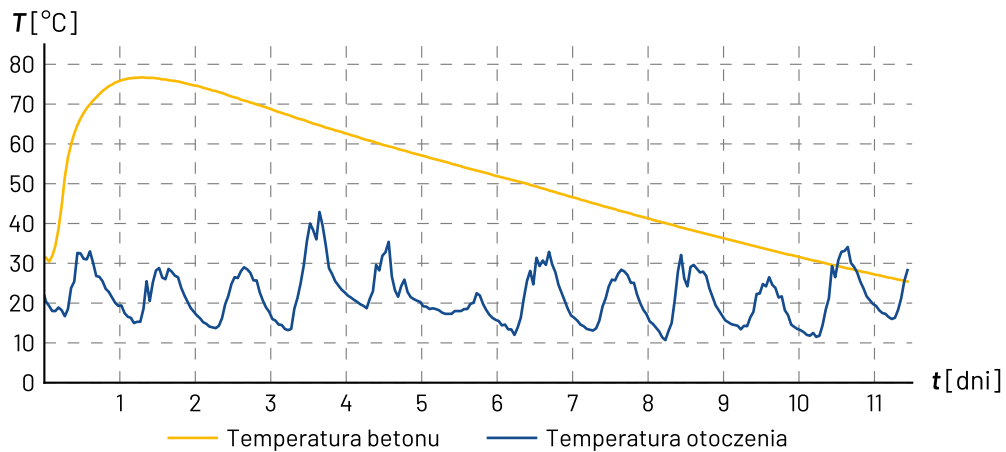
2.4. Czynniki technologiczne

2.4.1. Warunki wiązania i twardnienia

Wiązanie betonu jest wynikiem procesu hydratacji cementu, który jest procesem chemicznym [100], a ten zależy od warunków, w których zachodzą [128]. Głównym czynnikiem wpływającym na reakcje chemiczne jest temperatura rozumiana jako miara średniej energii kinetycznej cząsteczek. Im wyższa temperatura, tym szybciej poruszają się cząsteczki danej substancji. Im szybciej się poruszają, tym większa szansa, że przy zderzeniu dojdzie do wymiany atomów i elektronów oraz powstaną nowe cząsteczki, czyli zajdzie reakcja. Zgodnie z regułą van't Hoffa szybkość reakcji chemicznej podwaja się wraz ze wzrostem temperatury o 10 °C. Niektóre reakcje nie zachodzą, jeśli temperatura (energia) jest zbyt niska. Graniczna wartość potrzebnej energii nazywana jest energią aktywacji.

Reakcja hydratacji jest procesem egzoenergetycznym, w czasie której wydzielana jest energia. W tym przypadku energia ta ma postać ciepła. W masywnych konstrukcjach, a do takich zalicza się dźwigary mostów kablobetonowych, wymiana ciepła z otoczeniem jest utrudniona. Dlatego gromadzi się ono wewnątrz konstrukcji, zwiększając tym samym temperaturę młodego betonu. W podwyższonej temperaturze następuje przyspieszenie procesu hydratacji, co prowadzi do wydzielania większej ilości ciepła, a to jeszcze bardziej podnosi temperaturę betonu. Dodatkowo, ciepło hydratacji cementu rośnie wraz ze wzrostem temperatury [100]. Zatem podwyższona temperatura nie tylko przyspiesza reakcję hydratacji, ale zwiększa również ilość ciepła wydzielanego podczas tej reakcji.

Efektom tego samonapędzania reakcji hydratacji jest bardzo wysoka temperatura wewnątrz konstrukcji. Wiele pomiarów wykazało temperaturę powyżej 60 °C w pierwszych godzinach po betonowaniu [43,54,75,78,89,129]. Maksymalna temperatura w elementach betonowanych na placu budowy zależy również od temperatury otoczenia. W miesiącach letnich temperatura w masywnym dźwigarze mostu sprężonego może dochodzić nawet do 80 °C (rysunek 11).



Rysunek 11. Temperatura betonu w ciągu kilku pierwszych dni od betonowania [77]

Lee i Yoon [78], Klemczak i Knoppik-Wróbel [69] oraz Skibicki i Kaszyńska [129] wykazali, że na maksymalną temperaturę ma wpływ skład cementu. Zastosowanie wyłącznie cementu portlandzkiego skutkuje najwyższą temperaturą maksymalną. Dodatki zastępujące cement, jak granulowany żużel wielkopieczowy czy popiół lotny, obniżają tę temperaturę o kilka, a nawet kilkanaście stopni. Najniższą temperaturę maksymalną osiągnięto przy zastosowaniu cementu o niskim cieple hydratacji.

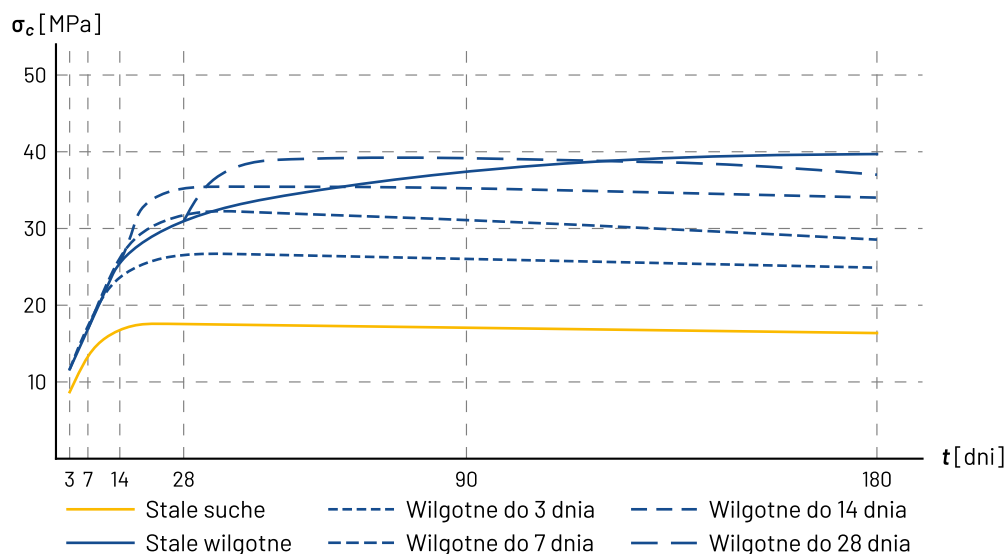
Innym czynnikiem wpływającym na maksymalną temperaturę w procesie wiązania jest początkowa temperatura mieszanki betonowej. Optymalną wartość określona jest jako 10 °C [100], jednak jest to wysoce niepraktyczne w wysokich temperaturach otoczenia. Klemczak i Knoppik-Wróbel [69] wykazały, że wzrost początkowej temperatury betonu z 6 °C do 32 °C spowodował wzrost maksymalnej temperatury w procesie wiązania z 38 °C aż do 72 °C. Wpływ ma również rodzaj kruszywa w związku z różnymi właściwościami przewodności i pojemności cieplnej, ale jak wykazali Klemczak i in. [68,69], w porównaniu do innych czynników jest on pomijalny.

Tak wysoka temperatura i zwiększona szybkość procesu hydratacji znacząco wpływają na właściwości betonu. Neville [100] podaje, że wyższa temperatura w czasie wiązania betonu powoduje wzrost wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości młodego betonu, ale wpływa negatywnie na te właściwości w wieku powyżej 7 dni. Zostało to jednoznacznie potwierdzone w badaniach wielu naukowców [27,59,64,66,73,77,81-83,85,96,107,110,142,144,148]. Przyczyną tego zjawiska jest słabsza

mikrostruktura betonu (prawdopodobnie bardziej porowata) powstała na skutek zbyt szybkiej hydratacji cementu [100]. Potwierdzają to Goto i Roy [36], którzy wykazali, że wysoka temperatura w czasie procesu wiązania powoduje powstanie znacznie większej ilości porów o dużej średnicy (> 150 nm). Dodatkowo szybka hydratacja początkowa utrudnia późniejszą hydratację, powodując nierównomierny rozkład jej produktów w stwardniałym zaczynie. Wysoka temperatura wpływa również na reaktywność dodatków zastępujących cement. Kaszuba [63], Lu i in. [83] oraz Krząkała i in. [77] wykazali znacznie większe różnice we właściwościach betonów pielęgnowanych w wysokiej temperaturze i w warunkach laboratoryjnych dla betonów z wykorzystaniem cementów z dodatkami.

Istotnym czynnikiem wpływającym na proces wiązania i twardnienia betonu jest wilgotność. Patel i in. [109] wykazali, że wraz ze spadkiem wilgotności młodego betonu spada stopień hydratacji każdego z czterech składników cementu oraz cementu jako całości. Skutkuje to zwiększeniem ilości porów dużych (> 37 nm) oraz zmniejszeniem ilości porów małych (< 37 nm), co wpływa negatywnie na strukturę betonu. Uzasadnienie tego zjawiska przedstawia Neville [100]. Wskazuje, że im mniejsza wilgotność, tym mniej przestrzeni pierwotnie nasyconych wodą zostaje zapełnionych produktami hydratacji cementu.

Struktura betonu o zwiększonej ilości porów dużych skutkuje pogorszeniem właściwości mechanicznych betonu. Kosmatka i Wilson [73] oraz Price [116] wskazują, że wraz ze skróceniem czasu pielęgnacji próbek w wodzie, wytrzymałość na ściskanie znacząco spada (rysunek 12). Zostało to potwierdzone przez Iffata i in. [58], Lydona i Balendrana [84], Nassifa i in. [99], Łazińskiego [85] oraz Krząkałę i in. [77], w badaniach których beton pielęgnowany w wodzie wykazywał się wyższą wytrzymałością i modułem sprężystości niż beton przechowywany w warunkach powietrzno-suchych.



Rysunek 12. Wpływ długości wilgotnej pielęgnacji próbek na ich wytrzymałość na ściskanie [116]

Popularną metodą pielęgnacji betonu zapobiegającą utracie wody jest utrzymywanie powierzchni betonu w stałym kontakcie z wodą. Jednak zbyt duża różnica temperatury między wodą a betonem może spowodować szok termiczny [100]. Norma ACI 308 [151] zaleca, aby maksymalna różnica temperatur betonu i wody nie była większa niż 11 °C, co w przypadku zmierzonych temperatur w konstrukcji mostu (rysunek 11) wiązałoby się z podgrzaniem wody do 60 °C. Dodatkowo wymianie wilgoci podlega jedynie cienka, przypowierzchniowa warstwa betonu, która w przypadku konstrukcji żelbetowych jest mniej więcej równa grubości otulenia prętów zbrojeniowych [100], stąd pielęgnacja nie wpływa na właściwości betonu we wnętrzu elementów konstrukcyjnych.

Normowe warunki pielęgnacji próbek do badań laboratoryjnych poddali w wątpliwość Li i in. [81]. Porównali oni wyniki badań cech mechanicznych próbek przechowywanych w warunkach budowy i wykazali, że warunki wiązania i twardnienia betonu silnie wpływają na rozwój modułu sprężystości. Wskazują, że wyniki badań na próbkach przechowywanych w warunkach laboratoryjnych w wodzie nie są miarodajne w kontekście betonu w konstrukcji na placu budowy. Również Cikrle i in. [32] wskazują na konieczność pielęgnacji próbek w sposób podobny do warunków dojrzewania betonu w konstrukcji.

2.4.2. Wbudowanie mieszanki betonowej

Oczywistym jest, że niejednorodny beton, powstały na skutek niepoprawnego wbudowania betonu w deskowanie, będzie miał znacznie gorsze właściwości mechaniczne. Takie błędy są niedopuszczalne, dlatego w niniejszym punkcie pominięto wpływ złego ułożenia, rozsegregowania składników lub niepoprawnego zawibrowania mieszanki betonowej. Procesem technologicznym, który ma wpływ na odształcalność betonu jest pompowanie betonu. Jest to najbardziej efektywna forma transportu mieszanki betonowej. Pozwala ona przemieścić większe ilości mieszanki w krótszym czasie niż tradycyjne metody transportu. Dodatkowo, co jest szczególnie istotne w przypadku mostów, dzięki pompom możliwe jest dostarczenie mieszanki do trudno dostępnych miejsc (rysunek 13). Dlatego współcześnie jest to najczęściej stosowany sposób podawania betonu przed ułożeniem [100].



Rysunek 13. Betonowanie obiektów mostowych przy wykorzystaniu pompowania mieszanki betonowej [206,207]

Pompowanie odbywa się pod ciśnieniem, dlatego proces ten wpływa na zawartość powietrza w mieszance betonowej i stwardniałym betonie. Wnioski z wielu badań [35,79,80,126,127] są zgodne, że pompowanie poziome powoduje wzrost zawartości powietrza, natomiast pompowanie pionowe jego spadek. Wiąże się to odpowiednio ze spadkiem i wzrostem wytrzymałości na ściskanie. Jednakże Li i in. [80] wskazują, iż różnice te są marginalne, więc można przyjąć, że proces pompowania nie wpływa na jego wytrzymałość. Potwierdzają to wyniki badań przedstawione przez Parka i in. [106]. W kontekście odształcalności betonu, Han i in. [46] wykazali, że po pompowaniu na wysokość do 260 m moduł sprężystości nieznacznie wzrósł. Jang i in. [60] wykazali natomiast brak stałej zależności w zakresie zawartości powietrza.

Yazdani i in. [143] przeprowadzili badania na 72 placach budowy mostów w Stanach Zjednoczonych. Wykazali, że w zdecydowanej większości przypadków proces pompowania obniżał zawartość powietrza mieszanki betonowej (średnio o 0,9 p.p.), co skutkowało wzrostem gęstości i wytrzymałości na ściskanie

betonu (średnio o 25 kg/m^3 i $1,8 \text{ MPa}$). Dodatkowo Shen i in. [127] wskazują, że proces pompowania podnosi temperaturę mieszanki betonowej co przyspiesza rozpoczęcie wiązania i skraca jego czas. Wpływ temperatury na proces wiązania i właściwości betonu omówiono w punkcie 2.4.1.

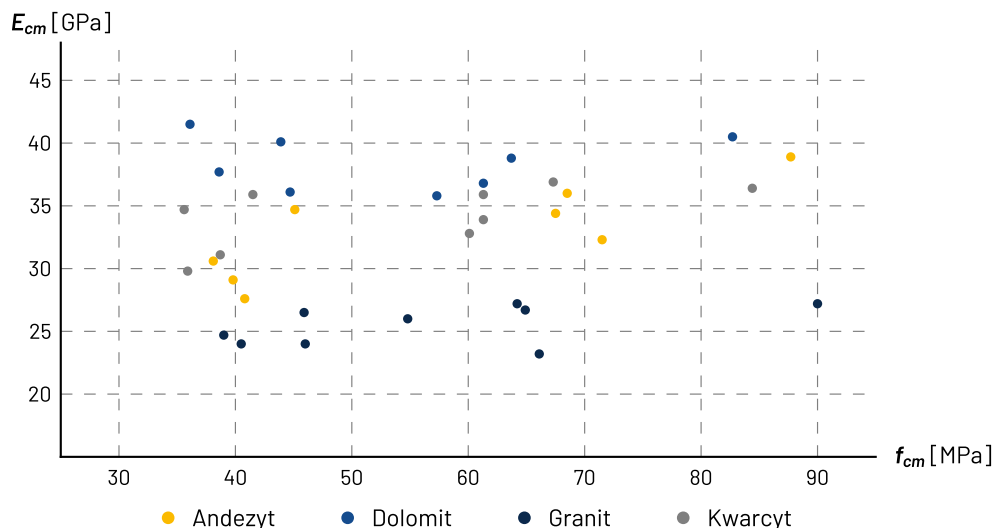
2.5. Właściwości stwardniałego betonu

2.5.1. Wytrzymałość na ściskanie

Powszechną wśród projektantów wiedzą, wynikającą z zapisów normowych, jest zależność modułu sprężystości betonu od jego wytrzymałości na ściskanie. Większość wzorów służących do wyznaczania modułu sprężystości podawanych przez dokumenty krajowe na całym świecie traktuje wytrzymałość jako główny lub nawet jedyny czynnik wpływający na odkształcalność betonu (patrz podrozdział 2.6.). W literaturze zaprezentowanych zostało wiele wyników badań kwestionujących tę zależność.

Yilmaz i in. [145] wskazują, że szacowanie modułu sprężystości betonu wyłącznie na bazie jego wytrzymałości na ściskanie może powodować błędnie wysokie wartości. Błąd jest tym większy, im wyższa jest wytrzymałość betonu. Również Shah i Ahmad [124] poddają w wątpliwość słuszność takiej metody. Wskazują, że przy tak wielu czynnikach wpływających na odkształcalność betonu mało prawdopodobne, że jakikolwiek wzór jest w stanie precyzyjnie określić moduł sprężystości betonu, a tym bardziej, jeśli miałby się on opierać na wytrzymałości na ściskanie.

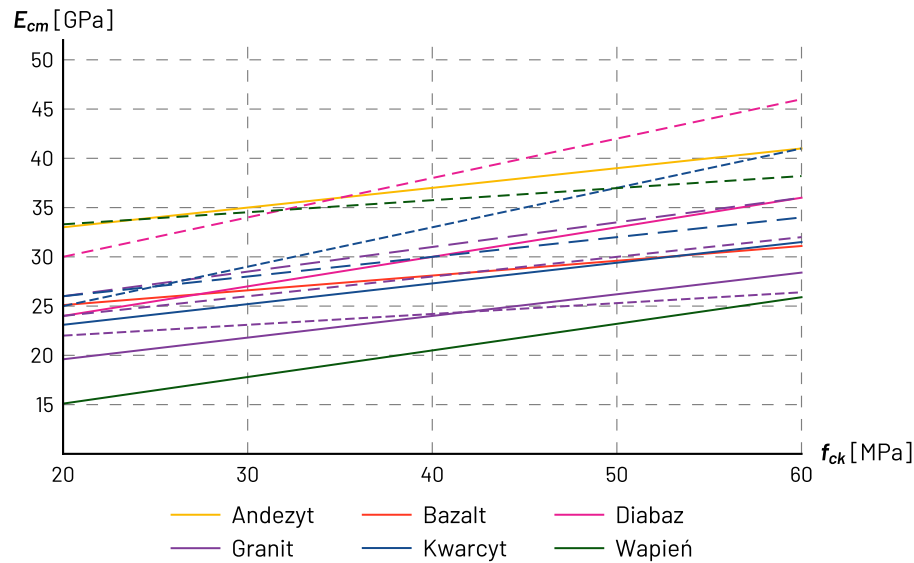
Fanourakis oraz Sun, w badaniach statystycznego poziomu istotności czynników wpływających na moduł sprężystości betonu wykazali, że wytrzymałość na ściskanie betonu nie ma istotnego znaczenia. W pierwszych badaniach [34], poziom istotności wyniósł $P = 17,4\%$. Natomiast już w drugich [133] – poziom istotności miał wartość $P = 32,3\%$ (beton w wieku 28 dni) oraz $P = 18,7\%$ (beton w wieku 56 dni). Wykazali oni również, że betony o podobnej wytrzymałości, mogą mieć moduły różniące się nawet o 24 GPa , a betony z wykorzystaniem tego samego kruszywa mają podobną odkształcalność. I to niezależnie od wytrzymałości (rysunek 14).



Rysunek 14. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a wytrzymałością na ściskanie [133]

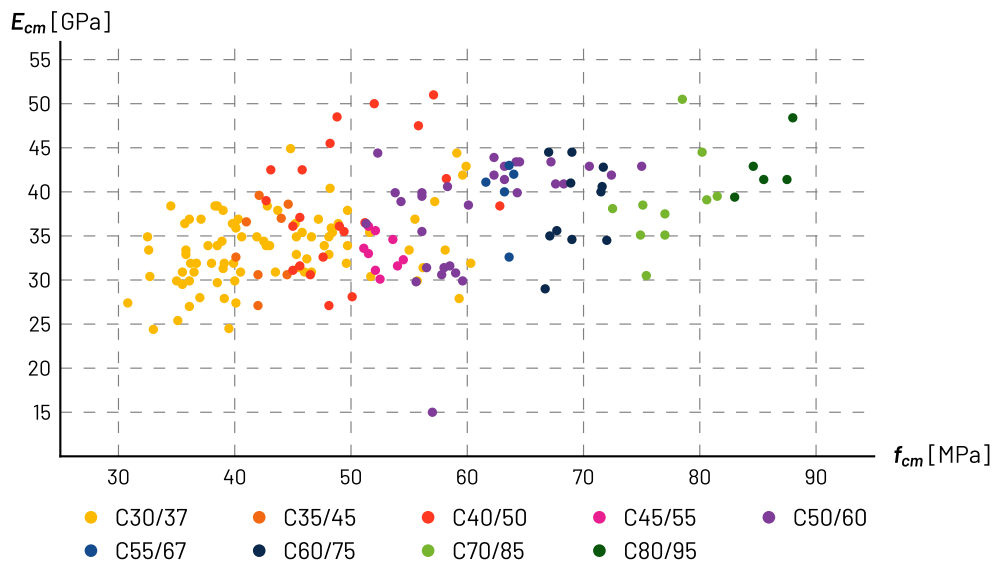
Brak korelacji pomiędzy wytrzymałością betonu a jego odształcalnością potwierdzają w swoich badaniach Budzyński i in. [26] Hueste i in. [55], Krizova i Hela [74], Bentz i in. [22] oraz Górak i in. [42]. Alexander i Davis [7] oraz Gutierrez i Canovas [44] wykazali, że beton o zbliżonej wytrzymałości może się znacząco różnić odształcalnością. Skrajne wartości modułu sprężystości betonów o wytrzymałości 100 MPa wynosiły 23 GPa i 58 GPa.

Hueste i in. [55] potwierdzili również, że betony z wykorzystaniem tego samego kruszywa wykazują podobną odształcalność niezależnie od wytrzymałości. W opozycji do tego stanowiska stoją Teychenné i in. [136] oraz Alexander i Davis [8], którzy zaobserwowali zależność modułu sprężystości i wytrzymałości na ściskanie dla betonów z kruszywem jednego rodzaju (rysunek 15).



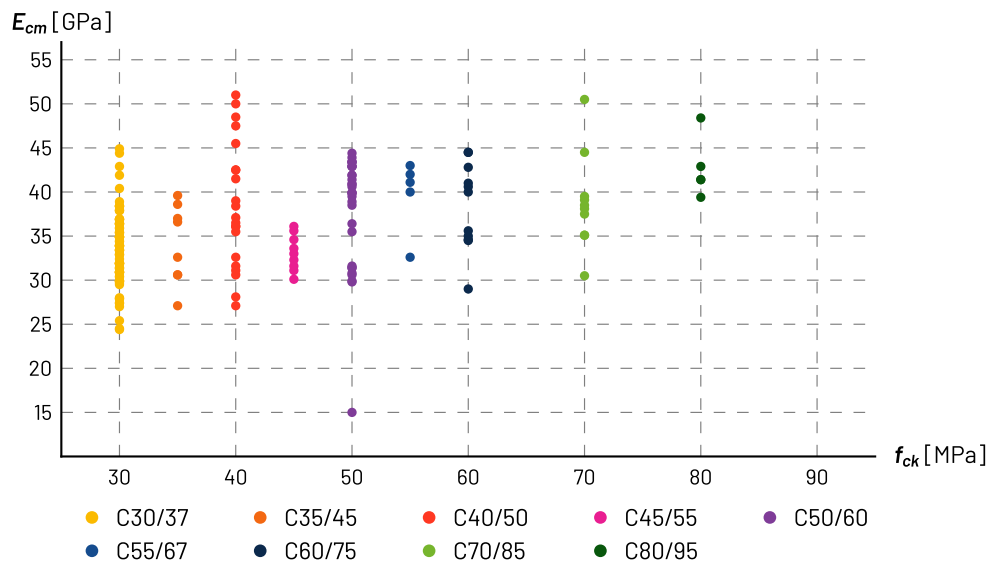
Rysunek 15. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a wytrzymałością na ściskanie [8,136]

Ograniczoną wiarygodność zależności modułu sprężystości betonu od jego wytrzymałości na ściskanie wskazują również Huňka [57] oraz Vitek i in. [139]. Potwierdzają wzrost modułu wraz ze wzrostem wytrzymałości, ale zauważają znaczne rozproszenie wyników od wartości średniej. W swoich badaniach wykazali istotne różnice w odształcalności betonów o podobnej wytrzymałości na ściskanie (rysunek 16).



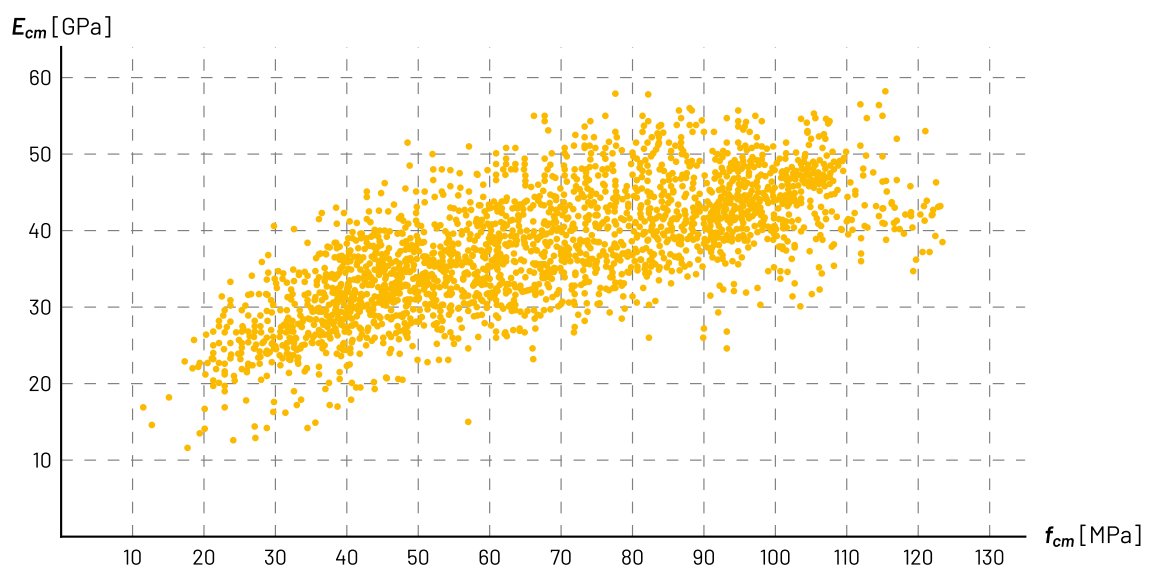
Rysunek 16. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a wytrzymałością na ściskanie [57,139]

Zwrócili oni również uwagę na interesującą kwestię. Rzeczywista wytrzymałość na ściskanie betonu może znacząco różnić się od wytrzymałości projektowej. Betony wykorzystywane do budowy mostów narażone są na liczne niekorzystne warunki środowiskowe, dlatego muszą wykazywać odpowiednie właściwości na akceptowalnych poziomach (np. nasiąkliwość, mrozoodporność, itd.). Nierzadko są to warunki decydujące w procesie projektowania mieszanki betonowej, a wytrzymałość betonu jest drugorzędna (i tak przekracza minimalne wartości dla danej klasy). Zestawiając wyniki badań modułu sprężystości betonu z jego projektowaną wytrzymałością – wartością, którą posługuje się projektant – wskazują na jeszcze większe rozbieżności (rysunek 17).



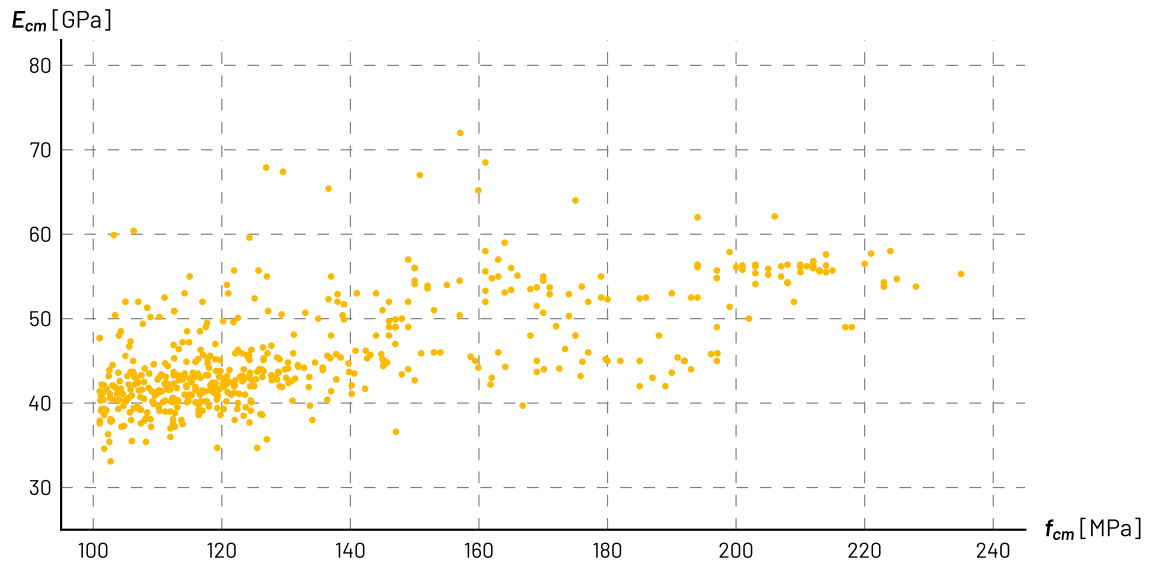
Rysunek 17. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a wytrzymałością charakterystyczną [57,139]

Na rysunku 18 przedstawiono zestawienie ponad 2200 wyników badań pozyskanych z wielu pozycji literaturowych, potwierdza wnioski, opisane przez Huňkę i Vítka i in. [57,139]. Ogólnie, można zauważyć, że moduł sprężystości rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie, przy czym, praktycznie dla całego przedziału wytrzymałości, wartości skrajne modułu sprężystości różnią się aż o ponad 30 GPa.



Rysunek 18. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a wytrzymałością na ściskanie

Podobne zróżnicowanie odkształcalności można zauważyć dla betonów o wytrzymałości powyżej 100 MPa [12,102]. Co ciekawe, większość badanych próbek wykazała odkształcalność na poziomie betonów zwykłych ($E_{cm} < 50$ GPa), mimo kilkukrotnie wyższej wytrzymałości (rysunek 19).

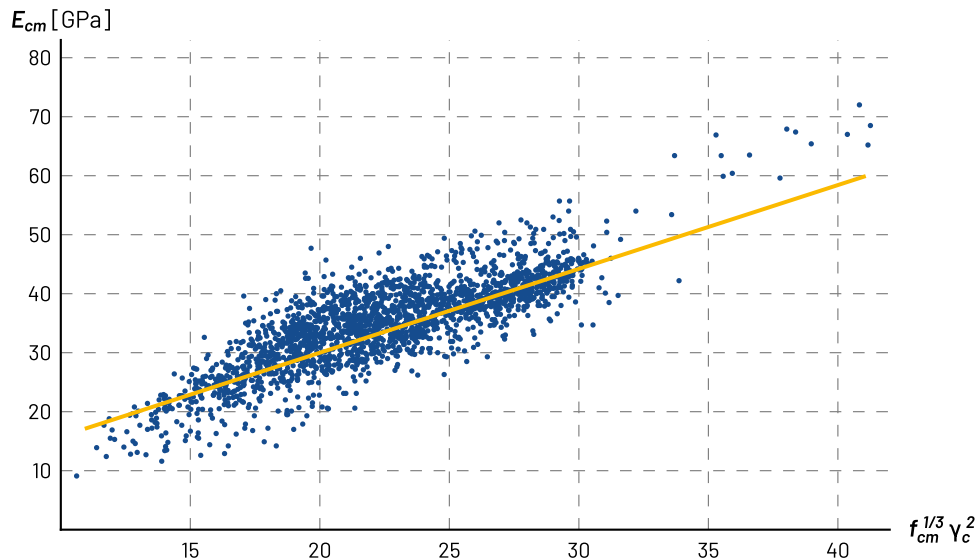


Rysunek 19. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a wytrzymałością na ściskanie [12,102]

2.5.2. Gęstość betonu

Gęstość objętościowa betonu jest najłatwiej mierzalną właściwością betonu, na podstawie której można wnioskować o strukturze betonu, a co za tym idzie, jego odkształcalności. Im więcej w betonie pustek będących osłabieniem struktury, tym niższa jest jego gęstość [71]. Przy stałej zawartości kruszywa, gęstość rośnie wraz z gęstością kruszywa [100], co może świadczyć o mniejszej porowatości i większej sztywności samego kruszywa. Udowodnione zostało to w badaniach Choubane'a i in. [29] oraz Thomaza i in. [137], w których przy jednakowej recepturze i jednakowym rodzaju kruszywa moduł sprężystości wzrastał wraz z gęstością betonu wynikającą z niższej porowatości i wyższej gęstości użytego kruszywa.

Fanourakis oraz Sun [34,133], w badaniach statystycznego poziomu istotności czynników wpływających na moduł sprężystości betonu wykazali, że gęstość betonu jest czynnikiem o największym znaczeniu (poziom istotności $P=2,0\%$). Potwierdza to fakt, iż gęstość betonu jest po wytrzymałości drugą właściwością najczęściej wykorzystywaną we wzorach na określanie modułu sprężystości (patrz podrozdziały 2.6 i 2.8). Naukowcy nie są jednak zgodni co do charakteru tej zależności – wykładnik potęgi gęstości w zależności od wzoru ma wartość od 1,0 do 2,5. Noguchi i Tomasawa [102] wykazali na podstawie wielu wyników badań, że moduł sprężystości betonu jest mniej więcej proporcjonalny do iloczynu kwadratu gęstości betonu i pierwiastka sześciennego wytrzymałości na ściskanie (rysunek 20). Jednak analizując wykres tej zależności można zauważyć istotne rozproszenie wyników, autorzy podają, że 95% wyników mieści się w przedziale ± 8 GPa.

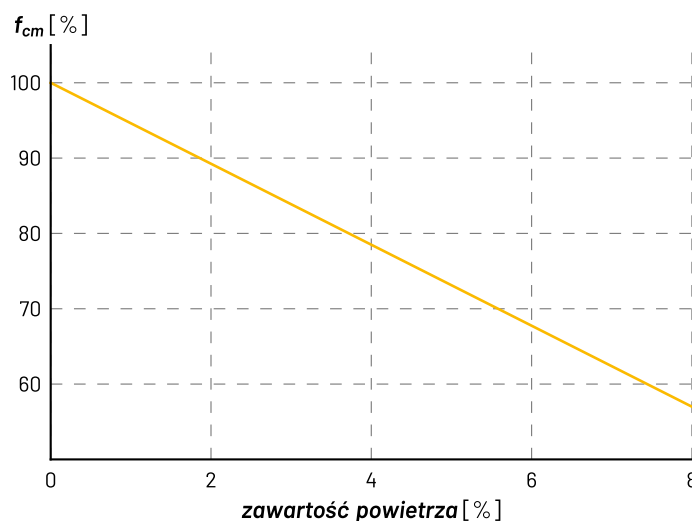


Rysunek 20. Wykres zależności między modułem sprężystości betonu a gęstością [102]

2.5.3. Zawartość powietrza

Zasadniczo, zawartość powietrza w betonie korzystnie wpływa na jego odporność na zamrażanie i odmrażanie [100]. Z tego powodu, w przypadku betonów szczególnie narażonych na działanie mrozu, stosuje się napowietrzanie betonu przez wprowadzenie do mieszanki betonowej domieszek napowietrzających. Największy zarządca infrastruktury transportowej w Polsce, GDDKiA, wymaga, aby beton stosowany do konstrukcji drogowych obiektów mostowych miał zawartość powietrza 4,5%÷6,0% [185].

Powietrze w betonie to pustki, które stanowią osłabienie struktury betonu wpływające negatywnie na właściwości mechaniczne betonu. Niestety, niewiele jest publikowanych badań, które pokazują wpływ zawartości powietrza na odształcalność betonu. Jednak udowodnione jest, że wraz ze wzrostem zawartości powietrza maleje wytrzymałość betonu na ściskanie [100,104,105,123,147]. Powszechnie przyjmuje się, że spadek wytrzymałości na ściskanie wynosi 5,5% na 1% obecnego w betonie powietrza [100,104] (rysunek 21).



Rysunek 21. Wykres zależności między utratą wytrzymałością na ściskanie a zawartością powietrza [100]

Na tej podstawie można wnioskować, że moduł sprężystości również maleje wraz ze wzrostem zawartości powietrza. Potwierdzone to zostało w badaniach Kocába i in. [71], w których określono odształcalność betonów wykorzystanych do wykonania elementów mostu w Brnie. Betony z dodatkiem domieszek napowietrzających charakteryzowały się modułami niższymi niż w przypadku betonów nienapowietrzanych, a w przypadku tych pierwszych wykazano spadek wartości modułu sprężystości wraz ze wzrostem zawartości powietrza. Z kolei Benaicha i in. [20] wykazali, że beton z zawartością powietrza na wymaganym przez GDDKiA poziomie 5-6% ma niższą o 20% wytrzymałość na ściskanie oraz niższy o 26% moduł sprężystości w stosunku do betonu bez dodatku domieszki napowietrzającej (zawartość powietrza 0,7%).

2.6. Moduł sprężystości betonu w normatywach

2.6.1. Normy europejskie PN-EN

W obecnie obowiązującej w Polsce normie PN-EN 1992-1-1 [170] wartość modułu sprężystości betonu E_{cm} jest zdefiniowana jako wartość sieczna dla przedziału naprężeń od 0 MPa do $0,4 f_{cm}$. Wartość ta jest określona wzorem:

$$E_{cm} = 22 (0,1 f_{cm})^{0,3} \quad [GPa] \quad (1)$$

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Podkreślone jest, że wartość modułu mocno zależy od jego składu (zwłaszcza od kruszywa). Wzór określa wartość modułu sprężystości dla betonu z kruszywem kwarcytowym. Dla betonów z kruszywem wapiennym i piaskowcowym wartości te należy zmniejszyć odpowiednio o 10% i 30%. Dla kruszyw bazaltowych wartość modułu należy zwiększyć o 20%. Brak jest wytycznych modyfikacji wartości modułu sprężystości dla powszechnie obecnie stosowanych w Polsce kruszyw: granitowego, granodiorytowego, porfirowego, amfibolitowego czy dolomitowego. Takie wytyczne można za to znaleźć w polskiej literaturze [76,87,90,122]. Zestawienie wszystkich proponowanych modyfikacji modułu sprężystości przedstawione jest w tabeli 3.

Tabela 3. Modyfikacja modułu sprężystości dla kruszyw

Rodzaj kruszywa	Modyfikacja
Bazalt	+20%
Kwarcyt	0%
Wapień	-10%
Piaskowiec	-30%
Granit	-20% ^{1,2,3} , 0% ^{2,3}
Amfibolit	+20% ³
Dolomit	+20% ³
Wapień	+20% ³

¹ – modyfikacja wg [87,122]

² – modyfikacja wg [76]

³ – modyfikacja wg [90]

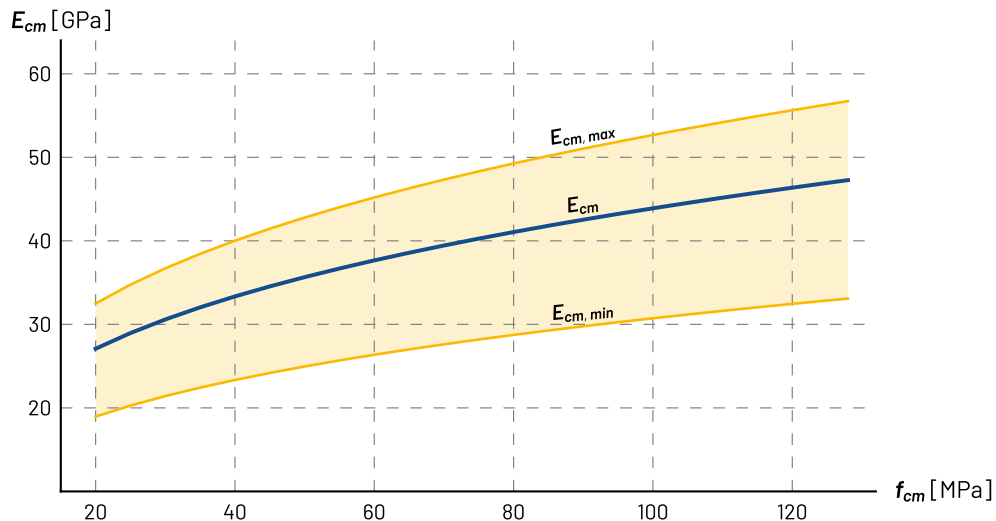
Różne współczynniki dla granitu w pracach [76,90] zależą od pochodzenia tego rodzaju kruszywa, gdyż jego właściwości znacząco różnią się w zależności od złoża, z którego zostało pozyskane. Zastanawiającym jest, iż w przeciwieństwie do normy, w pracy [90] proponuje się zwiększenie modułu sprężystości dla wapienia. Prawdopodobnie zależy to od rodzaju wapienia, a dokładniej jego struktury, co zostało omówione w punkcie 2.3.1.

Zależność zdefiniowana przez Eurokod 2 obowiązuje dla betonów o klasie nie wyższej niż C90/105. Wartości modułu sprężystości uzyskane dla poszczególnych klas zestawiono w tabeli 4 i zaprezentowano na rysunku 22.

Tabela 4. Wartości modułu sprężystości betonu według PN-EN 1992-1-1

Klasa betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	Moduł sprężystości $\Delta = -30\%$ $E_{cm,min}$ [GPa]	Moduł sprężystości $\Delta = 0\%$ E_{cm} [GPa]	Moduł sprężystości $\Delta = +20\%$ $E_{cm,max}$ [GPa]
C12/15	20,0	19,0	27,1	32,5
C16/20	24,0	20,0	28,6	34,3
C20/25	28,0	21,0	30,0	36,0
C25/30	33,0	22,0	31,5	37,8
C30/37	38,0	23,0	32,8	39,4
C35/45	43,0	23,9	34,1	40,9
C40/50	48,0	24,7	35,2	42,3
C45/55	53,0	25,4	36,3	43,5
C50/60	58,0	26,1	37,3	44,7
C55/67	63,0	26,7	38,2	45,9
C60/75	68,0	27,4	39,1	46,9
C70/85	78,0	28,5	40,7	48,9
C80/95	88,0	29,6	42,2	50,7
C90/105	98,0	30,5	43,6	52,4

Różnice między skrajnymi wartościami są znaczące, dla betonów najwyższych klas przekraczają 20 GPa. Nie są one jednak wyraźnie zaznaczone, gdyż w najpraktyczniejszej formie tabelarycznej przedstawione są jedynie wartości bazowe (tablica 3.1. normy). W przypadku mostów sprężonych o średniej i dużej rozpiętości, gdzie ugięcia konstrukcji nośnej mierzone są w centymetrach, tak duże różnice odształcalności betonu skutkują rozbieżnościami geometrii względem projektu, które istotnie wykraczają poza akceptowalne granice i wymagają dodatkowych działań ze strony wykonawcy. Działania te zostały dokładniej omówione w podrozdziale 2.10, a różnice w ugięciach mostów dla betonów o skrajnych odształcalnościach przedstawione zostały w rozdziale 4.



Rysunek 22. Wartości modułu sprężystości betonu według PN-EN 1992-1-1

Wartości te są uznane za właściwe w powszechnych zastosowaniach. Dla konstrukcji wrażliwych na odchylenia wartości modułu sprężystości (za które bez wątplenia można przyjąć mosty sprężone) norma zaleca oszacować odkształcalność betonu „z uwzględnieniem specyfikacji zagadnienia”. Można się jedynie domyślać, iż chodzi o badania laboratoryjne, ale nie jest to wprost wskazane.

W projekcie nowej wersji Eurokodu 2 (prEN 1992-1-1[182]) już doprecyzowano, iż w przypadku tego typu konstrukcji wartość modułu sprężystości powinna być zapisana w specyfikacji lub określona na podstawie badań. Niezmieniona zostaje definicja modułu sprężystości oraz zapis o wpływie rodzaju kruszywa. Jednak istotność tego wpływu została wyraźniej zaznaczona poprzez zmianę wzoru (1). Wprowadzony został współczynnik k_E , którego wartość definiowana jest na podstawie rodzaju kruszywa.

$$E_{cm} = k_E f_{cm}^{1/3} \quad [MPa] \quad (2)$$

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcząca betonu na ściskanie

k_E [–] – współczynnik zależny od zastosowanego kruszywa

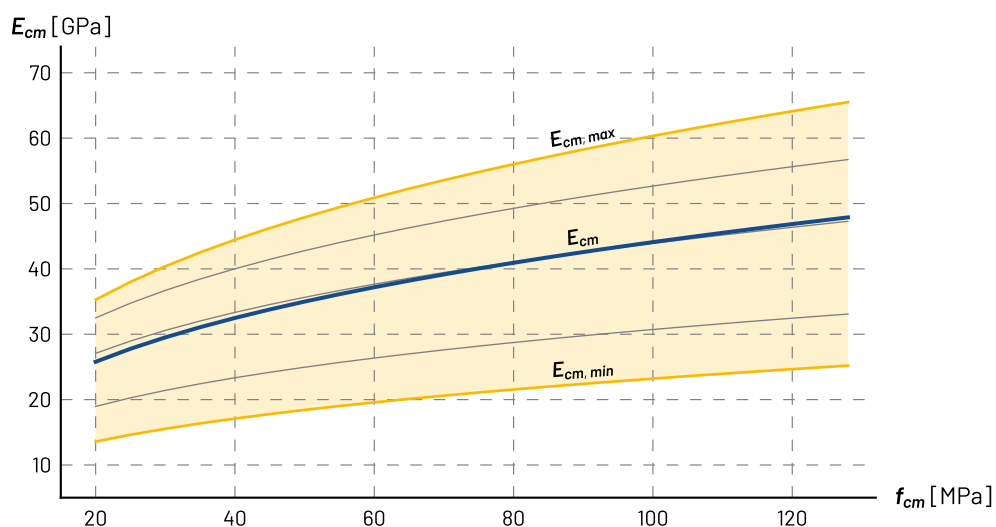
Niestety podana została jedynie wartość współczynnika k_E dla kruszywa kwarcytowego i wynosi ona 9 500. Odnosnie innych kruszyw podano jedynie informację, że wartość współczynnika k_E waha się między 5 000 a 13 000, z adnotacją, że więcej danych może zapewnić Załącznik Krajowy. Przeliczając te wartości na modyfikację bazowej wartości modułu sprężystości, analogicznie jak jest to przedstawione w aktualnej wersji EC2, wartość minimalna to -47%, a wartość maksymalna +37%. Brak jest określenia czy wartość współczynnika k_E jest wielkością związaną z właściwościami kruszywa lub skały, czy powinna być wyznaczana empirycznie na podstawie badań laboratoryjnych modułu sprężystości.

Obliczone wartości modułu sprężystości dla określonego w normie współczynnika k_E oraz dla jego skrajnych wartości przedstawiono w tabeli 5 (w nawiasach podano różnicę w stosunku do aktualnej wersji Eurokodu 2) oraz na rysunku 23 (liniami szarymi zaprezentowane są wartości z PN-EN 1992).

Tabela 5. Wartości modułu sprężystości betonu według prEN 1992-1-1

Klasa betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	Moduł sprężystości $k_E = 5\ 000$ $E_{cm,min}$ [GPa]	Moduł sprężystości $k_E = 9\ 500$ E_{cm} [GPa]	Moduł sprężystości $k_E = 13\ 000$ $E_{cm,max}$ [GPa]
C12/15	20,0	13,6 (-28,4%)	25,8 (-4,8%)	35,3 (+8,6%)
C16/20	24,0	14,4 (-28,0%)	27,4 (-4,2%)	37,5 (+9,3%)
C20/25	28,0	15,2 (-27,6%)	28,8 (-4,0%)	39,5 (+9,7%)
C25/30	33,0	16,0 (-27,3%)	30,5 (-3,2%)	41,7 (+10,3%)
C30/37	38,0	16,8 (-27,0%)	31,9 (-2,7%)	43,7 (+10,9%)
C35/45	43,0	17,5 (-26,8%)	33,3 (-2,3%)	45,5 (+11,2%)
C40/50	48,0	18,2 (-26,3%)	34,5 (-2,0%)	47,2 (+11,6%)
C45/55	53,0	18,8 (-26,0%)	35,7 (-1,7%)	48,8 (+12,2%)
C50/60	58,0	19,4 (-25,7%)	36,8 (-1,3%)	50,3 (+12,5%)
C55/67	63,0	19,9 (-25,5%)	37,8 (-1,0%)	51,7 (+12,6%)
C60/75	68,0	20,4 (-25,5%)	38,8 (-0,8%)	53,1 (+13,2%)
C70/85	78,0	21,4 (-24,9%)	40,6 (-0,2%)	55,5 (+13,5%)
C80/95	88,0	22,2 (-25,0%)	42,3 (+0,2%)	57,8 (+14,0%)
C90/105	98,0	23,1 (-24,3%)	43,8 (+0,5%)	59,9 (+14,3%)

Bazowe wartości modułu sprężystości (dla kruszywa kwarcytowego) nie zmieniły się znacząco, ale wartości skrajne, jak już wcześniej wspomniano, bardziej odbiegają od wartości bazowych niż było to w przypadku obecnie obowiązującej wersji Eurokodu 2. Wprowadzenie jednak do wzoru współczynnika zależnego od rodzaju kruszywa powinno wpłynąć pozytywnie na świadomość użytkowników normy, szczególnie projektantów odnośnie możliwych rozbieżności w wartościach modułu sprężystości i skłoni do większej refleksji nad przyjmowaną do obliczeń wartością.



Rysunek 23. Wartości modułu sprężystości betonu według prEN 1992-1-1

2.6.2. Model Code

Aktualny Model Code 2010 [166] stworzony przez *fib* rozróżnia dwie wartości modułu sprężystości.

Pierwsza z nich E_{ci} zdefiniowana jest jako wartość styczna w punkcie początkowym wykresu σ - ϵ . Jest to wartość w przybliżeniu równa nachyleniu krzywej σ - ϵ przy odciążaniu i nie uwzględnia początkowych odkształceń plastycznych. Jest ona określona wzorem:

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad [GPa] \quad (3)$$

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

$E_{c0} = 21,5$ [GPa] – wartość bazowa modułu sprężystości betonu

α_E [–] – współczynnik zależny od zastosowanego kruszywa

Podkreślone jest, że wartość modułu mocno zależy od jego składu (zwłaszcza od kruszywa). Sama zmiana rodzaju zastosowanego w betonie kruszywa może zwiększyć o 20% lub zmniejszyć o 30% wartość modułu sprężystości w stosunku do betonu z wykorzystaniem kruszywa kwarcytowego. Wartości współczynnika α_E są przedstawione w tabeli 6. Z uwagi na te rozbieżności w przypadku konstrukcji wrażliwych na odchylenia od wartości ogólnych, zalecane jest, aby moduł sprężystości był szczegółowo określony lub wyznaczony doświadczalnie.

Tabela 6. Wartości współczynnika α_E dla kruszyw

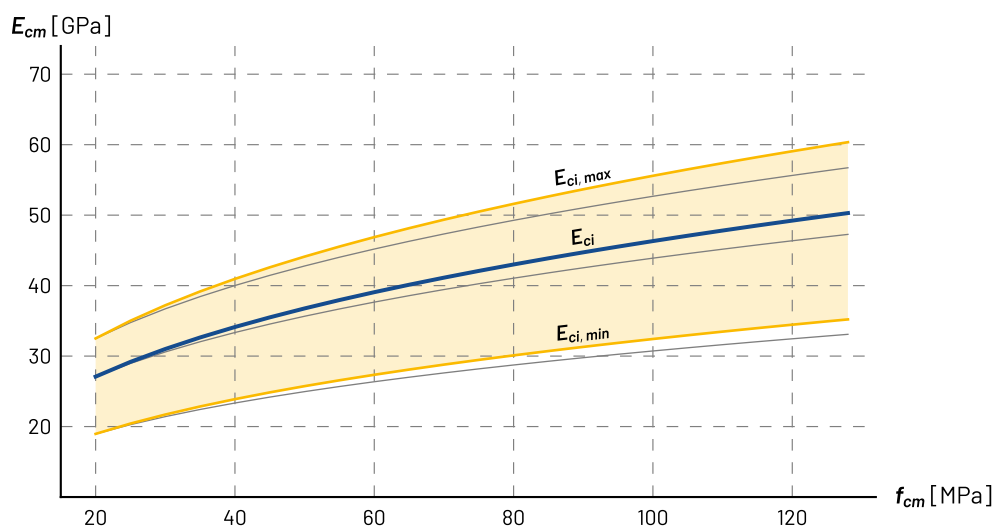
Rodzaj kruszywa	α_E
Bazalt	1,20
Gęsty wapień	1,20
Kwarcyt	1,00
Wapień	0,90
Piaskowiec	0,70

Podobnie jak w przypadku Eurokodu 2, brak jest wartości współczynnika α_E dla powszechnie obecnie stosowanych w Polsce kruszyw. Uwzględniona jest rozbieżność odształcalności betonu z wykorzystaniem kruszywa wapiennego – Model Code 2010 uzależnia współczynnik α_E od gęstości objętościowej wapienia.

Zależności zdefiniowane przez Model Code 2010 obowiązują dla betonów o klasie nie wyższej niż C120/140. Wartości modułów E_{ci} obliczone dla różnych współczynników α_E przedstawione są w tabeli 7 oraz na rysunku 24 (liniami szarymi zaprezentowane są wartości z PN-EN 1992)

Tabela 7. Wartości modułu sprężystości betonu E_{ci} według Model Code 2010

Klasa betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	Moduł sprężystości $\alpha_E = 0,70$ $E_{ci,min}$ [GPa]	Moduł sprężystości $\alpha_E = 1,00$ E_{ci} [GPa]	Moduł sprężystości $\alpha_E = 1,20$ $E_{ci,max}$ [GPa]
C12/15	20,0	19,0	27,1	32,5
C16/20	24,0	20,1	28,8	34,5
C20/25	28,0	21,2	30,3	36,4
C25/30	33,0	22,4	32,0	38,4
C30/37	38,0	23,5	33,6	40,3
C35/45	43,0	24,5	35,0	42,0
C40/50	48,0	25,4	36,3	43,5
C45/55	53,0	26,2	37,5	45,0
C50/60	58,0	27,0	38,6	46,4
C55/67	63,0	27,8	39,7	47,7
C60/75	68,0	28,5	40,7	48,9
C70/85	78,0	29,8	42,6	51,2
C80/95	88,0	31,1	44,4	53,3
C90/105	98,0	32,2	46,0	55,2
C100/115	108,0	33,3	47,5	57,0
C110/130	118,0	34,3	48,9	58,7
C120/140	128,0	35,2	50,3	60,4



Rysunek 24. Wartości modułu sprężystości E_{ci} betonu według Model Code 2010

Druga wartość modułu sprężystości E_c zdefiniowana jest jako wartość sieczna dla przedziału naprężeń od 0 MPa do $0,4 f_{cm}$. Została ona określona jako zredukowana wartość E_{ci} oraz uwzględnia początkowe odkształcenie plastyczne w betonie i wynikające z nich deformacje nieodwracalne. Wartość ta jest zalecana do wykorzystania w przypadku jedynie sprężystej analizy numerycznej. Jest ona określona wzorem:

$$E_c = \alpha_i E_{ci} \quad [GPa] \quad (4)$$

$$\alpha_i = 0,80 + 0,20 \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0 \quad (5)$$

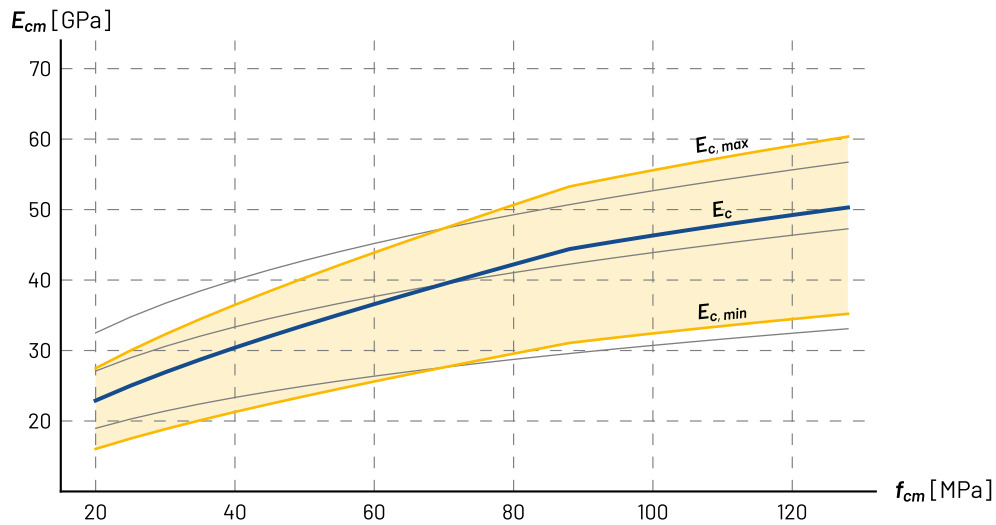
f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

Współczynnik redukcyjny α_i zbliża się do jedności wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie, a dla betonów klasy C80/95 i wyższych jego różnica od jedności jest już pomijalnie mała.

Tabela 8. Wartości modułu sprężystości betonu E_c według Model Code 2010

Klasa betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	Moduł sprężystości $\alpha_E = 0,70$ $E_{c,min}$ [GPa]	Moduł sprężystości $\alpha_E = 1,00$ E_c [GPa]	Moduł sprężystości $\alpha_E = 1,20$ $E_{c,max}$ [GPa]
C12/15	20,0	16,0	22,9	27,5
C16/20	24,0	17,2	24,6	29,5
C20/25	28,0	18,3	26,2	31,4
C25/30	33,0	19,6	28,0	33,6
C30/37	38,0	20,8	29,7	35,7
C35/45	43,0	22,0	31,4	37,7
C40/50	48,0	23,1	33,0	39,6
C45/55	53,0	24,2	34,5	41,4
C50/60	58,0	25,2	36,0	43,2
C55/67	63,0	26,2	37,5	44,9
C60/75	68,0	27,2	38,9	46,7
C70/85	78,0	29,2	41,7	50,0
C80/95	88,0	31,1	44,4	53,3
C90/105	98,0	32,2	46,0	55,2
C100/115	108,0	33,3	47,5	57,0
C110/130	118,0	34,3	48,9	58,7
C120/140	128,0	35,2	50,3	60,4

Dla betonów zwykłych wartości modułów E_c są mniejsze niż te podawane przez Eurokod 2 od 15% dla betonów niskich klas do 1% dla klasy C60/75, a dla betonów wysokiej wytrzymałości są o 6% wyższe.



Rysunek 25. Wartości modułu sprężystości E_c betonu według Model Code 2010

Projekt nowej wersji dokumentu *fib Model Code 2020* [167] w kontekście modułu sprężystości betonu zmienia jedynie tabelę ze współczynnikami α_E (tabela 9). Nie ma w niej już przypisanych wartości współczynnika do konkretnego rodzaju kruszywa, a wprowadzone są trzy grupy kruszyw: kruszywa o wysokim module, kruszywa o zwykłym module oraz kruszywa o niskim module. Jako przykładowe kruszywa dla poszczególnych grup podano odpowiednio bazalt, kwarcyt i piaskowiec.

Tabela 9. Wartości współczynnika α_E dla kruszyw

Rodzaj kruszywa	α_E
Kruszywa o wysokim module, np. bazalt	1,20
Kruszywa o zwykłym module, np. kwarcyt	1,00
Kruszywa o niskim module, np. piaskowiec	0,70

Jako adnotacja do tabeli jest zamieszczona informacja, iż właściwości kruszyw mogą znacząco się różnić w zależności od miejsca wydobycia. Jest to istotna informacja, która sprawia, że nawet wiedza o rodzaju kruszywa nie jest wystarczająca do właściwego oszacowania wartości modułu sprężystości.

2.6.3. Normy amerykańskie

Amerykańska norma dotycząca budynków z betonu ACI 318 [152] definiuje moduł sprężystości jako wartość sieczną dla przedziału naprężeń od 0 MPa do $0,45 f_c'$. Wartość ta jest określona wzorem:

$$E_c = 57\,000 \sqrt{f_c'} \quad [psi] \quad (6)$$

f_c' [psi] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

Po przekształceniu do jednostek systemu SI oraz z wykorzystaniem oznaczeń wykorzystywanych w Eurokodzie 2 wzór ten ma postać:

$$E_{cm} = 4,733 \sqrt{f_{cm}} \quad [GPa] \quad (7)$$

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

W komentarzu do normy jest zapisane, iż moduł jest wielkością wrażliwą na wiele zmiennych, takich jak rodzaj kruszywa, składniki betonu i ich proporcje oraz mocno zależy od struktury strefy kontaktowej między zaczynem cementowym i kruszywem. Ta wrażliwość w połączeniu z nieodłączną zmiennością we właściwościach materiałów składowych może powodować różnice pomiędzy wartościami ugięć zmierzonymi oraz obliczonymi. Największe różnice zostały zaobserwowane dla betonów wysokiej wytrzymałości ($f_{cm} > 55$ MPa) oraz betonów z niską zawartością kruszywa. Nie ma jednak informacji o granicach stosowalności podanego wzoru.

Norma dotycząca mostów betonowych ACI 343R [153] proponuje wzór uwzględniający dodatkowo ciężar objętościowy betonu:

$$E_c = w_c^{1,5} 33 \sqrt{f_c'} \quad [psi] \quad (8)$$

w_c [pcf] – gęstość objętościowa betonu

f_c' [psi] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

Po przekształceniu do jednostek systemu SI oraz z wykorzystaniem oznaczeń wykorzystywanych w Eurokodzie 2 wzór ten ma postać:

$$E_{cm} = \rho_c^{1,5} 0,0428 \sqrt{f_{cm}} \quad [MPa] \quad (9)$$

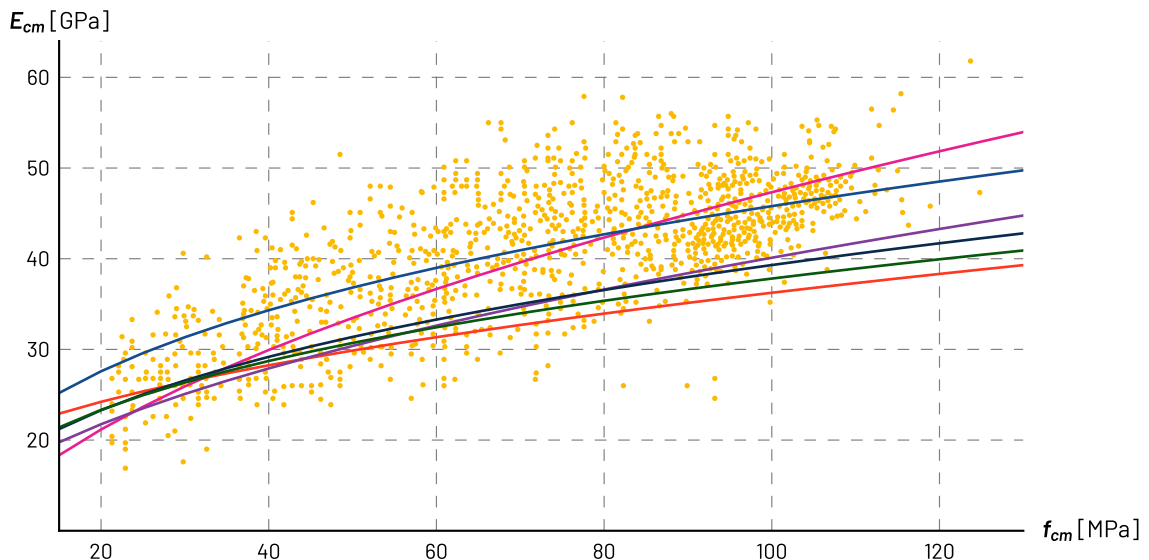
ρ_c [kg/m^3] – gęstość objętościowa betonu

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

Zaznaczone jest, że w przypadku konstrukcji o dużej rozpiętości lub jeśli ugięcia mają istotne znaczenie, projektant powinien rozważyć wymóg wykonania badań laboratoryjnych mieszanki betonowej planowanej do wykorzystania w procesie budowy. Podkreślone jest, że wykorzystanie wyników badań w analizie obliczeniowej będzie opłacalne kosztowo, szczególnie biorąc pod uwagę czas i wysiłek potrzebny do skorygowania skutków niewłaściwego podniesienia wykonawczego i nieprawidłowo obliczonych ugięć.

Podobnie jak w normie ACI 318, nie ma informacji o zakresie stosowalności wzoru, ale podkreślony jest problem znaczących rozbieżności między wynikami badań laboratoryjnych a wartościami przewidywanymi według wzorów dla betonów wysokiej wytrzymałości ($f_{cm} > 55$ MPa).

Rozbieżności te zostały opisane w raporcie o betonach wysokiej wytrzymałości ACI 363R [154]. Raport ten w kontekście modułu sprężystości porównuje wiele wzorów przedstawionych w dokumentach, normach i literaturze, bazujących głównie na wytrzymałości na ściskanie z wynikami badań. Pokazano to na wykresie (rysunek 26), gdzie krzywe obrazują analizowane tam funkcje opisane często skomplikowanymi wzorami, a punkty wskazują na rozrzut wyników badań.



Rysunek 26. Wykres porównujący wyniki badań laboratoryjnych z dostępnymi wzorami [154]

Rozrzut tych wyników uzasadniany jest istotnym wpływem właściwości i zawartości kruszywa, składników mieszanki betonowej oraz warunków dojrzewania betonu. Z tego względu autorzy raportu zalecają, aby moduł sprężystości betonu oszacowany na podstawie wytrzymałości został przed rozpoczęciem budowy zweryfikowany poprzez badania próbne mieszanki zaprojektowanej do wykonania konstrukcji obiektu mostowego.

Ostatnim z amerykańskich dokumentów są wytyczne do projektowania mostów na drogach szybkiego ruchu AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [150]. Traktują one temat odształcalności bardzo pobieżnie, informując jedynie, że w przypadku braku wyników badań laboratoryjnych, wartość modułu sprężystości dla betonów o wytrzymałości nie większej niż 15 ksi (103,4 MPa) może być wyznaczona ze wzoru:

$$E_c = 120\,000 K_1 w_c^2 f_c'^{0,33} \quad [ksi] \quad (10)$$

K_1 – współczynnik korygujący wartość modułu z uwagi na źródło pochodzenia kruszywa
 w_c [pcf] – gęstość objętościowy betonu
 f_c' [ksi] – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Po przekształceniu do jednostek systemu SI oraz z wykorzystaniem oznaczeń wykorzystywanych w Eurokodzie 2 wzór ten ma postać:

$$E_{cm} = 0,00171 K_1 \rho_c^2 f_{cm}^{0,33} \quad [MPa] \quad (11)$$

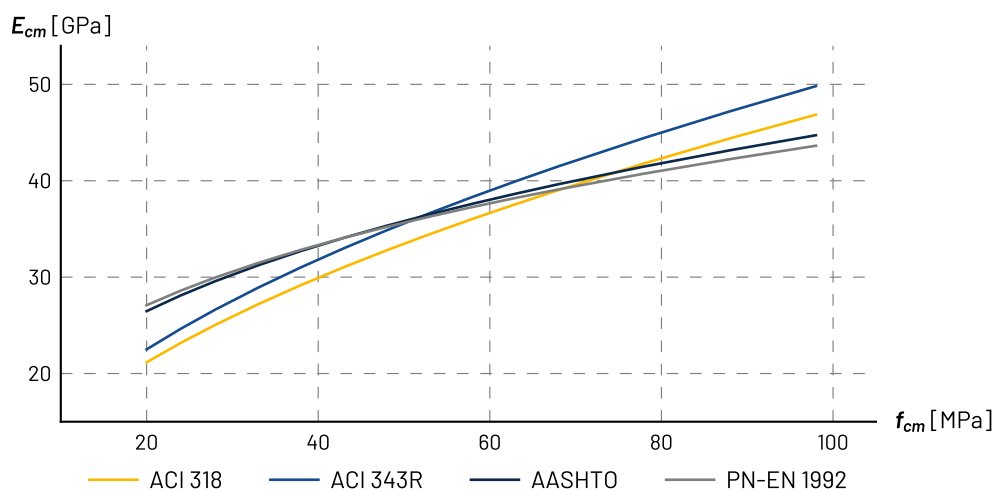
K_1 – współczynnik korygujący wartość modułu z uwagi na źródło pochodzenia kruszywa
 ρ_c [kg/m³] – gęstość objętościowa betonu
 f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Brak jest jednak jakichkolwiek wartości współczynnika K_i . Podana jest jedynie informacja, że ma być przyjmowany jako wartość 1, chyba że został wyznaczony doświadczalnie i zatwierdzony przez kopalnię wydobywającą kruszywo.

Normatywy amerykańskie nie są zgodne w określaniu modułu sprężystości betonu. Nie są nawet spójne w zakresie wagi poszczególnych składników wzorów przez zastosowanie innych wykładników potęg. W tabeli 10 oraz na rysunku 27 zostało przedstawione porównanie wyników uzyskanych poprzez zastosowanie wzorów (7), (9) i (11). Wartości zostały obliczone dla średnich wytrzymałości na ściskanie odpowiadających klasom betonu według Eurokodu 2 przy założeniu betonu o gęstości objętościowej wynoszącej 2400 kg/m^3 .

Tabela 10. Wartości modułu sprężystości betonu według normatywów amerykańskich

Klasa betonu	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	Moduł sprężystości wg ACI 318 $E_{cm,318}$ [GPa]	Moduł sprężystości wg ACI 343R $E_{cm,343}$ [GPa]	Moduł sprężystości wg AASHTO $E_{cm,AASHTO}$ [GPa]
C12/15	20,0	21,2	22,5	26,5
C16/20	24,0	23,2	24,7	27,1
C20/25	28,0	25,0	26,6	29,6
C25/30	33,0	27,2	28,9	31,2
C30/37	38,0	29,2	31,0	32,7
C35/45	43,0	31,0	33,0	34,1
C40/50	48,0	32,8	34,9	35,3
C45/55	53,0	34,5	36,6	36,5
C50/60	58,0	36,0	38,3	37,5
C55/67	63,0	37,6	39,9	38,7
C60/75	68,0	39,0	41,5	39,6
C70/85	78,0	41,8	44,4	41,5
C80/95	88,0	44,4	47,2	43,2
C90/105	98,0	46,9	49,8	44,7



Rysunek 27. Wartości modułu sprężystości betonu według normatywów amerykańskich

2.6.4. Pozostałe normy

Ten punkt stanowi krótkie podsumowanie sposobów określania modułu sprężystości opisanych w wybranych normatywach krajowych na całym świecie. Wszystkie wzory przedstawiono w formie przekształconej do jednostek układu SI oraz z wykorzystaniem oznaczeń używanych w Eurokodzie 2.

Norma australijska AS 3600 [156] podaje, że wartość modułu sprężystości powinna być wyznaczona zgodnie z podanymi wzorami lub na podstawie badań laboratoryjnych. Jako jedyna rozróżnia wartość modułu sprężystości dla przedziałów wytrzymałości na ściskanie:

$$E_{cm} = \rho_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f_{cm}} \quad [MPa] \quad \text{dla } f_{cm} \leq 40 \text{ MPa} \quad (12)$$

$$E_{cm} = \rho_c^{1,5} (0,024 \sqrt{f_{cm}} + 0,12) \quad [MPa] \quad \text{dla } f_{cm} > 40 \text{ MPa} \quad (13)$$

ρ_c [kg/m^3] – gęstość objętościowa betonu

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcząca betonu na ściskanie

Zawarta jest również informacja, iż korzystając z podanych wzorów należy uwzględnić fakt, że rzeczywista wartość może różnić się do 20% od wartości otrzymanej.

Kanadyjska norma CSA A23.3 [159] podaje, że moduł sprężystości betonu przyjmowany do obliczeń powinien być wyznaczony na podstawie badań laboratoryjnych betonu o podobnym składzie. Dodatkowo, jeśli wartość modułu sprężystości jest kluczowa, to powinna ona być zapisana w specyfikacji oraz umieszczona na rysunkach.

Metody wyznaczania modułu na podstawie projektowanej wytrzymałości są dopuszczone wyłącznie w zastępstwie, co wyraźnie sugeruje, że powinno się dążyć do uzyskania rzeczywistej wartości poprzez badania laboratoryjne. W przypadku braku wyników badań można wykorzystać jeden ze wzorów:

$$E_{cm} = (3\,300 \sqrt{f_{cm}} + 6\,900) \left(\frac{\rho_c}{2300}\right)^{1,5} \quad [MPa] \quad (14)$$

$$E_{cm} = 4\,500 \sqrt{f_{cm}} \quad [MPa] \quad \text{dla } f_{cm} \leq 40 \text{ MPa} \quad (15)$$

ρ_c [kg/m^3] – gęstość objętościowa betonu

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcząca betonu na ściskanie

Norma Japońskiego Stowarzyszenia Inżynierów Budownictwa (JSCE) [160] nie podaje wzorów do wyznaczania modułu sprężystości. Wartość modułu należy wyznaczyć na podstawie badań laboratoryjnych. Do użytku ogólnego podaje jedynie w formie tabelarycznej średnie wartości z badań przeprowadzonych na terenie całego kraju (tabela 11).

Tabela 11. Średnie wartości modułu sprężystości betonu przeprowadzonych na terenie Japonii

Średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm} [MPa]	18,0	24,0	30,0	40,0	50,0	60,0	70,0	80,0
Średni moduł sprężystości E_{cm} [GPa]	22,0	25,0	28,0	31,0	33,0	35,0	37,0	38,0

Komentarz do normy wyjaśnia, że rzeczywiste wartości modułu sprężystości różnią się znacznie od podanych w tabeli wartości średnich w zależności od rodzaju i jakości kruszywa oraz lokalnej geologii regionu, w którym zlokalizowana jest kopalnia.

Wartości średnie są dopuszczone do wykorzystania, gdyż wpływ wartości modułu sprężystości na bezpieczeństwo konstrukcji jest relatywnie niewielki. W przypadkach, kiedy wpływ ten jest istotny wskazane jest zastosowanie w obliczeniach wartości zmierzonej przy wykorzystaniu rzeczywistych materiałów.

Norma chińska GB 50010 [161] bardzo pobieżnie omawia temat odkształcalności betonu. Również nie podaje wzoru, ale w przeciwieństwie do normy japońskiej nie kładzie nacisku na badania, a wartość modułu sprężystości zaleca przyjąć z tabeli (tabela 12).

Tabela 12. Wartości modułu sprężystości betonu według GB 50010

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie f_{ck} [MPa]	20,1	23,4	26,8	29,6	32,4	35,5	38,5	41,5	44,5	47,4	50,2
Średni moduł sprężystości E_{cm} [GPa]	30,0	31,5	32,5	33,5	34,5	35,5	36,0	36,5	37,0	37,5	38,0

¹ – norma za charakterystyczną wartość uznaje wytrzymałość wyznaczoną na próbkach sześciennych

W sprawie badań jest adnotacja, że jeśli jest możliwość wykonania badań laboratoryjnych, to wartość modułu może zostać przyjęta na podstawie wyników tych badań. Nie ma jednak informacji o rozbieżnościach między wartościami modułów.

Indyjska norma IS 456 [163] podaje wzór, który bazuje na wytrzymałości betonu na ściskanie wyznaczonej na próbkach sześciennych:

$$E_{cm} = 5\,000 \sqrt{f_{ck,cube}} \quad [MPa] \quad (16)$$

$f_{ck,cube}$ [MPa] – charakterystyczna wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie

Podana jest jednak informacja, że rzeczywiste wartości modułu sprężystości mogą się różnić o 20% od wartości wyznaczonej z podanego wzoru.

Norma nowozelandzka NZS 3101 [168] jako priorytetowe wskazuje badania laboratoryjne betonu w warunkach środowiskowych, na jakie będzie narażona projektowana konstrukcja. W przypadku braku badań proponowany jest wzór bardzo podobny do wzoru (14) z normy australijskiej.

$$E_{cm} = 3\,320 \sqrt{f_{cm}} + 6\,900 \quad [MPa] \quad (17)$$

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Dodatkowo w przypadku konstrukcji, w których oddziaływania wywołane odkształceniem są decydujące zaleca się, aby moduł sprężystości betonu był nie mniejszy niż wartość dla wytrzymałości na ściskanie o 10 MPa większej, niż projektowana.

Norma projektowa z Republiki Południowej Afryki SANS 10100-1 [184] podaje, że o ile nie są dostępne dane lepszej jakości, to wartość modułu sprężystości może zostać przyjęta z tabeli (tabela 13). Dodana jest adnotacja, że dla niektórych kruszyw (niektóre piaskowce, wapienie i granity) wartości modułu sprężystości mogą być znacząco mniejsze niż podane w tabeli. Dla takich kruszyw zalecane jest wykonanie badań modułu sprężystości.

Tabela 13. Wartości modułu sprężystości betonu według SANS 10100-1

Wytrzymałość na ściskanie ¹ f_c [MPa]	20,0	25,0	30,0	40,0	50,0	60,0
Średni moduł sprężystości E_{cm} [GPa]	25,0	26,0	28,0	31,0	34,0	36,0

¹ - wytrzymałość wyznaczona na próbkach sześciennych

Dodatkowo norma zawiera załącznik dotyczący odształcalności betonu, w którym pierwszy rozdział w całości poświęcony jest modułowi sprężystości. Jest w nim informacja, że na moduł sprężystości betonu wpływają głównie właściwości kruszywa oraz w mniejszym stopniu stosunek kruszywa do zaczynu cementowego, warunki dojrzewania i typ cementu. Dla średnich wartości podanych w tabeli 13 podane są dodatkowo przedziały możliwych wartości rzeczywistych. Z drugiej strony, w kolejnym podpunkcie znajduje się informacja, że moduł sprężystości betonu z wykorzystaniem kruszyw z pewnych kopalni może znacznie wykroczyć poza podane zakresy. Brak jednak konkretnych danych na temat tych kopalni.

Podkreślone jest, że dokładność obliczeń odształceń i ugięć jest zależna od wiarygodnego oszacowania wartości modułu sprężystości. W konstrukcjach, w których ugięcia mają duże znaczenie zalecane są badania z wykorzystaniem kruszyw, które ma zostać użyte podczas budowy.

Podany jest również wzór, na podstawie którego określone zostały wartości z tabeli 13:

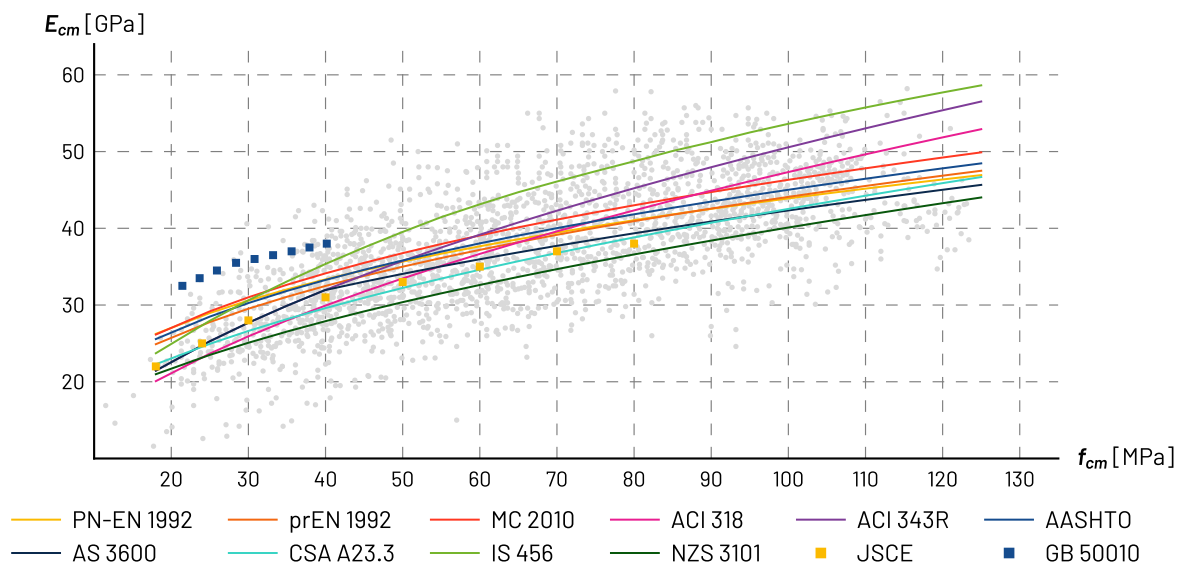
$$E_{cm} = K_0 + 0,2 f_{ck,cube} \quad [GPa] \quad (18)$$

K_0 - współczynnik ściśle związany z modułem sprężystości kruszywa, zalecana wartość wynosi 20 MPa

$f_{ck,cube}$ [MPa] - charakterystyczna wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie

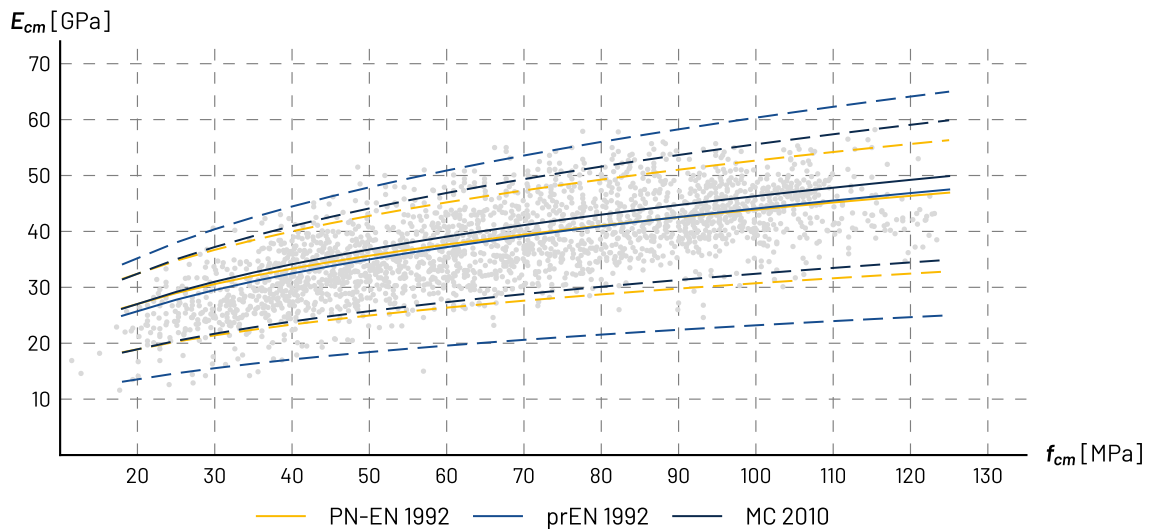
2.6.5. Porównanie normatywów

Na rysunku 28 przedstawiono wykresy modułu sprężystości betonu według wszystkich omawianych normatywów na tle wyników badań przedstawionych w literaturze. Wartości zostały obliczone przy założeniu gęstości objętościowej betonu 2400 kg/m³.



Rysunek 28. Wartości modułu sprężystości betonu według normatywów

Można zauważyć, że nawet bardzo szeroki zbiór wartości modułu sprężystości betonu według wszystkich normatywów nie obejmuje całego zakresu wyników badań laboratoryjnych. Co więcej, zbioru tych wyników nie zawierają w sobie nawet graniczne wartości według dokumentów europejskich, uwzględniających rodzaj kruszywa (rysunek 29). Należy jednak zaznaczyć, że poza ten zakres wykracza tylko kilkanaście z ponad dwóch tysięcy wyników.



Rysunek 29. Wartości modułu sprężystości betonu według normatywów europejskich

Niemniej w obliczeniach numerycznych przyjmuje się jedną wartość modułu sprężystości betonu. Najczęściej na etapie obliczeń nie jest znana receptura mieszanki betonowej, a czasem nawet wykonawca mostu, co uniemożliwia jakiegokolwiek bliskie oszacowanie odkształcalności betonu. Nie ma też możliwości bezpiecznego założenia najmniejszej wartości, jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, gdyż w kontekście modułu sprężystości więcej nie znaczy ani lepiej, ani bezpieczniej.

2.7. Modele matematyczne modułu sprężystości

Beton można określić jako materiał dwufazowy składający się z zaczynu cementowego oraz kruszywa. Składniki te poddane obciążeniu oddzielnie zachowują się w sposób liniowy (rysunek 7). Przyczyną krzywoliniowej zależności σ - ϵ w przypadku betonu jest obecność stref kontaktowych pomiędzy zaczynem cementowym i kruszywem oraz rozwój w tych obszarach mikropęknięć, które rozwijają się wraz ze wzrostem naprężeń [100].

Norma PN-EN 1992-1-1[181] podaje, iż moduł sprężystości betonu zależy od modułów sprężystości jego składników. Moduł sprężystości kruszywa jest na ogół większy niż moduł zaczynu cementowego, dlatego istotny wpływ na odkształcalność betonu ma również objętościowy stosunek tych składników w betonie [100]. Naukowcy próbowali na bazie tej wiedzy zbudować modele matematyczne do przewidywania wartości modułu sprężystości betonu:



Model Voigta [47-49,62]:

$$E_c = E_m g_m + E_a g_a \quad (19)$$



Model Reussa [47-49,62]:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{g_m}{E_m} + \frac{g_a}{E_a} \quad (20)$$

Model Bache'a i Neppera-Christensena [19]: $E_c = E_m^{g_m} + E_a^{g_a}$ (21)



Model Hirsha [52]:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{E_{c,Voigt}} + \frac{1}{E_{c,Reuss}} \right) \quad (22)$$



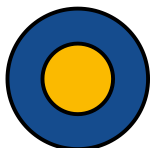
Model Popovicsa [115]:

$$E_c = \frac{1}{2} (E_{c,Voigt} + E_{c,Reuss}) \quad (23)$$



Model Counto [33]:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1 - \sqrt{g_a}}{E_m} + \left(\frac{1 - \sqrt{g_a}}{\sqrt{g_a}} E_m + E_a \right)^{-1} \quad (24)$$



Model Hashina [51]:

$$E_c = \frac{E_m + E_a + (E_a - E_m)g_a}{E_m + E_a - (E_a - E_m)g_a} E_m \quad (25)$$



kruszywo



zaczyn cementowy

E_m - moduł sprężystości zaczynu cementowego
 E_a - moduł sprężystości kruszywa
 g_m - ułamek objętościowy zaczynu cementowego
 g_a - ułamek objętościowy kruszywa

Co zaskakujące, pomimo dużych różnic w stopniu skomplikowania tych modeli, dają one praktycznie identyczne wyniki, co zostało zaprezentowane w pracy Baalbakiego i in. [17], a pokazane w tabeli 14.

Tabela 14. Porównanie rezultatów modeli matematycznych z wynikami badań laboratoryjnych [17]

Oznaczenie betonu		L1	L2	S1	S2	G1	Q1	Q2
Moduł sprężystości zaczynu	E_m	35	35	35	35	35	35	35
Moduł sprężystości kruszywa	E_a	59	47	29	40	49	44	32
Moduł sprężystości betonu	E_c	40	40	24	31	40	42	41
Model Voigta	$E_{c,Voigt}$	44	40	33	37	40	39	34
Model Reussa	$E_{c,Reuss}$	42	39	32	37	39	38	34
Model Bache'a i Neppera-Christensena	$E_{c,Bache}$	43	39	33	37	40	38	34
Model Hirsha	$E_{c,Hirsh}$	43	39	32	37	39	38	34
Model Popovicsa	$E_{c,Popovics}$	43	40	33	37	40	39	34
Model Counto	$E_{c,Counto}$	43	39	33	37	40	38	34
Model Hashina	$E_{c,Hashin}$	43	39	33	37	40	38	34
Średni błąd modeli		+7%	-2%	+37%	+19%	0%	-9%	-17%

Różnice między wartościami modułu przewidzianymi na podstawie modeli, a wynikami badań laboratoryjnych wynoszą od -17% do +37%. Szczególnie widać to w przypadku betonów S1 i Q2, gdzie przy bardzo podobnych modułach kruszyw w badaniach laboratoryjnych otrzymano diametralnie różne moduły betonów. Można z tego wywnioskować, że moduł sprężystości betonu nie zależy wyłącznie od odkształcalności składników. Dlatego dwufazowe modele matematyczne niestety nie mogą mieć zastosowania w szacowaniu modułu sprężystości betonu.

2.8. Moduł sprężystości w literaturze

Znaczący wpływ kruszywa na odkształcalność betonu spowodował, że badacze próbowali wyprowadzić wzory na wartość modułu sprężystości uwzględniające właściwości mechaniczne skał, z których są one pozyskiwane. Pierwszym jest wzór zaproponowany przez Teychenné'a i in. [136] oraz Parrotta [108]. Został on później wykorzystany z uproszczeniami w normie brytyjskiej BS 8110 [158] i południowoafrykańskiej SANS 10100-1 [184]. Był też modyfikowany przez innych naukowców. Uwzględnia on właściwości mechaniczne skał, z których pozyskiwane jest kruszywo:

$$E_{cm} = C_0 + A f_{ck,cube} \quad [GPa] \quad (26)$$

C_0 [GPa] – współczynnik ściśle związany z modułem sprężystości kruszywa, określane również jako K_0

A – współczynnik zależny od rodzaju kruszywa, określane również jako α

$f_{ck,cube}$ [MPa] – charakterystyczna wytrzymałość kostkowa betonu na ściskanie

Wartości współczynnika C_0 dla kruszyw brytyjskich można znaleźć w pracy Teychenné'a i in. [136]. Podane są one z założeniem, że wartość współczynnika A jest stała i wynosi 0,2 (tabela 15).

Tabela 15. Wartości współczynnika C_0 dla kruszyw brytyjskich

Rodzaj kruszywa	Wartość średnia $C_{0, sr}$ [GPa]	Wartość minimalna $C_{0, min}$ [GPa]	Wartość maksymalna $C_{0, max}$ [GPa]
Granit	19,6	12,6	27,2
Wapień	21,8	12,8	27,6
Bazalt	21,0	18,9	24,1
Żwir	20,2	8,5	33,8
Porfir	21,8	21,1	22,5
Piaskowiec	9,6	5,7	17,0
Kwarcyt	20,0	17,0	28,5
Diabaz	18,7	13,7	21,1

W podanych wartościach współczynników zastanawiające są stosunkowo niewielkie różnice pomiędzy kruszywami. Szczególnie w przypadku bazaltu i granitu, dla których moduł sprężystości betonu przyjmuje skrajnie różne wartości.

Na podstawie badań Bennetta i Khilijego [21] oraz Kordiny [72] wyprowadzono zależność współczynnika C_0 od modułu sprężystości skały, z której pozyskiwane jest kruszywo:

$$C_0 = 0,38 E_a \quad [GPa] \quad (27)$$

E_a [GPa] – moduł sprężystości skały, z której pozyskane zostało kruszywo

Natomiast w pracach Alexandra i Davisa [6–8] przedstawione zostały wartości współczynników K_0 i α dla kruszyw wydobywanych na terenie Republiki Południowej Afryki (tabela 16).

Tabela 16. Wartości współczynników K_0 i α dla kruszyw południowoafrykańskich

Rodzaj kruszywa	Oznaczenie kopalni	Współczynnik K_0 [GPa]	Współczynnik α [-]
Andezyt	E	29	0,20
	V	24	0,35
Diabaz	NC	18	0,30
	NG	22	0,40
	LB	20	0,40
Dolomit	O	24	0,45
	S	25	0,45
Felzyt	Z	23	0,30
	M	18	0,35
Granit	J	20	0,20
	RH	21	0,25
	RO	15	0,30
Kwarcyt	C	19	0,30
	F	17	0,40
	MB	23	0,25
	VI	22	0,20
	B	14	0,30
	D	19	0,25

Przedstawione wartości współczynników pokazują, że wartości modułów sprężystości betonu w zależności od rodzaju kruszywa mogą różnić się nawet do 70%.

W późniejszej pracy Alexandra i Milne'a [9] przedstawione są wartości współczynników z uwzględnieniem składu cementu (tabela 17).

Tabela 17. Wartości współczynników K_0 i α z uwzględnieniem składu cementu

Rodzaj kruszywa	Skład cementu	Współczynnik K_0 [GPa]	Współczynnik α [-]
Granit	100% CP	12	0,30
	50% CP / 50% S	12	0,25
	70% CP / 30% V	14	0,25
	93% CP / 7% D	23	0,20
Dolomit	100% CP	27	0,45
	50% CP / 50% S	19	0,55
	70% CP / 30% V	22	0,45
	93% CP / 7% D	33	0,40
Andezyt	100% CP	34	0,20
	50% CP / 50% S	26	0,30
	70% CP / 30% V	28	0,20
	93% CP / 7% D	39	0,15
Kwarcyt	100% CP	24	0,15
	50% CP / 50% S	19	0,20
	70% CP / 30% V	18	0,25
	93% CP / 7% D	27	0,15

CP – cement portlandzki
 S – granulowany żużel wielkopiecowy
 V – popiół lotny
 D – pył krzemionkowy

Skład cementu wpływa na wartość modułu sprężystości, a co za tym idzie, również na wyznaczone wstecznie wartości współczynników K_0 i α . Ponieważ współczynniki te w założeniu miały być zależne od rodzaju kruszywa i jego odkształcalności, to chcąc uwzględnić skład cementu należałoby wprowadzić dodatkowy współczynnik. Można jednak pogrupować betony na dwie grupy, które mają bardzo zbliżone wartości współczynników: cement portlandzki i cement z dodatkiem pyłu krzemionkowego oraz cement z dodatkiem granulowanego żużla wielkopiecowego i cement z dodatkiem popiołu lotnego. Podział taki nie jest jednak właściwy dla betonów zawierających kruszywo granitowe.

Baalbaki i in., Arioglu oraz Aitcin w swoich pracach zaproponowali obliczanie współczynnika C_0 na podstawie modułu sprężystości skały modyfikując wzór (27) oraz przyjęcie współczynnika A jako wartości stałej wynoszącej 0,2:

$$\text{Baalbaki i in. [18] i Arioglu [13]:} \quad C_0 = 0,7075 E_a^{0,838} \quad [GPa] \quad (28)$$

$$\text{Baalbaki [16] i Aitcin [2]:} \quad C_0 = -52 + 41,6 \log E_a \quad [GPa] \quad (29)$$

$E_a [GPa]$ – moduł sprężystości skały, z której pozyskane zostało kruszywo

Z uwagi na trudność pozyskania danych o module sprężystości skał, Yilmaz i in. [145] wyprowadzili wzór do wyznaczania modułu sprężystości skały na podstawie jej wytrzymałości na ściskanie, badając przy tym aż 467 próbek:

$$E_a = 0,41 \sigma_a^{0,93} \quad [GPa] \quad (30)$$

$\sigma_a [MPa]$ – wytrzymałość na ściskanie skały, z której pozyskane zostało kruszywo

W pracach Piasty i in. [111,114] przedstawiono badania skał pozyskanych z kopalni kruszyw na terenie Polski oraz betonów z wykorzystaniem tychże kruszyw. Tabele 18 i 19 zawierają porównanie wyników tych badań z wartościami wyznaczonymi na podstawie powyższych wzorów.

Tabela 18. Porównanie wyników obliczeń z wynikami badań laboratoryjnych

Rodzaj kruszywa	Wytrzymałość na ściskanie skały $\sigma_a [MPa]$	Moduł sprężystości skały - laboratorium $E_a [GPa]$	Moduł sprężystości skały - wzór (30) $E_a [GPa]$
Bazalt	215,8	100,8	60,7 (-40%)
Granit	106,8	28,0	31,6 (+13%)
Dolomit	103,1	74,2	30,6 (-59%)
Kwarcyt	110,9	63,8	32,7 (-49%)

Wyniki uzyskane dla polskich kruszyw wyraźnie wskazują, że przyjęcie prawie liniowej zależności modułu sprężystości skały od jej wytrzymałości na ściskanie jest błędne. Wzór (30) w polskich realiach nie ma więc zastosowania.

Tabela 19. Porównanie wyników obliczeń z wynikami badań laboratoryjnych

Rodzaj kruszywa	Wytrzymałość na ściskanie betonu $f_{ck,cube}$ [MPa]	Moduł sprężystości betonu - laboratorium E_{cm} [GPa]	Moduł sprężystości betonu - wzory E_{cm} [GPa]		
			(26) (27)	(26) (28)	(26) (29)
Bazalt	34,5	30,9	45,2 (+46%)	40,7 (+32%)	38,2 (+24%)
	47,5	34,8	47,8 (+37%)	43,3 (+24%)	40,8 (+17%)
	61,2	42,9	50,5 (+18%)	46,0 (+7%)	43,6 (+2%)
	93,2	47,1	56,9 (+21%)	52,4 (+11%)	50,0 (+6%)
Granit	28,7	24,0	16,4 (-32%)	17,3 (-28%)	13,9 (-42%)
	36,9	25,0	18,0 (-28%)	18,9 (-24%)	15,6 (-38%)
	54,3	29,0	21,5 (-26%)	22,4 (-23%)	19,1 (-34%)
	78,3	33,2	26,3 (-21%)	27,2 (-18%)	23,9 (-28%)
Dolomit	36,1	33,9	35,4 (+4%)	33,3 (-2%)	33,0 (-3%)
	44,9	35,3	37,2 (+5%)	35,1 (-1%)	34,8 (-1%)
	60,3	40,8	40,3 (-1%)	38,2 (-6%)	37,9 (-7%)
	89,0	48,5	46,0 (-5%)	43,9 (-9%)	43,6 (-10%)
Kwarcyt	36,3	26,3	31,5 (+20%)	30,3 (+15%)	30,3 (+15%)
	46,4	28,7	33,5 (+17%)	32,3 (+13%)	32,4 (+13%)
	65,0	32,1	37,2 (+16%)	36,0 (+12%)	36,1 (+12%)
	103,6	39,9	45,0 (+13%)	43,7 (+10%)	43,8 (+10%)

Wzory te wyraźnie przeszacowują i tak wysoki modułu sprężystości betonu na kruszywie bazaltowym oraz zaniżają i tak niską wartość dla kruszywa granitowego. Akceptowalną dokładność uzyskano jedynie dla kruszywa dolomitowych.

Gutierrez i Canovas [44] zaproponowali wzór bazujący na zależności przedstawionej przez fib w Model Code 1990 [165]:

$$E_{cm} = 8,48 \alpha_{\beta} \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [GPa] \quad (31)$$

f_{cm} [MPa] - średnia wytrzymałość walcząca betonu na ściskanie

α_{β} [-] - współczynnik zależny od zastosowanego kruszywa

Podkreślone jest tam, że rodzaj kruszywa ma kluczowe znaczenie. Beton o wytrzymałości 100 MPa z zastosowaniem diabazu jako kruszywa miał moduł sprężystości 58 GPa, natomiast beton o tej samej wytrzymałości, ale z zastosowaniem piaskowca – jedynie 23 GPa. Wartości współczynnika α_β określone na podstawie badań laboratoryjnych przedstawione są w tabeli 20.

Tabela 20. Wartości współczynnika α_β dla kruszyw

Rodzaj kruszywa	Wartość minimalna	Wartość maksymalna	Wartość proponowana	Wartość Model Code 1990
Kwarcyt	1,15	1,50	1,15	1,00
Piaskowiec	0,50	1,00	0,60	0,70
Wapień	0,75	1,50	0,90	0,90
Bazalt	1,15	1,50	1,20	1,20
Andezyt				
Dacyt	0,75	1,15	0,90	-
Ryolit	0,95	1,30	1,10	-
Granit				
Sjenit				
Diabaz	1,25	1,60	1,50	-

Zauważalny jest spory rozrzut wartości współczynnika α_β nawet dla jednego rodzaju kruszywa, zwłaszcza dla wapienia. Zastosowanie współczynnika zwiększającego dla granitu i skał jemu podobnych nie jest zgodne z doświadczeniami polskich badaczy [76,87,111,112,114,122], w których betony z wykorzystaniem tego kruszywa wykazywały się niskimi modułami sprężystości.

Alternatywnie, zaproponowany został wzór na wartość współczynnika α_β uzależniający ją od modułu sprężystości skały, z której pozyskane zostało kruszywo:

$$\alpha_\beta = 0,1485 \sqrt{E_a} \quad [GPa] \quad (32)$$

E_a [GPa] – moduł sprężystości skały, z której pozyskane zostało kruszywo

Istotnym problemem we wzorach wykorzystujących właściwości mechaniczne skał jest uzyskanie wiarygodnych danych. Bardzo rzadko takie dane są dostępne, a jeśli już, to zwykle podany jest bardzo duży przedział możliwych wartości [200]. Innym podejściem jest uniezależnienie się od takich niepewnych danych i modyfikacja wartości modułu sprężystości betonu przez współczynnik zależny wyłącznie od rodzaju kruszywa.

Rüsch i in. [118] zaproponowali wzór na bazie zależności przedstawionej w normie ACI 434R [153]:

$$E_{cm} = 0,0043 \beta_a \rho_c \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [GPa] \quad (33)$$

β_a [-] – współczynnik zależny od zastosowanego kruszywa

ρ_c [kg/m³] – gęstość objętościowa betonu

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Wartości współczynnika β_a podane w tabeli 21 podane są w pracy jako wartości przybliżone, określone na skończonym zbiorze danych eksperymentalnych i mogą nie być wystarczająco dokładne.

Tabela 21. Wartości współczynnika β_a dla kruszyw

Rodzaj kruszywa	β_a
Bazalt	1,10
Gęsty wapień	1,10
Kwarcyt	1,00
Granit	0,90
Wapień	0,90
Piaskowiec	0,70

Irvani [59] zaproponował współczynnik C_{ca} modyfikujący wartość modułu sprężystości określoną na podstawie wzoru przedstawionego w ACI 318 [152]:

$$E_{cm} = 4,7 C_{ca} \sqrt{f_{cm}} \quad [GPa] \quad (34)$$

C_{ca} [-] – współczynnik empiryczny zależny od zastosowanego kruszywa

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

Wartości współczynnika C_{ca} przedstawione w tabeli 22 zostały określone na podstawie dostępnych w literaturze danych doświadczalnych.

Tabela 22. Wartości współczynnika C_{ca} dla kruszyw

Rodzaj kruszywa	C_{ca}	Współczynnik zmienności
Żwir	0,71	0,066
Żwir (piaskowiec)	0,76	- ¹
Wapień	0,92	0,093
Dolomit	0,92	0,087
Kwarcyt	0,97	0,055
Granit	0,82	0,072
Diabaz	0,90	0,119 ¹
Piaskowiec	0,61	0,143 ¹

¹ – niska dokładność z uwagi na ograniczoną liczbę wyników badań

Rizkalla i in. [117] przedstawili wzór:

$$E_{cm} = 0,000035 K_1 \rho_c^{2,5} \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [MPa] \quad (35)$$

K_1 [-] – współczynnik zależny od źródła kruszywa

ρ_c [kg/m³] – gęstość objętościowa betonu

f_{cm} [MPa] – średnia wytrzymałość walцова betonu na ściskanie

Nie ma jednak podanych proponowanych wartości współczynnika K_1 , a jedynie informacja, że ma on być wyznaczony na podstawie badań laboratoryjnych i zatwierdzony przez właściwy organ.

Aslani i Nejadi [15] zauważyli, że większość wzorów wyznaczających moduł sprężystości ma postać:

$$E_{cm} = K_1 f_{cm}^{K_2} \quad [MPa] \quad (36)$$

K_1, K_2 [-] - współczynniki

f_{cm} [MPa] - średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Brak jest jednak wytłumaczenia czy i od czego zależą poszczególne współczynniki. Podane są jedynie wartości wyznaczone wstecznie na podstawie przedstawionych w pracy wyników badań laboratoryjnych. Wartości te ($K_1 = 4\,835$ i $K_2 = 0,49$) są praktycznie odtworzeniem wzoru z normy ACI 318 [152] ($K_1 = 4\,733$ i $K_2 = 0,50$).

Część badaczy w proponowanych przez siebie wzorach uwzględnia skład mieszanki betonowej wprowadzając współczynniki zależne nie tylko od rodzaju zastosowanego kruszywa, ale również ilości i rodzaju zastosowanych dodatków. Na przykład Noguchi i in. [102,103] proponują uwzględnienie dodatku zastępującego częściowo cement:

$$E_{cm} = k_1 k_2 33,5 \left(\frac{\rho_c}{2400}\right)^2 \left(\frac{f_{cm}}{60}\right)^{1/3} \quad [GPa] \quad (37)$$

k_1 [-] - współczynnik zależny od rodzaju kruszywa

k_2 [-] - współczynnik zależny od rodzaju dodatku zastępującego częściowo cement

ρ_c [kg/m^3] - gęstość objętościowa betonu

f_{cm} [MPa] - średnia wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie

Aby zwiększyć użyteczność tego wzoru, autorzy zdecydowali o podzieleniu kruszyw na trzy grupy o jednakowych współczynnikach k_1 (tabela 23). Drugim uproszczeniem jest pominięcie wpływu ilości dodatku na moduł sprężystości betonu i uzależnienie wartości współczynnika k_2 jedynie od rodzaju zastosowanego dodatku (tabela 24).

Tabela 23. Wartości współczynnika k_1 dla kruszyw

Rodzaj kruszywa	k_1
Wapień	1,20
Boksyt kalcynowany	
Żwir	1,00
Szarogłaz	
Kwarcyt	0,95
Andezyt	
Bazalt	
Filit	

Dla kruszyw nieujętych w powyższej tabeli autorzy zalecają przyjmować wartość współczynnika k_1 równą 1,0. Zaskakujące jest jedynie przypisanie współczynnika zmniejszającego bazaltowi. Jest to bowiem kruszywo, którego zastosowanie skutkuje wysokim modułem sprężystości (tabela 1).

Tabela 24. Wartości współczynnika k_2 dla dodatków

Rodzaj kruszywa	k_2
Popiół lotny	1,10
Pył krzemionkowy	0,95
Żużel wielkopiecowy	
Pył z popiołu lotnego	

Dla innych, nieuwjętych w powyższej tabeli dodatków, wartość współczynnika k_2 powinna być równa 1,0.

Najbardziej skomplikowany wzór biorący pod uwagę najwięcej czynników został zaproponowany przez Mostofinejada i Nozhatiego [98]. Uwzględnia on moduł sprężystości zastosowanego kruszywa, wiek betonu, stosunek w/c oraz procentową zawartość pyłu krzemionkowego w cemencie:

$$E_{cm} = \frac{8 E_a^{0,3} t^{0,053} (1 + pk/c)^{0,28}}{(w/c)^{0,18}} \quad [GPa] \quad (38)$$

E_a [GPa] – moduł sprężystości skały, z której pozyskane zostało kruszywo

t [dni] – wiek betonu

w/c [–] – współczynnik wodno-cementowy

pk/c [–] – procentowa zawartość pyłu krzemionkowego w cemencie

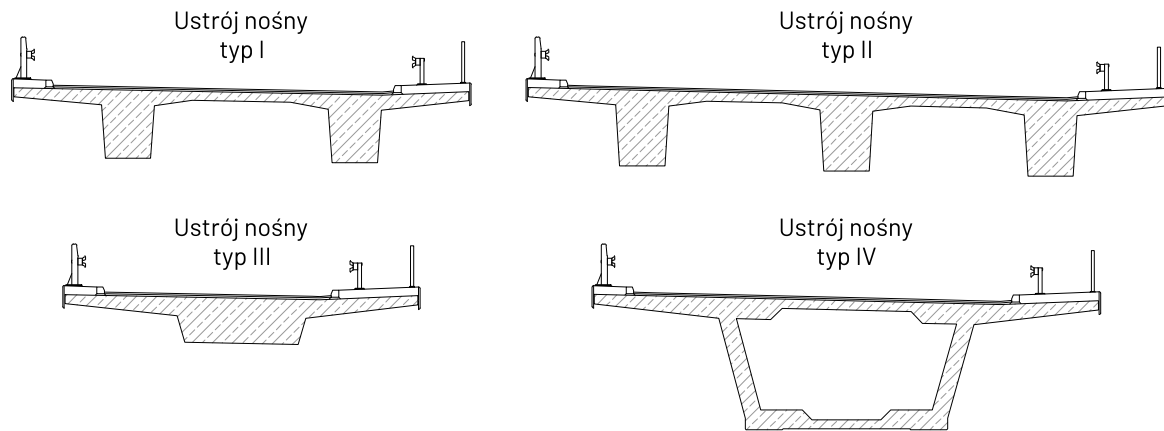
Autorzy, będąc świadomi trudności w pozyskaniu danych dotyczących modułu sprężystości skał proponują, aby w przypadku braku znajomości tej wartości przyjmować składnik $8E_a^{0,3}$ równy 26,8, co odpowiada modułowi sprężystości skały równemu 56,3 GPa.

2.9. Badania odbiorcze obiektów mostowych

Jednym z kluczowych badań wśród badań odbiorczych obiektów mostowych po zakończeniu procesu budowy jest badanie pod próbnym obciążeniem statycznym. Podczas badania mierzone są ugięcia dźwigarów głównych konstrukcji nośnej obiektu spowodowane wpływem pojazdów obciążających o znanej masie i ustawieniu na pomoście. Wyniki pomiarów stanowią obraz rzeczywistej odpowiedzi konstrukcji na działające obciążenie. Stanowią one ocenę poprawności wykonania obiektu mostowego oraz weryfikację modelu numerycznego, który był wykorzystany w procesie projektowania [85]. W przypadku sprężonych obiektów betonowych często występują istotne rozbieżności pomiędzy ugięciami zmierzonymi, a przewidywanymi na podstawie analiz numerycznych [24,28,76,85–87,91,92,101,132,134,146]. Zazwyczaj stosunek ugięć zmierzonych do teoretycznych jest wyraźnie mniejszy od jedności, co Su [132] mylnie interpretuje jako zapas nośności. W istocie różnice te są wynikiem ułomności modelu numerycznego, a w szczególności zastosowanego w nim modelu materiału [85,91], co głównie dotyczy mostów betonowych. Dlatego część badaczy [10,11,76,85,88] wskazuje, że próbne obciążenia są jednym ze sposobów na wyznaczenie rzeczywistej odkształcalności betonu.

W tabeli 25 przedstawione zostało zestawienie badań pod próbnym obciążeniem statycznym wybranych obiektów kablobetonowych różnego typu (rysunek 30). We wszystkich tych obiektach znana jest receptura mieszanki betonowej wykorzystanej do budowy ustroju nośnego. Dane pochodzą z archiwum Zespołu Badań Terenowych Politechniki Śląskiej [188]. ID to czterocyfrowy identyfikator kontraktu, w którym pierwsze dwie cyfry oznaczają rok wykonania badań. Wynik podany w ostatniej kolumnie to stosunek ugięć sprężystych u_s , zmierzonych w czasie badań do ugięć teoretycznych u_t otrzymanych z modeli

numerycznych. Właściwości materiału w modelu odpowiadają założeniom przyjętym przez projektanta zgodnie z polską normą PN-S-10042 [181]. Graficzne porównanie wyników zostało zaprezentowane na wykresie 31. Poszczególnymi kolorami rozróżniono obiekty budowane w ramach osobnych kontraktów.



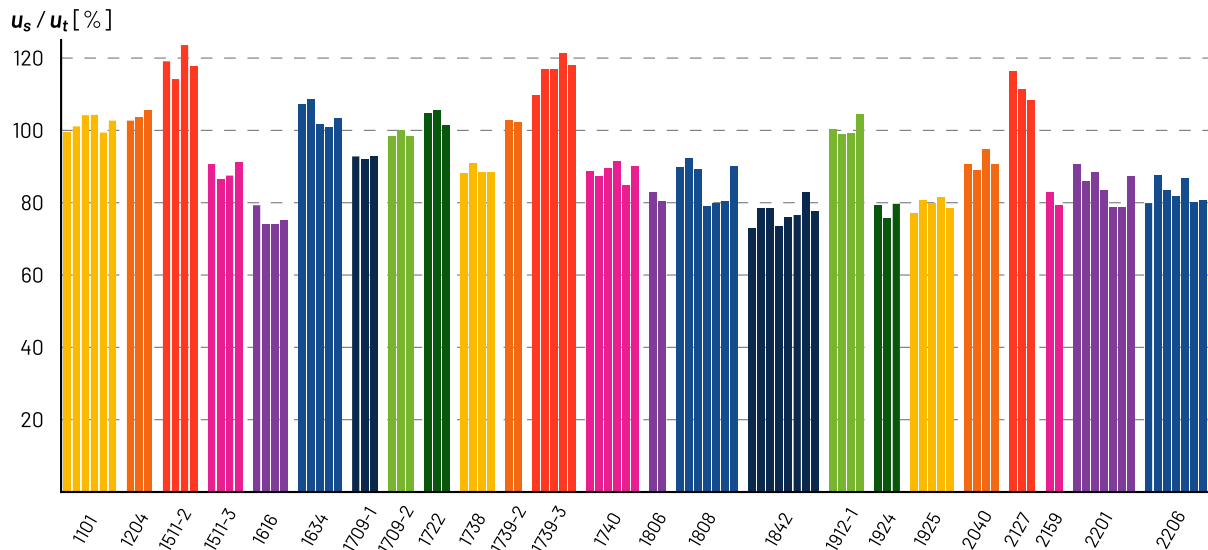
Rysunek 30. Typy obiektów kablobetonowych poddanych badaniom pod próbnym obciążeniem

Tabela 25. Wyniki próbnych obciążeń [188]

ID	Obiekt	Ustrój nośny	Klasa betonu	Kruszywo	u_s / u_t	ID	Obiekt	Ustrój nośny	Klasa betonu	Kruszywo	u_s / u_t
1101	E-1 S1	typ IV $L_t=28,0$ m	C40/50	granit Siedlimowice	99,3%	1806	E-1 S1	typ IV $L_t=37,7$ m	C50/60	dolomit Jaroszewiec	82,8%
1101	E-1 S2	typ IV $L_t=32,0$ m	C40/50	granit Siedlimowice	101,1%	1806	E-1 S2	typ IV $L_t=50,0$ m	C50/60	dolomit Jaroszewiec	80,4%
1101	E-1 S3	typ IV $L_t=40,0$ m	C40/50	granit Siedlimowice	104,2%	1808	OB-18 S2	typ I $L_t=55,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	89,8%
1101	E-2 S1	typ IV $L_t=40,0$ m	C40/50	granit Siedlimowice	104,3%	1808	OB-18 S3	typ I $L_t=45,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	92,1%
1101	E-2 S2	typ IV $L_t=32,0$ m	C40/50	granit Siedlimowice	99,4%	1808	OB-18 S8	typ I $L_t=30,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	89,3%
1101	E-2 S3	typ IV $L_t=40,0$ m	C40/50	granit Siedlimowice	102,7%	1808	OB-22 S2	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	78,9%
1204	E-1 S2	typ IV $L_t=47,0$ m	C50/60	granit Gołaszycze	102,7%	1808	OB-22 S2	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	79,9%
1204	E-1 S3	typ IV $L_t=45,0$ m	C50/60	granit Gołaszycze	103,5%	1808	OB-22 S3	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	80,3%
1204	E-1 S4	typ IV $L_t=46,0$ m	C50/60	granit Gołaszycze	105,5%	1808	OB-25a	typ I $L_t=40,0$ m	C50/60	wapień Trzuskawica	90,1%
1511-2	WD-265	typ I $L_t=23,0$ m	C35/45	granit Rogoźnica II	119,1%	1842	MGP-01	typ I $L_t=22,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	72,8%
1511-2	WD-266	typ I $L_t=37,5$ m	C40/50	granit Rogoźnica II	114,2%	1842	WGP-02	typ I $L_t=44,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	78,4%
1511-2	WD-267	typ I $L_t=37,5$ m	C40/50	granit Rogoźnica II	123,6%	1842	WGP-03	typ I $L_t=35,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	78,5%
1511-2	WD-269	typ II $L_t=31,0$ m	C35/45	granit Rogoźnica II	117,8%	1842	WD-04	typ II $L_t=39,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	73,3%
1511-3	WD-246	typ I $L_t=26,0$ m	C35/45	granit Strzelin	90,7%	1842	WGP-06a	typ I $L_t=35,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	75,9%
1511-3	WD-247	typ I $L_t=28,0$ m	C35/45	granit Strzelin	86,5%	1842	WGP-07	typ I $L_t=35,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	76,6%
1511-3	WD-249	typ I $L_t=30,0$ m	C35/45	granit Strzelin	87,5%	1842	WGP-08	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	bazalt Gracze	82,7%
1511-3	WD-255	typ II $L_t=27,0$ m	C35/45	granit Strzelin	91,1%	1842	WD-11	typ II $L_t=44,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	77,6%
1616	OB-7	typ I $L_t=29,3$ m	C35/45	amfibolit Ogorzelec	79,3%	1912	WD-22	typ I $L_t=20,0$ m	C40/50	granit Rogoźnica II	100,2%
1616	WD-3	typ I $L_t=23,0$ m	C35/45	amfibolit Ogorzelec	74,0%	1912	WD-27	typ I $L_t=22,5$ m	C35/45	granit Rogoźnica II	98,8%
1616	WD-13	typ I $L_t=23,0$ m	C35/45	amfibolit Ogorzelec	74,0%	1912	ES-29	typ I $L_t=34,0$ m	C40/50	granit Rogoźnica II	99,2%
1616	WD-16	typ I $L_t=23,0$ m	C35/45	amfibolit Ogorzelec	75,0%	1912	ES-29a	typ I $L_t=34,0$ m	C40/50	granit Rogoźnica II	104,5%

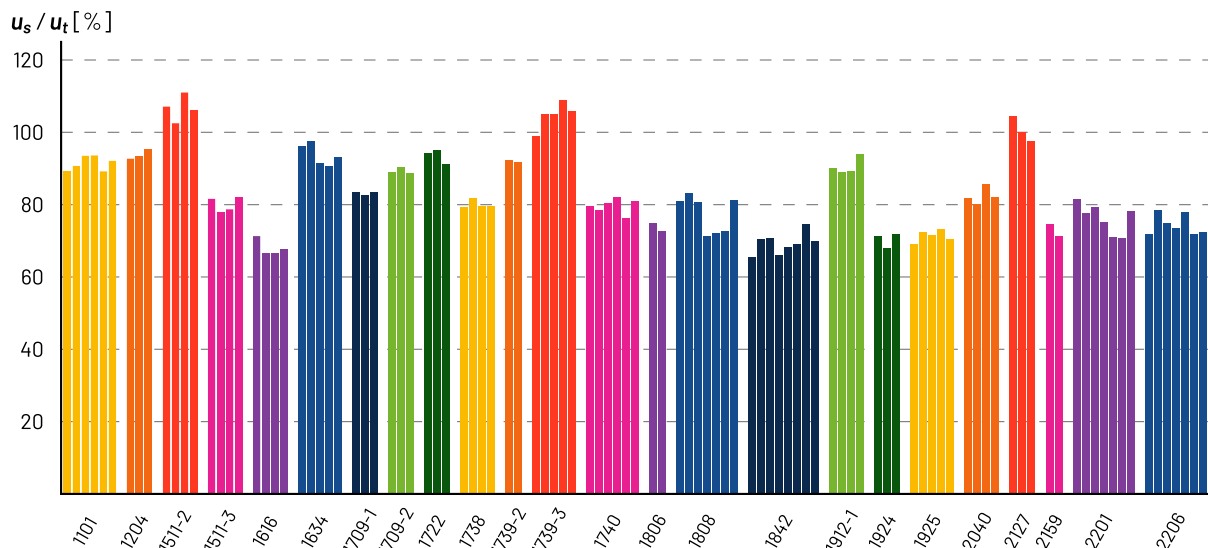
ID	Obiekt	Ustrój nośny	Klasa betonu	Kruszywo	u_s / u_t
1634	WD-1	typ I $L_t=27,0$ m	C40/50	granit Górka Sobocka	107,1%
1634	WD-2	typ I $L_t=27,0$ m	C40/50	granit Górka Sobocka	108,6%
1634	MS-3	typ II $L_t=26,0$ m	C35/45	granit Górka Sobocka	101,6%
1634	WD-4	typ I $L_t=27,0$ m	C40/50	granit Górka Sobocka	100,9%
1634	WD-7	typ I $L_t=27,0$ m	C45/55	granit Górka Sobocka	103,4%
1709-1	WG-1A	typ I $L_t=27,0$ m	C40/50	amfibolit Pilawa Górna	92,8%
1709-1	WG-1B	typ I $L_t=25,0$ m	C40/50	amfibolit Pilawa Górna	91,9%
1709-1	WD-3	typ I $L_t=32,0$ m	C40/50	amfibolit Pilawa Górna	92,8%
1709-2	MG-4 S2	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	bazalt Gracze	98,4%
1709-2	MG-4 S3	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	bazalt Gracze	100,1%
1709-2	MG-4 S4	typ IV $L_t=44,0$ m	C50/60	bazalt Gracze	98,3%
1722	WD-4	typ II $L_t=23,8$ m	C35/45	granit Rogoźnica II	104,6%
1722	WD-8	typ I $L_t=29,0$ m	C35/45	granit Rogoźnica II	105,6%
1722	WD-9	typ I $L_t=22,6$ m	C35/45	granit Rogoźnica II	101,4%
1738	WD-17	typ I $L_t=30,6$ m	C35/45	granit Rogoźnica	88,0%
1738	WD-21	typ I $L_t=28,6$ m	C35/45	granit Rogoźnica	90,8%
1738	WD-28	typ I $L_t=28,0$ m	C35/45	granit Rogoźnica	88,4%
1738	WD-29	typ I $L_t=26,7$ m	C35/45	granit Rogoźnica	88,3%
1739-2	WD-394	typ II $L_t=42,0$ m	C40/50	granit Strzelin	102,8%
1739-2	WD-399a	typ I $L_t=38,0$ m	C40/50	granit Strzelin	102,2%
1739-3	ES-403	typ II $L_t=50,0$ m	C50/60	granit Strzelin	109,7%
1739-3	WD-409	typ I $L_t=26,0$ m	C40/50	granit Strzelin	116,9%
1739-3	WD-410	typ I $L_t=26,2$ m	C40/50	granit Strzelin	116,9%
1739-3	WD-412	typ III $L_t=27,5$ m	C40/50	granit Strzelin	121,4%
1739-3	WD-414	typ I $L_t=27,6$ m	C40/50	granit Strzelin	117,9%
1740	WSJ-8	typ I $L_t=38,0$ m	C40/50	bazalt Gracze	88,7%
1740	WD-10	typ I $L_t=23,6$ m	C40/50	bazalt Gracze	87,2%
1740	WD-11	typ I $L_t=22,5$ m	C40/50	bazalt Gracze	89,4%
1740	WD-14	typ I $L_t=23,5$ m	C40/50	bazalt Gracze	91,5%
1740	WS-15	typ I $L_t=31,0$ m	C40/50	bazalt Gracze	84,9%
1740	MS-16	typ I $L_t=30,0$ m	C40/50	bazalt Gracze	90,1%

ID	Obiekt	Ustrój nośny	Klasa betonu	Kruszywo	u_s / u_t
1924	MD-2	typ II $L_t=32,0$ m	C35/45	dolomit Piskrzyn	79,3%
1924	WD-4	typ I $L_t=31,4$ m	C40/50	dolomit Piskrzyn	75,6%
1924	MD-6	typ II $L_t=28,0$ m	C35/45	dolomit Piskrzyn	79,7%
1925	E-1	typ I $L_t=32,5$ m	C40/50	bazalt Lubień	77,0%
1925	E-2	typ I $L_t=33,4$ m	C40/50	bazalt Lubień	80,5%
1925	E-3	typ I $L_t=31,7$ m	C40/50	bazalt Lubień	79,8%
1925	W-1	typ III $L_t=21,1$ m	C40/50	bazalt Lubień	81,5%
1925	W-2	typ III $L_t=28,0$ m	C40/50	bazalt Lubień	78,5%
2040	E-1 S1	typ IV $L_t=47,0$ m	C50/60	porfir Maluzina	90,5%
2040	E-1 S2	typ IV $L_t=75,0$ m	C50/60	porfir Maluzina	88,8%
2040	E-1 S3	typ IV $L_t=130,0$ m	C50/60	porfir Maluzina	94,7%
2040	E-1 S4	typ IV $L_t=75,0$ m	C50/60	porfir Maluzina	90,7%
2127	MG-1 S2	typ I $L_t=42,0$ m	C40/50	granit Strzelin	116,3%
2127	MG-1 S6	typ I $L_t=50,0$ m	C40/50	granit Strzelin	111,3%
2127	WG-4	typ I $L_t=34,0$ m	C35/45	granit Strzelin	108,3%
2159	MD-1	typ I $L_t=36,0$ m	C35/45	bazalt Gracze	82,9%
2159	MD-18	typ I $L_t=33,4$ m	C35/45	bazalt Gracze	79,2%
2201	WD-1	typ I $L_t=27,5$ m	C40/50	bazalt Rutki-Ligota	90,7%
2201	WS-5	typ II $L_t=62,0$ m	C50/60	bazalt Rutki-Ligota	85,9%
2201	WD-7	typ I $L_t=24,5$ m	C40/50	bazalt Rutki-Ligota	88,3%
2201	WD-9	typ I $L_t=20,5$ m	C35/45	bazalt Rutki-Ligota	83,4%
2201	WD-15	typ I $L_t=21,0$ m	C35/45	bazalt Rutki-Ligota	78,8%
2201	WD-16	typ I $L_t=22,0$ m	C35/45	bazalt Rutki-Ligota	78,6%
2201	WS-23	typ I $L_t=56,0$ m	C40/50	bazalt Rutki-Ligota	87,2%
2206	WD-2	typ I $L_t=25,5$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	79,9%
2206	WD-3	typ II $L_t=26,0$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	87,4%
2206	WD-4	typ I $L_t=25,0$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	83,4%
2206	WD-6	typ I $L_t=26,0$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	81,7%
2206	WD-8	typ I $L_t=36,2$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	86,8%
2206	WD-10	typ I $L_t=23,5$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	80,2%
2206	WD-14	typ I $L_t=28,0$ m	C40/50	wapień Trzuskawica	80,5%



Rysunek 31. Wyniki próbnych obciążeń [188]

Można zauważyć znaczące zróżnicowanie stosunków ugięć wśród przebadanych obiektów oraz stosunki ugięć znacząco przekraczające 100%. Takie wyniki nie świadczą wcale o braku nośności, a wynikają głównie z błędnego przyjęcia wartości modułu sprężystości betonu w obliczeniach numerycznych. Jest to typowe dla obiektów wykonanych z wykorzystaniem popularnego w polskim mostownictwie kruszywa granitowego. Wartość modułu sprężystości betonu z tym kruszywem jest znacząco niższa niż wartość przyjmowana przez projektantów na podstawie normy PN-S-10042 [181]. Norma ta podawała wartości modułu sprężystości, jak dla betonu z kruszywem bazaltowym, a jak wykazano w punkcie 2.3.1, kruszywo to skutkuje stosunkowo wysokim modułem sprężystości betonu. Wyniki badań pod próbnym obciążeniem, z uwzględnieniem uśrednionej wartości modułu sprężystości betonu podawanej przez aktualną normę PN-EN 1992 [170] zaprezentowano na rysunku 32.

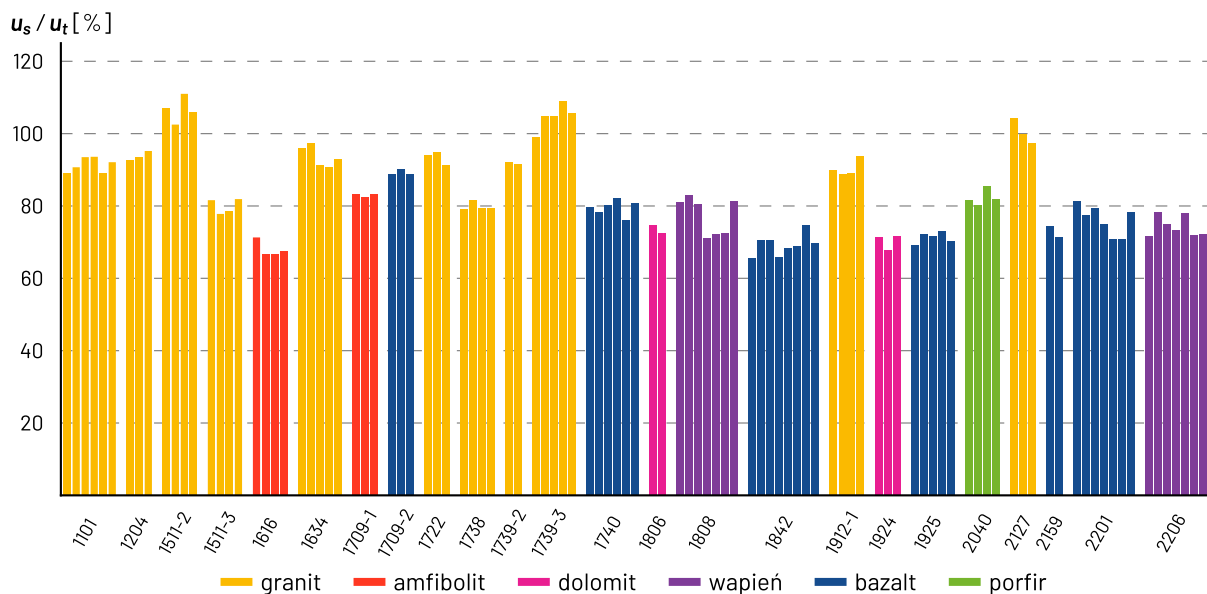


Rysunek 32. Wyniki próbnych obciążeń z uwzględnieniem odształcalności betonu według PN-EN 1992 [170]

Widać, że wyniki uzyskane podczas badania obiektów wznoszonych w ramach jednego kontraktu i z wykorzystaniem tego samego rodzaju kruszywa są do siebie zbliżone. Niewielkie rozbieżności między nimi często wynikają z innej klasy betonu, a co za tym idzie różnego modułu przyjmowanego w obliczeniach numerycznych. W takich przypadkach teoretyczne wartości modułu sprężystości, które dają 100%

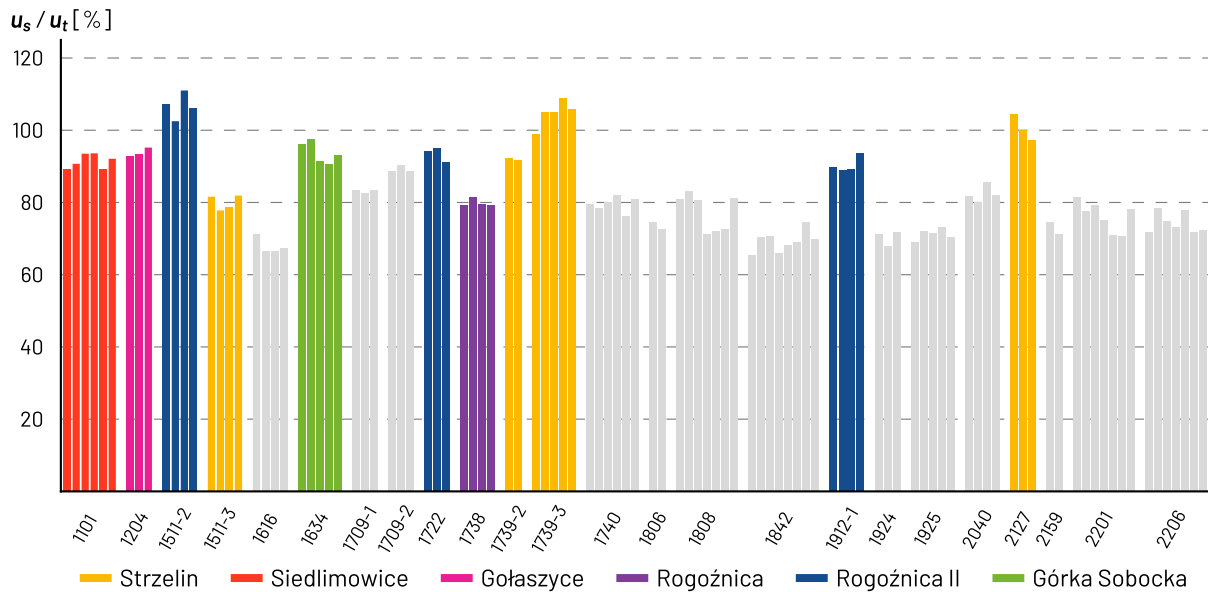
zgodność ugięć zmierzonych i teoretycznych są do siebie zbliżone, mimo różnych klas betonu. Innym czynnikiem dającym zauważalne różnice jest rodzaj ustroju nośnego. Ustroje skrzynkowe zazwyczaj wykazują wyższą zgodność niż ustroje płytowo-belkowe. Wynikać to może z faktu, że tym przekrojom zwykle towarzyszą większe rozpiętości przeseł, co skutkuje większymi wartościami mierzonych ugięć. A to z kolei redukuje niekorzystny przy porównywaniu wpływ niepewności pomiarowych.

Na rysunku 33 zaprezentowano wyniki z wyszczególnieniem rodzaju kruszywa wykorzystanego w trakcie budowy. Można zauważyć, że stosowany powszechnie w polskim mostownictwie granit skutkuje wysokim stosunkiem ugięć zmierzonych do teoretycznych. Fakt ten potwierdza to, iż beton z kruszywem granitowym ma niski moduł sprężystości. Widać także potwierdzenie występującego w ostatnich latach trendu na wykorzystywanie nowych rodzajów kruszyw pozyskiwanych z kopalni zlokalizowanych w pobliżu budowy. Betony na tych kruszywach charakteryzują się niską odkształcalnością, zbliżoną do betonu na kruszywie bazaltowym.



Rysunek 33. Wyniki próbnych obciążeń z wyszczególnieniem rodzaju kruszywa

Szczególną cechą kruszyw granitowych są rozbieżności pomiędzy wynikami uzyskiwanymi w przypadku stosowania kruszyw pochodzących z różnych kopalni. O ile wyniki próbnych obciążeń z innymi rodzajami kruszyw wskazują zbliżoną odkształcalność konstrukcji, to kruszywo granitowe charakteryzuje się wysokim rozrzutem wyników. Na rysunku 34 przedstawiono wyniki próbnych obciążeń ze wskazaniem kopalni, w których wydobywane były kruszywa granitowe. Można więc łatwo zauważyć różnice w odkształcalności obiektów wybudowanych z wykorzystaniem kruszywa granitowego w zależności od miejsca pozyskania kruszywa.



Rysunek 34. Wyniki próbnych obciążeń z zaznaczeniem miejsca pozyskania kruszywa

2.10. Wykonawstwo mostów

O ile różnica w odkształcalności betonu w badaniach pod próbnym obciążeniem statycznym wiąże się jedynie z rozbieżnościami w wynikach, które trzeba dodatkowo wyjaśnić, to na etapie budowy przysparza wykonawcom znacznie większych problemów. Potwierdzają to doświadczenia kierowników budów opisane w niniejszym punkcie.

W przypadku prostych konstrukcji belkowo-płytowych problemem zazwyczaj są nadmierne wyniesienia konstrukcji po sprężeniu. Aczkolwiek zdarzają się przypadki, że sprężone przęsło znajduje się poniżej projektowanej niwelety. Niewielkie rozbieżności mogą być korygowane poprzez zmianę grubości warstw nawierzchni w ramach dopuszczalnych tolerancji wykonania. Większych nakładów pracy i kosztów wymagają przypadki, w których rozbieżności między rzeczywistą a projektowaną geometrią przęsła sięgają kilku lub nawet kilkunastu centymetrów. Na przykład jednoprzęsłowe obiekty o rozpiętości dochodzącej do 50 m wypiętrzały się po sprężeniu nawet do 18 cm wyraźnie przekraczając przewidywane przez projektanta wartości. W takich przypadkach wymaga to zmiany niwelety projektowanej drogi, a to pociąga za sobą konieczność wykonania dodatkowych warstw nawierzchni, podniesienia urządzeń dylatacyjnych oraz budowę wyższych nasypów. Dodatkowo, większa odkształcalność betonu wiąże się także ze zwiększonym skrótem sprężystym konstrukcji podczas procesu sprężania. W skrajnych przypadkach opisywanych przez przedstawicieli wykonawców wymagana była rektyfikacja lub nawet wymiana łożysk.

Konstrukcje budowane metodą przęsła po przęsle są przypadkiem szczególnie wrażliwym na rozbieżności w odkształcalności betonu. W trakcie budowy ustrój budowany jest etapami, z przerwami technologicznymi zlokalizowanymi w okolicach $\frac{1}{4}$ rozpiętości przęsła. Po sprężeniu danego segmentu koniec wspornika przemieszcza się w kierunku przeciwnym do poprzedniego przęsła. Przy nadmiernych przemieszczeniach dochodziło do uszkodzenia rusztowania, a w skrajnych przypadkach nawet do jego zniszczenia.

Zauważona przez wykonawców została także różnica odkształcalności betonu w zależności od pory betonowania. Przykładem są obiekty budowane metodą betonowania nawisowego. Ugięcia samonośnych przęseł balastowych tych obiektów były znacząco mniejsze, gdy betonowanie odbywało się latem niż w przypadku betonowania w miesiącach zimowych. Przy przęsłach o rozpiętości prawie 70 m bezwzględna różnica ugięć wynosiła aż 5 cm.

Wszystkie opisane rozbieżności nie muszą być wynikiem jedynie różnic w odkształcalności betonu. Wpływają na nie również inne czynniki, takie jak ciężar własny betonu, niedokładności procesu projektowania, tolerancje wykonawcze oraz niepewności związane z procesem naciągu kabli sprężających.

Interesujący przypadek stanowi budowa dziewięcioprzęsłowego obiektu skrzynkowego, w którym z uwagi na nadmierne odkształcenia lewej konstrukcji, w bliźniaczej prawej zmieniono kruszywo z granitowego na bazaltowe. W tabelach 26 i 27 zaprezentowano wyniki próbnych obciążeń obu tych konstrukcji. Wyraźnie widać różnicę w ugięciach przęseł w zależności od rodzaju zastosowanego kruszywa. Teoretyczny moduł sprężystości betonu w przypadku kruszywa granitowego wyniósł $E_{cm,gr} = 35,8$ GPa, podczas gdy dla kruszywa bazaltowego $E_{cm,baz} = 45,9$ GPa.

Tabela 26. Wyniki próbnego obciążenia konstrukcji lewej (kruszywo granitowe)

Schemat	S3		S6		S7	
	A	B	A	B	A	B
Dźwigar						
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	7,86	7,71	7,55	7,46	6,96	7,60
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	6,58	6,44	6,73	6,61	6,28	6,72
Stosunek u_{ks} / u_t	119,4%	119,7%	112,2%	112,8%	110,8%	113,2%
Średnia	119,5%		112,5%		112,0%	

Tabela 27. Wyniki próbnego obciążenia konstrukcji prawej (kruszywo bazaltowe)

Schemat	S1		S2		S3	
	A	B	A	B	A	B
Dźwigar						
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	6,07	4,81	4,88	6,00	5,87	4,96
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	6,82	5,56	5,50	6,51	6,39	5,63
Stosunek u_{ks} / u_t	89,0%	86,4%	88,7%	92,1%	91,9%	88,1%
Średnia	87,7%		90,4%		90,0%	

2.11. Podsumowanie

Rozdział ten poświęcono odształcalności betonu oraz opisującej ją wielkości w postaci modułu sprężystości, który z uwagi na nieliniowość krzywej $\sigma-\epsilon$, może być w różny sposób definiowany.

Główną część niniejszego rozdziału stanowi przegląd literatury, który podzielony został na dwie części. Pierwsza z nich dotyczy czynników wpływających na odształcalność betonu, natomiast druga, to rozpoznanie metod szacowania wartości modułu sprężystości proponowanych przez normatywy oraz liczne publikacje naukowe. Wykazano dużą różnorodność odształcalności betonu oraz mnogość czynników na nią wpływających. Skutkuje to brakiem wiarygodnej i dokładnej metody określenia modułu sprężystości betonu na etapie projektowania i budowy obiektu mostowego.

Mosty sprężone są szczególnie wrażliwe na wartość modułu sprężystości betonu. W przypadku takich konstrukcji wiele norm i przepisów, a także publikacji naukowych zaleca weryfikację odształcalności betonu poprzez badania laboratoryjne. Część z nich sugeruje, aby warunki dojrzewania próbek do badań były możliwie bliskie warunkom dojrzewania betonu w konstrukcji.

Dalej przedstawione zostały wyniki badań pod próbnym obciążeniem oraz doświadczenia przedstawicieli wykonawców z licznych placów budowy. Stanowią one potwierdzenie, iż rozbieżności opisane we wcześniejszej części mają realne przełożenie na proces budowy i są przyczyną istotnych problemów wykonawczych. Beton charakteryzuje się bowiem bardzo zróżnicowaną odształcalnością. Wpływa na nią wiele czynników. W tym głównie gabaryty konstrukcji oraz warunki, w których odbywa się betonowanie. Dlatego bardzo trudne lub wręcz niemożliwe jest oszacowanie wartości modułu sprężystości. Jedynym wiarygodnym sposobem uzyskania tej wartości są badania laboratoryjne i uwzględnienie technologii betonowania. Tym bardziej, że obserwujemy obecnie dynamiczne zmiany w przemyśle produkcji betonu, co wynika z narzuconych wymagań w zakresie redukcji śladu węglowego [1,45,53,94] oraz prób stosowania nanocząsteczek w składach mieszanek betonowych [30,31,50,93,119,130].

3. Obiekty mostowe poddane analizie

3.1. Wprowadzenie

W niniejszym rozdziale przedstawione zostały obiekty mostowe, które stanowiły przedmiot badań i analiz w ramach niniejszej pracy doktorskiej. W czasie budowy niektórych z tych obiektów przeprowadzone zostały badania laboratoryjne odkształcalności betonu z uwzględnieniem rzeczywistych warunków jego dojrzewania w konstrukcji. Obiekty te zostały wzniesione z wykorzystaniem różnych technologii i w różnych porach roku, co sprawiło, że panujące podczas budowy warunki atmosferyczne charakteryzowały się różnym wpływem. Oprócz tradycyjnych metod budowy z rusztowaniami stacjonarnymi, były również konstrukcje o przęsłach dużej rozpiętości, które wznoszone były przy wykorzystaniu zaawansowanych i uprzemysłowionych technologii, jak nasuwanie podłużne czy betonowanie nawisowe. W procesie budowy takich obiektów odkształcalność betonu ma kluczowe znaczenie.

Dla każdego z przedstawionych obiektów mostowych została opisana jego konstrukcja oraz zastosowana technologia budowy. Dodatkowo zostały opisane receptury mieszanek betonowych, o ile w czasie budowy prowadzone były laboratoryjne badania właściwości betonu. Każdy obiekt nazwany jest roboczą nazwą stosowaną na etapie realizacji kontraktu. Nazwa ta będzie wykorzystywana w kolejnych rozdziałach rozprawy. Zestawienie analizowanych obiektów zaprezentowano w tabeli 28.

Tabela 28. Zestawienie analizowanych obiektów

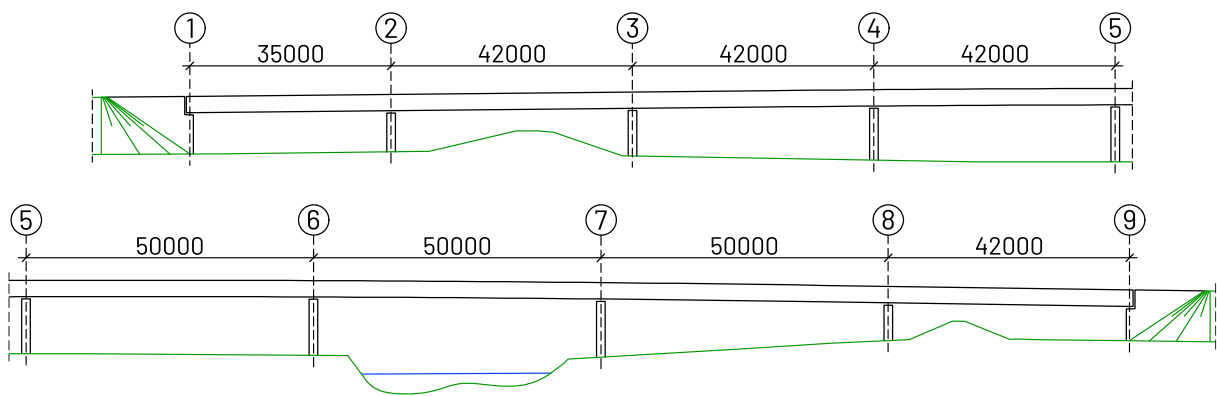
Obiekt	Schemat statyczny	Ustrój nośny	Technologia budowy	Klasa betonu	Badania laboratoryjne
MG-1	belka ciągła	płytowo-belkowy	deskowania stacjonarne metoda przęsła po przęsle	C40/50	tak
WG-4	belka wolnopodparta	płytowo-belkowy	deskowania stacjonarne	C35/45	tak
MD-1	belka ciągła	płytowo-belkowy	deskowania stacjonarne	C35/45	tak
MD-18	belka wolnopodparta	płytowo-belkowy	deskowania stacjonarne	C35/45	nie
M-1	łuk z jazdą dołem ze ściągciem	łukowy z pomostem płytowo-belkowym	deskowania stacjonarne	C50/60	tak
WS-36	belka ciągła	skrzynkowy	nasuwanie podłużne	C50/60	nie
M2	belka ciągła	skrzynkowy	betonowanie nawisowe	C50/60	nie

3.2. Obiekt MG-1

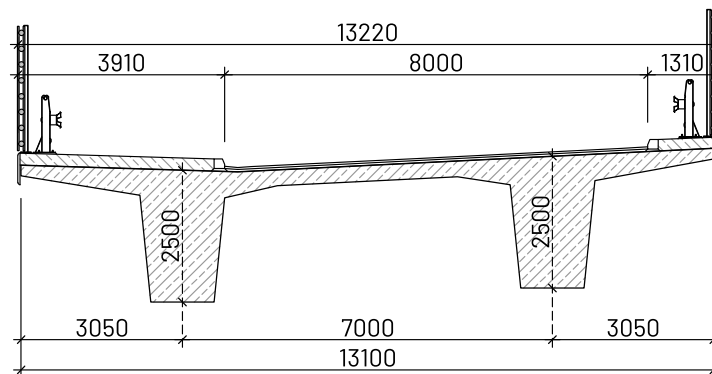
Obiekt MG-1 zlokalizowany jest w ciągu obwodnicy Raciborza. Przeprowadza on drogę wojewódzką nr 935 ponad rzeką Odrą i jej terenami zalewowymi. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 29 i pokazana na rysunkach 35, 36 i 37. Zastosowana została technologia deskowań stacjonarnych metodą przęsto po przęśle (rysunek 38). Sprężanie obiektu odbywało się etapami po wykonaniu poszczególnych segmentów.

Tabela 29. Obiekt MG-1 – charakterystyka

Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętości przęseł	Ustrój nośny	Wysokość konstrukcyjna	Klasa betonu
MG-1	ośmioprzęstowa belka ciągła	35,0 m + 3 x 42,0 m + 3 x 50,0 m + 42,0 m	żelbetowy, sprężony płytowo-belkowy	2,50 m	C40/50



Rysunek 35. Obiekt MG-1 – widok ogólny [193]



Rysunek 36. Obiekt MG-1 – przekrój poprzeczny [193]



Rysunek 37. Obiekt MG-1 w rejonie Raciborza [208,209]



Rysunek 38. Obiekt MG-1 w trakcie budowy

Do budowy zaprojektowana została mieszanka betonowa z wykorzystaniem cementu portlandzkiego CEM I [197]. Dodatkowo, w celach badawczych została zaprojektowana analogiczna receptura, ale z wykorzystaniem cementu hutniczego CEM III [198]. Skład mieszanek został przedstawiony w tabeli 30.

Tabela 30. Obiekt MG-1 – składy mieszanek betonowych

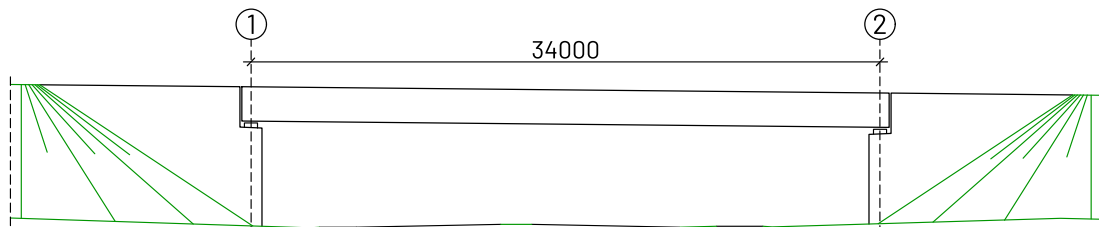
Mieszanka	Cement	Piasek	Kruszywo grube	Woda	Zawartość powietrza
MG-1 CEM I	CEM I 42,5R 380 kg/m ³	660 kg/m ³	grys granitowy 1130 kg/m ³	w/c = 0,39 150 kg/m ³	5,0%
MG-1 CEM III	CEM III/A 42,5N 390 kg/m ³	670 kg/m ³	grys granitowy 1110 kg/m ³	w/c = 0,38 150 kg/m ³	5,0%

3.3. Obiekt WG-4

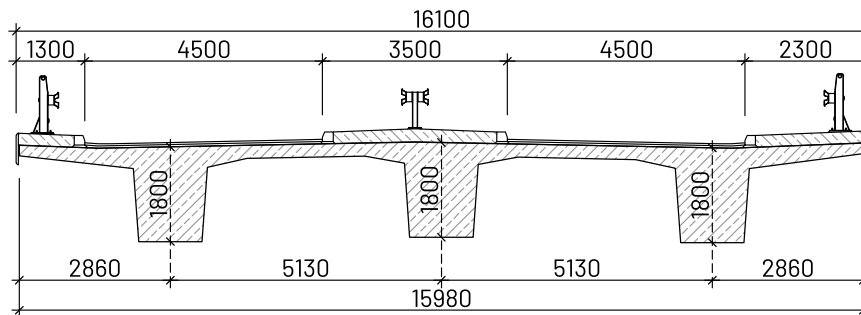
Obiekt WG-4 zlokalizowany jest w ciągu obwodnicy Raciborza. Stanowi on element węzła drogowego i przeprowadza drogę wojewódzką nr 935 ponad ul. Rudzką. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 31 i pokazana na rysunkach 39, 40 i 41. W trakcie budowy zastosowano tradycyjną technologię deskowań stacjonarnych (rysunek 42). Sprężenie obiektu zostało wykonane w jednym etapie.

Tabela 31. Obiekt WG-4 – charakterystyka

Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętość przęsła	Ustrój nośny	Wysokość konstrukcyjna	Klasa betonu
WG-4	jednoprzęsłowa belka wolnopodparta	34,0 m	żelbetowy, sprężony płytowo-belkowy	1,80 m	C35/45



Rysunek 39. Obiekt WG-4 – widok ogólny [194]



Rysunek 40. Obiekt WG-4 – przekrój poprzeczny [194]



Rysunek 41. Obiekt WG-4 w Raciborzu [208,209]



Rysunek 42. Obiekt WG-4 w trakcie budowy

Do budowy zaprojektowana została mieszanka betonowa z wykorzystaniem cementu portlandzkiego CEM I [196]. Skład mieszanki przedstawiono w tabeli 32.

Tabela 32. Obiekt WG-4 - skład mieszanki betonowej

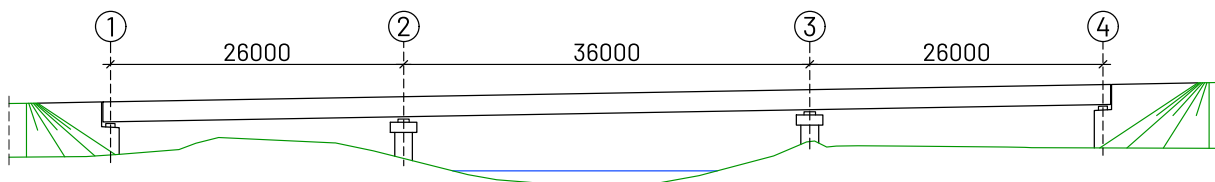
Mieszanka	Cement	Piasek	Kruszywo grube	Woda	Zawartość powietrza
WG-4	CEM I 42,5R 370 kg/m ³	670 kg/m ³	grys granitowy 1130 kg/m ³	w/c = 0,41 150 kg/m ³	5,0%

3.4. Obiekt MD-1

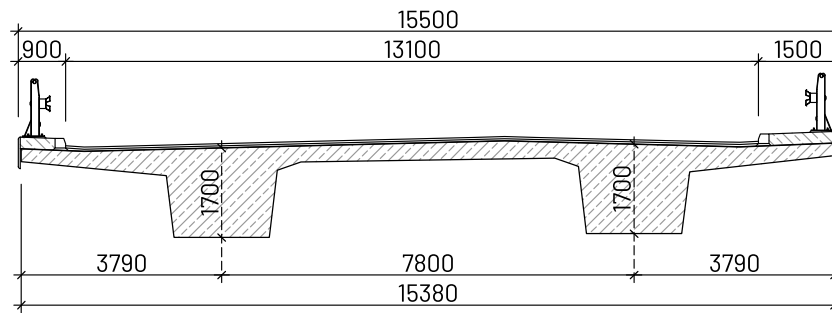
Obiekt MD-1 zlokalizowany jest w ciągu obwodnicy Kędzierzyna-Koźla. Przeprowadza on drogę krajową nr 40 ponad rzeką Kłodnicą. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 33 i pokazana na rysunkach 43, 44 i 45. Zastosowano technologię deskowań stacjonarnych (rysunek 46), a sprzężenie wszystkich trzech przęseł obiektu zostało wykonane w jednym etapie.

Tabela 33. Obiekt MD-1 - charakterystyka

Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętości przęseł	Ustrój nośny	Wysokość konstrukcyjna	Klasa betonu
MD-1	trójprzęsłowa belka ciągła	26,0 m + 36,0 m + 26,0 m	żelbetowy, sprzężony płytowo-belkowy	1,70 m	C35/45



Rysunek 43. Obiekt MD-1 - widok ogólny [190]



Rysunek 44. Obiekt MD-1 – przekrój poprzeczny [190]



Rysunek 45. Obiekt MD-1 w Kędzierzynie-Koźlu [202]



Rysunek 46. Obiekt MD-1 w trakcie budowy [202]

Do budowy zaprojektowana została mieszanka betonowa z wykorzystaniem cementu portlandzkiego CEM I [195]. Skład mieszanki przedstawiony jest w tabeli 34.

Tabela 34. Obiekt MD-1 - skład mieszanki betonowej

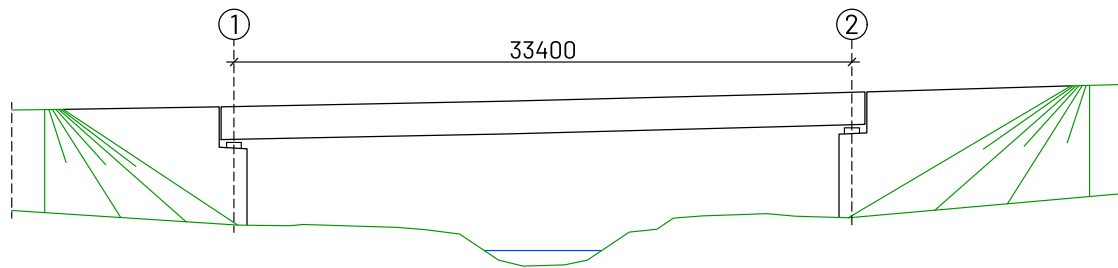
Mieszanka	Cement	Piasek	Kruszywo grube	Woda	Zawartość powietrza
MD-1	CEM I 42,5R 380 kg/m ³	683 kg/m ³	grys bazaltowy 1251 kg/m ³	w/c = 0,41 157 kg/m ³	5,0%

3.5. Obiekt MD-18

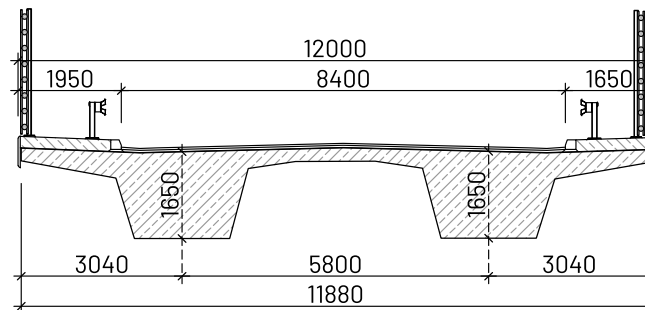
Obiekt MD-18 zlokalizowany jest w ciągu obwodnicy Kędzierzyna-Koźła. Przeprowadza on drogę krajową nr 40 ponad rzeką Jaryszowiec i przejściem dla dużych zwierząt. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 35 i pokazana na rysunkach 47, 48 i 49. Wykonano go w technologii deskowań stacjonarnych (rysunek 50). Sprężenie obiektu zostało wykonane w jednym etapie. Do budowy wykorzystano tę samą mieszankę betonową co w przypadku obiektu MD-1.

Tabela 35. Obiekt MD-18 – charakterystyka

Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętość przęsła	Ustrój nośny	Wysokość konstrukcyjna	Klasa betonu
MD-18	jednoprzęsłowa belka wolnopodparta	33,4 m	żelbetowy, sprężony płytowo-belkowy	1,65 m	C35/45



Rysunek 47. Obiekt MD-18 – widok ogólny [191]



Rysunek 48. Obiekt MD-18 – przekrój poprzeczny [191]



Rysunek 49. Obiekt MD-18 w Kędzierzynie-Koźlu [202]



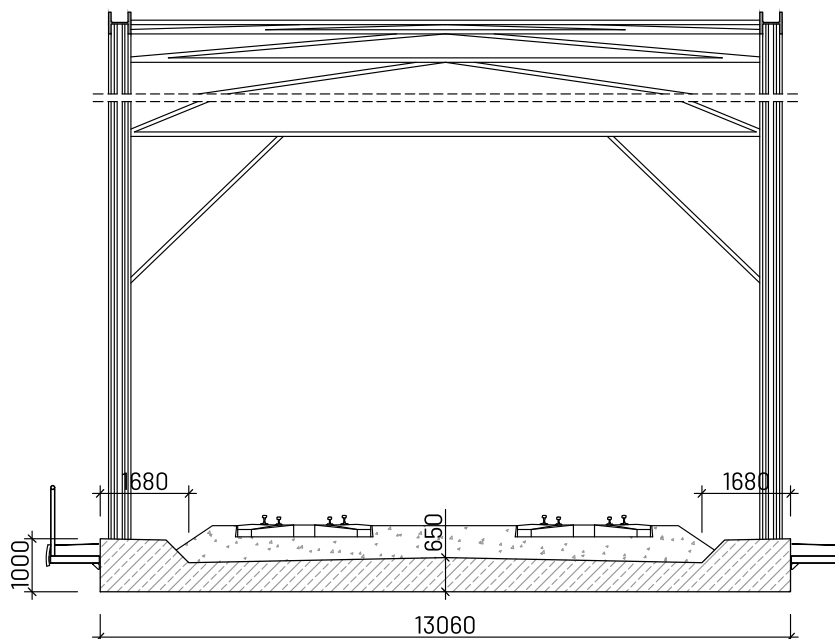
Rysunek 50. Obiekt MD-18 w trakcie budowy [202]

3.6. Obiekt M1

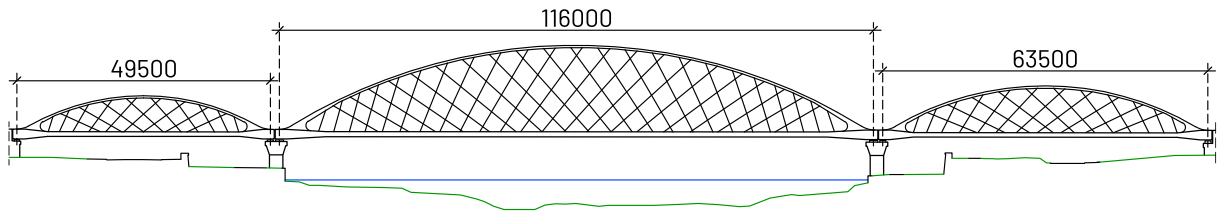
Obiekt M1 zlokalizowany jest w ciągu krakowskiej kolejowej linii średnicowej. Przeprowadza on linię kolejową nr 91 ponad rzekę Wisłą, bulwarami oraz ulicami Podgóorską i Zabłocie. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 36 i pokazana na rysunkach 51, 52 i 53. Z betonu sprężonego zaprojektowany został pomost będący równocześnie ściągiem ustroju łukowego. Został on wykonany w technologii deskowań stacjonarnych (rysunek 54).

Tabela 36. Obiekt M1 – charakterystyka

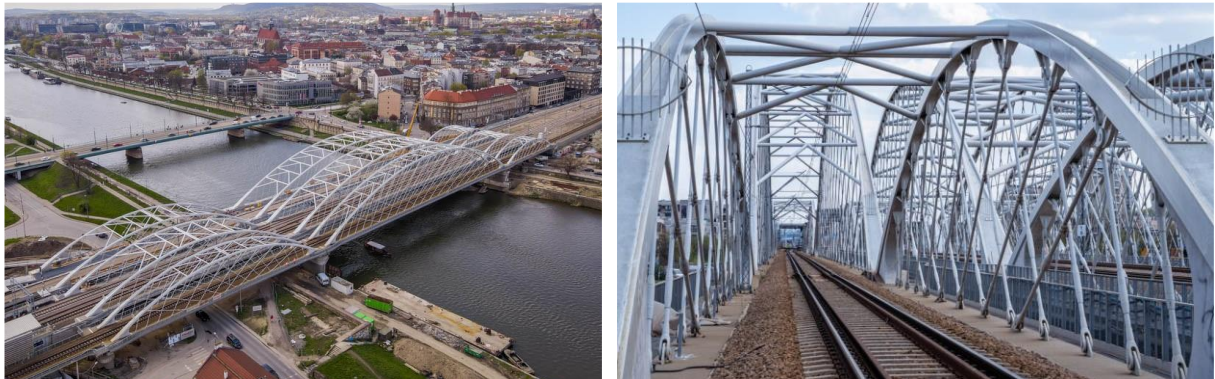
Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętość przęśla	Ustrój nośny	Grubość pomostu	Klasa betonu
M1	łuk z jazdą dołem ze ściągiem	P1-P2: 49,5 m P2-P3: 116,0 m P3-P4: 63,5 m	łuk stalowy z pomostem żelbetowym, sprężonym płytowo-belkowym	Belka: 1,00 m Pomost: 0,60 m	C50/60



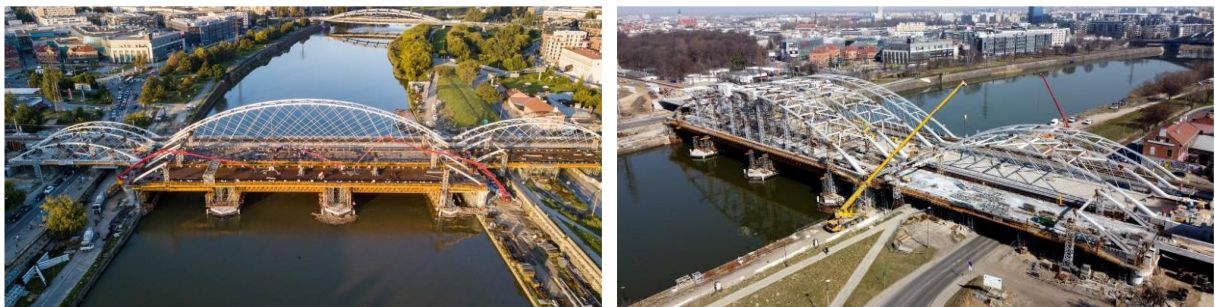
Rysunek 51. Obiekt M1 – przekrój poprzeczny [192]



Rysunek 52. Obiekt M1 - widok ogólny [192]



Rysunek 53. Obiekt M1 w Krakowie [210]



Rysunek 54. Obiekt M1 w trakcie budowy [207,210]

Do budowy zaprojektowana została mieszanka betonowa z wykorzystaniem cementu portlandzkiego CEM I [199]. Skład mieszanki przedstawiony jest w tabeli 37.

Tabela 37. Obiekt MD-1 - skład mieszanki betonowej

Mieszanka	Cement	Piasek	Kruszywo grube	Woda	Zawartość powietrza
M1	CEM I 42,5R 390 kg/m ³	621 kg/m ³	grys dolomitowy 1158 kg/m ³	w/c = 0,38 148 kg/m ³	5,0%

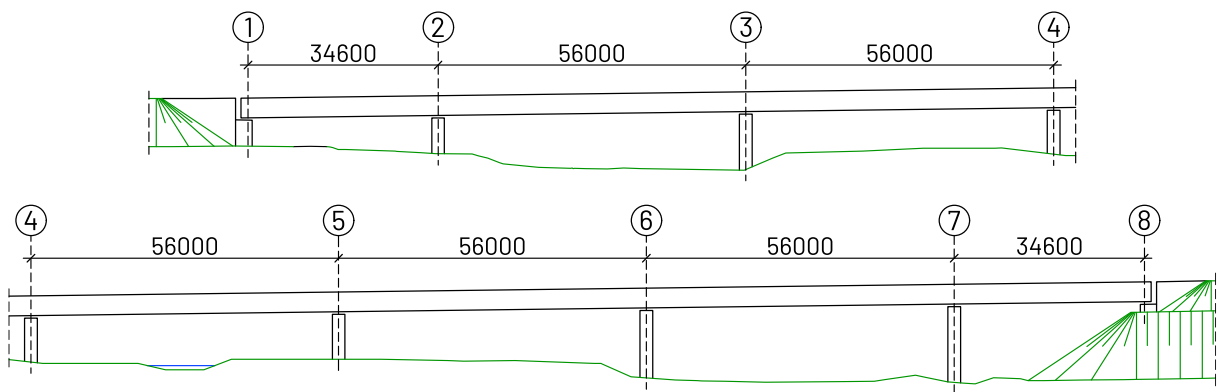
Dodatkowo, z uwagi na zastrżone wymagania zamawiającego w stosunku do nasiąkliwości ($\leq 4,0\%$ m/m), zastosowano dodatek w postaci pyłu krzemionkowego w ilości 25 kg/m³.

3.7. Obiekt WS-36

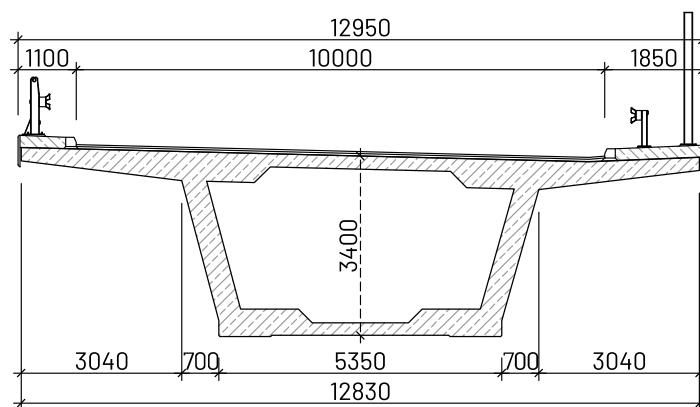
Obiekt WS-36 zlokalizowany jest w ciągu drogi ekspresowej S3. Przeprowadza on jezdnię główną drogi ponad rzeką Lesk oraz korytarzem migracji zwierząt. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 38 i pokazana na rysunkach 55, 56 i 57. Zastosowano tu technologię nasuwania podłużnego (rysunek 58). Sprężenie centryczne obiektu odbywało się etapami, po wykonaniu poszczególnych segmentów. Po zakończeniu nasuwania całej konstrukcji wykonane zostało sprężenie uciągające w postaci bezprzyczepnościowych kabli zewnętrznych zlokalizowanych we wnętrzu przekroju skrzynkowego.

Tabela 38. Obiekt WS-36 – charakterystyka

Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętości przęseł	Ustrój nośny	Wysokość konstrukcyjna	Klasa betonu
WS-36	siedmioprzęsłowa belka ciągła	34,6 m + 5 x 56,0 m + 34,6 m	żelbetowy, sprężony skrzynkowy	3,40 m	C50/60



Rysunek 55. Obiekt WS-36 – widok ogólny [201]



Rysunek 56. Obiekt WS-36 – przekrój poprzeczny [201]



Rysunek 57. Obiekt WS-36 w rejonie Kamiennej Góry [205]



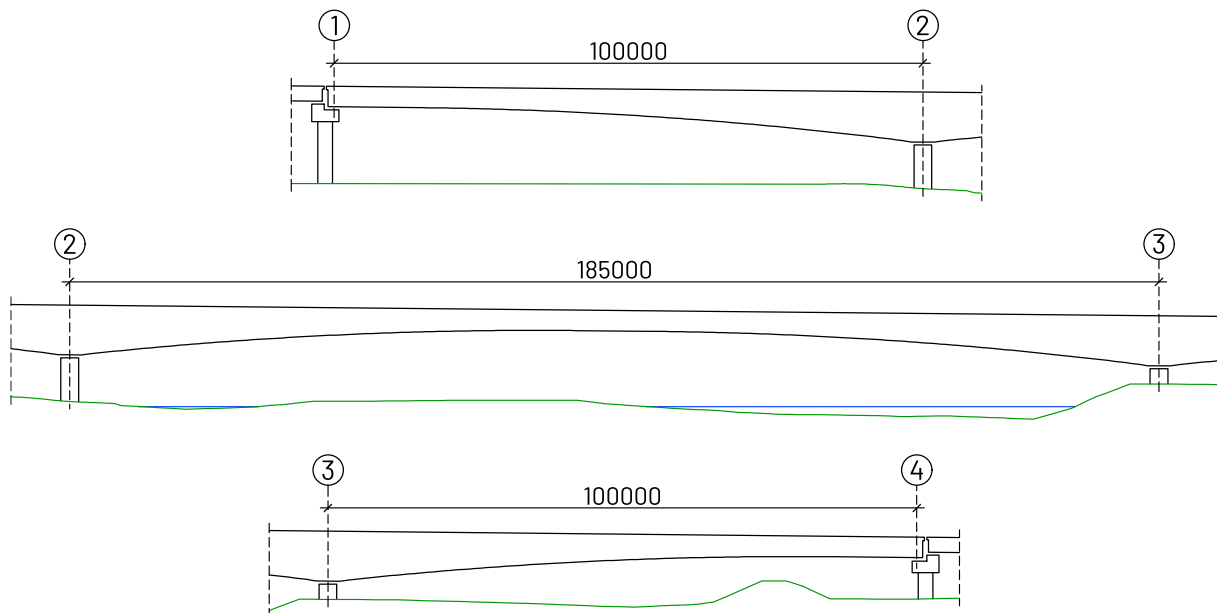
Rysunek 58. Obiekt WS-36 w trakcie budowy [205]

3.8. Obiekt M2

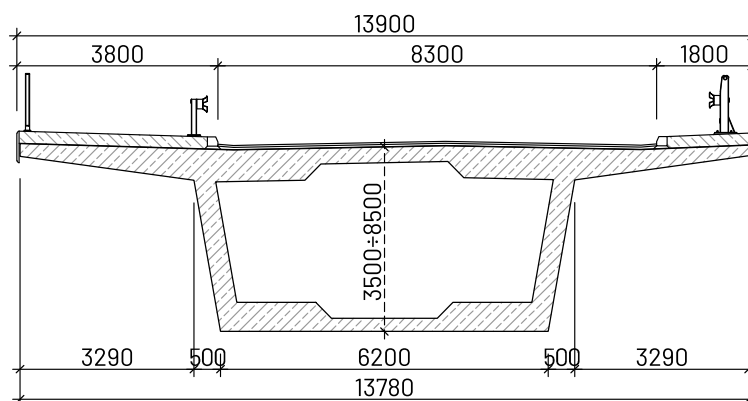
Obiekt M2 zlokalizowany jest w ciągu łącznika tarnowskiej Strefy Aktywności Gospodarczej z autostradą A4. Przeprowadza on drogę wojewódzką nr 973 ponad rzeką Dunajcem. Charakterystyka obiektu została przedstawiona w tabeli 39 i pokazana na rysunkach 43, 44 i 45. Obiekt został wykonany w technologii betonowania nawisowego (rysunek 46). Sprężenie montażowe odbywało się etapami, po wykonaniu poszczególnych par segmentów. Po zakończeniu betonowania całej konstrukcji wykonane zostało sprężenie uciągające w postaci kabli wewnętrznych zlokalizowanych w płycie dolnej przekroju skrzynkowego.

Tabela 39. Obiekt M2 – charakterystyka

Obiekt	Schemat statyczny	Rozpiętości przęseł	Ustrój nośny	Wysokość konstrukcyjna	Klasa betonu
M2	trójprzęsłowa belka ciągła	100,0 m + 185,0 m + 100,0 m	żelbetowy, sprężony skrzynkowy	3,50 m ÷ 8,50 m	C50/60



Rysunek 59. Obiekt M2 – widok ogólny [189]



Rysunek 60. Obiekt M2 – przekrój poprzeczny [189]



Rysunek 61. Obiekt M2 w Tarnobrzegu [211]



Rysunek 62. Obiekt M2 w trakcie budowy [212]

Ta strona jest celowo pusta

4. Moduł sprężystości w analizach statyczno-wytrzymałościowych

4.1. Wprowadzenie

W tym rozdziale przedstawione zostały wyniki analiz numerycznych wskazujące różnice w zachowaniu się różnego typu konstrukcji w zależności od przyjętej wartości modułu sprężystości i ciężaru własnego betonu. Jako że największe przemieszczenia konstrukcji nośnych zachodzą na etapie budowy, to w analizach pominięte zostały faza użytkowa i obciążenia zmienne.

Obliczenia zostały przeprowadzone przy założeniu normowych wartości właściwości betonu klasy C40/50 (beton BN) oraz ze skrajnymi wartościami, jakie uzyskano we własnych badaniach laboratoryjnych. Wysoki moduł sprężystości przy równocześnie wysokim ciężarze własnym betonu osiągnięto przez zastosowanie powszechnie stosowanego w polskim mostownictwie kruszywa bazaltowego (beton B1). Równie wysoki moduł, jednak znacznie niższy ciężar własny wykazywał beton z kruszywem wapiennym i dolomitowym (beton B2). Zastosowanie najczęściej obecnie używanego w budownictwie infrastrukturalnym kruszywa granitowego skutkuje niskim modulem sprężystości oraz niskim ciężarem własnym betonu (beton B3). Nie posiadając własnych wyników badań laboratoryjnych takiego betonu, zdecydowano się, aby dodatkowo uwzględnić beton o niskim module sprężystości i wysokim ciężarze własnym (beton B4). Wykorzystano do tego właściwości betonu wykonanego z porowatego bazaltu, które opisane są w pracy Budzyńskiego i in. [26]. Do obliczeń ciężaru żelbetu przyjęto wskaźnik zbrojenia na poziomie 120 kg/m³. Właściwości poszczególnych betonów zestawiono w tabeli 40.

Tabela 40. Właściwości betonów w analizach numerycznych

Beton	Gęstość betonu	Ciężar żelbetu	Moduł sprężystości
Beton BN	-	25,0 kN/m ³ (100,0%)	35,2 GPa (100,0%)
Beton B1	2650 kg/m ³	26,8 kN/m ³ (107,2%)	46,9 GPa (133,2%)
Beton B2	2350 kg/m ³	23,9 kN/m ³ (95,6%)	45,2 GPa (128,3%)
Beton B3	2300 kg/m ³	23,4 kN/m ³ (93,6%)	27,9 GPa (79,2%)
Beton B4	2600 kg/m ³	26,3 kN/m ³ (105,2%)	28,7 GPa (81,5%)

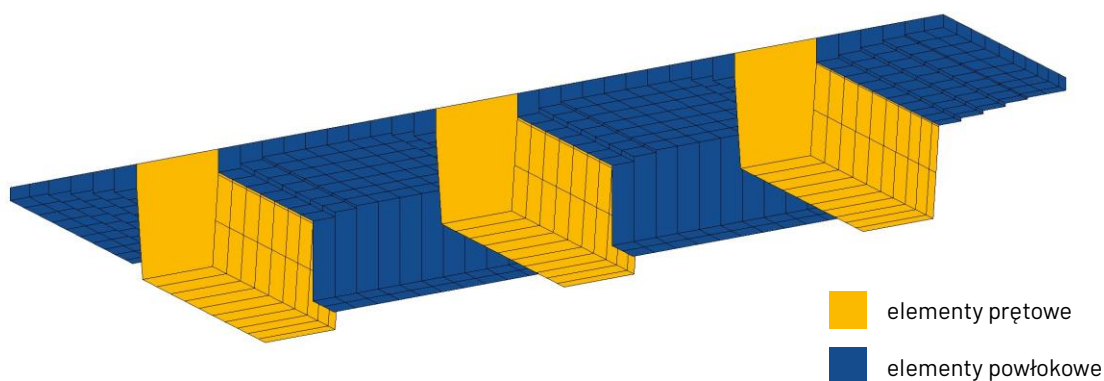
Konwencja znakowania naprężeń wykorzystana w prezentacji wyników:

- + naprężenia dodatnie – naprężenia rozciągające,
- naprężenia ujemne – naprężenia ściskające.

4.2. Metodyka modelowania ustrojów nośnych

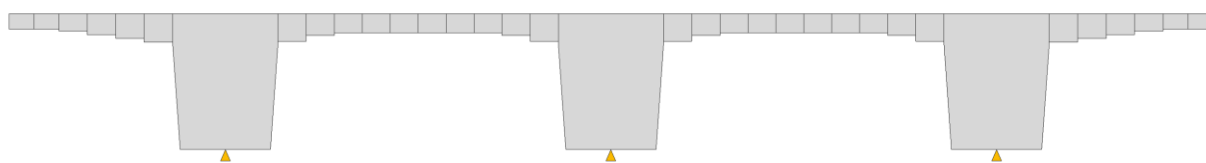
Analizę numeryczną ustrojów nośnych obiektów przeprowadzono metodą elementów skończonych (MES) korzystając z programu Midas CIVIL 2022. W procesie modelowania pominięto spadki poprzeczne i podłużne.

W przypadku obiektów płytowo-belkowych wykorzystano modele prętowo-powłokowe w przestrzeni trójwymiarowej (modele klasy e1+e2,p3 wg [70]). Dźwigary główne zostały odwzorowane za pomocą elementów prętowych, natomiast płyta pomostowa oraz poprzecznice za pomocą elementów powłokowych (rysunek 63). Wszystkie węzły znajdują się na górnej powierzchni ustroju nośnego, a elementom przypisano punkt wstawienia położony na środku górnej krawędzi.



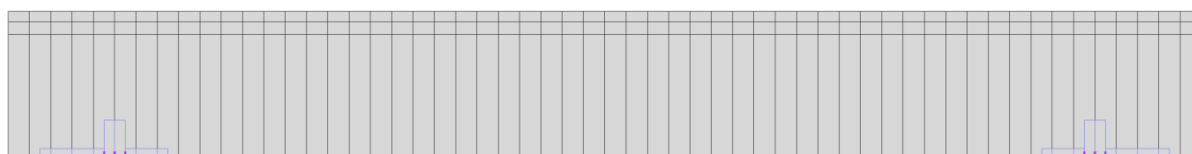
Rysunek 63. Podział modelu numerycznego obiektu płytowo-belkowego na elementy skończone

Na szerokości dźwigarów głównych zastosowano nieważkie elementy powłokowe o zerowej sztywności służące do rozkładu obciążeń z powierzchni ustroju nośnego. Elementy prętowe połączone są z elementami powłokowymi poprzez nieskończenie sztywne więzy geometryczne węzłów. Podparcie modelu zostało zrealizowane przez podpory niesprężyste zlokalizowane w rzeczywistym punkcie obrotu konstrukcji, czyli na spodzie dźwigara głównego (rysunek 64).



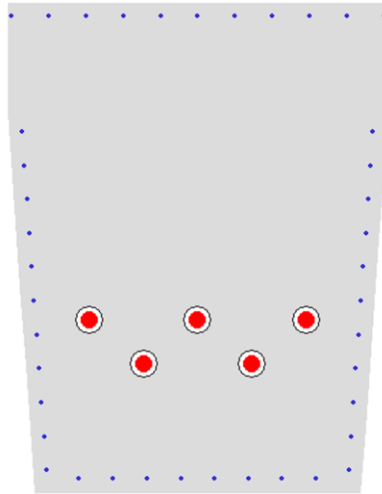
Rysunek 64. Lokalizacja punktów podparcia w modelu

Obiekty skrzynkowe zostały odwzorowane wyłącznie za pomocą elementów prętowych (modele klasy e1,p3 wg [70]). Przekroje poprzeczne elementów prętowych pomijają wszelkie poprzeczne elementy konstrukcyjne takie jak poprzecznice, bosaże i dewiatory. Te w modelu odwzorowane są wyłącznie jako dodatkowe obciążenie (rysunek 65).



Rysunek 65. Obciążenie elementami poprzecznymi segmentu przęsłowego

Sztywności przekrojów dźwigarów głównych zostały obliczone z uwzględnieniem kabli sprężających oraz prętów zbrojeniowych. Dodatkowo w fazach budowy uwzględniono niewypełnione jeszcze zaczynem iniekcyjnym osłonki kabli sprężających, co pokazano na rysunku 66.



Rysunek 66. Elementy uwzględniane w obliczeniach sztywności elementu prętowego

W modelach została uwzględniona technologia budowy, która wpływała na kolejność wykonywania poszczególnych etapów procesu budowy. W obiektach wykonywanych w technologii deskowań stacjonarnych przyjęto sprężenie po 7 dniach od betonowania. W przypadku metody przęsła po przęsle założony został 14 dniowy cykl pomiędzy betonowaniem kolejnych segmentów. W obiektach skrzynkowych budowanych metodą nasuwania podłużnego lub betonowania nawisowego założono 7 dniowy cykl pomiędzy wykonywaniem poszczególnych segmentów. Sprężanie segmentów odbywało się po 3 i 4 dniach od betonowania.

Przyjęto dwa sposoby definiowania modułu sprężystości betonu. Pierwszy z nich to uproszczone przyjęcie, że wartość modułu jest stała i niezależna od wieku betonu. Drugi to uzależnienie wartości modułu sprężystości od wieku betonu zgodnie z zależnością przedstawioną w normie PN-EN 1992-1-1 [170]. W tym przypadku wartości podane w tabeli 40 zostały przyjęte jako wartości dla betonu w wieku 28 dni. Założono wykorzystanie cementu R o wysokiej wytrzymałości wczesnej.

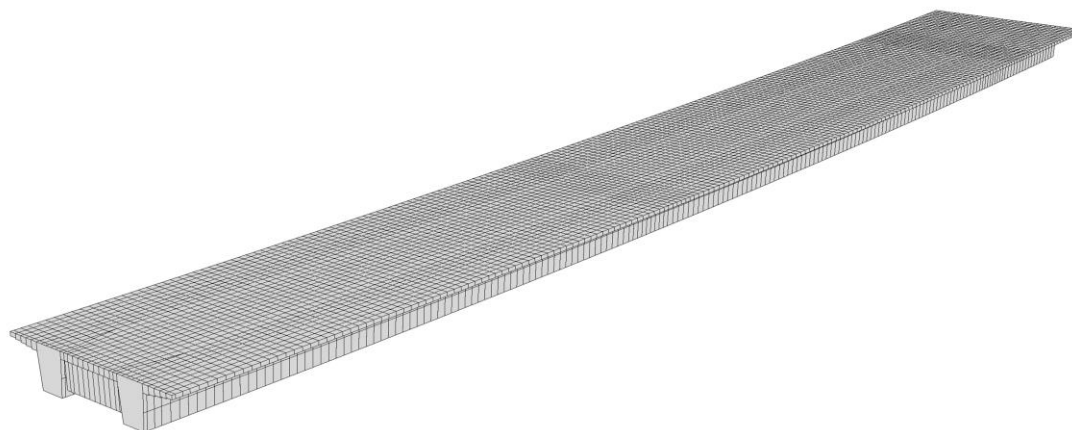
W tabelach prezentujących wyniki zastosowano skróty:

- S dla modułu stałego w czasie (np. B1-S),
- Z dla modułu zmiennego w czasie (np. B3-Z).

4.3. Technologia deskowań stacjonarnych w różnych konfiguracjach

4.3.1. Obiekt MG-1

Obiekt MG-1 to konstrukcja ośmioprzęstowa, sprężana etapami po wykonaniu poszczególnych segmentów. Analizowane były: przemieszczenia pionowe ustroju nośnego w przęsłach, na końcu wsporników (w etapach I, II i VI), maksymalne przemieszczenie pionowe po ostatnim etapie oraz obwiednia naprężeń górnej i dolnej krawędzi przekroju ze wszystkich etapów. Model numeryczny zaprezentowany został na rysunku 67, a wyniki analiz przedstawiono w tabeli 41.



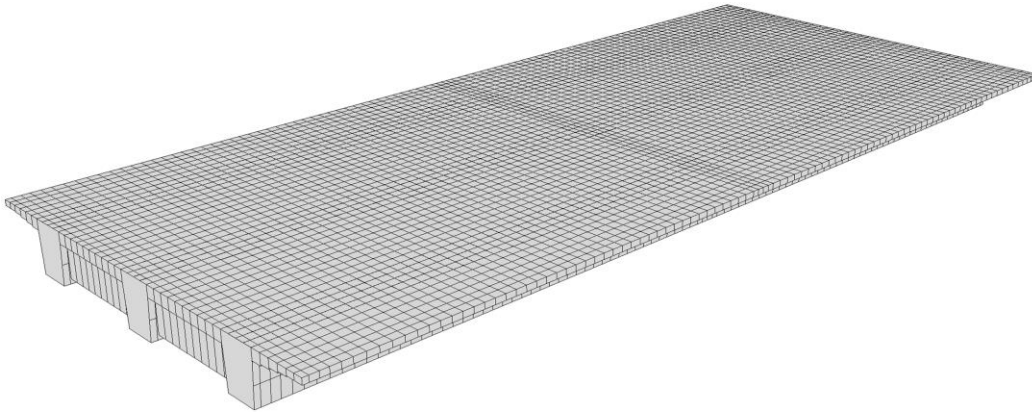
Rysunek 67. Model numeryczny obiektu MG-1 (segmenty I-II)

Tabela 41. Wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych obiektu MG-1

Beton		BN-S	BN-Z	B1-S	B1-Z	B2-S	B2-Z	B3-S	B3-Z	B4-S	B4-Z
Przemieszczenie pionowe przęsła 1 – etap I	$U_{z,p1,I}$ [mm]	+2,3	+2,5	+0,7	+0,7	+2,5	+2,6	+4,5	+4,8	+1,6	+1,7
Przemieszczenie pionowe wspornika 1 – etap I	$U_{z,w1,I}$ [mm]	-1,9	-2,1	-0,7	-0,8	-2,0	-2,1	-3,5	-3,7	-1,5	-1,6
Przemieszczenie pionowe przęsła 1 – etap II	$U_{z,p1,II}$ [mm]	+18,1	+18,4	+12,6	+12,3	+15,1	+15,4	+23,9	+24,4	+20,7	+21,0
Przemieszczenie pionowe przęsła 2 – etap II	$U_{z,p2,II}$ [mm]	-8,8	-9,1	-8,0	-8,3	-6,9	-7,1	-10,9	-11,3	-12,3	-12,8
Przemieszczenie pionowe wspornika 2 – etap II	$U_{z,w2,II}$ [mm]	+6,4	+6,6	+5,7	+5,9	+4,4	+4,6	+6,7	+7,0	+8,8	+9,2
Przemieszczenie pionowe przęsła 5 – etap VI	$U_{z,p5,VI}$ [mm]	+14,6	+14,6	+7,5	+7,4	+12,8	+12,9	+22,4	+22,5	+15,2	+15,1
Przemieszczenie pionowe przęsła 6 – etap VI	$U_{z,p6,VI}$ [mm]	-14,6	-15,2	-13,8	-14,4	-9,7	-10,1	-14,2	-14,7	-21,0	-21,9
Przemieszczenie pionowe wspornika 6 – etap VI	$U_{z,w6,VI}$ [mm]	+15,5	+16,3	+13,5	+14,1	+11,0	+11,6	+16,9	+17,7	+21,0	+22,1
Maksymalne pionowe przemieszczenie ustroju	$U_{z,max}$ [mm]	+23,9	+25,1	+21,0	+21,8	+19,6	+20,0	+27,0	+28,1	+29,2	+30,4
Naprężenia maksymalne krawędź górna	$\sigma_{max,g}$ [MPa]	-0,2	-0,2	-0,5	-0,5	-0,1	-0,1	+0,1	+0,1	-0,4	-0,4
Naprężenia maksymalne krawędź dolna	$\sigma_{max,d}$ [MPa]	+3,7	+3,7	+2,9	+2,9	+4,0	+4,0	+4,1	+4,1	+3,0	+3,0
Naprężenia minimalne krawędź górna	$\sigma_{min,g}$ [MPa]	-15,5	-15,6	-15,3	-15,3	-16,0	-16,0	-15,7	-15,7	-15,1	-15,1
Naprężenia minimalne krawędź dolna	$\sigma_{min,d}$ [MPa]	-14,1	-14,1	-13,4	-13,4	-14,5	-14,5	-14,8	-14,7	-13,6	-13,6

4.3.2. Obiekt WG-4

Obiekt WG-4 to konstrukcja jednoprzęsłowa sprężana w jednym etapie. Analizowane były: przemieszczenia pionowe ustroju nośnego w środku rozpiętości przęsła, przemieszczenia poziome podpory przesuwnej oraz naprężenia górnej i dolnej krawędzi przekroju w środku rozpiętości przęsła. Model numeryczny zaprezentowany został na rysunku 68, a wyniki analiz przedstawiono w tabeli 42.



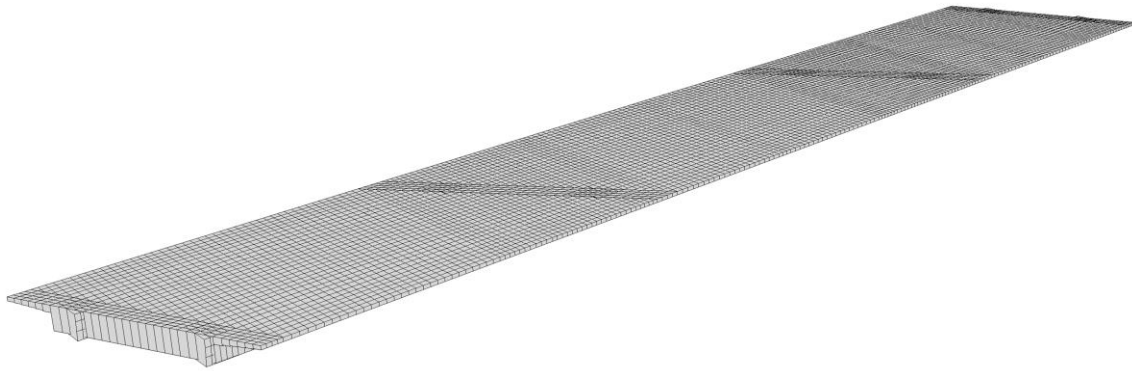
Rysunek 68. Model numeryczny obiektu WG-4

Tabela 42. Wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych obiektu WG-4

Beton		BN-S	BN-Z	B1-S	B1-Z	B2-S	B2-Z	B3-S	B3-Z	B4-S	B4-Z
Przemieszczenie pionowe	u_z [mm]	+28,4	+30,1	+19,0	+20,2	+23,7	+25,0	+39,2	+41,7	+32,1	+34,1
Przemieszczenie poziome	u_x [mm]	+11,6	+12,4	+8,3	+8,8	+9,4	+10,0	+15,4	+16,4	+13,7	+14,5
Naprężenia przęsłowe krawędź górna	σ_g [MPa]	-0,5	-0,5	-1,1	-1,1	-0,2	-0,2	0,1	0,1	-1,0	-1,0
Naprężenia przęsłowe krawędź dolna	σ_d [MPa]	+15,9	+15,9	+14,9	+14,9	+16,5	+16,5	+16,8	+16,8	+15,2	+15,2

4.3.3. Obiekt MD-1

Obiekt MD-1 to konstrukcja trójprzęsłowa sprężana w jednym etapie. Analizowane były: przemieszczenia pionowe ustroju nośnego w środku rozpiętości najdłuższego przęsła, przemieszczenia poziome podpory przesuwnej położonej najdalej od podpory stałej oraz naprężenia górnej i dolnej krawędzi przekroju przęsłowego oraz podporowego. Model numeryczny zaprezentowany został na rysunku 69, a wyniki analiz przedstawiono w tabeli 43.



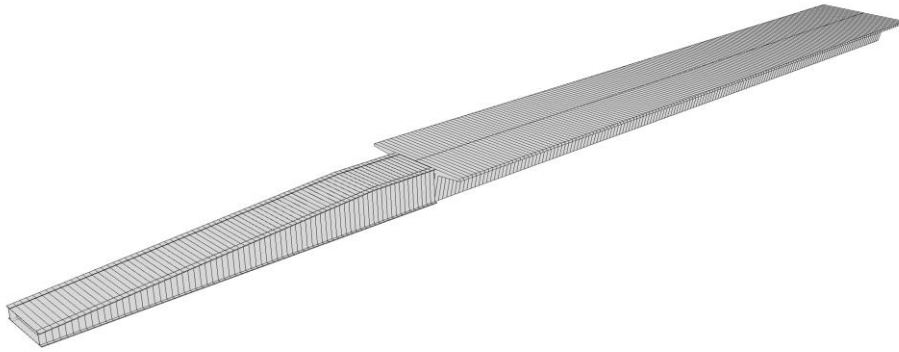
Rysunek 69. Model numeryczny obiektu MD-1

Tabela 43. Wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych obiektu MD-1

Beton		BN-S	BN-Z	B1-S	B1-Z	B2-S	B2-Z	B3-S	B3-Z	B4-S	B4-Z
Przemieszczenie pionowe	u_z [mm]	+16,3	+17,3	+11,4	+12,2	+13,2	+14,1	+21,7	+23,3	+19,0	+20,3
Przemieszczenie poziome	u_x [mm]	+12,8	+13,6	+9,5	+10,1	+10,0	+10,6	+16,2	+17,2	+15,6	+16,6
Naprężenia przęsłowe krawędź górna	$\sigma_{prz,g}$ [MPa]	-2,2	-2,2	-2,4	-2,4	-2,0	-2,0	-2,0	-2,0	-2,3	-2,3
Naprężenia przęsłowe krawędź dolna	$\sigma_{prz,d}$ [MPa]	-13,2	-13,2	-12,7	-12,7	-13,4	-13,4	-13,6	-13,6	-12,8	-12,8
Naprężenia podporowe krawędź górna	$\sigma_{pod,g}$ [MPa]	-12,8	-12,8	-12,4	-12,4	-13,0	-13,0	-13,1	-13,1	-12,5	-12,5
Naprężenia podporowe krawędź dolna	$\sigma_{pod,d}$ [MPa]	+4,1	+4,1	+3,5	+3,5	+4,5	+4,5	+4,6	+4,6	+3,7	+3,7

4.4. Technologia nasuwania podłużnego

Obiekt WS-36 to konstrukcja nasuwana podłużnie podzielona na 13 segmentów. Analizowane były: przemieszczenia pionowe awanbeka w trakcie procesu nasuwania, przemieszczenia pionowe w środku rozpiętości przęseł po zakończeniu budowy oraz obwiednia naprężeń górnej i dolnej krawędzi przekroju ze wszystkich etapów budowy. Model numeryczny zaprezentowany został na rysunku 70, a wyniki analiz przedstawiono w tabeli 44.



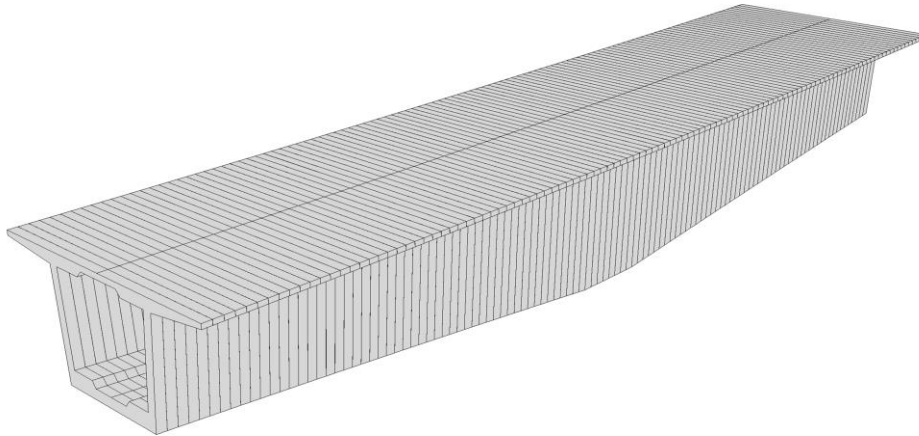
Rysunek 70. Model numeryczny obiektu WS-36 (awanbek + segmenty I-III)

Tabela 44. Wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych obiektu WS-36

Beton		BN-S	BN-Z	B1-S	B1-Z	B2-S	B2-Z	B3-S	B3-Z	B4-S	B4-Z
Maksymalne pionowe przemieszczenie awanbeka	$U_{za,max}$ [mm]	-239,5	-238,2	-205,5	-208,4	-189,4	-191,5	-262,3	-266,3	-287,3	-291,6
Maksymalne pionowe przemieszczenie ustroju	$U_{zu,max}$ [mm]	-9,5	-9,3	-9,1	-9,0	-7,7	-7,7	-9,2	-8,9	-11,8	-11,6
Naprężenia maksymalne krawędź górna	$\sigma_{max,g}$ [MPa]	0,8	0,7	1,1	1,1	0,5	0,5	0,2	0,2	0,9	0,8
Naprężenia maksymalne krawędź dolna	$\sigma_{max,d}$ [MPa]	0,7	0,8	1,5	1,6	0,5	0,6	0,2	0,4	1,0	1,0
Naprężenia minimalne krawędź górna	$\sigma_{min,g}$ [MPa]	-15,8	-15,8	-16,4	-16,4	-15,8	-15,8	-15,2	-15,2	-15,8	-15,7
Naprężenia minimalne krawędź dolna	$\sigma_{min,d}$ [MPa]	-24,9	-24,1	-24,7	-24,7	-24,4	-24,5	-23,2	-23,1	-23,9	-24,7

4.5. Technologia betonowania nawisowego

Obiekt M2 to konstrukcja betonowana nawisowo. Każdy z betonowanych wsporników podzielony jest na 18 segmentów. Analizowane były: przemieszczenia pionowe wspornika w trakcie budowy, przemieszczenia pionowe w środku rozpiętości przęsła wywołane sprężeniem uciążlającym oraz obwiednia naprężeń górnej i dolnej krawędzi przekroju ze wszystkich etapów budowy. Model numeryczny zaprezentowany został na rysunku 71, a wyniki analiz przedstawiono w tabeli 45.



Rysunek 71. Model numeryczny obiektu M-2 (segmenty 9/1-9/11)

Tabela 45. Wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych obiektu M2

Beton		BN-S	BN-Z	B1-S	B1-Z	B2-S	B2-Z	B3-S	B3-Z	B4-S	B4-Z
Maksymalne pionowe przemieszczenie wspornika	$U_{za,max}$ [mm]	-380,9	-367,8	-361,7	-351,3	-280,7	-269,7	-389,1	-373,3	-504,3	-487,8
Maksymalne pionowe przemieszczenie ustroju	$U_{zu,spr}$ [mm]	+81,3	+80,2	+61,8	+60,8	+64,2	+63,3	+101,5	+99,7	+98,9	+97,9
Naprężenia maksymalne krawędź górna	$\sigma_{max,g}$ [MPa]	+1,0	+1,0	+2,0	+2,1	+0,5	+0,6	+0,1	+0,1	+1,6	+1,7
Naprężenia maksymalne krawędź dolna	$\sigma_{max,d}$ [MPa]	+1,0	+1,0	+0,8	+0,8	+1,2	+1,2	+1,3	+1,3	+1,1	+1,1
Naprężenia minimalne krawędź górna	$\sigma_{min,g}$ [MPa]	-11,3	-11,3	-11,1	-11,1	-11,5	-11,5	-11,4	-11,4	-11,1	-11,1
Naprężenia minimalne krawędź dolna	$\sigma_{min,d}$ [MPa]	-21,3	-21,3	-23,1	-23,1	-20,3	-20,3	-19,7	-19,7	-22,5	-22,5

4.6. Podsumowanie

W rozdziale przedstawiono wyniki analiz numerycznych przy różnych wartościach modułu sprężystości i ciężaru własnego betonu. Obliczenia zostały przeprowadzone przy założeniu normowych wartości właściwości betonu oraz wartości, jakie uzyskano w badaniach laboratoryjnych.

W przypadku naprężeń i stanów granicznych nośności decydujących o bezpieczeństwie konstrukcji dużo większe znaczenie ma ciężar betonu niż jego moduł sprężystości. Obliczenia wykazały większą różnicę w naprężeniach pomiędzy betonami o różnym ciężarze i zbliżonej odkształcalności niż w przypadku betonów o podobnym ciężarze oraz różnej odkształcalności. Nie są to znaczące różnice, jednak w przypadku konstrukcji, w których warunki nośności mają minimalny zapas bezpieczeństwa są to różnice, które wpływają na spełnienie stanów granicznych nośności. W kontekście często stosowanych obecnie inwestycji infrastrukturalnych w systemie *projektuj i buduj*, na projektantach wymuszane jest nieraz absurdalne ograniczanie kosztów budowy. Wiąże się to przede wszystkim z projektowaniem na granicy ryzyka wyciężenia konstrukcji. W przypadku zastosowania betonu o innych niż założone właściwościach może to prowadzić do przekroczenia stanów granicznych.

Moduł sprężystości ma znaczący wpływ na przemieszczenia konstrukcji. Maksymalne ugięcia przęseł w niektórych przypadkach były dwukrotnie większe niż minimalne. Największe wartości, a tym samym największe różnice bezwzględne zostały wykazane w przypadku ugięć przęseł wolnopodpartych, przemieszczenia pionowego awanbeku oraz ugięć wspornika podczas betonowania nawisowego.

Ta strona jest celowo pusta

5. Badania laboratoryjne i in situ

5.1. Wprowadzenie

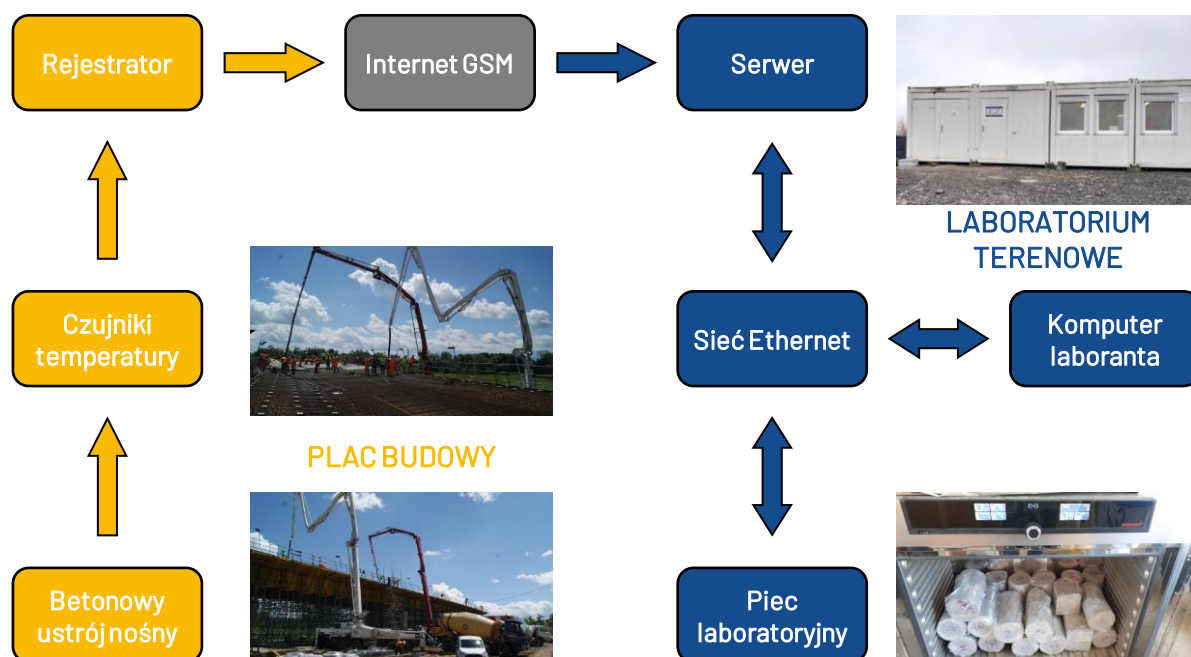
Warunki dojrzewania betonu w konstrukcji są zgoła odmienne od warunków określonych w normie dotyczącej badania betonu. Z tego powodu, w niniejszej pracy podjęto próbę badania właściwości betonu na próbkach przechowywanych w warunkach jak najbardziej zbliżonych do tych występujących na placu budowy. Jako że odwzorowują one warunki w konstrukcji, to zostały one nazwane warunkami odwzorowanymi.

Jedynym sposobem weryfikacji wyników badań laboratoryjnych jest wyznaczenie rzeczywistej sztywności konstrukcji nośnej obiektu mostowego. Dokonuje się tego poprzez pomiar pionowych przemieszczeń przęseł wynikających z działających na nie obciążeń. Szczególnym przypadkiem takich pomiarów są badania pod próbnym obciążeniem statycznym. W przeciwieństwie do procesu sprężenia, w którym nie można określić rzeczywistych strat siły sprężającej, podczas próbnego obciążenia oddziaływanie stanowi ściśle zdefiniowane obciążenie. Są to samochody ciężarowe o znanej masie i położeniu na pomoście.

W pierwszej części niniejszego rozdziału przedstawiony został system odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji, wykorzystywany do pielęgnowania próbek w czasie ich dojrzewania w warunkach zbliżonych do warunków występujących w konstrukcji na placu budowy. Następnie opisana została metodyka badań laboratoryjnych oraz zaprezentowano ich rezultaty. W drugiej części rozdziału znajdują się wyniki pomiarów geodezyjnych w czasie budowy oraz metodyka i wyniki badań pod próbnym obciążeniem statycznym. Dotyczy to obiektów zbudowanych w ciągu obwodnic Raciborza i Kędzierzyna.

5.2. System odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji

System odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji pozwala na pielęgnowanie próbek do badań laboratoryjnych w warunkach możliwie bliskich warunkom panującym wewnątrz deskowania na placu budowy. System ten składa się z czujników temperatury umieszczonych w betonowanym elemencie, rejestratora, serwera oraz pieca laboratoryjnego (rysunek 72).



Rysunek 72. System odwzorowania warunków dojrzewania betonu

Czujniki temperatury umieszczone są wewnątrz dźwigara, który stanowi główny element konstrukcyjny ustroju nośnego. W przypadku badań wstępnych wykonywanych jeszcze przed rozpoczęciem budowy, czujniki umieszcza się w bloku testowym w formie sześcianu o boku równym najmniejszemu wymiarowi przekroju poprzecznego projektowanego dźwigara (rysunek 73). Czujniki te połączone są kablami do rejestratora umieszczonego na placu budowy w bezpośrednim sąsiedztwie konstrukcji.



Rysunek 73. Lokalizacja czujników temperatury w betonowanym elemencie

Rejestrator przesyła dane do serwera zlokalizowanego w laboratorium wykorzystując do tego transmisję danych przez sieć telefonii komórkowej GSM. Serwer podłączony jest do pieca laboratoryjnego, automatycznie sterując jego ustawieniami na podstawie pomiarów na placu budowy. Częstotliwość pomiaru i aktualizacji ustawień pieca jest konfigurowalna. Wszystkie dane i ustawienia mogą być przeglądane i ewentualnie zmieniane przez użytkownika posiadającego komputer z dostępem do serwera laboratoryjnego. Fotografie elementów systemu zaprezentowane są na rysunku 74.



Rysunek 74. Elementy systemu odwzorowania warunków dojrzewania betonu

5.3. Metodyka badań laboratoryjnych

5.3.1. Wykonanie próbek

Proces wykonywania próbek odbywał się w laboratorium polowym zlokalizowanym w okolicach placu budowy (najczęściej obok biura budowy). Przed wykonaniem próbek mierzona były temperatura, konsystencja mieszanki betonowej (metodą opadu stożka według PN-EN 12350-2 [173]) oraz zawartość powietrza (metodą ciśnieniową według PN-EN 12350-7 [174]). Pomiar właściwości mieszanki betonowej został udokumentowany na rysunkach 75 i 76.



Rysunek 75. Pomiar konsystencji mieszanki betonowej metodą opadu stożka



Rysunek 76. Pomiar zawartości powietrza mieszanki betonowej metodą ciśnieniową

Zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-13 [179] badania przeprowadzono na próbkach walcowych o średnicy $d = 150$ mm i wysokości $h = 300$ mm. Formy były zgodne z wymaganiami normy PN-EN 12390-1 [175] oraz przygotowane zgodnie z zapisami normy PN-EN 12390-2 [176]. Próbkę, zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-2 [176], były formowane poprzez napełnianie form trzema warstwami mieszanki betonowej i zagęszczane przy użyciu stolika wibracyjnego, który spełnia wymagania normy PN-EN 12350-1 [172]. Po wykonaniu, gotowe próbki były przenoszone w formach do laboratorium. Proces formowania próbek został udokumentowany na rysunku 77.



Rysunek 77. Formowanie próbek do badań laboratoryjnych

Dodatkowo, w seriach badań wykonywanych z wykorzystaniem bloku testowego, przygotowano też próbki rdzeniowe pobrane z bloku testowego (rysunek 78). Wymiary próbek rdzeniowych odpowiadały wymiarom form stosowanym podczas betonowania ($d = 150$ mm, $h = 300$ mm). Proces pobierania próbek był zgodny z normą PN-EN 12504-1 [180].



Rysunek 78. Odwierany rdzenie oraz przygotowane z nich próbki do badań

5.3.2. Pielęgnacja próbek

5.3.2.1. Warunki normowe

Przechowywanie próbek w warunkach normowych odbywało się zgodnie z normą PN-EN 12390-2 [176]. Przez pierwsze 24 godziny próbki były przechowywane w formach w temperaturze 20 ± 5 °C. Dodatkowo próbki były zabezpieczone folią przed utratą wilgoci. Po tym czasie były rozformowywane i przechowywane w wodzie o temperaturze 20 ± 2 °C aż do czasu badania (rysunek 79).



Rysunek 79. Pielęgnacja próbek w warunkach normowych

5.3.2.2. Warunki odwzorowane

Przechowywanie próbek w warunkach odwzorowanych odbywało się przy wykorzystaniu systemu odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji (punkt 5.2). Po zafornowaniu próbki przechowywane były w formach w piecu laboratoryjnym w temperaturze odzwierciedlającej aktualne warunki wewnątrz betonowanego elementu. Formy zabezpieczono dodatkowo folią, aby zabezpieczyć beton przed utratą wilgoci. Rozformowanie następowało po 24 godzinach. Po rozformowaniu próbki owijane były szczelnie folią typu stretch, po czym umieszczano je z powrotem w piecu laboratoryjnym (rysunek 80).



Przed rozformowaniem



Po rozformowaniu

Rysunek 80. Pielęgnacja próbek w warunkach odwzorowanych

Pomiar temperatury betonu w konstrukcji oraz pielęgnacja próbek w piecu kończyły się w momencie wyrównania się temperatury konstrukcji z temperaturą otoczenia, co zazwyczaj miało miejsce po kilku lub kilkunastu dniach. Do czasu badania próbki (wciąż zawinięte w folię) przechowywane były w warunkach powietrzno-suchych w laboratorium.

Częstotliwość pomiarów temperatury i aktualizacji ustawień pieca laboratoryjnego wynosiła 15 minut w początkowej fazie intensywnego nagrzewania się konstrukcji oraz 30 minut w późniejszym okresie powolnego wychładzania się konstrukcji.

5.3.3. Przygotowanie próbek

Podstawy próbek walcowych, będące jednocześnie powierzchnią przyłożenia obciążenia, zostały przygotowane poprzez szlifowanie (rysunek 81) zgodnie z zaleceniami norm PN-EN 12390-3 [177] oraz PN-EN 12504-1 [180]. Próbki poddawane były obróbce na mokro do momentu uzyskania kształtu zgodnego z wymogami normy PN-EN 12390-1 [175]. Szlifowanie odbywało się w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej.



Rysunek 81. Proces szlifowania próbek

Następnie na próbki naklejane były tensometry do pomiaru odkształceń. Zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-13 [179] oraz instrukcji ITB [162] tensometry były naklejane wzdłuż trzech linii pomiarowych na pobocznicę próbki walcowej co 120° (rysunek 82). W badaniach wykorzystano papierowe tensometry elektrooporowe o bazie pomiarowej 80 mm. Co prawda długość bazy tensometrów nie spełnia wymogów dotyczących długości urządzeń pomiarowych ($L \geq 2/3D$), jednak doświadczenia zespołu laboratorium i badania porównawcze wykazały, że w przypadku betonu z kruszywem o maksymalnym wymiarze ziaren 16 mm nie występują różnice mierzonych odkształceń wraz ze wzrostem długości bazy pomiarowej.



Rysunek 82. Proces naklejania tensometrów elektrooporowych

5.3.4. Badania próbek

Badania odbywały się w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej. Były one realizowane w maszynie wytrzymałościowej do prób ściskania klasy 1 zgodnej z wymaganiami zapisanymi w normie PN-EN 12390-4 [178]. Tensometry były podłączone do rejestratora współpracującego z komputerem sterującym. Pomiar zarówno siły, jak i odkształceń odbywał się z częstotliwością 5 Hz. Prędkość zmiany obciążenia wynosiła 10 kN/s (0,57 MPa/s). Stanowisko pomiarowe zaprezentowano na rysunku 83.



Rysunek 83. Stanowisko pomiarowe do badania modułu sprężystości betonu

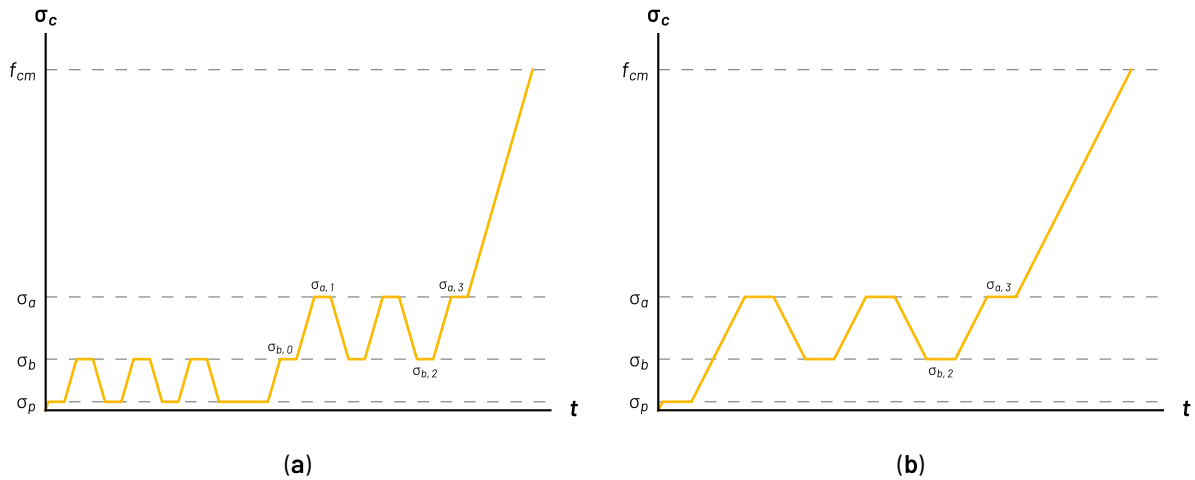
Badania były przeprowadzane z wykorzystaniem trzech metod:

- metody A według normy PN-EN 12390-13 [179],
- metody B według normy PN-EN 12390-13 [179],
- metody bezpośredniej.

Ostatnia metoda bezpośrednia została zaproponowana przez autora (patrz Załącznik B). Pozwala ona wprost odzwierciedlić definicję modułu sprężystości opisaną w normie PN-EN 1992-1-1 [171]. Podobna procedura podana jest w normach amerykańskiej C469/469M [157] i australijskiej AS 1012.17 [155] oraz jako metoda alternatywna w normie ISO 1920-10 [164].

Poszczególne metody różnią się między sobą jedynie procesem obciążania próbki oraz rodzajem modułu, który na jej podstawie można wyznaczyć. Dodatkowo, badania metodą bezpośrednią przeprowadza się z wykorzystaniem mniejszej liczby próbek niż ma to miejsce w przypadku normowych metod A i B.

Proces obciążenia w metodzie A składa się z trzech cykli obciążenia wstępnego, po których następują trzy cykle obciążenia właściwego (rysunek 84a). Można w ten sposób wyznaczyć wartość początkową i ustabilizowaną modułu sprężystości betonu. W metodzie B proces obciążenia składa się wyłącznie z trzech cykli obciążenia właściwego (rysunek 84b) i można wyznaczyć jedynie moduł ustabilizowany. Natomiast w metodzie bezpośredniej próbka obciążana jest w jednym cyklu obciążenia aż do zniszczenia (jak przy badaniu wytrzymałości na ściskanie). W ten sposób otrzymuje się początkową wartość modułu sprężystości betonu.



Rysunek 84. Proces obciążania próbki: metoda A (a) i metoda B (b) [97]

W badaniach odpowiednie poziomy naprężeń przyjęto o wartościach:

- w metodach A i B: $\sigma_a = 1/3 f_{cm}$, $\sigma_b = 0,15 f_{cm}$, $\sigma_p = 1,7$ MPa,
- w metodzie bezpośredniej: $\sigma_a = 0,40 f_{cm}$, $\sigma_p = 1,7$ MPa.

Wartości modułów sprężystości betonów obliczono według następujących wzorów:

Początkowy moduł sprężystości - metoda bezpośrednia:
$$E_{c0} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{a,1} - \sigma_{p,0}}{\varepsilon_{a,1} - \varepsilon_{p,0}} \quad (39)$$

Początkowy moduł sprężystości - metoda A:
$$E_{c0} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{a,1} - \sigma_{b,0}}{\varepsilon_{a,1} - \varepsilon_{b,0}} \quad (40)$$

Ustabilizowany moduł sprężystości - metoda A:
$$E_{CS} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{a,3} - \sigma_{b,2}}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}} \quad (41)$$

Ustabilizowany moduł sprężystości - metoda B:
$$E_{CS} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{a,3} - \sigma_{p,2}}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{p,2}} \quad (42)$$

$\sigma_{a,i}$ - zarejestrowane naprężenie na poziomie $1/3 f_{cm}$,

$\sigma_{b,i}$ - zarejestrowane naprężenie na poziomie $0,15 f_{cm}$,

$\sigma_{p,i}$ - zarejestrowane naprężenie na poziomie początkowym,

$\varepsilon_{a,i}$ - zarejestrowane odkształcenie pod wpływem naprężenia σ_a ,

$\varepsilon_{b,i}$ - zarejestrowane odkształcenie pod wpływem naprężenia σ_b ,

$\varepsilon_{p,i}$ - zarejestrowane odkształcenie pod wpływem naprężenia σ_p ,

5.4. Wyniki badań laboratoryjnych

W ramach prac nad niniejszą rozprawą zostało przeprowadzonych 16 serii badań:

- obiekt MG-1 – blok testowy I, segmenty I-VII oraz blok testowy II (CEM III),
- obiekt WG-4 – blok testowy oraz ustrój nośny,
- obiekt M1 – przęsło 1-2, przęsło 2-3 oraz przęsło 3-4,
- obiekt MD-1 – blok testowy oraz ustrój nośny.

Badania zostały przeprowadzone we współpracy z firmami STRABAG oraz TPA. Wykonane zostały 392 próbki walcowe przechowywane w warunkach normowych i odwzorowanych. Dodatkowo wykonanych zostało 17 próbek rdzeniowych odwierconych z bloków testowych. W niniejszym rozdziale zamieszczono jedynie podsumowanie badań i płynące z nich wnioski. Natomiast szczegółowe wyniki badań zostały przedstawione w Załączniku A.

Każda seria badań ujęta jest w osobnym sprawozdaniu, w którym podano takie informacje jak:

- data betonowania,
- receptura betonu,
- właściwości wbudowanej mieszanki,
- wyniki pomiaru temperatury betonu w konstrukcji i temperatury otoczenia,
- liczba pobranych próbek walcowych,
- terminy i wykorzystane metody badań,
- tabelaryczne i graficzne przedstawienie wyników badań.

Badania wykazały znaczące różnice w rozwoju właściwości betonu w czasie w zależności od sposobu pielęgnacji próbek. Próbki przechowywane w warunkach normowych charakteryzowały się stosunkowo niską wytrzymałością na ściskanie i modułem sprężystości w początkowym okresie. Wykazywały one jednak znaczny przyrost tych właściwości w czasie. Wartość wytrzymałości uzyskiwana w trakcie ostatniego badania była o kilkadziesiąt procent (nawet do 80%) wyższa niż wartość początkowa. Wzrost modułu nie był aż tak duży, ale dalej znaczący i również wynosił kilkadziesiąt procent (do 30%). Szczególnym przypadkiem jest beton zawierający cement hutniczy. Wartości po kilku dniach były bardzo niskie i procentowy wzrost wytrzymałości oraz modułu pomiędzy 3 i 56 dniem wynosił odpowiednio 260% i 85%. Z kolei próbki przechowywane w warunkach odwzorowanych wykazywały stosunkowo wysokie wartości wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości już od pierwszego badania w wieku 3 dni. Przyrost wartości w kolejnych dniach był niewielki: kilkanaście procent w przypadku wytrzymałości i jedynie kilka procent w przypadku modułu. Dodatkowo można zauważyć, że w zależności od warunków zewnętrznych, beton w wieku kilku lub kilkunastu dni osiągał maksymalne wartości obu badanych właściwości. Warto zauważyć, że wartość modułu sprężystości stabilizowała się wcześniej niż wartość wytrzymałości na ściskanie. W dalszym okresie nie było znaczącego przyrostu, a w dużej części przypadków odnotowano nawet spadek wytrzymałości i/lub modułu.

Tak różny rozwój wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości w czasie w zależności od sposobu przechowywania próbek powoduje znaczące różnice wartości w poszczególnych dniach. We wczesnym okresie zarówno wytrzymałość, jak i moduł są wyższe dla próbek przechowywanych w warunkach odwzorowanych. Natomiast w późniejszym okresie wartości uzyskane na próbkach przechowywanych w warunkach normowych znacząco przewyższają te, które uzyskano na próbkach przechowywanych w warunkach odwzorowanych. Zmiana następowała zazwyczaj po kilku lub kilkunastu dniach, jednak zdarzały się serie badań, gdzie już po 3 dniu wartości wytrzymałości i modułu były wyższe dla próbek przechowywanych w warunkach normowych.

Warto również zauważyć, że w kilku przypadkach wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach uzyskana na próbkach przechowywanych w warunkach odwzorowanych osiągała wartości bliskie wytrzymałości walcowej f_{ck} , a w jednym przypadku nawet niższe. Potwierdzone zostało to w badaniach wytrzymałości na próbkach sześciennych przeprowadzonych przez wykonawcę. Nie zawsze spełnione były warunki zgodności dotyczące klasy wytrzymałości. Ten wniosek jest istotny, bo w środowisku projektantów panuje pewne przekonanie jakoby rzeczywista wytrzymałość betonu była zwykle wyższa niż wytrzymałość projektowa i jest to czasami traktowane jako dodatkowy zapas bezpieczeństwa. A z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji może to budzić wątpliwości.

W seriach badań wstępnych przeprowadzonych z wykorzystaniem bloków testowych wykonano dodatkowo badania na próbkach rdzeniowych. Po 28 dniach od betonowania wykonano odwierty z bloku testowego o wymiarach identycznych jak próbki walcowe wykonane z wykorzystaniem form w trakcie betonowania. W tabeli 46 zaprezentowano zestawienie wyników badań na próbkach rdzeniowych z wynikami uzyskanymi po 28 dniach na próbkach walcowych.

Tabela 46. Wyniki badań po 28 dniach dla serii badań wstępnych

Obiekt		MG-1 CEM I	MG-1 CEM III	WG-4
Wytrzymałość na ściskanie Warunki odwzorowane	$f_{cm,S}$ [MPa]	45,3	40,6	41,9
Wytrzymałość na ściskanie Warunki normowe	$f_{cm,W}$ [MPa]	49,3	55,8	42,9
Wytrzymałość na ściskanie Próbki rdzeniowe	$f_{cm,R}$ [MPa]	43,1	50,6	40,7
Moduł sprężystości Warunki odwzorowane	$E_{cm,S}$ [GPa]	27,0	30,8	26,6
Moduł sprężystości Warunki normowe	$E_{cm,W}$ [GPa]	28,6	29,9	28,2
Moduł sprężystości Próbki rdzeniowe	$E_{cm,R}$ [GPa]	24,8	31,0	25,7

Niestety wyniki badań laboratoryjnych po 28 dniach w seriach próbnych są do siebie zbliżone, więc nie da się jednoznacznie określić wyższości którejs z metod przechowywania próbek. Jednakże to wyniki uzyskane na próbkach przechowywanych w warunkach odwzorowanych były bliższe wynikom uzyskanym na próbkach rdzeniowych.

W kontekście metod badania modułu sprężystości betonu zauważyć można wysoką zgodność wartości otrzymanej z badania metodą bezpośrednią oraz modułu początkowego wyznaczonego metodą A. Średnia bezwzględna różnica wynosi jedynie 2% i to niezależnie od sposobu pielęgnacji próbek. Moduł ustabilizowany otrzymany z badania tą metodą jest większy. Co ciekawe, w przypadku betonu z kruszywem granitowym, o niskim module różnica jest większa niż w przypadku betonu z kruszywem dolomitowym i bazaltowym, o wysokim module sprężystości. Wynosi ona 6÷8 GPa, co stanowi 20÷30% wartości modułu początkowego, a dla betonu o niskiej odkształcalności odpowiednio 2÷5 GPa (5÷10%). Moduł ustabilizowany wyznaczony metodą B jest mniejszy niż ten wyznaczony metodą A. Wartość ta jest znacznie bliższa wartości modułu początkowego i jest od niej nieznacznie większa (średnio 7%). W opinii autora, jedyną zaletą metody B w stosunku do metody A jest czas badania, ale jest to wątpliwa korzyść. Krótszy czas badania wynika bowiem z mniejszej liczby cykli obciążania, a to prowadzi do niepełnego ustabilizowania się odkształcalności próbki. Dlatego w trakcie prac nad niniejszą rozprawą zdecydowano się zaniechać dalszych badań tą metodą. Porównanie wyników wszystkim metodami przedstawione zostało w tabeli 47. Wartością odniesienia jest wartość modułu początkowego wyznaczonego metodą A.

Tabela 47. Wyniki badań po 28 dniach dla serii badań wstępnych

Seria badań	Wiek	Warunki	Moduł początkowy Metoda bezpośrednia $E_{c0m,b}$ [GPa]	Moduł początkowy Metoda A $E_{c0m,A}$ [GPa]	Moduł ustabilizowany Metoda A $E_{csm,A}$ [GPa]	Moduł ustabilizowany Metoda B $E_{csm,B}$ [GPa]
Objekt MG-1 Blok testowy	t=28 dni	odwzorowane	27,0 $\Delta=-0,7$ (+2,5%)	27,7	33,8 $\Delta=+6,1$ (+28%)	-
		normowe	28,6 $\Delta=-0,3$ (-1,0%)	28,9	38,1 $\Delta=+9,2$ (+31,8%)	-
Objekt MG-1 Segment 1	t=28 dni	odwzorowane	27,5 $\Delta=-0,3$ (-1,1%)	27,8	35,1 $\Delta=+7,3$ (+26,3%)	30,6 $\Delta=+2,8$ (+10,1%)
		normowe	29,4 $\Delta=+0,4$ (+1,4%)	29,0	37,0 $\Delta=+8,0$ (+27,6%)	31,9 $\Delta=+2,9$ (+10,0%)
Objekt MG-1 Segment 5	t=28 dni	odwzorowane	28,2 $\Delta=-1,1$ (-3,8%)	29,3	35,3 $\Delta=+6,0$ (+20,5%)	28,9 $\Delta=-0,4$ (-1,4%)
		normowe	28,2 $\Delta=-1,5$ (-5,1%)	29,7	36,4 $\Delta=+6,7$ (+22,6%)	29,1 $\Delta=-0,6$ (-2,0%)
Objekt MG-1 Segment 6	t=28 dni	odwzorowane	24,7 $\Delta=+0,1$ (+0,4%)	24,6	30,7 $\Delta=+6,1$ (+24,8%)	27,5 $\Delta=+2,9$ (+11,8%)
		normowe	25,5 $\Delta=+0,2$ (+0,8%)	25,3	31,8 $\Delta=+6,5$ (+25,7%)	27,6 $\Delta=+2,3$ (+9,1%)
Objekt MG-1 Segment 7	t=4 dni	odwzorowane	28,2 $\Delta=-0,8$ (-2,8%)	29,0	35,2 $\Delta=+6,2$ (+21,4%)	-
		normowe	24,4 $\Delta=+0,5$ (+2,1%)	23,9	30,1 $\Delta=+6,2$ (+25,9%)	-
	t=28 dni	odwzorowane	32,3 $\Delta=+2,6$ (+8,8%)	29,7	35,6 $\Delta=+5,9$ (+19,9%)	-
		normowe	30,1 $\Delta=-0,3$ (-1,0%)	30,4	38,1 $\Delta=+7,7$ (+25,3%)	-
Objekt WG-4 Ustrój nośny	t=7 dni	odwzorowane	27,5 $\Delta=-0,3$ (-1,1%)	27,8	35,4 $\Delta=+7,6$ (+27,3%)	-
		normowe	25,0 $\Delta=-2,0$ (-7,4%)	27,0	33,9 $\Delta=+6,9$ (+25,6%)	-
	t=28 dni	odwzorowane	30,1 $\Delta=-0,8$ (-2,6%)	30,9	38,6 $\Delta=+7,7$ (+24,9%)	-
		normowe	30,8 $\Delta=+0,8$ (+2,7%)	30,0	42,8 $\Delta=+12,8$ (+42,7%)	-
Objekt M1 Przęsło P1P2	t=28 dni	odwzorowane	38,6 $\Delta=+0,5$ (+1,3%)	38,1	42,0 $\Delta=+3,9$ (+10,2%)	-
		normowe	43,1 $\Delta=+1,1$ (+2,6%)	42,0	44,5 $\Delta=+2,5$ (+6,0%)	-
Objekt M1 Przęsło P2P3	t=238 dni	odwzorowane	39,5 $\Delta=-0,8$ (-2,0%)	40,3	43,7 $\Delta=+3,4$ (+8,4%)	-
		normowe	49,8 $\Delta=-1,0$ (-2,0%)	50,8	53,4 $\Delta=+2,6$ (+5,1%)	-
Objekt M1 Przęsło P3P4	t=28 dni	odwzorowane	38,3 $\Delta=-0,5$ (-1,3%)	38,8	42,0 $\Delta=+3,2$ (+8,2%)	-
		normowe	44,2 $\Delta=-1,5$ (-3,3%)	45,7	48,7 $\Delta=+3,0$ (+6,6%)	-
	t=218 dni	odwzorowane	37,9 $\Delta=+0,2$ (+0,5%)	37,7	41,0 $\Delta=+3,3$ (+8,8%)	-
		normowe	47,0 $\Delta=-0,1$ (-0,2%)	47,1	49,0 $\Delta=+1,9$ (+4,0%)	-
Objekt MD-1 Blok testowy	t=28 dni	odwzorowane	41,9 $\Delta=-0,1$ (-0,2%)	42,0	46,1 $\Delta=+4,1$ (+9,8%)	-
		normowe	45,9 $\Delta=-2,1$ (-4,4%)	48,0	51,8 $\Delta=+3,8$ (+7,9%)	-
Objekt MD-1 Ustrój nośny	t=28 dni	odwzorowane	37,4 $\Delta=+0,7$ (+1,9%)	36,7	40,0 $\Delta=+3,3$ (+9,0%)	-
		normowe	40,3 $\Delta=-1,2$ (-2,9%)	41,5	44,1 $\Delta=+2,6$ (+6,3%)	-

5.5. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej obiektu

5.5.1. Analizy numeryczne

Obliczenia ugięć konstrukcji nośnych analizowanych obiektów wykonano przy wykorzystaniu modeli opisanych w rozdziale 4. Jediną różnicę stanowiły zmiany wynikające z programu sprężenia opracowanego przez wykonawcę. Zostały więc uwzględnione rzeczywiste siły naciągu kabli oraz kolejność ich naciągania. Do obliczeń przyjęto wartość modułu sprężystości, którą założył projektant obiektu.

5.5.2. Obiekt MG-1

Zarówno betonowanie ustroju nośnego obiektu MG-1, jak i sprężanie konstrukcji odbywało się etapami:

- segment I – betonowanie 30.06.2020 r., sprężenie 8.07.2020 r. (po 8 dniach),
- segment II – betonowanie 23.07.2020 r., sprężenie 3.08.2020 r. (po 11 dniach),
- segment III – betonowanie 14.08.2020 r., sprężenie 20.08.2020 r. (po 6 dniach),
- segment IV – betonowanie 11.09.2020 r., sprężenie 17.09.2020 r. (po 6 dniach),
- segment V – betonowanie 1.10.2020 r., sprężenie 6.10.2020 r. (po 5 dniach),
- segment VI – betonowanie 29.10.2020 r., sprężenie 10.11.2020 r. (po 14 dniach),
- segment VII – betonowanie 12.11.2020 r., sprężenie 18.11.2020 r. (po 6 dniach),
- segment VIII – betonowanie 19.11.2020 r., sprężenie 4.12.2020 r. (po 15 dniach).

Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej górnej powierzchni płyty pomostowej zostały przedstawione w tabeli 48. Wartości przemieszczeń podane są z etapów, w których poszczególne przęsła w wyniku sprężenia kolejnego segmentu były wypiętrzane ku górze.

Tabela 48. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej obiektu MG-1

Przęsło	Przęsło 1		Przęsło 2		Przęsło 3		Przęsło 4		Przęsło 5		Przęsło 6	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Dźwigar												
Rzędna po betonowaniu [m.n.p.m]	192,967	193,207	193,425	193,657	193,871	194,089	194,165	194,380	194,282	194,484	194,103	194,303
Rzędna po sprężeniu [m.n.p.m]	192,997	193,238	193,406	193,638	193,847	194,065	194,148	194,364	194,262	194,463	194,075	194,277
Ugięcie rzeczywiste U_{spr} [mm]	+30,0	+31,0	+19,0	+19,0	+24,0	+24,0	+17,0	+16,0	+20,0	+21,0	+28,0	+26,0
Ugięcie obliczeniowe U_t [mm]	+15,2	+15,5	+11,7	+11,8	+12,6	+12,7	+15,3	+15,5	+22,9	+23,1	+23,1	+23,4
Stosunek U_{spr} / U_t	197,4%	200,0%	162,4%	161,0%	190,5%	189,0%	111,1%	103,2%	87,3%	90,9%	121,2%	111,1%
Średnia	198,7%		161,7%		189,7%		107,2%		89,1%		116,2%	

5.5.3. Obiekt WG-4

Betonowanie ustroju nośnego obiektu WG-4 odbyło się 25 listopada 2020 r. Sprężenie konstrukcji nastąpiło po 7 dniach od betonowania, 2 grudnia 2020 r. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej górnej powierzchni płyty pomostowej zostały przedstawione w tabeli 49.

Tabela 49. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej obiektu WG-4

Przęsło	Przęsło 1		
Dźwigar	A	B	C
Rzędna po betonowaniu [m.n.p.m]	191,314	191,386	191,282
Rzędna po sprężeniu [m.n.p.m]	191,354	191,429	191,324
Ugięcie rzeczywiste u_{spr} [mm]	+39,0	+43,0	+42,0
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	+30,5	+30,7	+30,5
Stosunek u_{spr} / u_t	127,9%	140,1%	137,7%
Średnia	135,2%		

5.5.4. Obiekt MD-1

Betonowanie ustroju nośnego obiektu MD-1 odbyło się 17 marca 2022 r. Sprężenie konstrukcji nastąpiło po 25 dniach od betonowania, 11 kwietnia 2020 r. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej górnej powierzchni płyty pomostowej zostały przedstawione w tabeli 50.

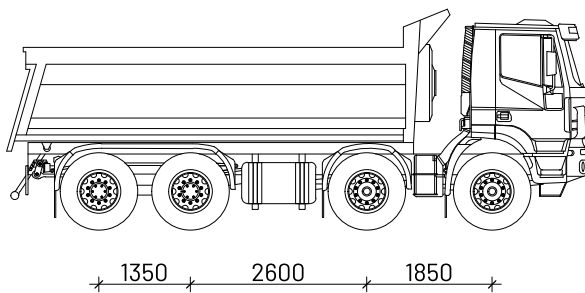
Tabela 50. Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej obiektu MD-1

Przęsło	Przęsło 1		Przęsło 2		Przęsło 3	
Dźwigar	A	B	A	B	A	B
Rzędna po betonowaniu [m.n.p.m]	179,957	179,136	179,518	179,798	180,114	180,27
Rzędna po sprężeniu [m.n.p.m]	178,970	179,138	179,532	179,812	180,118	180,281
Ugięcie rzeczywiste u_{spr} [mm]	+13,0	+2,0	+14,0	+14,0	+4,0	+11,0
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	+7,4	+3,8	+15,5	+15,5	+4,2	+7,5
Stosunek u_{spr} / u_t	175,7%	52,6%	90,3%	90,3%	95,2%	146,7%
Średnia	114,2%		83,8%		121,0	

5.6. Metodyka badań pod próbnym obciążeniem

5.6.1. Środki obciążające

Środki obciążające użyte do badań pod próbnym obciążeniem powinny wywoływać w elementach konstrukcyjnych siły wewnętrzne będące częścią efektów charakterystycznego obciążenia normowego. Część ta została określona w wytycznych [186,187] jako min. 75% dla obiektów mostowych zaprojektowanych zgodnie z normą PN-S-10042 [181] oraz 50% ÷ 60% w przypadku obiektów zaprojektowanych zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1 [171]. Obciążenie to zazwyczaj realizuje się poprzez wykorzystanie czteroosiowych samochodów ciężarowych o dopuszczalnej masie całkowitej 32 t (rysunek 85). Takie też założenia przyjęto przy doborze i rozmieszczeniu pojazdów próbnych.



Rysunek 85. Przykładowy samochód ciężarowy wykorzystywany do obciążenia konstrukcji

Przed badaniem każdy samochód poddany był kontroli w zakresie typu pojazdu, rozstawu osi oraz rzeczywistej masy całkowitej. Rozbieżności w stosunku do założeń przyjętych w projekcie próbnego obciążenia zostały później uwzględnione w analizie wyników.

5.6.2. Metody pomiarowe

Podczas badań pod próbnym obciążeniem mierzone były następujące wielkości:

- przemieszczenia pionowe przęsła – pomiar czujnikami mechanicznymi (rysunek 86a) lub za pomocą niwelacji precyzyjnej w przypadku braku dostępu do terenu pod przęsłem (rysunek 86b),
- osiadania podpór – pomiar za pomocą niwelacji precyzyjnej (rysunek 86c),
- zgniot łożysk – pomiar czujnikami zegarowymi (rysunek 86d).

Zgodnie z procedurą badawczą PB-01 [183] wykorzystano czujniki mechaniczne o dokładności odczytu 0,01 mm oraz optyczne niwelatory precyzyjne o dokładności odczytu 0,05 mm.



(a) pomiar przemieszczeń czujnikami zegarowymi



(b) pomiar przemieszczeń za pomocą niwelacji precyzyjnej



(c) pomiar osiadania podpór za pomocą niwelacji precyzyjnej



(d) pomiar zgniotu łożysk czujnikami zegarowymi

Rysunek 86. Metody i narzędzia pomiarowe

5.6.3. Przebieg badania

Badania rozpoczynały się od przygotowania punktów pomiarowych oraz oznaczenia na obiekcie w sposób trwały położenia pojazdów obciążających. Po zakończeniu prac przygotowawczych wykonywane były dwie kontrolne serie odczytów zerowych, w odstępie co najmniej 10 minut. Następnie następowało wprowadzenie na obiekt pojazdów obciążających (rysunek 87) i natychmiastowe wykonanie pierwszej serii odczytów. Kolejne serie (nie mniej niż trzy) przeprowadzone były w regularnych odstępach czasowych (co 10-15 minut) aż do czasu ustabilizowania się przemieszczeń. Przez stabilizację przemieszczeń rozumie się moment, w którym różnica pomiędzy dwoma kolejnymi odczytami jest mniejsza niż 2%. Po wykonaniu ostatniej serii odczytów pojazdy obciążające zjeżdżały z obiektu i przeprowadzona była pierwsza seria odczytów przemieszczeń nieobciążonej konstrukcji. Po zjeździe pojazdów serie odczytów przeprowadzane były w regularnych odstępach czasowych aż do ustabilizowania się przemieszczeń.



Rysunek 87. Pojazdy obciążające po wjeździe na badane objekty

5.6.4. Analiza wyników

Przemieszczenia pionowe przęsła wyznaczone są w odniesieniu do stanu początkowego przed wprowadzeniem na obiekt pojazdów obciążających. Na ich podstawie obliczane były ugięcia poszczególnych dźwigarów konstrukcji z uwzględnieniem osiadania podpór i zgięciu łożysk (rysunek 88):

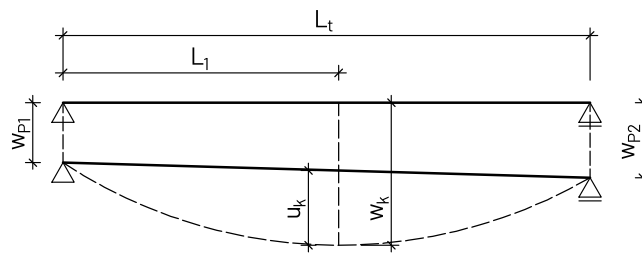
$$u_k = w_k - w_{P1} - (w_{P2} - w_{P1}) \frac{L_1}{L_t} \quad [mm] \quad (43)$$

w_k [mm] – całkowite przemieszczenie pionowe punktu pomiarowego,

w_{P1}, w_{P2} [mm] – całkowite przemieszczenie punktu podparcia (suma osiadania podpory i zgięciu łożyska),

L_1 [m] – odległość punktu pomiarowego od osi podpory 1,

L_t [m] – rozpiętość teoretyczna analizowanego przęsła.



Rysunek 88. Wyznaczanie ugięcia przęsła

W analizie wyników wyróżnia się trzy rodzaje ugięcia:

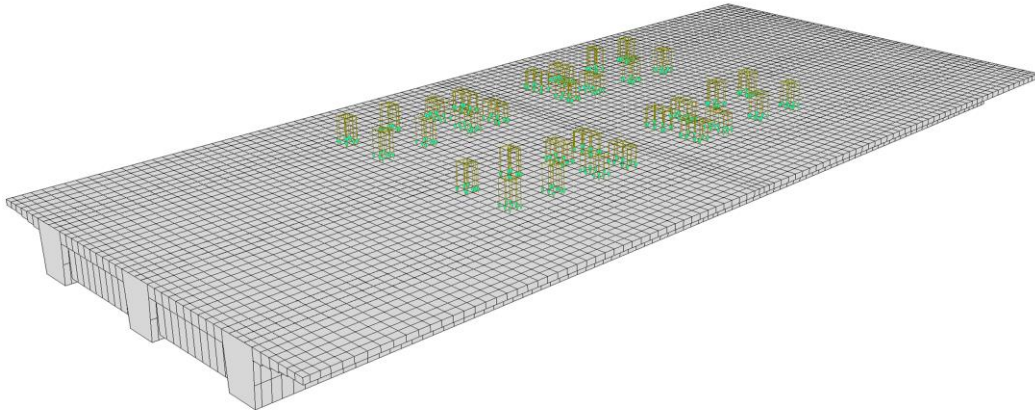
- ugięcie całkowite u_{kc} – ugięcie wyliczone na podstawie ostatniego odczytu przed odciążeniem przęsła,
- ugięcie trwałe u_{kt} – ugięcie wyliczone na podstawie ostatniego odczytu po odciążeniu przęsła,
- ugięcie sprężyste u_{ks} – ugięcie wyliczone jako różnica ugięcia całkowitego i trwałego, $u_{ks} = u_{kc} - u_{kt}$.

Porównywane do wyników analiz numerycznych są ugięcia sprężyste. W analizach tych pomijany jest wpływ wyposażenia obiektu na sztywność przęsła. Elementy wyposażenia (a w szczególności zabudowa chodnika) są silnie zespolone z ustrojem nośnym zwiększając jego sztywność [85]. Dlatego w analizie wyników badań pod próbnym obciążeniem przeprowadzonych po wykonaniu wyposażenia obiektu należy uwzględnić jego wpływ. Łaziński [85] podaje, że wpływ zabudowy chodnikowej zależy od stosunku jej efektywnej powierzchni do powierzchni przekroju poprzecznego dźwigara ustroju nośnego.

5.7. Wyniki badań pod próbnym obciążeniem

5.7.1. Analizy numeryczne

Obliczenia ugięcia konstrukcji nośnych analizowanych obiektów wykonano przy wykorzystaniu modeli opisanych w rozdziale 4, z uwzględnieniem zainiektowanych już kanałów kablowych. Do obliczeń przyjęto wartość modułu sprężystości założoną przez projektanta obiektu. Obciążenie pojazdami próbnymi zostało zamodelowane obciążeniem powierzchniowym uwzględniającym rozkład obciążenia przez warstwy nawierzchni (rysunek 89).



Rysunek 89. Model numeryczny obiektu WG-4 z obciążeniem pojazdami próbnymi

5.7.2. Obiekt MG-1

Badanie pod próbnym obciążeniem obiektu MG-1 zostało przeprowadzone 30.09.2021r. po wykonaniu większości elementów wyposażenia. Obciążenie stanowiło 6 samochodów ciężarowych o masie całkowitej 32 t każdy. Zrealizowano 8 schematów obciążenia przęsłowego (od S1 do S8). Schematy S2 i S5 były schematami symetrycznymi, w których ustawienie pojazdów możliwie równomiernie obciążały oba dźwigary. Pozostałe schematy były schematami niesymetrycznymi działającymi bardziej na dźwigar zewnętrzny. Zdjęcia z realizacji badań zaprezentowano na rysunku 90.



Rysunek 90. Próbné obciążenie obiektu MG-1

Wartości ugięć sprężystych z wybranych schematów w odniesieniu do wyników analiz numerycznych zostały zaprezentowane w tabeli 51. Wartości ugięć obliczeniowych uwzględniają moduł sprężystości betonu z normy PN-S-10042 [181], gdyż obiekt MG-1 został zgodnie z nią zaprojektowany.

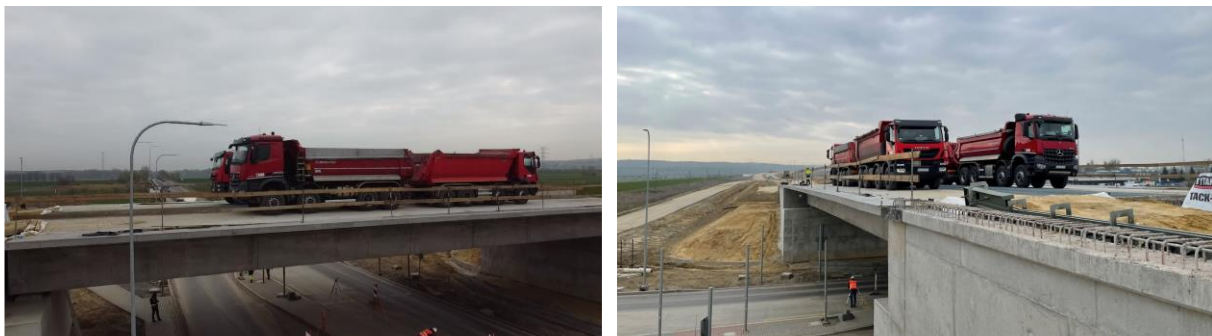
Tabela 51. Wyniki próbnego obciążenia obiektu MG-1

Schemat	S2		S5		S7	
	A	B	A	B	A	B
Dźwigar						
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	5,63	5,94	9,52	9,49	7,81	13,08
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	4,80	5,18	8,30	8,83	6,99	11,14
Stosunek u_{ks} / u_t	117,2%	114,6%	114,7%	107,5%	111,7%	117,5%
Średnia	115,9%		111,1%		114,6%	

5.7.3. Obiekt WG-4

5.7.3.1. Próbne obciążenie przed wykonaniem elementów wyposażenia obiektu

Pierwsze badanie pod próbnym obciążeniem obiektu WG-4 zostało przeprowadzone 29.04.2021 r. jeszcze przed wykonaniem elementów wyposażenia. Obciążenie stanowiły 4 samochody ciężarowe o masie całkowitej 32 t każdy. Zrealizowano jeden schemat obciążenia przęsłowego. Ustawienie pojazdów zostało dobrane w taki sposób, aby można je było zrealizować ponownie, już po wykonaniu elementów wyposażenia. Zdjęcia z realizacji badań zaprezentowano na rysunku 91.



Rysunek 91. Pierwsze próbnne obciążenie obiektu WG-4

Wartości ugięć sprężystych w odniesieniu do wyników analiz numerycznych zostały zaprezentowane w tabeli 52. Wartości ugięć teoretycznych uwzględniają moduł sprężystości betonu z normy PN-S-10042 [181], zgodnie z którą obiekt WG-4 został zaprojektowany.

Tabela 52. Wyniki pierwszego próbnego obciążenia obiektu WG-4

Schemat	S1		
Dźwigar	A	B	C
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	7,96	7,87	7,11
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	8,09	8,23	7,41
Stosunek u_{ks} / u_t	96,7%	95,6%	96,0%
Średnia	96,7%		

5.7.3.2. Próbne obciążenia po wykonaniu elementów wyposażenia obiektu

Drugie badanie pod próbnym obciążeniem obiektu WG-4 już po wykonaniu elementów wyposażenia zostało przeprowadzone 30.09.2021 r. Obciążenie stanowiły 4 samochody ciężarowe o masie całkowitej 32 t każdy. Zrealizowano ponownie jeden schemat obciążenia przęsłowego powtarzając ustawienie pojazdów z pierwszego badania. Zdjęcia z realizacji badań zaprezentowano na rysunku 92.



Rysunek 92. Drugie próbnego obciążenie obiektu WG-4

Wartości ugięć sprężystych w odniesieniu do wyników analiz numerycznych zostały zaprezentowane w tabeli 53. Wartości ugięć teoretycznych uwzględniają moduł sprężystości betonu z normy PN-S-10042 [181], zgodnie z którą obiekt WG-4 został zaprojektowany.

Tabela 53. Wyniki drugiego próbnego obciążenia obiektu WG-4

Schemat	S1		
	A	B	C
Dźwigar			
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	7,79	7,92	7,21
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	8,09	8,23	7,41
Stosunek u_{ks} / u_t	96,2%	96,2%	97,3%
Średnia	96,6%		

Wysoka zgodność ugięć sprężystych w obu próbnym obciążeniach obiektu WG-4 wskazuje na poprawność przyjętej procedury uwzględniania wpływu elementów wyposażenia obiektu na sztywność konstrukcji nośnej.

5.7.4. Obiekt MD-1

Badanie pod próbnym obciążeniem obiektu MD-1 zostało przeprowadzone 17.08.2022 r. po wykonaniu wszystkich elementów wyposażenia. Obciążenie stanowiło 6 samochodów ciężarowych o masie całkowitej 32 t każdy. Zrealizowano 3 schematy obciążenia przęsłowego (od S1 do S3). Wszystkie schematy były schematami niesymetrycznymi obciążającymi bardziej jeden z dwóch dźwigarów. Zdjęcia z realizacji badań zaprezentowano na rysunku 93.



Rysunek 93. Próbne obciążenie obiektu MD-1

Wartości ugięć sprężystych z wybranych schematów w odniesieniu do wyników analiz numerycznych zostały zaprezentowane w tabeli 54. Wartości ugięć teoretycznych uwzględniają moduł sprężystości betonu z normy PN-S-10042 [181], zgodnie z którą obiekt MD-1 został zaprojektowany.

Tabela 54. Wyniki próbnego obciążenia obiektu MD-1

Schemat	S1		S2	
	A	B	A	B
Dźwigar				
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	2,12	4,57	7,69	3,92
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	2,55	5,51	9,64	4,58
Stosunek u_{ks} / u_t	83,3%	83,0%	79,8%	85,6%
Średnia	83,1%		82,7%	

5.7.5. Obiekt MD-18

Badanie pod próbnym obciążeniem obiektu MD-18 zostało przeprowadzone 17.08.2022 r. po wykonaniu większości elementów wyposażenia. Obciążenie stanowiło 6 samochodów ciężarowych o masie całkowitej 32 t każdy. Zrealizowano jeden schemat obciążenia przęsłowego (S1). Zdjęcia z realizacji badań zaprezentowano na rysunku 94.



Rysunek 94. Próbné obciążenie obiektu MD-18

Wartości ugięć sprężystych z wybranych schematów w odniesieniu do wyników analiz numerycznych zostały zaprezentowane w tabeli 55. Wartości ugięć teoretycznych uwzględniają moduł sprężystości betonu z normy PN-S-10042 [181], zgodnie z którą obiekt MD-18 został zaprojektowany.

Tabela 55. Wyniki próbnego obciążenia obiektu MD-18

Schemat	S1	
	A	B
Dźwigar		
Ugięcie sprężyste u_{ks} [mm]	13,82	12,81
Ugięcie obliczeniowe u_t [mm]	17,67	15,97
Stosunek u_{ks} / u_t	78,2%	80,2%
Średnia	79,2%	

5.8. Podsumowanie

W rozdziale zaprezentowane zostały zasadnicze badania przeprowadzone w trakcie prac nad niniejszą rozprawą. Opisane zostały narzędzia wykorzystane podczas tych prac, metodyka prowadzonych badań oraz przedstawione zostały najbardziej istotne wyniki.

System odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji pozwala na pielęgnację próbek w warunkach analogicznych do tych występujących w betonowanym ustroju nośnym na placu budowy. Pozwala to na uzyskanie próbek stanowiących wiarygodną reprezentację wbudowanego materiału.

Zestawienie wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych na próbkach pielęgnowanych, zarówno w warunkach odwzorowanych, jak i normowych, wykazało różnice w wartościach początkowych oraz przyrostach w czasie wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonu.

Wyniki inwentaryzacji geodezyjnej oraz badań pod próbnym obciążeniem statycznym pozwalają na weryfikację rzeczywistej odkształcalności betonu, a zatem stanowią podstawę do poprawnej oceny wyników badań laboratoryjnych. Dyskusja wyników badań laboratoryjnych z pomiarami przemieszczeń konstrukcji zostanie przedstawiona w rozdziale 6.

Ta strona jest celowo pusta

6. Dyskusja wyników badań

6.1. Wprowadzenie

W tym rozdziale zestawiono ze sobą wyniki badań laboratoryjnych z wynikami pomiarów ugięć konstrukcji w czasie budowy oraz pod próbnym obciążeniem statycznym. Na podstawie dyskusji tych wyników wyciągnięto odpowiednie wnioski, które posłużyły do opracowania wiarygodnej metody wyznaczania modułu sprężystości betonu. Metoda ta została zapisana w formie procedury, która może być stosowana w procesie projektowania i budowy betonowych obiektów mostowych. Dzięki temu możliwe będzie uniknięcie wielu problemów wynikających z nieznanymi rzeczywistej odkształcalności betonu.

6.2. Dyskusja wyników badań

Proces wiązania i twardnienia betonu jest reakcją chemiczną. Dlatego jest on silnie zależny od warunków w jakich się odbywa, a w szczególności od temperatury. Badania laboratoryjne wykazały wpływ sposobu pielęgnacji próbek, na zmianę wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonu w funkcji czasu. Finalne wartości uzyskane na próbkach przechowywanych w warunkach zbliżonych do warunków panujących we wnętrzu ustroju nośnego były niższe niż wyniki pozyskiwane z próbek pielęgnowanych w sposób normowy. Wszystkie zgromadzone rezultaty badań laboratoryjnych zostały tutaj poddane dyskusji w odniesieniu do uzyskanych wyników badań pod próbnym obciążeniem oraz geometrycznej inwentaryzacji geodezyjnej. Analizy porównawcze polegały na ocenie sztywności giętej ustrojów nośnych.

Wyniki pomiarów przemieszczeń pionowych przęsła prowadzone przez geodetów w trakcie procesu wznoszenia obiektu są obarczone stosunkowo dużą niepewnością. Składają się na nią wykorzystywane narzędzia i metody pomiarowe, rzeczywiste straty siły sprężającej oraz warunki atmosferyczne, w których przeprowadza się pomiary. Górna powierzchnia pomostu obiektu betonowego nigdy nie jest idealnie płaska. Z tego powodu dokładność wyznaczenia względnego przemieszczenia punktu pomiarowego pomiędzy kolejnymi pomiarami silnie zależy od powtarzalności przyłożenia urządzenia pomiarowego w tym samym miejscu. Co więcej straty siły sprężającej w kablach podczas analiz numerycznych szacowane są na podstawie wzorów określonych w normie do projektowania. Podczas gdy naciąg kabli na placu budowy weryfikowany jest jedynie przy zakotwieniu. Ponieważ na całej długości kabla nie wyznacza się rzeczywistej wartości strat, to trudno jest określić jaki dokładnie wpływ na ustrój nośny miał sam proces sprężania. Dodatkowo, w przypadku długotrwałych pomiarów istotnym czynnikiem są warunki atmosferyczne wykonywania pomiarów, a zwłaszcza temperatura i nasłonecznienie. Oddziaływania te również wymuszają przemieszczenia konstrukcji, a zatem przemieszczenie względne punktu nie jest tylko efektem działania samego ciężaru własnego i sprężenia. Co więcej, istotną kwestią przy porównywaniu wyników pomiarów z przemieszczeniami teoretycznymi, które wyznaczone są w trakcie analiz numerycznych jest zastosowana technologia budowy oraz złożoność geometryczna ustroju nośnego. W przypadku obiektów o skomplikowanej geometrii (np. łuk w planie, kąt skosu) proste modele numeryczne niestety nie odzwierciedlają w pełni procesów zachodzących w czasie budowy.

Przykładem są opisane wcześniej obiekty MG-1 oraz MD-1. Pomiary geodezyjne przęsła mostu MG-1, który był budowany od czerwca do listopada, wykazały znaczne rozbieżności w przemieszczeniach przęsła o podobnej rozpiętości. Analizy numeryczne z uwzględnieniem wyników badań betonu wykluczyły wystąpienie tak dużych rozbieżności jedynie z uwagi na różniące się między poszczególnymi segmentami właściwości betonu. Z kolei dźwigary przęsła skrajnych obiektu MD-1, które różniły się długością z uwagi na różne kąty skosu podpór, wykazały skrajnie różne stosunki ugięć zmierzonych do teoretycznych. Po sprężeniu krótsze dźwigary wypiętrzyły się znacznie bardziej niż wskazywały na to model numeryczny,

podczas gdy w przypadku dźwigarów dłuższych ugięcie rzeczywiste było dwukrotnie mniejsze. Dlatego też pominięto je przy weryfikacji wyników badań laboratoryjnych. Znacznie niższą niepewnością charakteryzują się badania pod próbnym obciążeniem statycznym. Wykorzystuje się w nich narzędzia pomiarowe o dużo wyższej dokładności. Precyzyjnie określona jest też lokalizacja pojazdów próbnych i ich ciężar, który wywołuje przemieszczenia konstrukcji. Stąd wyniki tych badań objęte zostały większym zainteresowaniem.

Badania laboratoryjne odkształcalności betonu metodą A wykazały istotną różnicę w wartościach modułu początkowego i ustabilizowanego. Wyniki te są zbieżne z dokumentami *fib* [165–167]. Różnica ta jest tam wyjaśniona plastycznymi odkształceniami trwałymi zachodzącymi w betonie w procesie pierwszego przyłożenia obciążenia. Sprawia to, że całkowite odkształcenia są większe niż same odkształcenia sprężyste i dlatego wartość modułu sprężystości jest też odpowiednio niższa. W kolejnych cyklach obciążania beton odkształca się już w pełni sprężysto, a zatem jego moduł sprężystości jest większy.

Wprowadzenie siły sprężającej powoduje podniesienie konstrukcji z deskowania przez co zaczyna oddziaływać na nią również ciężar własny. Te obciążenia stanowią nie tylko pierwsze, ale też główne obciążenie ustroju nośnego. Pod ich wpływem realizują się prawie wszystkie odkształcenia trwałe. Dlatego też wyniki inwentaryzacji geodezyjnej po sprężeniu odniesiono do ugięć teoretycznych przy przyjęciu w modelu numerycznym wartości początkowego modułu sprężystości (tabela 56), natomiast wyniki próbnych obciążeń do wartości obliczonych przy uwzględnieniu wartości ustabilizowanego modułu sprężystości betonu (tabela 57).

W obliczeniach poszczególnych schematów próbnego obciążenia obiektu MG-1 zostały wykorzystane wyniki z przęśla obciążonego pojazdami w danym schemacie (schematy S5 i S7) oraz wyniki z bloku testowego (schemat S2). W przypadku obiektu MD-1 podane zostały wartości w odniesieniu do wyników badań betonu z ustroju nośnego oraz bloku testowego. W czasie formowania próbek w laboratorium terenowym podczas betonowania ustroju nośnego mieszanka charakteryzowała się zawartością powietrza 8,0%. Tymczasem na placu budowy zawartość powietrza wynosiła 5,1%±6,0%. Podobną ilość powietrza zawierała mieszanka betonowa wykorzystana do wykonania bloku testowego. W punkcie 2.5.3 wykazano jak istotny wpływ na odkształcalność betonu ma zawartość powietrza. Dlatego zasadnym wydaje się, aby jako miarodajne w przypadku obiektu MD-1 uznać wyniki uzyskane z badań z wykorzystaniem bloku testowego.

Tabela 56. Zestawienie wyników inwentaryzacji geodezyjnej z uwzględnieniem wyników badań laboratoryjnych

Moduł sprężystości	WG-4	MD-1
	Przęsło 1	Przęsło 2
Norma PN-S-10042	135,2%	90,3%
Norma PN-EN 1992-1-1	125,8%	83,3%
Badania laboratoryjne Warunki odwzorowane Moduł początkowy – metoda A	100,6%	89,7% ¹ 98,6% ²
Badania laboratoryjne Warunki normowe Moduł początkowy – metoda A	103,2%	95,2% ¹ 106,1% ²

¹ – wartość z uwzględnieniem wyników badań betonu z ustroju nośnego

² – wartość z uwzględnieniem wyników badań betonu z bloku testowego

Tabela 57. Zestawienie wyników próbnych obciążeń z uwzględnieniem wyników badań laboratoryjnych

Moduł sprężystości	MG-1			WG-4		MD-1		MD-18
	S2	S5	S7	P01-S1	P02-S1	S1	S2	S1
Norma PN-S-10042	115,9%	111,1%	114,6%	96,7%	96,6%	83,1%	82,7%	79,2%
Norma PN-EN 1992-1-1	104,0%	99,7%	102,8%	86,9%	86,9%	74,8%	74,4%	71,2%
Badania laboratoryjne Warunki odwzorowane Moduł ustabilizowany – metoda A	100,5%	100,6%	104,6%	98,7%	98,6%	88,0% ¹ 101,4% ²	87,5% ¹ 100,8% ²	96,6%
Badania laboratoryjne Warunki normowe Moduł ustabilizowany – metoda A	113,2%	103,7%	111,9%	109,7%	109,6%	97,0% ¹ 113,3% ²	96,4% ¹ 113,3% ²	108,5%

¹ – wartość z uwzględnieniem wyników badań betonu z ustroju nośnego

² – wartość z uwzględnieniem wyników badań betonu z bloku testowego

Wyniki wyraźnie pokazują, że w przypadku wyznaczania efektów sprężenia, wykorzystanie właściwości betonu uzyskanych z badań (i to niezależnie od sposobu pielęgnowania próbek), pozwala istotnie zwiększyć zgodność ugięć zmierzonych i teoretycznych. Wyższą zgodność (bliską 100%) uzyskano z wykorzystaniem wyników badań na próbkach przechowywanych w warunkach odwzorowanych. Stosunkowo wysoka zgodność z uwzględnieniem wyników badań na próbkach pielęgnowanych w warunkach normowych jest efektem zbliżonej odkształcalności betonu z zawartością cementu portlandzkiego CEM I we wczesnym okresie, bez względu na warunki dojrzewania. Zupełnie inne zależności występowały w wynikach badań betonu z zastosowaniem cementu hutniczego CEM III. W tym przypadku zgodność ugięć z uwzględnieniem wyników badań na próbkach przechowywanych w wodzie byłaby niższa niż dla wartości definiowanych przez normy.

W przypadku badań pod próbnym obciążeniem największą zgodność uzyskano przy wykorzystaniu w analizach numerycznych właściwości betonu wyznaczonych na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych. Natomiast niższą zgodność otrzymano korzystając z warunków normowych. Wynika to z faktu istotnego przyrostu modułu sprężystości betonu w czasie, jeśli próbki przechowywane są w wodzie przez dłuższy okres.

Analizę pracy konstrukcji sprężonej powinno się zatem podzielić na dwa etapy. Pierwszy z nich dotyczy procesu sprężenia, czyli momentu wprowadzenia do ustroju nośnego pierwszych naprężeń i zajęcia plastycznych odkształceń trwałych w betonie. W analizie tego etapu należałoby uwzględnić moduł początkowy określony metodą A lub metodą bezpośrednią. Natomiast drugim etapem pracy ustroju nośnego jest etap następujący już po sprężeniu. Najpierw są to roboty wykończeniowe, w których zabudowuje się elementy wyposażenia i układa się nawierzchnię jezdni. Potem rozpoczyna się już długotrwały okres użytkowania obiektu. W analizie tego etapu powinno się uwzględnić moduł ustabilizowany wyznaczony metodą A.

Zestawienie wyników badań z wynikami pomiarów przemieszczeń przęseł wyraźnie pokazuje wyższość proponowanej metody pielęgnacji próbek nad sposobem opisanym w normie PN-EN 12390-2 [176]. Oznacza to również, że próbki przechowywane w dotychczasowy sposób, zgodnie z obowiązującym pakietem norm, nie stanowią miarodajnej reprezentacji betonu wbudowanego w konstrukcję obiektu.

6.3. Opracowanie procedury wyznaczania odkształcalności betonu

Celem utworzenia procedury wyznaczania odkształcalności betonu jest określenie czynności koniecznych do uzyskania wysokiej zgodności rzeczywistych ugięć ustroju nośnego w czasie budowy z tymi przewidywanymi na podstawie analiz numerycznych. Zastosowanie tej procedury w procesie projektowania i budowy obiektu pozwoli na uzyskanie projektowanej geometrii konstrukcji (w szczególności profilu podłużnego). Efektem będzie wyeliminowanie lub minimalizacja zakresu dodatkowych prac, wymaganych do uzyskania projektowanej geometrii drogi.

Poszczególne czynności i ich kolejność w procedurze różnią się w zależności od sposobu, w jaki prowadzona jest inwestycja. W kontraktach typu **projekt-budowa** inwestor ogłasza przetarg na generalnego wykonawcę inwestycji, który ma wybudować obiekty zgodnie z wcześniej przygotowanym i udostępnianym przez inwestora projektem. W tym przypadku projektant przystępuje do procesu projektowania bez wybranego wykonawcy, a zatem bez możliwości ustalenia dokładnego składu mieszanki betonowej i wykonania laboratoryjnych badań właściwości betonu. Może polegać jedynie na swoich założeniach. Natomiast w kontraktach typu **projektuj i buduj** inwestor wybiera w przetargu wykonawcę, który ma też dostarczyć dokumentację projektową. W takiej sytuacji projektant ma możliwość uzyskania receptury mieszanki betonowej i właściwości betonu jeszcze na etapie tworzenia dokumentacji projektowej. Procedury z podziałem wynikającym ze sposobu realizacji inwestycji zostały zamieszczone w Załączniku C.

Pierwszym istotnym aspektem jest świadomy wybór rodzaju kruszywa. Najczęściej optymalnym wyborem będzie kruszywo pozyskiwane w kopalni bliskiej lokalizacji wytwórni betonu. Pozwala to na ograniczenie pracy przewozowej, a co za tym idzie obniżenie kosztów i redukcję śladu węglowego w procesie budowy. Unika się także problemów związanych z okresowo ograniczoną przepustowością linii kolejowych. Z drugiej strony, w przypadku obiektów z przęsłami o dużej rozpiętości zasadne może być celowe dobranie kruszywa, którego zastosowanie skutkuje wysokim modułem sprężystości betonu i równocześnie niskim ciężarem własnym. Pozwala to bowiem ograniczyć dominujące naprężenia stałe oraz na redukcję niepożądanych deformacji przęsła podczas budowy.

Obecnie, na etapie projektowania dość powszechnie i bezrefleksyjnie przyjmowane są do obliczeń wartości właściwości betonu, jakie definiują normatywy. Nie uwzględnia się przy tym możliwych odchyłek i ich wpływu ani na stany graniczne, ani na proces budowy. Natomiast w proponowanej tu procedurze, właściwości betonu przyjmowane są na podstawie wyników badań laboratoryjnych. Jeśli na etapie opracowywania dokumentacji projektowej nie są one dostępne, to przyjmuje się wartości spodziewane dla wybranego rodzaju kruszywa. Następnie projekt konstrukcji jest aktualizowany na podstawie uzyskanych wyników badań i analiz właściwości zastosowanego betonu.

Zatem ważną kwestią jest dostępność danych dotyczących możliwych do użycia kruszyw i ich wpływu na właściwości betonu. Zalecane jest, aby wyniki badań laboratoryjnych wraz z zastosowaną recepturą były zapisywane i gromadzone w sposób umożliwiający utworzenie później bazy danych. Optymalnym rozwiązaniem byłoby zastosowanie metodyki BIM (ang. Building Information Modeling), dzięki której zarządca infrastruktury gromadziłby nie tylko receptury mieszanek betonowych i wyniki badań laboratoryjnych, ale również rezultaty pomiarów geodezyjnych i badań pod próbnym obciążeniem pozwalające zweryfikować właściwości betonu. Taki zbiór danych byłby bardzo pomocny przy wyborze odpowiedniego rodzaju kruszywa oraz szacowaniu właściwości betonu w okresie poprzedzającym badania laboratoryjne.

Kolejnym ważnym aspektem jest obligatoryjne wykonanie badań modułu sprężystości z uwzględnieniem warunków betonowania. W procesie zatwierdzania receptury betonowej wykonuje się jej sprawdzenia poprzez wykonanie zarobu próbnego i badania właściwości stwardniałego betonu. Nie ma przeciwwskazań, aby proces ten rozszerzyć o wykonanie bloku testowego i badania odkształcalności betonu z odwzorowaniem rzeczywistych warunków dojrzewania betonu w konstrukcji. Istotnym jest, aby warunki atmosferyczne w momencie betonowania bloku testowego były zbliżone do warunków, w których nastąpi betonowanie ustroju nośnego. Pozwoli to nie tylko określić rzeczywistą wartość modułu sprężystości, ale także wytrzymałości na ściskanie. W niniejszej rozprawie wykazano, iż wyniki uzyskiwane na próbkach pielęgnowanych w sposób normowy są zawyżone, dając w efekcie złudny zapas bezpieczeństwa.

Określone w ten sposób właściwości betonu w początkowym okresie po wbudowaniu w deskowanie powinny zostać wykorzystane do wykonania projektu technologicznego procesu betonowania. Dzięki temu, rzeczywiste przemieszczenia pionowe ustroju nośnego powinny być bliskie teoretycznym i przewidywanym przez projektanta. Na tej podstawie wyznacza się podniesienia wykonawcze, które w przypadku konstrukcji sprężonych mogą mieć wartości ujemne (obniżenia wykonawcze). Eliminuje to konieczność przeprowadzania czasochłonnych i kosztownych prac zaradczych, a ewentualne nieznaczące różnice można zniwelować w ramach tolerancji wykonania warstw nawierzchni bitumicznych.

Dodatkowo, w czasie betonowania powinno się prowadzić badania kontrolne, z pomiarem temperatury w dźwigarze ustroju nośnego. W przypadku znaczących rozbieżności w stosunku do wyników przeprowadzonych z wykorzystaniem bloku testowego należy w miarę możliwości, zaktualizować projekt technologiczny kolejnych faz budowy.

Procedura w proponowanej formie wdrożona jest przez firmę STRABAG na budowie estakady ES 2/3 w ciągu drogi S19 budowanej metodą betonowania nawisowego. Autor niniejszej rozprawy ma przyjemność projektować ten obiekt w ramach swojej inżynierskiej działalności zawodowej.

6.4. Podsumowanie

W niniejszym rozdziale zweryfikowano wyniki badań laboratoryjnych poprzez ich zestawienie z wynikami pomiarów ugięć konstrukcji w czasie budowy oraz pod próbnym obciążeniem statycznym. Na tej podstawie określono, że miarodajną reprezentacją betonu wbudowanego w ustrój nośny są próbki pielęgnowane w warunkach odwzorowanych. Wykorzystanie wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych na tych próbkach pozwoliło uzyskać bardzo wysoką zgodność ugięć teoretycznych z ugięciami ustroju nośnego zmierzonymi na placu budowy.

Potwierdzenie słuszności proponowanej metody wyznaczania odkształcalności betonu skłoniło autora do zaproponowania procedury wykorzystującej tę metodę w procesie projektowania i budowy obiektów mostowych.

Ta strona jest celowo pusta

7. Zakończenie

7.1. Podsumowanie

Przedmiotem niniejszej rozprawy były analizy prowadzące do wyjaśnienia i zniwelowania często ujawniających się na budowach rozbieżności między wynikami obliczeń numerycznych, a odpowiedzią na obciążenie statyczne konstrukcji betonowych obiektów mostowych. Problem ten dotyczy głównie obiektów betonowych o średniej i dużej rozpiętości, w których ugięcia przęseł są znaczne. Obiekty te są wykonywane jako sprężone i dlatego dość duże przemieszczenia pojawiają się jeszcze na etapie budowy i rzutują potem na możliwość osiągnięcia projektowanej niwelety drogi na obiekcie.

W ramach rozprawy dokonano obszernej analizy czynników wpływających na odkształcalność betonu oraz przegląd możliwych sposobów szacowania opisującej jej wielkości w postaci modułu sprężystości. Wskazano na duże zróżnicowanie w uzyskiwanych kolejnymi metodami wartościach odkształcalności betonu oraz na mnogość czynników, które na to wpływają. Wykazano przy tym brak wiarygodnej i dokładnej metody określania modułu sprężystości betonu na etapie projektowania i budowy obiektu mostowego.

Zaprezentowane wyniki badań pod próbnym obciążeniem oraz doświadczenia przedstawicieli wykonawców udowadniają, że rozbieżności w odkształcalności betonu mają realne przełożenie na proces budowy i są przyczyną licznych problemów wykonawczych. Wyciągnięty został wniosek, iż jedynym wiarygodnym sposobem wyznaczenia modułu sprężystości betonu są badania laboratoryjne. Należy jednak uwzględnić w nich technologię betonowania, gdyż warunki dojrzewania betonu mają istotny wpływ na jego właściwości. Jest to o tyle ważne, że w ostatnich latach dynamicznie zmienia się przemysł produkcji betonu, co wynika z narzuconych ogólnoswiatowych wymagań w zakresie redukcji śladu węglowego oraz prób stosowania nanocząsteczek w składach mieszanek betonowych.

Wyniki analiz numerycznych wykazały, iż odkształcalność betonu ma niewielki wpływ na wartości naprężeń i bezpieczeństwo konstrukcji. W tym aspekcie większe znaczenie ma rzeczywisty ciężar własny betonu. Moduł sprężystości ma jednak znaczący wpływ na przemieszczenia konstrukcji. Maksymalne ugięcia teoretyczne przęseł w niektórych sytuacjach były dwukrotnie większe niż minimalne. Ma to też znaczenie przy doborze łożysk i określaniu ich dopuszczalnego kąta obrotu lub przemieszczeń.

Dodatkowo znajomość rzeczywistych właściwości betonu ustroju nośnego jest kluczowa w aktualizacji modelu numerycznego MES konstrukcji. Z kolei model ten jest podstawą tworzenia cyfrowego bliźniaka (ang. digital twin), czyli odwzorowania obiektu mostowego w przestrzeni wirtualnej, który w przyszłości może być wykorzystywany do efektywnego zarządzania obiektem w całym cyklu jego życia.

Celem rozprawy było wykazanie, iż jedynym sposobem wyznaczenia rzeczywistej odkształcalności betonu są badania laboratoryjne przeprowadzone na próbkach pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do warunków dojrzewania betonu w konstrukcji. W tym celu przeprowadzono obszerny program badań składający się z szesnastu serii próbek wykonanych z pięciu różnych receptur mieszanek betonowych. Połowa z prawie 400 próbek była przechowywana w wodzie, co było zgodne z zapisami normy PN-EN 12390-2 [176]. Druga część próbek była pielęgnowana w warunkach zbliżonych do warunków panujących wewnątrz ustroju nośnego na placu budowy. Wykorzystano do tego specjalnie opracowany system odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji. Zestawienie wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych na próbkach przechowywanych, zarówno w warunkach odwzorowanych, jak i normowych, wykazało różnice, które stały się przedmiotem dalszych analiz. W zależności od sposobu pielęgnacji próbek były to różnice między wartościami początkowymi, ale też między przyrostami wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonu w czasie.

Wyniki badań laboratoryjnych zostały zweryfikowane poprzez zestawienie ich z wynikami pomiarów ugięć konstrukcji podczas budowy oraz w badaniach pod próbnym obciążeniem statycznym. Na tej podstawie określono, że miarodajną reprezentacją betonu wbudowanego w ustrój nośny są próbki pielęgnowane w warunkach odwzorowanych. Wykorzystanie tych wyników w analizach numerycznych pozwoliło uzyskać bardzo wysoką zgodność ugięć obliczeniowych z ugięciami ustroju nośnego zmierzonymi na placu budowy.

Zwieńczeniem wszystkich prac przeprowadzonych w toku opracowania niniejszej rozprawy jest procedura wyznaczania modułu sprężystości betonu i wykorzystania go w procesie projektowania i budowy obiektu mostowego. Podsumowując, można stwierdzić, że najważniejsze osiągnięcia rozprawy obejmują między innymi:

- wdrożenie systemu odwzorowania warunków dojrzewania betonu do programu badań właściwości mechanicznych betonu,
- opracowanie bardziej wiarygodnej metody wyznaczania modułu sprężystości betonu, dzięki czemu możliwe stało się osiągnięcie lepszej zgodności wyznaczanych ugięć teoretycznych i rzeczywistych dźwigarów ustrojów nośnych,
- propozycja metody bezpośredniej badania modułu sprężystości betonu wraz z jej walidacją w badaniach laboratoryjnych i terenowych,
- utworzenie procedury wyznaczania modułu sprężystości betonu i wykorzystania go w procesie projektowania i budowy obiektu mostowego,
- wykazanie ryzyka zawyżenia niektórych właściwości betonu przy stosowaniu pielęgnacji próbek w warunkach normowych,
- wykazanie we wczesnym etapie wysokich wartości wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonu, w którym wykorzystany był cement hutniczy CEM III i który dojrzewał w warunkach rzeczywistych,
- wykazanie zmienności stosunku modułu początkowego i modułu ustabilizowanego w zależności od zastosowanego w betonie kruszywa.

7.2. Wnioski

Głównym wnioskiem z przeprowadzonych prac jest potwierdzenie możliwości osiągnięcia wysokiej zgodności rzeczywistych ugięć sprężonego ustroju nośnego z wynikami teoretycznymi, jakie uzyskuje się na podstawie analiz numerycznych. Jest to możliwe przez uwzględnienie przy modelowaniu właściwości betonu, które określa się w badaniach laboratoryjnych, ale prowadzonych na próbkach pielęgnowanych w warunkach zbliżonych do warunków panujących w ustroju nośnym po zakończeniu betonowania.

W rozprawie wykazano, że wiarygodne i skuteczne określanie modułu sprężystości betonu na podstawie wzorów zamieszczonych w normatywach czy podanych w literaturze jest bardzo trudne, a wręcz niemożliwe. Szczególnie w coraz częstszych sytuacjach stosowania zróżnicowanych kruszyw z lokalnych kopalni czy obserwowanych dziś przemian w przemyśle cementowym i betonowym, ale też wykorzystania nowych receptur betonu z różnymi domieszkami, które mogą zawierać na przykład nanocząsteczki.

Wystarczająca zgodność tych odkształceń na etapie budowy możliwa jest do uzyskania jedynie w przypadku prostych geometrycznie obiektów o nieskomplikowanym układzie konstrukcyjnym. W obiektach tych dźwigary poddawane są zasadniczo momentowi zginającemu tylko w swojej płaszczyźnie, a ich odpowiedź na obciążenia statyczne zależy głównie od momentu bezwładności i właściwości betonu. W przypadku obiektów o skomplikowanej geometrii lub segmentowych technologiach budowy, rozbieżności przemieszczeń nie wynikają jedynie ze sztywności giętej dźwigarów, a rzeczywista praca konstrukcji jest trudna do uchwycenia w modelu numerycznym. Dlatego wskazane

byłoby projektowanie obiektów raczej o jak najprostszym układzie konstrukcyjnym i z podporami usytuowanymi prostopadle do osi podłużnej obiektu.

Jedynym sposobem wiarygodnego wyznaczenia modułu sprężystości betonu są badania laboratoryjne. Jednakże badania te muszą być przeprowadzone na próbkach, które dojrzewały w warunkach zbliżonych do warunków w betonowanym elemencie. W ten sposób w próbkach można osiągnąć przebieg procesu wiązania i twardnienia betonu, który będzie jak najbardziej zbliżony do zachodzącego w ustroju nośnym na placu budowy. Pomiary temperatury wewnątrz ustroju nośnego w początkowym okresie po betonowaniu wykazały, że beton w szybkim tempie osiąga temperatury dochodzące do prawie 80 °C, podczas gdy zgodnie z normą, próbki powinny być pielęgnowane w wodzie o znacznie niższej temperaturze 20 °C. Powoduje to, że proces hydratacji cementu w próbkach zachodzi wolniej, co jest korzystne z punktu widzenia właściwości betonu w dłuższym okresie czasu. Badania przeprowadzone zgodnie z zapisami norm prowadzą więc do zawyżenia właściwości betonu, a w szczególności jego wytrzymałości na ściskanie.

Tak odmienne warunki dojrzewania powodują jeszcze większe rozbieżności we właściwościach betonu w przypadku zastosowania cementu innego niż czysty cement portlandzki CEM I. Wyniki badań wykazały, że beton z cementem hutniczym CEM III dojrzewający w warunkach wysokiej temperatury, wbrew powszechnej wiedzy, osiąga wysokie wartości wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości już w pierwszych dniach po betonowaniu. Wynika z tego, iż wysoka temperatura korzystnie wpływa na reaktywność składników cementu hutniczego. Zjawisko to może również dotyczyć innych dodatków do cementu czy też nanocząsteczek w betonie, które zasadniczo mają służyć poprawie jego właściwości.

Ponadto wykazano, że stosunek modułu ustabilizowanego do modułu początkowego nie jest zależny od wytrzymałości na ściskanie (jak podają dokumenty *fib*), ale od rodzaju zastosowanego w betonie kruszywa. Jest on dość wysoki w przypadku kruszyw skutkujących niskim modułem sprężystości betonu. Natomiast w przypadku kruszyw, które pozwalają osiągnąć wyższy moduł sprężystości, relacja ta nie jest już tak zauważalna. Należy jednak uwzględnić, że badania zostały przeprowadzone z wykorzystaniem jedynie trzech rodzajów kruszyw, więc wniosek ten powinien zostać potwierdzony w obszerniejszym programie badań.

Badania pod próbnym obciążeniem obiektu WG-4 potwierdziły metodę wyznaczania wpływu elementów wyposażenia obiektu na sztywność ustroju nośnego zaproponowanej przez Łazińskiego [85]. Podaje on, że wpływ zabudowy chodnikowej zależy od stosunku jej efektywnej powierzchni do powierzchni przekroju poprzecznego dźwigara głównego.

Dodatkowo, w przypadku obiektów wymagających dłuższego czasu budowy, zasadnym byłaby instalacja systemu monitorującego przemieszczenia i odkształcenia wraz z jednoczesnym pomiarem temperatury betonu. Pozwoliłoby to na wyznaczenie ugięć przęseł od poszczególnych oddziaływań, a w konsekwencji na weryfikację wyników badań oraz ewentualną aktualizację modelu numerycznego, a także projektu technologicznego następnych faz budowy mostu.

Przedstawiciele firmy STRABAG, wykonawcy obiektów, na których prowadzone były badania, są bardzo zadowoleni z korzyści uzyskanych poprzez wykorzystanie właściwości betonu wyznaczonych na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych. Planują powszechnie stosować proponowaną procedurę wyznaczania odkształcalności betonu. Pierwsze wdrożenie ma miejsce na budowie estakady ES 2/3 w ciągu drogi S19, którą autor niniejszej rozprawy projektuje w ramach swojej inżynierskiej działalności zawodowej.

7.3. Kierunki dalszych prac

Zaproponowana w rozprawie procedura wyznaczania modułu sprężystości betonu i wykorzystania go w procesie projektowania i budowy obiektu mostowego pozwala uzyskać dużą zgodność wyników teoretycznych i zmierzonych na etapie budowy oraz w krótkim okresie po zakończeniu budowy. Jak wiadomo, w dłuższym okresie czasu w betonie występują reologiczne zjawiska skurczu i pęcznienia, które nie zależą od zmian naprężeń w betonie. Skoro, jak wykazano w rozprawie, rzeczywiste warunki dojrzewania betonu w konstrukcji znacząco wpływają na jego właściwości, należy zadać pytanie, jakie mają one wpływ na procesy reologiczne zachodzące w betonie. Jest to więc główny kierunek prac będących kontynuacją niniejszej rozprawy. Pozostałe zidentyfikowane kierunki dalszych prac mogą obejmować:

- **Przebadanie kruszyw dostępnych na terenie Polski pod kątem odkształcalności betonu**

Obszerny program badań właściwości betonu (ciężar własny, wytrzymałość na ściskanie i moduł sprężystości) z wykorzystaniem kruszyw wykorzystywanych w budownictwie infrastrukturalnym. Pozwoli to na utworzenie bazy danych stanowiącej podstawy w projektowaniu składu mieszanek betonowych.

- **Utworzenie mobilnego stanowiska do odwzorowywania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji**

Aktualnie polowe laboratoria wyposażone są w piece służące do pielęgnacji i odwzorowywania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji. Wymusza to wielokrotny transport próbek do laboratorium stacjonarnego, w którym wykonywane są badania niszczące. W pełni mobilne stanowisko z piecem pozwoliłoby na pielęgnację próbek w warunkach odwzorowanych w dowolnym miejscu, a nawet podczas transportu.

- **Budowa sprężonego obiektu mostowego z wykorzystaniem cementu z dodatkami (CEM II lub CEM III)**

Obszerny program badań na blokach testowych z wykorzystaniem cementów wieloskładnikowych CEM II oraz hutniczych CEM III, którego efektem byłaby budowa eksperymentalnej konstrukcji mostu z betonu sprężonego. Badania przeprowadzone na tym obiekcie w dłuższym okresie mogłyby udowodnić, że nie ma żadnych przeciwwskazań do budowy konstrukcji sprężonych z cementów z dodatkami.

- **Wprowadzenie do normy metody bezpośredniej wyznaczania modułu sprężystości betonu**

Wprowadzenie metody bezpośredniej do normy dotyczącej badania modułu sprężystości betonu pozwoliłoby na wykorzystanie wyników tych badań w procesie projektowym oraz gwarantowałoby jednolite przeprowadzanie badań w różnych laboratoriach.

- **Wprowadzenie do porządku prawnego procedury wyznaczania odkształcalności betonu**

Wprowadzenie proponowanej procedury do porządku prawnego pozwoliłoby na wykorzystanie wyników uzyskanych przy wykorzystaniu tej metody w oficjalnych dokumentach kontraktowych dotyczących ustaleń w zakresie obiektów mostowych. Jednocześnie, jeśli inwestor byłby zainteresowany przeprowadzeniem badań z zastosowaniem procedury, nie musiałby jej opisywać w wymaganiach kontraktowych, a jedynie powołać się na stosowny dokument.

- **Rozszerzenie akredytacji Zespołu Badań Terenowych w zakresie badania odkształcalności betonu.**

Pierwszą korzyścią płynącą z akredytacji jest poprawa jakości pomiarów, a co za tym idzie wyników badań. Dodatkowo, wyniki odkształcalności betonu stanowiłyby komplementarny element sprawozdania z badań ustroju nośnego pod próbnym obciążeniem.

Bibliografia

Literatura naukowa

- [1] ADESINA A.: *Recent Advances in the Concrete Industry to Reduce its Carbon Dioxide Emissions*, Environmental Challenges, **2020**, vol. 1, s. 100004, DOI: 10.1016/j.envc.2020.100004
- [2] AITCIN P.C.: *High-Performance Concrete*, Taylor & Francis, Nowy Jork, Stany Zjednoczone, **2004**, ISBN: 0-203-47503-8
- [3] AITCIN P.C., MEHTA K.: *Effect of Coarse Aggregate Characteristics on Mechanical Properties of High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, **1990**, vol. 87, nr 2, s. 103–107, DOI: 10.14359/1882
- [4] AJDUKIEWICZ A., KLISZCZEWICZ A.: *Doraźna odkształcalność betonów wysokiej wytrzymałości*, Krynica, Polska, **1998**
- [5] AJDUKIEWICZ A., MAMES J.: *Konstrukcje z Betonu Sprężonego*, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, Polska, **2008**, ISBN: 978-83-61331-00-1
- [6] ALEXANDER M.G.: *Aggregates and the Deformation Properties of Concrete*, ACI Materials Journal, **1996**, vol. 93, nr 6, s. 569–577, DOI: 10.14359/9863
- [7] ALEXANDER M.G., DAVIS D.E.: *Aggregates in Concrete – An Assessment of Their Role*, Concrete Beton, **1991**, vol. 59, s. 10–20
- [8] ALEXANDER M.G., DAVIS D.E.: *The Influence of Aggregates on the Compressive Strength and Elastic Modulus of Concrete*, The Civil Engineer in South Africa, **1992**, vol. 34, nr 5, s. 161–170
- [9] ALEXANDER M.G., MILNE T.I.: *Influence of Cement Blend and Aggregate Type on the Stress-Strain Behavior and Elastic Modulus of Concrete*, ACI Materials Journal, **1995**, vol. 92, nr 3, s. 227–235, DOI: 10.14359/1114
- [10] ALOISIO A., ALAGGIO R.: *Experimental Estimation of the Elastic Modulus of Concrete Girders from Drive-By Inspections with Force-Balance Accelerometers*, Shock and Vibration, **2021**, vol. 2021, s. 1617526, DOI: 10.1155/2021/1617526
- [11] ALOISIO A. i in.: *Identification of the Elastic Modulus of Simply-Supported Girders from Dynamic Tests: Method and in Situ Validation w: European Workshop on Structural Health Monitoring*, Springer Nature Switzerland AG, Cham, Szwajcaria, **2021**, ISBN: 978-3-030-64594-6, DOI: 10.1007/978-3-030-64594-6_64
- [12] ALSALMAN A. i in.: *Evaluation of Modulus of Elasticity of Ultra-High Performance Concrete*, Construction and Building Materials, **2017**, vol. 153, s. 918–928, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.07.158
- [13] ARIOGLU E.: *Influence of Coarse Aggregate on Elastic Properties of High-Performance Concrete – Discussion*, ACI Materials Journal, **1992**, vol. 89, nr 4, s. 425–428
- [14] ARORA V.V. i in.: *Evaluation of Modulus of Elasticity for Normal and High Strength Concrete with Granite and Calc-Granulite Aggregate*, Structural Concrete, **2021**, vol. 22, nr S1, s. 143–151, DOI: 10.1002/suco.202000023
- [15] ASLANI F., NEJADI S.: *Mechanical Properties of Conventional and Self-Compacting Concrete: An Analytical Study*, Construction and Building Materials, **2012**, vol. 36, s. 330–347, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.034
- [16] BAALBAKI W.: *Analyse expérimentale et prévisionnelle du module d'élasticité des bétons – rozprawa doktorska*, Université de Sherbrooke, Quebec, Kanada, **1997**
- [17] BAALBAKI W. i in.: *On Predicting Modulus of Elasticity in High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, **1992**, vol. 89, nr 5, s. 517–520, DOI: 10.14359/1843
- [18] BAALBAKI W. i in.: *Influence of Coarse Aggregate on Elastic Properties of High-Performance Concrete*, ACI Materials Journal, **1991**, vol. 88, nr 5, s. 499–503, DOI: 10.14359/2153

- [19] BACHE H.H., NEPPER-CHRISTENSEN P.: *Observations on Strength and Fracture in Lightweight and Ordinary Concrete w: The Structure of Concrete and its Behaviour under Load. Proceedings of International Conference*, s. 93–108, Cement and Concrete Association, Londyn, Wielka Brytania, **1965**
- [20] BENAICHA M. i in.: *Porosity Effects on Rheological and Mechanical Behavior of Self-Compacting Concrete*, Journal of Building Engineering, **2022**, vol. 48, s. 103964, DOI: 10.1016/j.jobee.2021.103964
- [21] BENNETT E.W., KHILJI Z.M.: *The Effect of Some Properties of the Coarse Aggregates in Hardened Concrete*, The Journal of the British Granite and Whinstone Federation, **1964**, vol. 4, nr 1, s. 17–24
- [22] BENTZ D.P. i in.: *Influence of Aggregate Characteristics on Concrete Performance*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Stany Zjednoczone, **2017**, DOI: 10.6028/NIST.TN.1963
- [23] BEUSHAUSEN H., DITTMER T.: *The Influence of Aggregate Type on the Strength and Elastic Modulus of High Strength Concrete*, Construction and Building Materials, **2015**, vol. 74, s. 132–139, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.08.055
- [24] BIEŃ J. i in.: *Próbné obciążenia autostradowych obiektów mostowych*, Inżynieria i Budownictwo, **2001**, vol. 57, nr 11, s. 661–668
- [25] BOGUĆKA J. i in.: *Wpływ rodzaju kruszywa na moduł sprężystości betonów konstrukcyjnych*, Cement Wapno Beton, **2000**, vol. 5/67, nr 1, s. 19–22
- [26] BUDZYŃSKI W. i in.: *Moduł sprężystości betonów z kruszywami łamanymi z polskich i ukraińskich skał magmowych*, Budownictwo i Architektura, **2014**, vol. 13, nr 2, s. 65–72
- [27] BUJNAKOVA P. i in.: *Experimental Study of the Modulus of Elasticity of Concrete at Different Ambient Temperature*, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, **2019**, vol. 549, s. 012049, DOI: 10.1088/1757-899X/549/1/012049
- [28] BUJNAKOVA P. i in.: *Verification of Precast Concrete Girder Bridge Under Static Load*, Civil and Environmental Engineering, **2022**, vol. 18, nr 2, s. 760–767, DOI: 10.2478/cee-2022-0070
- [29] CHOUBANE B. i in.: *Coarse Aggregate Effects on Elastic Moduli of Concrete*, Transportation Research Record, **1996**, vol. 1547, nr 1, s. 29–34, DOI: 10.1177/0361198196154700105
- [30] CHU H. i in.: *Mechanical Properties and Microstructure of Ultra-High-Performance Concrete with High Elastic Modulus*, Construction and Building Materials, **2022**, vol. 335, s. 127385, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127385
- [31] CHU H. i in.: *Effect of Graphene Oxide on Mechanical Properties and Durability of Ultra-High-Performance Concrete Prepared from Recycled Sand*, Nanomaterials, **2020**, vol. 10, nr 1718, DOI: 10.3390/nano10091718
- [32] CIKRLÉ P. i in.: *In Situ Determination of the Elastic Modulus of Concrete by Means of Ultrasonic Pulse Method*, Solid State Phenomena, **2018**, vol. 272, s. 70–75, DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.272.70
- [33] COUNTO U.J.: *The Effect of the Elastic Modulus of the Aggregate on the Elastic Modulus, Creep and Creep Recovery of Concrete*, Magazine of Concrete Research, **1964**, vol. 16, nr 48, s. 129–138, DOI: 10.1680/mac.1964.16.48.129
- [34] FANOURAKIS G.C.: *Validation of International Code-Type Concrete Elastic Modulus Estimation Methods w: Proceedings of 3rd All-Russia (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete*, vol. T. 6, s. 458–467, Russian Academy of Engineering, Moskwa, Rosja, **2014**
- [35] FEYS D. i in.: *Changes in Rheology of Self-Consolidating Concrete Induced by Pumping*, Materials and Structures, **2016**, vol. 49, s. 4657–4677, DOI: 10.1617/s11527-016-0815-7
- [36] GOTO S., ROY D.M.: *The Effect of w/c Ratio and Curing Temperature on the Permeability of Hardened Cement Paste*, Cement and Concrete Research, **1981**, vol. 11, nr 4, s. 575–579, DOI: 10.1016/0008-8846(81)90087-9
- [37] GÓRA J.: *Odkształcalność doraźna betonów wysokowartościowych z kruszywami łamanymi*, Budownictwo i Architektura, **2011**, vol. 9, nr 2, s. 77–85

- [38] GÓRA J., PIASTA W.: *Impact of Mechanical Resistance of Aggregate on Properties of Concrete*, Case Studies in Construction Materials, **2020**, vol. 13, s. e00438, DOI: 10.1016/j.cscm.2020.e00438
- [39] GÓRA J., PIASTA W.: *Moduł sprężystości betonów zwykłych i wysokowartościowych w zależności od rodzaju kruszywa łamanego*, Inżynieria i Budownictwo, **2005**, vol. 61, nr 8, s. 445–447
- [40] GÓRA J., PIASTA W.: *Test Results of the Modulus of Elasticity of Concretes with Various Coarse Aggregates and Standard Recommendations*, Advances in Science and Technology Research Journal, **2022**, vol. 16, nr 6, s. 232–243, DOI: 10.12913/22998624/156583
- [41] GÓRA J., SZAFRANIEC M.: *Influence of Maximum Aggregate Grain Size on the Strength Properties and Modulus of Elasticity of Concrete*, Applied Sciences, **2020**, vol. 10, nr 3918, DOI: 10.3390/app10113918
- [42] GÓRAK P. i in.: *Pochodzenie kruszywa łamanego a cechy użytkowe betonu do obiektów inżynierskich*, Materiały Budowlane, **2020**, vol. 578, nr 10, s. 61–64, DOI: 10.15199/33.2020.10.06
- [43] GRZĄDZIELA G., WALKOWIAK R.: *Nowatorskie rozwiązania projektowe i materiałowe przy realizacji Trasy Nowohuckiej*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, **2017**, vol. 2017, nr 2, s. 46–62
- [44] GUTIERREZ P.A., CANOVAS M.F.: *The Modulus of Elasticity of High Performance Concrete*, Materials and Structures, **1995**, vol. 28, nr 10, s. 559–568, DOI: 10.1007/BF02473187
- [45] HABERT G. i in.: *Environmental Impacts and Decarbonization Strategies in the Cement and Concrete Industries*, Nature Reviews Earth & Environment, **2020**, vol. 1, nr 11, s. 559–573, DOI: 10.1038/s43017-020-0093-3
- [46] HAN D. i in.: *Case Study for Pumping 80 MPa Grade Concrete to 260 m Height (Core Construction of a High Rising Building in Korea)* w: *Concrete Engineering Annual Proceedings*, vol. T. 37, s. 1219–1224, Japan Concrete Institute, Tokio, Japonia, **2015**
- [47] HANSEN T.C.: *Creep and Stress Relaxation of Concrete. A Theoretical and Experimental Investigation*, Swedish Cement and Concrete Research Institute Bulletin, **1960**, s. 37–43
- [48] HANSEN T.C.: *Creep of Concrete. A Discussion of Some Fundamental Problems*, Swedish Cement and Concrete Research Institute Bulletin, **1958**, s. 29–33
- [49] HANSEN T.C.: *Strength, Elasticity, and Creep as Related to the Internal Structure of Concrete w: Chemistry of Cement. Proceedings of the Fourth International Symposium*, vol. T. II, s. 709–723, Waszyngton, Stany Zjednoczone, **1960**
- [50] HANUS M.J., HARRIS A.T.: *Nanotechnology Innovations for the Construction Industry*, Progress in Materials Science, **2013**, vol. 58, s. 1056–1102, DOI: 10.1016/j.pmatsci.2013.04.001
- [51] HASHIN Z.: *The Elastic Moduli of Heterogeneous Materials*, Journal of Applied Mechanics, **1962**, vol. 29, nr 1, s. 143–150, DOI: 10.1115/1.3636446
- [52] HIRSCH T.J.: *Modulus of Elasticity of Concrete Affected by Elastic Moduli of Cement Paste Matrix and Aggregate*, ACI Journal Proceedings, **1962**, vol. 59, nr 3, s. 427–452, DOI: 10.14359/7924
- [53] HOSSAIN M.U. i in.: *Influence of Supplementary Cementitious Materials in Sustainability Performance of Concrete Industry: A Case Study in Hong Kong*, Case Studies in Construction Materials, **2021**, vol. 15, s. e00659, DOI: 10.1016/j.cscm.2021.e00659
- [54] HUA Y., ZHOU T.: *Online Measured Hydration Heat for 32 Meter Span Concrete Box Bridge Girders during Construction Process*, vol. T. 7375, s. 73755C, SPIE, Nanjing, Chiny, **2008**, DOI: 10.1117/12.839339
- [55] HUESTE M.B.D. i in.: *Mechanical Properties of High Strength Concrete for Prestressed Concrete Bridge Girders*, Texas Transportation Institute, Austin, Stany Zjednoczone, **2003**
- [56] HUGHES E.A. i in.: *In-Place Modulus of Elasticity for High-Performance Concrete Bridge*, ACI Materials Journal, **2005**, vol. 102, nr 6, s. 454–458, DOI: 10.14359/14809
- [57] HUŃKA P.: *Modulus of Elasticity of Concrete – Possibility of Determination, Technological and Testing Influences – doctoral dissertation*, Czech Technical University in Prague – Klokner Institute, Praga, Czechy, **2014**

- [58] IFFAT S. i in.: *Effect of Internal Curing on Modulus of Elasticity of Concrete*, s. 33–38, Gazipur, Bangladesz, **2015**, DOI: 10.13140/RG.2.1.2320.7760
- [59] IRVANI S.: *Mechanical Properties of High-Performance Concrete*, ACI Materials Journal, **1996**, vol. 93, nr 5, s. 417–426, DOI: 10.14359/9845
- [60] JANG K.P. i in.: *Experimental Observation on Variation of Rheological Properties during Concrete Pumping*, International Journal of Concrete Structures and Materials, **2018**, vol. 12, s. 79, DOI: 10.1186/s40069-018-0310-3
- [61] KANG C. i in.: *Development of Design and Construction of High-Speed Railway Bridges in Germany*, Engineering Structures, **2018**, vol. 163, s. 184–196, DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.02.059
- [62] KAPLAN M.F.: *Ultrasonic Pulse Velocity, Dynamic Modulus of Elasticity, Poisson's Ratio and the Strength of Concrete Made with Thirteen Different Coarse Aggregates*, RILEM Bulletin, **1959**, nr 1, s. 59–73
- [63] KASZUBA S.: *Kształtowanie składu trwałego betonu z udziałem cementów wieloskładnikowych (CEM II, CEM III) do zastosowania w budownictwie drogowo-mostowym - rozprawa doktorska*, Politechnika Śląska, Gliwice, Polska, **2019**
- [64] KASZYŃSKA M.: *Mechanical properties of HPC and SCC cured in mass structures w: Proceedings of the 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management - Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost*, s. 839–840, Taylor & Francis, Porto, Portugalia, **2006**, ISBN: 978-0-415-40315-3, DOI: 10.1201/b18175-356
- [65] KHATRI R.P. i in.: *Effect of Different Supplementary Cementitious Materials on Mechanical Properties of High Performance Concrete*, Cement and Concrete Research, **1995**, vol. 25, nr 1, s. 209–220, DOI: 10.1016/0008-8846(94)00128-L
- [66] KIM J.-K. i in.: *Effect of Temperature and Aging on the Mechanical Properties of Concrete. Part I. Experimental Results*, Cement and Concrete Research, **2002**, vol. 32, s. 1087–1094
- [67] KLEIN N.S. i in.: *Influence of the Granular Skeleton Packing Density on the Static Elastic Modulus of Conventional Concretes*, Construction and Building Materials, **2020**, vol. 242, s. 118086, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118086
- [68] KLEMCZAK B. i in.: *Analysis of Cracking Risk in Early Age Mass Concrete with Different Aggregate Types*, Procedia Engineering, **2017**, vol. 193, s. 234–241, DOI: 10.1016/j.proeng.2017.06.209
- [69] KLEMCZAK B., KNOPPIK-WRÓBEL A.: *Wpływ wybranych czynników materiałowo-technologicznych na temperatury twardnienia betonu w masywnej płycie fundamentowej w: Monografie technologii betonu*, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Wisła, Polska, **2012**
- [70] KMITA J. i in.: *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, Polska, **1989**, ISBN: 978-83-206-0762-8
- [71] KOCÁB D. i in.: *Experimental Analysis of the Influence of Concrete Curing on the Development of its Elastic Modulus over Time*, Materials and Technology, **2017**, vol. 51, nr 4, s. 657–665, DOI: 10.17222/mit.2016.248
- [72] KORDINA K.: *Experiments on the Influence of the Mineralogical Character of Aggregates on the Creep of Concrete*, RILEM Bulletin, **1960**, nr 6, s. 7–22
- [73] KOSMATKA S.H., WILSON M.L.: *Design and Control of Concrete Mixtures*, Portland Cement Association, Skokie, Stany Zjednoczone, **2011**, ISBN: 0-89312-272-6
- [74] KRIZOVA K., HELA R.: *Evaluation of Static Modulus of Elasticity Depending on Concrete Compressive Strength*, International Journal of Civil and Environmental Engineering, **2015**, vol. 9, nr 5, s. 654–657, DOI: 10.5281/zenodo.1107529
- [75] KRKOŠKA L., MORAVČÍK M.: *The Measurement of Thermal Changes on Concrete Box Girder Bridge*, MATEC Web of Conferences, **2016**, vol. 86, s. 01003, DOI: 10.1051/mateconf/20168601003
- [76] KRZĄKAŁA J.: *Wpływ kruszyw wydobywanych na terenie Polski na odkształcalność betonów w: Ujęcie aktualnych problemów budownictwa: prace naukowe doktorantów*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, Polska, **2018**, ISBN: 978-83-7880-539-7

- [77] KRZĄKAŁA J. i in.: *Influence of Actual Curing Conditions on Mechanical Properties of Concrete in Bridge Superstructures*, *Materials*, **2022**, vol. 16, s. 54, DOI: 10.3390/ma16010054
- [78] LEE J.H., YOON Y.S.: *The Effects of Cementitious Materials on the Mechanical and Durability Performance of High-Strength Concrete*, *KSCE Journal of Civil Engineering*, **2015**, vol. 19, nr 5, s. 1396–1404, DOI: 10.1007/s12205-014-0658-0
- [79] LESSARD M. i in.: *Effect of Pumping on Air Characteristics of Conventional Concrete*, *Transportation Research Record*, **1996**, vol. 1532, nr 1, s. 9–14, DOI: 10.1177/0361198196153200102
- [80] LI F. i in.: *An Overview on the Effect of Pumping on Concrete Properties*, *Cement and Concrete Composites*, **2022**, vol. 129, s. 104501, DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2022.104501
- [81] LI J. i in.: *Empirical Models for Modulus of Elasticity of HSC Considering the Effect of In Situ Curing Conditions*, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **2014**, vol. 26, nr 8, s. 06014014, DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000950
- [82] LIM K. i in.: *The Time-Dependent Effect in Ultra High-Performance Concrete According to the Curing Methods*, *Materials*, **2022**, vol. 15, s. 5066, DOI: 10.3390/ma15145066
- [83] LU D. i in.: *Effects of Curing Conditions on the Mechanical and Microstructural Properties of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) Incorporating Iron Tailing Powder*, *Materials*, **2021**, vol. 14, nr 215, DOI: 10.3390/ma14010215
- [84] LYDON F.D., BALENDRAN R.V.: *Some Observations on Elastic Properties of Plain Concrete*, *Cement and Concrete Research*, **1986**, vol. 16, s. 314–324, DOI: 10.1016/0008-8846(86)90106-7
- [85] ŁAZIŃSKI P.: *Procedura modelowania obiektów rzeczywistych w postaci pewnego typu konstrukcji mostowych – rozprawa doktorska*, Politechnika Śląska, Gliwice, Polska, **2008**
- [86] ŁAZIŃSKI P.: *Rzeczywista sztywność konstrukcji przęsła w próbnym obciążeniu*, s. 157–168, Wrocław, Polska, **2006**
- [87] ŁAZIŃSKI P., KRZĄKAŁA J.: *Estimation of Modulus of Elasticity of Concrete on Granite Aggregate with the Consideration of Mechanical Parameters of Aggregate* w: *Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures. Proceedings of the fib Congress*, s. 202–210, Hungarian Group of fib, Tokaj, Węgry, **2017**, ISBN: 978-963-12-9651-8
- [88] ŁAZIŃSKI P., KRZĄKAŁA J.: *Wpływ wybranych kruszyw na odkształcalność mostów betonowych w: Monografie technologii betonu*, s. 391–401, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Wisła, Polska, **2018**
- [89] ŁAZIŃSKI P. i in.: *Innowacyjny system monitoringu cech mechanicznych betonu*, *Przegląd Budowlany*, **2022**, vol. 93, nr 5–6, s. 118–122
- [90] ŁAZIŃSKI P. i in.: *Wpływ cech mechanicznych kruszyw na odkształcalność mostów sprężonych w świetle Eurokodów*, s. 211–219, Wrocław, Polska, **2019**
- [91] ŁAZIŃSKI P., SALAMAK M.: *Studium porównawcze pewnych typów wiaduktów nad autostradami w świetle wyników próbnym obciążenia*, *Obiekty Inżynierskie*, **2010**, nr 1, s. 15–25
- [92] ŁAZIŃSKI P. i in.: *Próbne obciążenia mostów w Polsce na podstawie wybranych przykładów*, s. 83–98, Wisła, Polska, **2015**
- [93] MAHMOOD R.A., KOCKAL N.U.: *Nanoparticles used as an Ingredient in Different Types of Concrete*, *SN Applied Sciences*, **2021**, vol. 3, nr 5, s. 529, DOI: 10.1007/s42452-021-04461-3
- [94] MALHOTRA V.M.: *Role of Supplementary Cementing Materials in Reducing Greenhouse Gas Emissions w: Infrastructure Regeneration and Rehabilitation Improving the Quality of Life through Better Construction: Vision for the Next Millennium*, s. 27–42, Sheffield Academic Press, Sheffield, Wielka Brytania, **1999**, ISBN: 1-84127-051-2
- [95] MEGAT JOHARI M.A. i in.: *Influence of Supplementary Cementitious Materials on Engineering Properties of High Strength Concrete*, *Construction and Building Materials*, **2011**, vol. 25, s. 2639–2648, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.12.013

- [96] MI Z. i in.: *Fracture Properties of Concrete in Dry Environments with Different Curing Temperatures*, Applied Sciences, **2020**, vol. 10, nr 4734, DOI: 10.3390/app10144734
- [97] MICHAŁEK J.: *Wyznaczanie modułu sprężystości betonu przy ściskaniu*, Materiały Budowlane, **2015**, nr 6, s. 64–65, DOI: 10.15199/33.2015.06.23
- [98] MOSTOFINEJAD D., NOZHATI M.: *Prediction of the Modulus of Elasticity of High Strength Concrete*, Iranian Journal of Science & Technology, **2005**, vol. 29, nr B3, s. 311–321
- [99] NASSIF H.H. i in.: *Effect of Pozzolanic Materials and Curing Methods on the Elastic Modulus of HPC*, Cement and Concrete Composites, **2005**, vol. 27, nr 6, s. 661–670, DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2004.12.005
- [100] NEVILLE A.M.: *Właściwości betonu*, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków, Polska, **2012**, ISBN: 978-83-61331-16-2
- [101] NING Y. i in.: *Study on Static Load Test of Modified and Extended Rigid Frame Bridge*, E3S Web of Conferences, **2021**, vol. 233, s. 03018, DOI: 10.1051/e3sconf/202123303018
- [102] NOGUCHI T., TOMOSAWA F.: *Relationship Between Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High Strength Concrete*, Journal of Structural and Construction Engineering, **1995**, vol. 60, nr 474, s. 1–10, DOI: 10.3130/aijs.60.1_8
- [103] NOGUCHI T. i in.: *A Practical Equation for Elastic Modulus of Concrete*, ACI Structural Journal, **2009**, vol. 106, nr 5, s. 690–696, DOI: 10.14359/51663109
- [104] NOWAK-MICHTA A.: *Impact Analysis of Air-Entraining and Superplasticizing Admixtures on Concrete Compressive Strength*, Procedia Structural Integrity, **2019**, vol. 23, s. 77–82, DOI: 10.1016/j.prostr.2020.01.066
- [105] ÖZCAN F., EMİN KOÇ M.: *Influence of Ground Pumice on Compressive Strength and Air Content of Both Non-Air and Air Entrained Concrete in Fresh and Hardened State*, Construction and Building Materials, **2018**, vol. 187, s. 382–393, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.07.183
- [106] PARK C.K. i in.: *Analysis on Pressure Losses in Pipe Bends Based on Real-Scale Concrete Pumping Tests*, ACI Materials Journal, **2020**, vol. 117, nr 3, s. 205–216, DOI: 10.14359/51724616
- [107] PARK J.S. i in.: *Early-Age Strength of Ultra-High Performance Concrete in Various Curing Conditions*, Materials, **2015**, vol. 8, s. 5537–5553, DOI: 10.3390/ma8085261
- [108] PARROTT L.J.: *The Production and Properties of High-Strength Concrete*, Concrete, **1969**, vol. 3, nr 11, s. 443–448
- [109] PATEL R.G. i in.: *Influence of Curing at Different Relative Humidities upon Compound Reactions and Porosity in Portland Cement Paste*, Materials and Structures, **1988**, vol. 21, nr 3, s. 192–197, DOI: 10.1007/BF02473055
- [110] PETSCHARNIG F.: *Einflüsse der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen auf die Betondruckfestigkeit*, Zement und Beton, **1987**, vol. 32, nr 4, s. 162–163
- [111] PIASTA W. i in.: *Properties of Coarse Mineral Aggregates against Properties of Concrete*, Architecture, Civil Engineering, Environment, **2018**, vol. 11, nr 3, s. 97–105, DOI: 10.21307/ACEE-2018-042
- [112] PIASTA W. i in.: *Wpływ rodzaju kruszywa grubego na odkształcalność betonów zwykłych*, Przegląd Budowlany, **2012**, nr 7–8, s. 35–38
- [113] PIASTA W. i in.: *Wpływ wybranych kruszyw na właściwości betonu wysokowartościowego*, Cement Wapno Beton, **2015**, vol. 20/82, nr 3, s. 171–178
- [114] PIASTA W. i in.: *Stress-Strain Relationships and Modulus of Elasticity of Rocks and of Ordinary and High Performance Concretes*, Construction and Building Materials, **2017**, vol. 153, s. 728–739, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.07.167
- [115] POPOVICS S., ERDEY M.R.A.: *Estimation of the Modulus of Elasticity of Concrete-like Composite Materials*, Matériaux et Construction, **1970**, vol. 3, nr 4, s. 253–260, DOI: 10.1007/BF02474013
- [116] PRICE W.H.: *Factors Influencing Concrete Strength*, Journal Proceedings, **1951**, vol. 47, nr 2, s. 417–432, DOI: 10.14359/12003

- [117] RIZKALLA S. i in.: *Proposal for Concrete Compressive Strength up to 18 ksi (124 MPa) for Bridge Design*, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, **2009**, vol. 2131, nr 1, s. 59–67, DOI: 10.3141/2131-06
- [118] RÜSCH H. i in.: *Creep and Shrinkage. Their Effect on the Behavior of Concrete Structures*, Springer-Verlag New York Inc., Nowy Jork, Stany Zjednoczone, **1983**, ISBN: 978-1-4612-5424-9, DOI: 10.1007/978-1-4612-5424-9
- [119] SANCHEZ F., SOBOLEV K.: *Nanotechnology in Concrete – A review*, Construction and Building Materials, **2010**, vol. 24, s. 2060–2071, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.03.014
- [120] DOS SANTOS A.C. i in.: *Influence of Coarse Aggregate on Concrete's Elasticity Modulus*, Acta Scientiarum Technology, **2017**, vol. 39, nr 1, s. 17–25, DOI: 10.4025/actascitechnol.v39i1.29873
- [121] DOS SANTOS C.C. i in.: *Effects of Coarse Aggregates Shape and Modulus of Elasticity, Mix Design Parameters and Their Interactions on Concrete Modulus of Elasticity*, Revista Matéria, **2022**, vol. 27, nr 1, s. e13155, DOI: 10.1590/s1517-707620220001.1355
- [122] SERUGA A. i in.: *Moduł sprężystości betonów na kruszywie granitowym w świetle badań doświadczalnych*, **2012**, vol. 109, nr 21, s. 103–117
- [123] SHAH H.A. i in.: *Air Entrainment in Fresh Concrete and its Effects on Hardened Concrete –a Review*, Construction and Building Materials, **2021**, vol. 274, s. 121835, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121835
- [124] SHAH S.P., AHMAD S.H.: *Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete*, PCI Journal, **1985**, vol. 30, nr 6, s. 92–119, DOI: 10.15554/pcij.11011985.92.119
- [125] SHARIQ M. i in.: *Effect of GGBFS on Age Dependent Static Modulus of Elasticity of Concrete*, Construction and Building Materials, **2013**, vol. 41, s. 411–418, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.12.035
- [126] SHEN W. i in.: *Change in Fresh Properties of High-Strength Concrete due to Pumping*, Construction and Building Materials, **2021**, vol. 300, s. 124069, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124069
- [127] SHEN W. i in.: *Influence of Pumping on the Resistivity Evolution of High-Strength Concrete and its Relation to the Rheology*, Construction and Building Materials, **2021**, vol. 302, s. 124095, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124095
- [128] SIENKO M.J., PLANE R.A.: *Chemia. Podstawy i zastosowania*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, Polska, **1992**, ISBN: 83-204-1291-9
- [129] SKIBICKI S., KASZYŃSKA M.: *Analiza wpływu wystającego z konstrukcji zbrojenia na dojrzałość betonu w czasie realizacji konstrukcji masywnych w: Monografie technologii betonu*, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Wiśła, Polska, **2016**
- [130] STANKIEWICZ B., ŚREDNIAWA W.: *Innovative Lightweight Footbridges in Comprehensive Material and Dynamic Analysis w: Synergy of Culture and Civil Engineering – History and Challenges. IABSE Congress Proceedings*, s. 479–486, Wrocław, Polska, **2020**, ISBN: 978-3-85748-169-7
- [131] STOCK A.F. i in.: *The Effect of Aggregate Concentration Upon the Strength and Modulus of Elasticity of Concrete*, Magazine of Concrete Research, **1979**, vol. 31, nr 109, s. 225–234, DOI: 10.1680/mac.1979.31.109.225
- [132] SU H.: *Load Test Analysis of Long-Span Prestressed Concrete Continuous Beam Bridge*, Advanced Materials Research, **2014**, vol. 1030–1032, s. 798–801, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.1030-1032.798
- [133] SUN R.W., FANOURAKIS G.C.: *An Assessment of Factors Affecting the Elastic Modulus of Concrete*, Structural Concrete, **2022**, vol. 23, nr 1, s. 593–603, DOI: 10.1002/suco.202000553
- [134] SUN S. i in.: *Dynamic and Static Load Tests on a Large-span Rigid-frame Bridge*, Mathematical Modelling of Engineering Problems, **2019**, vol. 6, nr 3, s. 409–414, DOI: 10.18280/mmep.060312
- [135] SZCZEŚNIAK A. i in.: *Effect of Aggregate Type on Properties of Ultra-High-Strength Concrete*, Materials, **2022**, vol. 15, nr 5072, DOI: 10.3390/ma15145072

- [136] TEYCHENNÉ D.C. i in.: *The Estimation of the Elastic Modulus of Concrete for the design of Structures w: Current Paper 23/78 Monograph*, Building Research Establishment, Watford, Wielka Brytania, **1978**
- [137] THOMAZ W. i in.: *Comparative Study of Dynamic and Static Young's Modulus of Concrete Containing Basaltic Aggregates*, *Case Studies in Construction Materials*, **2021**, vol. 15, DOI: 10.1016/j.cscm.2021.e00645
- [138] VISHALAKSHI K.P. i in.: *Effect of Type of Coarse Aggregate on the Strength Properties and Fracture Energy of Normal and High Strength Concrete*, *Engineering Fracture Mechanics*, **2018**, vol. 194, s. 52–60, DOI: 10.1016/j.engfracmech.2018.02.029
- [139] VÍTEK J.L. i in.: *The Modulus of Elasticity - Technical Rules of Czech Concrete Society*, Czech Concrete Society, Praga, Czechy, **2016**
- [140] WOYCIECHOWSKI P. i in.: *Porównanie wyników badań modułu sprężystości betonu przeprowadzonych według europejskiej normy PN-EN 12390- 13:2013 i niemieckiej normy DIN 1048-5 w: Monografie technologii betonu*, s. 1149–1162, Stowarzyszenie Producentów Cementu, Wisła, Polska, **2021**
- [141] WU K.R. i in.: *Effect of Coarse Aggregate Type on Mechanical Properties of High-Performance Concrete*, *Cement and Concrete Research*, **2001**, vol. 31, s. 1421–1425, DOI: 10.1016/S0008-8846(01)00588-9
- [142] YANG Z. i in.: *A Comparative Study on the Mechanical Properties and Microstructure of Cement-Based Materials by Direct Electric Curing and Steam Curing*, *Materials*, **2021**, vol. 14, s. 7407, DOI: 10.3390/ma14237407
- [143] YAZDANI N. i in.: *Effect of Pumping on Properties of Bridge Concrete*, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **2000**, vol. 12, nr 3, s. 212–219, DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2000)12:3(212)
- [144] YAZICI H. i in.: *Mechanical Properties of Reactive Powder Concrete Containing Mineral Admixtures under Different Curing Regimes*, *Construction and Building Materials*, **2009**, vol. 23, s. 1223–1231, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2008.08.003
- [145] YILMAZ A.O. i in.: *In-Place Modulus of Elasticity of High-Performance Concrete Bridge - Discussion*, *ACI Materials Journal*, **2006**, vol. 103, nr 5, s. 397–399
- [146] ZHANG F., WANG Y.: *Static Load Test Study on Long-span Continuous Rigid Frame Bridge with V-shaped Pier*, *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, **2019**, vol. 295, s. 042062, DOI: 10.1088/1755-1315/295/4/042062
- [147] ZHANG P. i in.: *Effect of Air Entrainment on the Mechanical Properties, Chloride Migration, and Microstructure of Ordinary Concrete and Fly Ash Concrete*, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **2018**, vol. 30, nr 10, s. 04018265, DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002456
- [148] ZHANG S. i in.: *Brittleness of Concrete under Different Curing Conditions*, *Materials*, **2021**, vol. 14, nr 7865, DOI: 10.3390/ma14247865
- [149] ZHOU Y. i in.: *A Fundamental Study on Compressive Strength, Static and Dynamic Elastic Moduli of Young Concrete*, *Construction and Building Materials*, **2015**, vol. 98, s. 137–145, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.08.110

Normatywy i dokumenty prawne

- [150] *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Waszyngton, Stany Zjednoczone, **2020**
- [151] *ACI 308-16: Guide to External Curing of Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Stany Zjednoczone, **2016**
- [152] *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Stany Zjednoczone, **2021**
- [153] *ACI 343R-95: Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures (Reapproved 2004)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Stany Zjednoczone, **2004**
- [154] *ACI 363R-10: Report on High-Strength Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Stany Zjednoczone, **2010**
- [155] *AS 1012.17-1997: Methods of Testing Concrete Determination of the Static Chord Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete Specimens (Reaffirmed 2014)*, Council of Standards Australia, Sydney, Australia, **2014**
- [156] *AS 3600-2018: Concrete Structures*, Council of Standards Australia, Sydney, Australia, **2018**
- [157] *ASTM C469/C469M-22: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Stany Zjednoczone, **2022**
- [158] *BS 8110:1985: Structural Use of Concrete*, British Standards Institution, Londyn, Wielka Brytania, **1985**
- [159] *CSA A23.3:19: Design of Concrete Structures*, Canadian Standards Association, Toronto, Kanada, **2019**
- [160] *Design - Standard Specifications for Concrete Structures*, Japan Society of Civil Engineers, Tokio, Japonia, **2010**
- [161] *GB 50010-2010: Code for Design of Concrete Structures*, Standardization Administration of China, Pekin, Chiny, **2010**
- [162] *Instrukcja ITB nr 194/98: Badanie cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, Polska, **1998**
- [163] *IS 456: 2000: Plain and Reinforced Concrete - Code of Practise (Reaffirmed 2021)*, Bureau of Indian Standards, New Delhi, Indie, **2021**
- [164] *ISO 1920-10:2010: Testing of concrete - Part 10: Determination of Static Modulus of Elasticity in Compression*, International Organization for Standardization, Genewa, Szwajcaria, **2021**
- [165] *Model Code 1990*, Fédération Internationale du Béton, Lozanna, Szwajcaria, **1993**
- [166] *Model Code 2010*, Fédération Internationale du Béton, Lozanna, Szwajcaria, **2012**
- [167] *Model Code 2020 (draft)*, Fédération Internationale du Béton, Lozanna, Szwajcaria, **2022**
- [168] *NZS 3101:2006: Concrete Structures Standard*, Standards New Zealand, Wellington, Nowa Zelandia, **2006**
- [169] *PN-EN 206+A2:2021: Beton - Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2021**
- [170] *PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2018**
- [171] *PN-EN 1992-2:2010: Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 2: Mosty z betonu - Obliczanie i reguły konstrukcyjne*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2022**
- [172] *PN-EN 12350-1:2019: Badania mieszanki betonowej - Część 1: Pobieranie próbek i podstawowe wyposażenie*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2019**

- [173] PN-EN 12350-2:2019: *Badania mieszanki betonowej - Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2019**
- [174] PN-EN 12350-7:2019: *Badania mieszanki betonowej - Część 7: Badanie zawartości powietrza - Metody ciśnieniowe*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2019**
- [175] PN-EN 12390-1:2021: *Badania betonu - Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badań i form*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2021**
- [176] PN-EN 12390-2:2019: *Badania betonu - Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2019**
- [177] PN-EN 12390-3:2019: *Badania betonu - Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2019**
- [178] PN-EN 12390-4:2020: *Badania betonu - Część 4: Wytrzymałość na ściskanie - Wymagania dotyczące maszyn wytrzymałościowych*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2020**
- [179] PN-EN 12390-13:2021: *Badania betonu - Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2021**
- [180] PN-EN 12504-1:2019: *Badania betonu w konstrukcjach - Część 1: Próbki rdzeniowe - Pobieranie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa, Polska, **2019**
- [181] PN-S-10042:1991: *Obiekty mostowe - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Projektowanie*, Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, Warszawa, Polska, **1991**
- [182] prEN 1992-1-1:2021: *Design of Concrete Structures. General Rules - Rules for Buildings, Bridges and Civil Engineering Structures (draft)*, Technical Committee CEN/TC 250, Oslo, Norwegia, **2022**
- [183] *Procedura Badawcza PB-01: Konstrukcje mostowe. Pomiar osiadań, przemieszczeń i ugięć z zastosowaniem niwelacji precyzyjnej i czujników przemieszczeń.*, Zespół Badań Terenowych Politechniki Śląskiej, Gliwice, Polska, **2015**
- [184] SANS 10100-1:2000 *The Structural Use of Concrete - Part 1: Design*, South African Bureau of Standards, Pretoria, Republika Południowej Afryki, **2000**
- [185] *Warunki Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych M-13.01.00: Beton konstrukcyjny w drogowych obiektach inżynierskich*, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa, Polska, **2019**
- [186] WR-M-23: *Wytyczne wykonywania badań drogowych obiektów mostowych pod próbnym obciążeniem*, Ministerstwo Infrastruktury, Warszawa, Polska, **2021**
- [187] *Zalecenia dotyczące wykonywania badań pod próbnym obciążeniem drogowych obiektów mostowych*, Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa, Polska, **2011**

Dokumentacja projektowa i bazy danych

- [188] *Archiwum Zespołu Badań Terenowych*, Politechnika Śląska, Gliwice, Polska, **2023**
- [189] *Budowa połączenia węzła autostrady A4 w Wierzchosławicach z SAG w Tarnowie. Most drogowy M2*, M3M Grupa Projektowa, Gdańsk, Polska, **2021**
- [190] *Budowa północnej obwodnicy Kędzierzyna - Koźla w ciągu drogi krajowej nr 40. Most drogowy MD-1*, Silesia Engineering Sp. z o.o., Dąbrowa Górnicza, Polska, **2020**
- [191] *Budowa północnej obwodnicy Kędzierzyna - Koźla w ciągu drogi krajowej nr 40. Most drogowy MD-18*, Pracownia Projektowa MOSTOPOL Sp. z o.o., Opole, Polska, **2020**
- [192] *Prace na linii kolejowej E30 na odcinku Kraków Główny Towarowy - Rudzice wraz z dobudową torów linii aglomeracyjnej. Odcinek 3 - obiekty mostowe nad rzeką Wisłą*, BBF Sp. z o.o., Poznań, Polska, **2021**
- [193] *Projekt Budowy Regionalnej Drogi Racibórz-Pszczyna. Most drogowy MG-1*, egis Poland, Warszawa, Polska, **2018**
- [194] *Projekt Budowy Regionalnej Drogi Racibórz-Pszczyna. Wiadukt drogowy WG-4*, egis Poland, Warszawa, Polska, **2018**
- [195] *Receptura mieszanki nr 145670*, Centrum Technologiczna BETOTECH Sp. z o.o., Dąbrowa Górnicza, Polska, **2021**
- [196] *Receptura mieszanki nr MOS/X-045-5-G-28-12-3-B-M22*, CEMEX Polska Sp. z o.o., Mysłowice, Polska, **2020**
- [197] *Receptura mieszanki nr MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22*, CEMEX Polska Sp. z o.o., Mysłowice, Polska, **2020**
- [198] *Receptura mieszanki nr MOS/Z-050-5-G-28-12-3-M-M01*, CEMEX Polska Sp. z o.o., Mysłowice, Polska, **2020**
- [199] *Receptura mieszanki nr N/5/D3/3-2G/STRK*, Centrum Technologiczne Chryso, Błonie, Polska, **2017**
- [200] *System Gospodarki i Ochrony Bogactw Mineralnych Polski - MIDAS*, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa, Polska, **2023**
- [201] *Zaprojektowanie i wybudowanie drogi S3, odc. Legnica - Lubawka. Zadanie III od węzła Bolków do węzła Kamienna Góra Północ. Wiadukt drogowy WS-36*, IVIA S.A., Katowice, Polska, **2020**

Źródła internetowe

- [202] GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD: Budowa obwodnicy Kędzierzyna-Koźła. Strona internetowa projektu, **2021**
- [203] GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD: Plusy i minusy mostowych konstrukcji sprężonych, **2023**
- [204] GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD: Stan obiektów mostowych na drogach zarządzanych przez GDDKiA, **2023**
- [205] GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD: Zaprojektowanie i wybudowanie drogi S3, odc. Legnica - Lubawka. Zadanie III od węzła Bolków do węzła Kamienna Góra Północ. Strona internetowa projektu, **2023**
- [206] KRAKÓW PO KOLEI: Betonowanie największego przęsła mostu kolejowego przez Wisłę, **2021**
- [207] LOVEKRAKOW.PL: 1200 metrów sześciennych betonu w jeden dzień. Duży krok na budowie mostu, **2021**
- [208] NASZRACIBORZ.PL: Obwodnica i okolice. Tak zagospodarowano teren wokół nowej drogi, **2022**
- [209] NASZRACIBORZ.PL: Raport z budowy wschodniej obwodnicy Raciborza, **2021**
- [210] PKP POLSKIE LINIE KOLEJOWE S.A.: Modernizacja linii kolejowej E30 na odcinku Kraków Główny Towarowy - Rudzice. Strona internetowa projektu, **2022**
- [211] TRAVEL & NATURE - KANAŁ YOUTUBE: Budowa mostu SAG, **2023**
- [212] ULMA CONSTRUCCION POLSKA: Najdłuższe przęsło w technologii nawisowej w Polsce z wykorzystaniem wózków CVS, **2022**

Załączniki

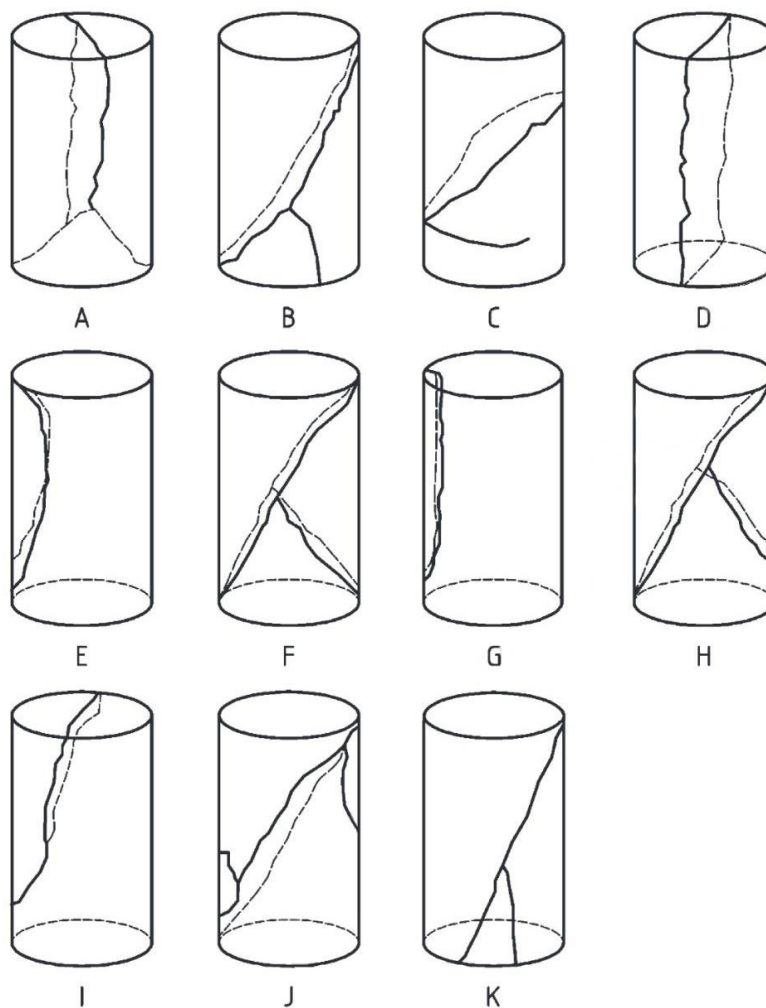
A. Szczegółowe wyniki badań laboratoryjnych

W niniejszym załączniku przedstawione są szczegółowe wyniki badań laboratoryjnych przeprowadzonych w ramach pracy nad rozprawą.

Podczas badań nie wszystkie pomiary dają wyniki możliwe do zaakceptowania, część z nich należy odrzucić. Poniżej zestawione zostały wszystkie przyczyny odrzucenia wyników wraz z przypisaniem im numerów, którymi odrzucone wyniki będą oznaczone.

Wytrzymałość:

- W1. Nieprawidłowy sposób zniszczenia próbki według PN-EN 12390-3 [177] (rysunek A.1).
- W2. Warunek identyczności według PN-EN 206 [169] – odrzucenie pojedynczego wyniku, jeśli jego wartość odbiega o więcej niż 15% od wartości średniej.
- W3. Nieprawidłowy proces odkształcenia próbki – krzywa σ - ϵ nie jest zgodna z krzywą, jaką przedstawiają wykresy zamieszczone w literaturze [100] (rysunek A.2).

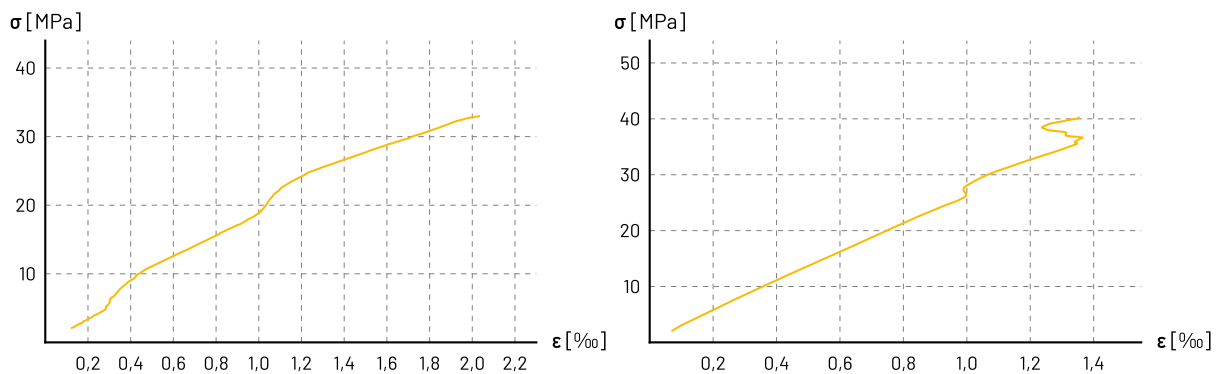


Rysunek A.1. Nieprawidłowe sposoby zniszczenia próbek

W przypadku odrzucenia wyniku wytrzymałości na ściskanie próbki badanej metodą bezpośrednią, wartość modułu sprężystości dla tej próbki była wyznaczana na podstawie średniej wytrzymałości na ściskanie pozostałych próbek z danego badania.

Moduł sprężystości:

- M1. Wytrzymałość na ściskanie próbki różniąca się o więcej niż 20% od średniej wytrzymałości na ściskanie wyznaczonej na próbkach towarzyszących, zgodnie z PN-EN 12390-13 [179] – dotyczy próbek badanych metodami A i B.
- M2. Warunek identyczności według PN-EN 206 [169] – odrzucenie pojedynczego wyniku, jeśli jego wartość odbiega o więcej niż 15% od wartości średniej. W niniejszej pracy warunek ten zastosowano również dla wyników badań modułu sprężystości, mimo że norma definiuje go jedynie w kontekście wytrzymałości na ściskanie.
- M3. Nieprawidłowy proces odkształcenia próbki – krzywa σ - ϵ uzyskana w trakcie badania próbki nie jest zgodna z krzywą, jaką przedstawiają wykresy zamieszczone w literaturze [100] (rysunek A.2).
- M4. Awarii uległ więcej niż jeden z trzech tensometrów – brak możliwości uzyskania wiarygodnych danych dotyczących odkształceń próbki.



Rysunek A.2. Nieprawidłowe procesy obciążenia próbek

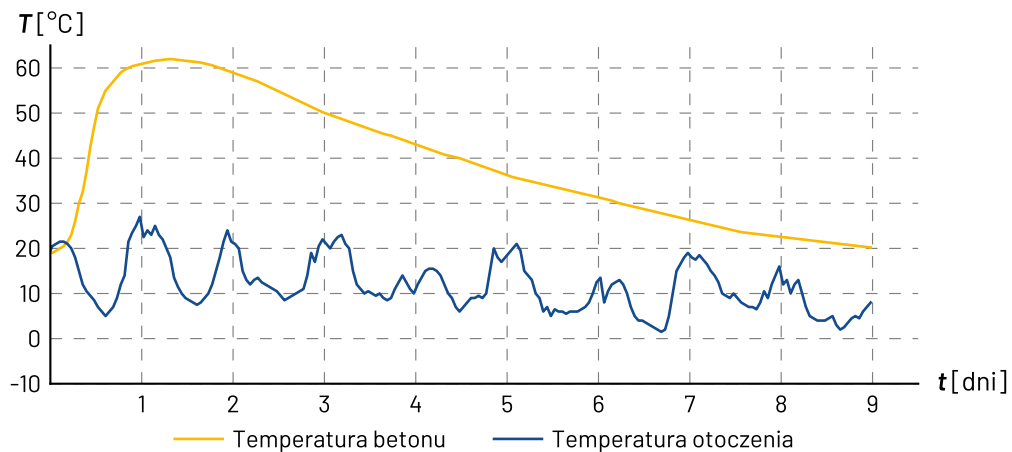
A1. MG-1 – blok testowy I

Blok testowy został wykonany z mieszanki betonowej według docelowej receptury zaprojektowanej dla obiektu MG-1: MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 27 kwietnia 2020 r. na placu budowy przy przyczółku w osi nr 9. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A1.1.

Tabela A1.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Blok testowy I	110 mm	S3	5,2%	19,0 °C	19,5 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 62,0 °C zarejestrowano 32 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 9 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 1,5 °C do 27,0 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A1.1.



Rysunek A1.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

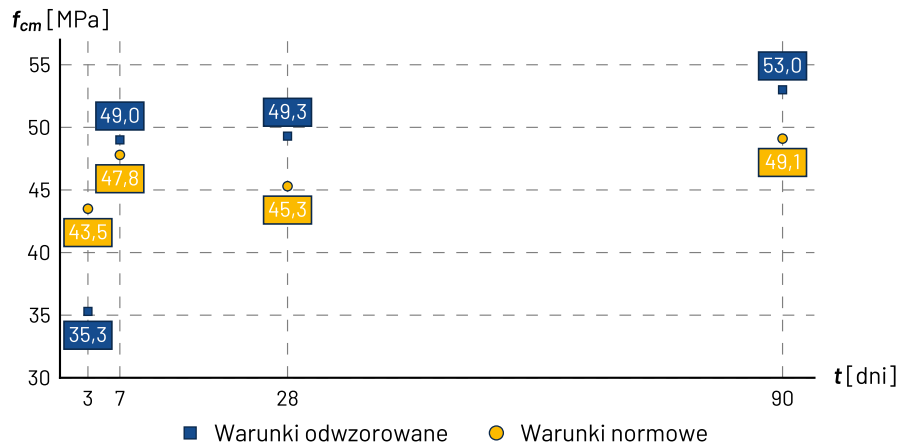
Wykonano 32 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 3, 7, 28 i 90 dniach oraz metodą A po 28 dniach. Dodatkowo wykonano próbki rdzeniowe pobrane z bloku po 28 dniach od betonowania.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

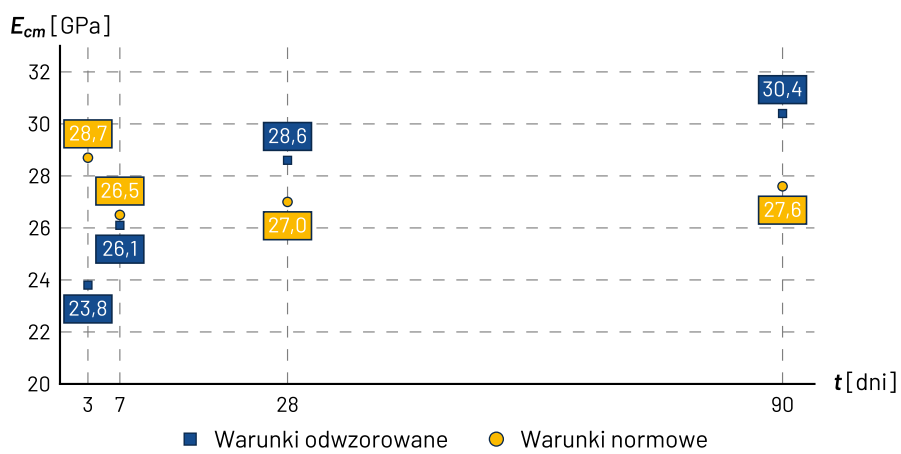
- metodą bezpośrednią - tabela A1.2 oraz rysunki A1.2, A1.3 i A1.4,
- próbki rdzeniowe - tabela A1.3,
- metoda A - tabela A1.4 i rysunek A1.5.

Tabela A1.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

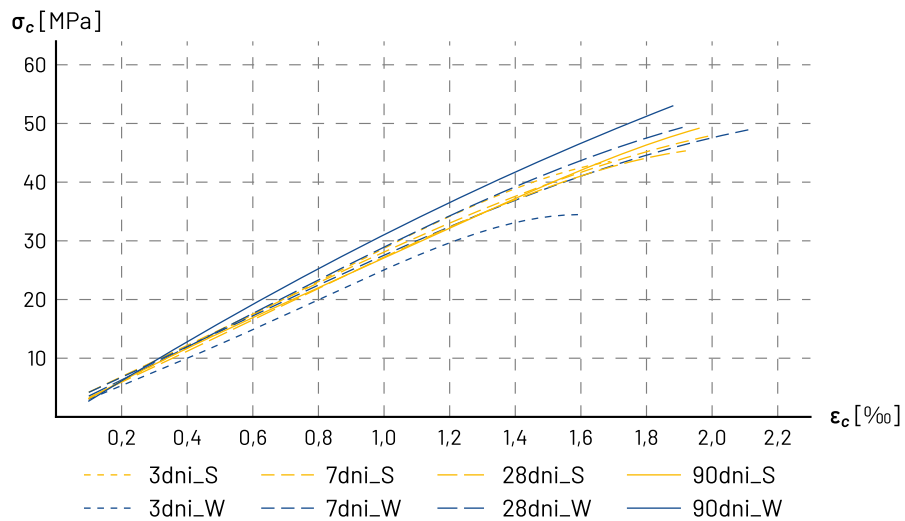
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
30.04.2020	odwzorowane	1S_3dni	3	42,7	43,5	28,2	28,7
		2S_3dni		- w2		- m2	
		3S_3dni		43,0		28,4	
		4S_3dni		44,8		29,5	
30.04.2020	normowe	5W_3dni	3	35,2	35,3	24,6	23,8
		6W_3dni		34,9		22,9	
		7W_3dni		34,6		24,0	
		8W_3dni		36,3		23,7	
04.05.2020	odwzorowane	9S_7dni	7	49,2	47,8	26,3	26,5
		10S_7dni		46,5		26,7	
		11S_7dni		47,5		26,5	
04.05.2020	normowe	12W_7dni	7	50,1	49,0	25,7	26,1
		13W_7dni		- w2		25,8	
		14W_7dni		48,0		26,7	
25.05.2020	odwzorowane	15S_28dni	28	44,1	45,3	27,3	27,0
		16S_28dni		46,5		27,1	
		17S_28dni		- w1,w2		26,6	
25.05.2020	normowe	18W_28dni	28	49,3	49,3	27,9	28,6
		19W_28dni		- w1,w2		28,7	
		20W_28dni		49,3		29,3	
27.07.2020	odwzorowane	27S_90dni	90	48,7	49,1	28,0	27,6
		28S_90dni		- w2		27,3	
		29S_90dni		49,5		27,6	
27.07.2020	normowe	30W_90dni	90	- w1,w2	53,0	30,2	30,4
		31W_90dni		51,7		30,6	
		32W_90dni		54,3		30,5	



Rysunek A1.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A1.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



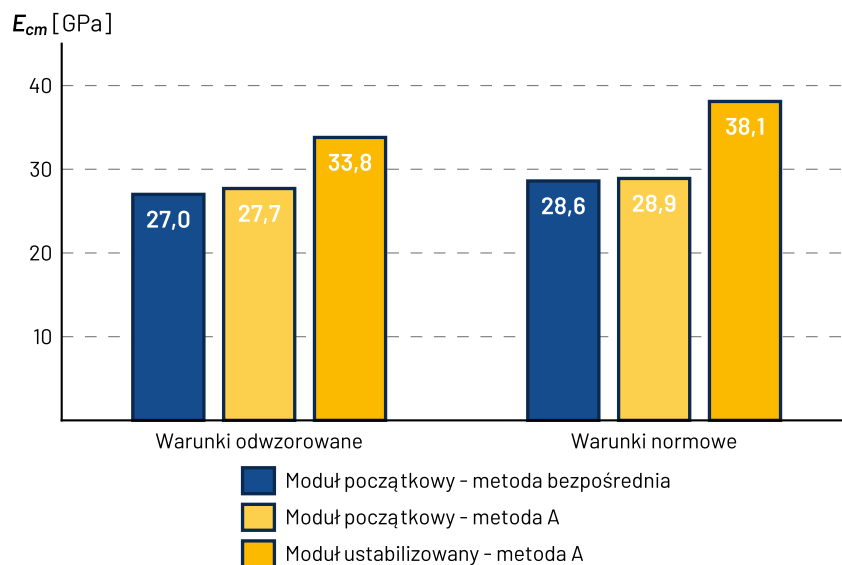
Rysunek A1.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A1.3. Zestawienie wyników badań próbek rdzeniowych

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]
03.06.2020	rdzenie	33R_28dni	28	40,6	43,1	24,2	24,8
		34R_28dni		45,7		24,3	
		35R_28dni		47,0		_ M2	
		36R_28dni		39,0		26,0	

Tabela A1.4. Zestawienie wyników badań metodą A

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
25.05.2020	odwzorowane	15S_28dni	28	27,3	27,0	-	-
		16S_28dni		27,1		-	
		17S_28dni		26,6		-	
25.05.2020	normowe	18W_28dni	28	27,9	28,6	-	-
		19W_28dni		28,7		-	
		20W_28dni		29,3		-	
25.05.2020	odwzorowane	21SA_28dni	28	27,6	27,7	33,5	33,8
		22SA_28dni		_ M1		_ M1	
		23SA_28dni		27,8		34,0	
25.05.2020	normowe	24WA_28dni	28	28,2	28,9	37,1	38,1
		25WA_28dni		30,0		38,4	
		26WA_28dni		28,4		38,9	



Rysunek A1.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

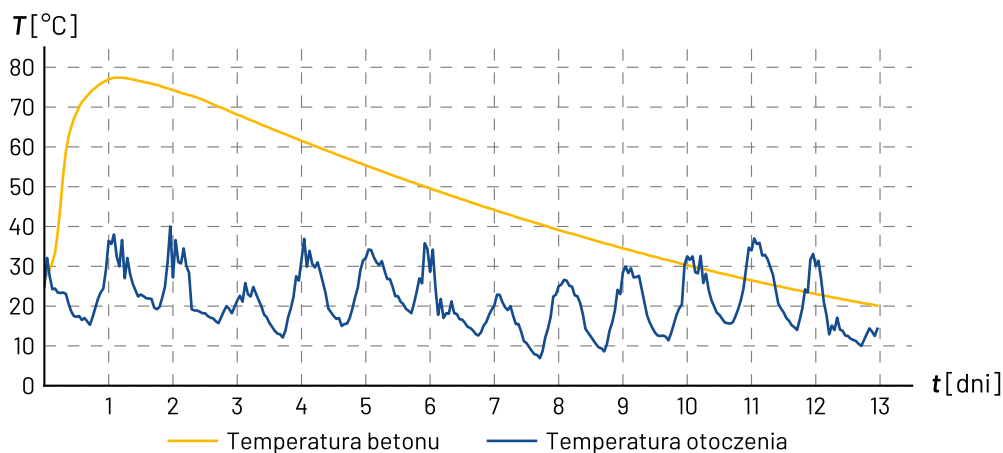
A2. MG-1 – segment I

Segment I obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 30 czerwca 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A2.1.

Tabela A2.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment I	160 mm	S3	3,8%	26,9 °C	25,0 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 77,4 °C zarejestrowano 26 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 13 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 6,9 °C do 40,0 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A2.1.



Rysunek A2.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

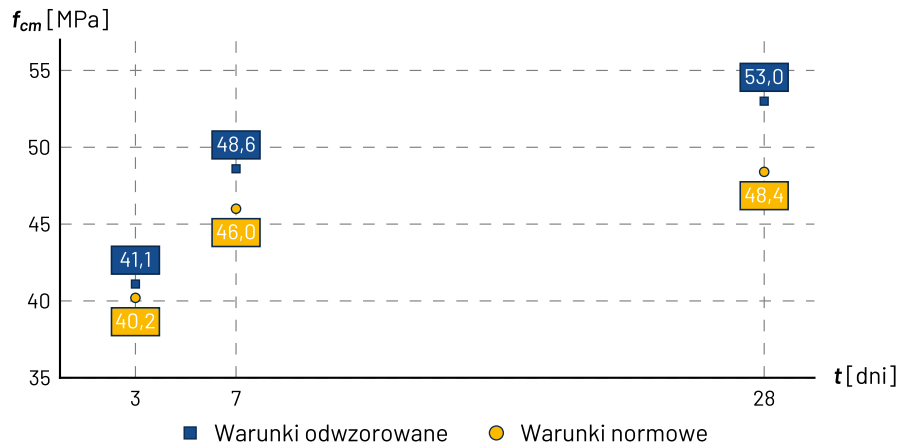
Wykonano 30 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 3, 7 i 28 dniach oraz metodą A i B po 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

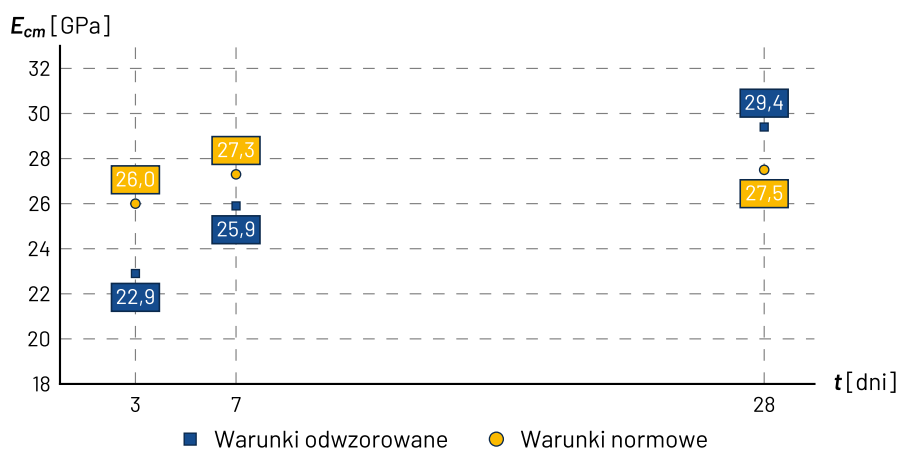
- metodą bezpośrednią - tabela A2.2 oraz rysunki A2.2, A2.3 i A2.4,
- metody A i B - tabela A2.3 i rysunek A2.5.

Tabela A2.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

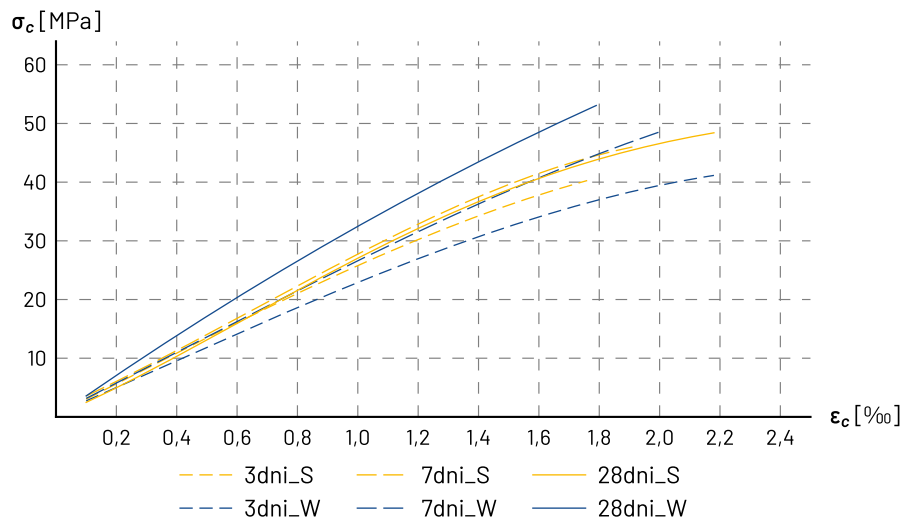
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
03.07.2020	odwzorowane	1S_3dni	3	38,4	40,2	26,2	26,0
		2S_3dni		43,3		25,8	
		3S_3dni		39,0		26,0	
03.07.2020	normowe	4W_3dni	3	38,7	41,1	22,0	22,9
		5W_3dni		42,5		22,8	
		6W_3dni		42,1		23,7	
07.07.2020	odwzorowane	7S_7dni	7	48,3	46,0	28,2	27,3
		8S_7dni		45,2		27,1	
		9S_7dni		44,6		26,6	
07.07.2020	normowe	10W_7dni	7	52,9	48,6	27,3	25,9
		11W_7dni		47,4		25,9	
		12W_7dni		45,3		24,7	
28.07.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	49,1	48,4	27,3	27,5
		14S_28dni		- w ²		28,1	
		15S_28dni		47,7		27,1	
28.07.2020	normowe	16W_28dni	28	51,2	53,0	28,9	29,4
		17W_28dni		53,1		30,0	
		18W_28dni		54,8		29,1	



Rysunek A2.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



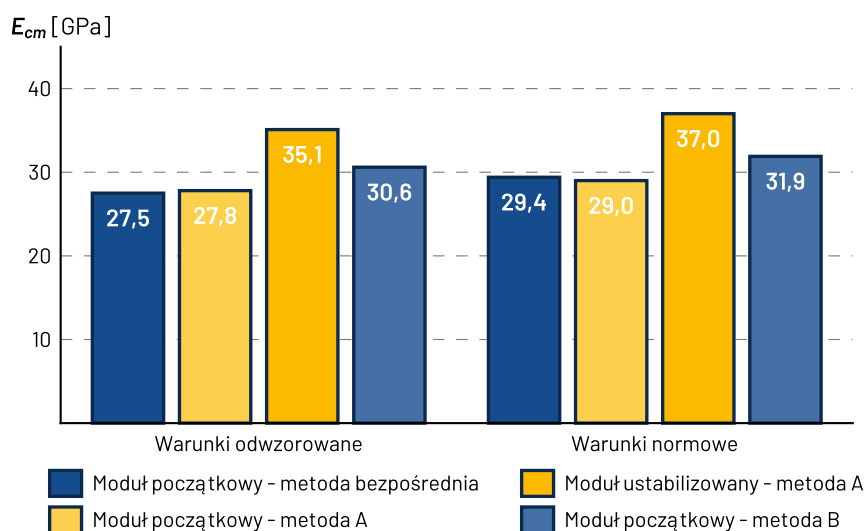
Rysunek A2.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A2.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A2.3. Zestawienie wyników badań metodami A i B

Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
			[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
28.07.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	27,3	27,5	-	-
		14S_28dni		28,1		-	
		15S_28dni		27,1		-	
28.07.2020	normowe	16W_28dni	28	28,9	29,4	-	-
		17W_28dni		30,0		-	
		18W_28dni		29,1		-	
28.07.2020	odwzorowane	19SA_28dni	28	27,0	27,8	34,5	35,1
		20SA_28dni		28,5		35,7	
		21SA_28dni		_ M4		_ M4	
28.07.2020	normowe	22WA_28dni	28	29,1	29,0	36,8	37,0
		23WA_28dni		28,9		37,0	
		24WA_28dni		29,0		37,4	
28.07.2020	odwzorowane	25SB_28dni	28	31,3	30,6	-	-
		26SB_28dni		30,1		-	
		27SB_28dni		30,5		-	
28.07.2020	normowe	28SB_28dni	28	31,4	31,9	-	-
		29SB_28dni		32,5		-	
		30SB_28dni		_ M2		-	



Rysunek A2.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

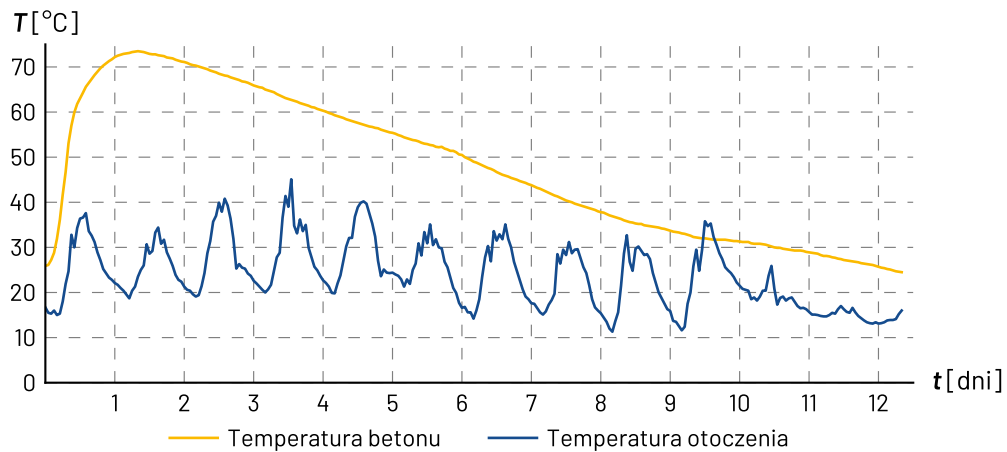
A3. MG-1 – segment II

Segment II obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 23 lipca 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A3.1.

Tabela A3.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment II	150 mm	S3	5,2%	25,9 °C	16,7 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 73,5 °C zarejestrowano 32 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 13 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 11,3 °C do 45,1 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A3.1.



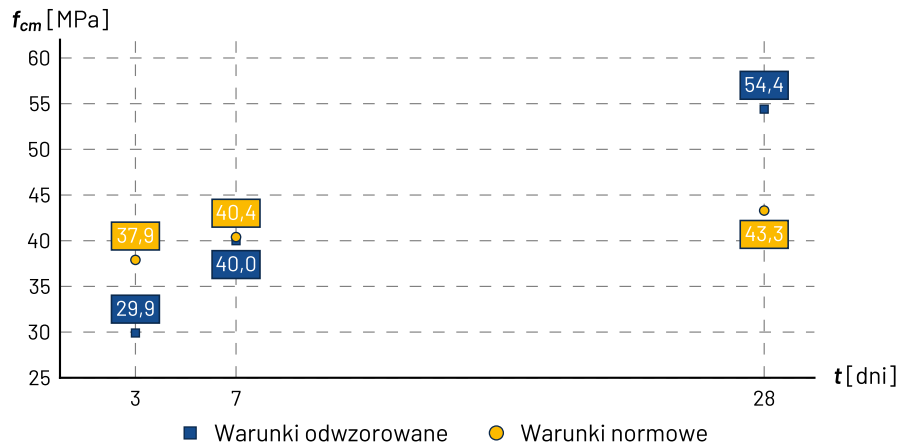
Rysunek A3.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

Wykonano 18 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 14 i 28 dniach.

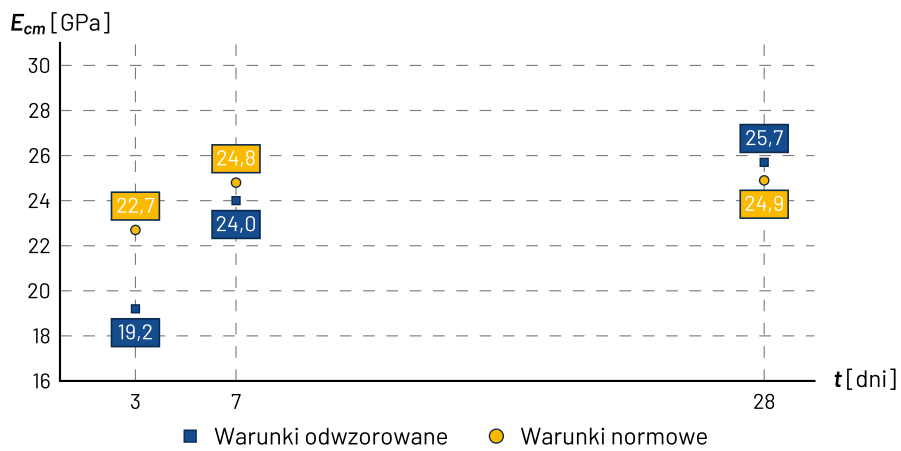
Wyniki badań przedstawione zostały w tabeli A3.2 oraz na rysunkach A3.2, A3.3 i A3.4.

Tabela A3.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

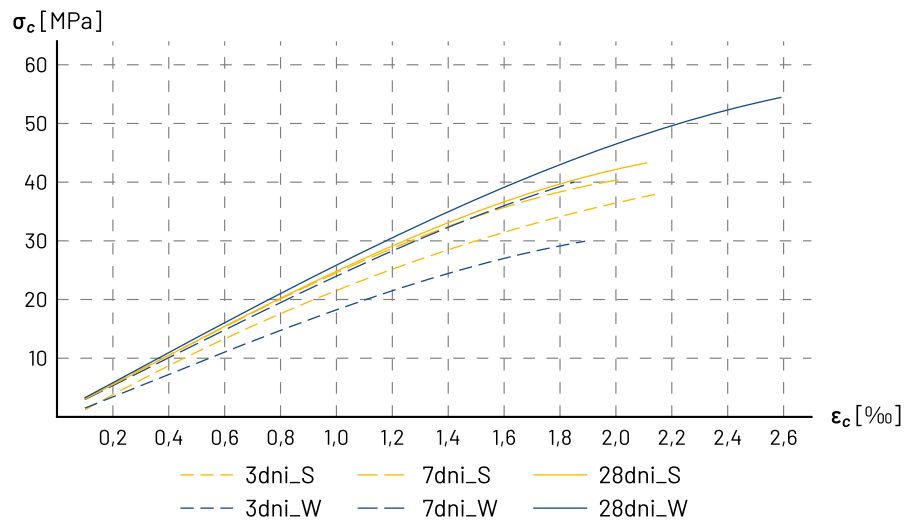
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
27.07.2020	odwzorowane	1S_4dni	4	38,5	37,9	22,5	22,7
		2S_4dni		36,0		22,7	
		3S_4dni		39,2		22,9	
27.07.2020	normowe	4W_4dni	4	29,2	29,9	19,7	19,2
		5W_4dni		31,8		19,1	
		6W_4dni		28,9		18,7	
06.08.2020	odwzorowane	7S_14dni	14	39,5	40,4	24,6	24,8
		8S_14dni		41,1		24,3	
		9S_14dni		40,6		25,6	
06.08.2020	normowe	10W_14dni	14	39,4	40,0	23,1	24,0
		11W_14dni		39,3		23,9	
		12W_14dni		41,4		25,1	
20.08.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	44,3	43,3	24,8	24,9
		14S_28dni		44,8		24,3	
		15S_28dni		40,9		25,6	
20.08.2020	normowe	16W_28dni	28	56,3	54,4	26,3	25,7
		17W_28dni		52,5		25,7	
		18W_28dni		- w2		25,3	



Rysunek A3.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A3.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A3.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Ta strona jest celowo pusta

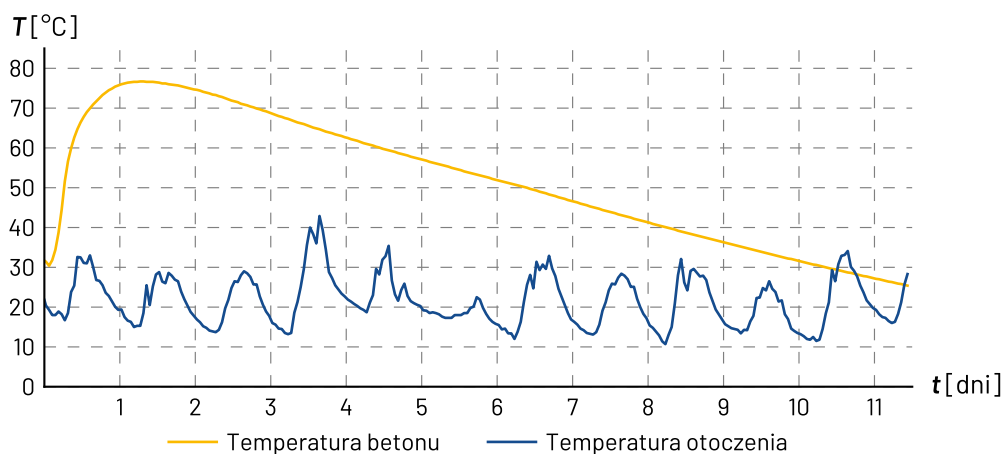
A4. MG-1 – segment III

Segment III obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 14 sierpnia 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A4.1.

Tabela A4.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment III	120 mm	S3	4,6%	31,7°C	21,8°C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 76,7°C zarejestrowano 31 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 11 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji wyrównała się z temperaturą otoczenia. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 10,7°C do 42,9°C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A4.1.



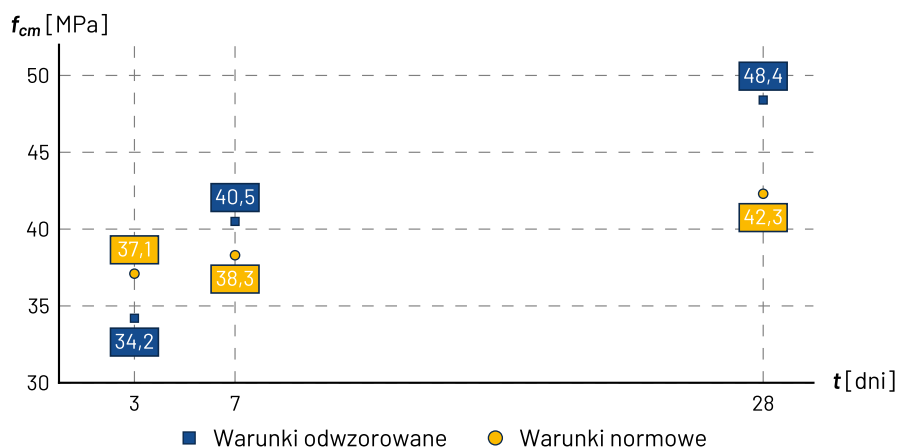
Rysunek A4.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

Wykonano 18 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 3, 7 i 28 dniach.

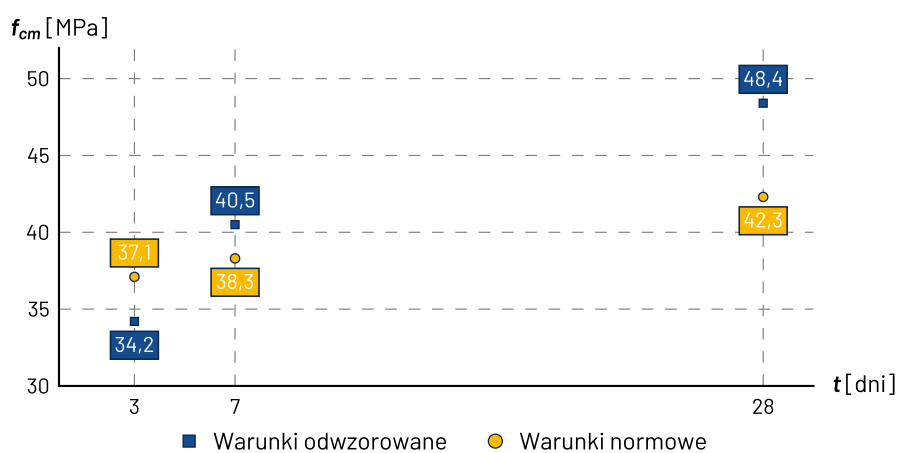
Wyniki badań przedstawione zostały w tabeli A4.2 oraz na rysunkach A4.2, A4.3 i A4.4.

Tabela A4.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

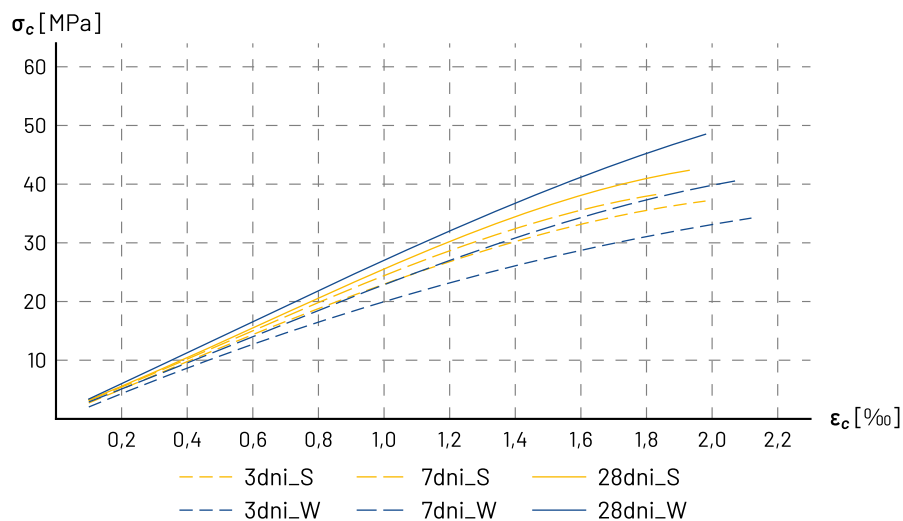
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
17.08.2020	odwzorowane	1S_3dni	3	37,7	37,1	24,0	23,5
		2S_3dni		38,7		22,6	
		3S_3dni		35,0		23,8	
17.08.2020	normowe	4W_3dni	3	33,4	34,2	19,3	19,9
		5W_3dni		- w3		- m3	
		6W_3dni		34,9		20,5	
21.08.2020	odwzorowane	7S_7dni	7	37,9	38,3	24,0	24,4
		8S_7dni		39,2		24,9	
		9S_7dni		38,0		24,3	
21.08.2020	normowe	10W_7dni	7	40,3	40,5	22,7	22,6
		11W_7dni		38,7		22,5	
		12W_7dni		42,5		22,8	
11.09.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	43,1	42,3	25,7	25,3
		14S_28dni		42,0		24,5	
		15S_28dni		41,9		25,8	
11.09.2020	normowe	16W_28dni	28	49,7	48,4	27,4	26,8
		17W_28dni		46,7		26,1	
		18W_28dni		48,8		26,8	



Rysunek A4.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A4.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A4.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Ta strona jest celowo pusta

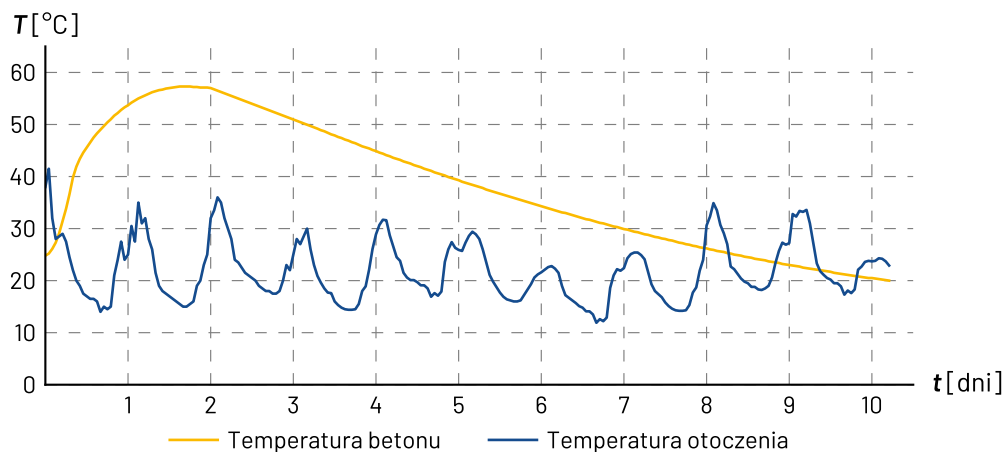
A5. MG-1 – blok testowy II (CEM III)

Blok testowy został wykonany z mieszanki betonowej według testowej receptury zaprojektowanej na podstawie receptury docelowej dla obiektu MG-1: MOS/X-050-5-G-28-12-3-M-M01[198]. Betonowanie odbyło się 24 sierpnia 2020 r. na placu budowy przy przyczółku w osi nr 9. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A5.1.

Tabela A5.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Blok testowy II	160 mm	S3	3,8%	24,5 °C	38,0 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 57,3 °C zarejestrowano 39 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 10 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 11,9 °C do 41,5 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A5.1.



Rysunek A5.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

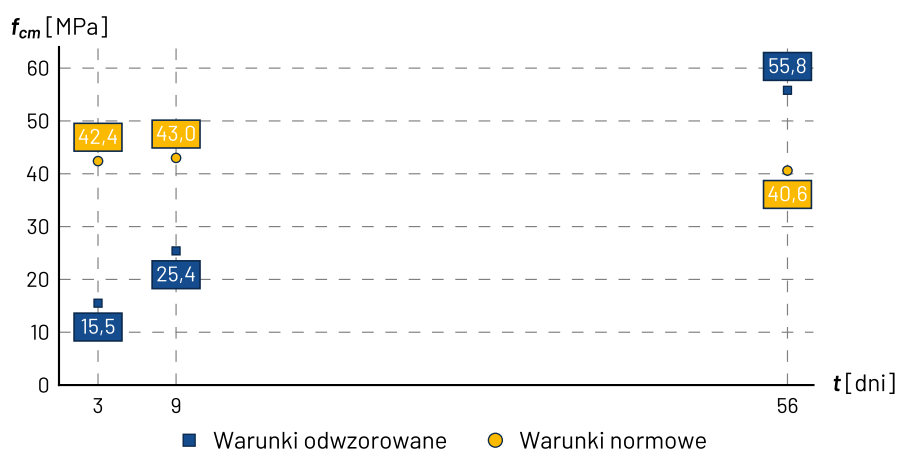
Wykonano 18 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 3, 9 i 56 dniach. Dodatkowo wykonano próbki rdzeniowe pobrane z bloku po 56 dniach od betonowania.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

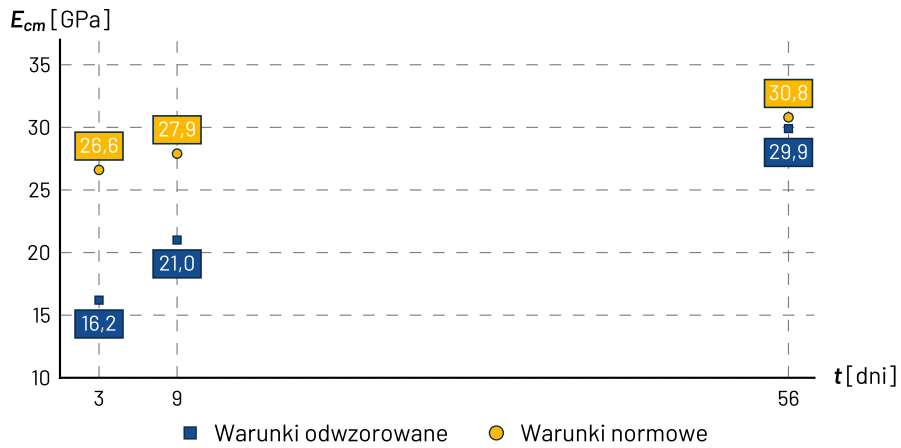
- metodą bezpośrednią - tabela A5.2 oraz rysunki A5.2, A5.3 i A5.4,
- próbki rdzeniowe - tabela A5.3.

Tabela A5.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

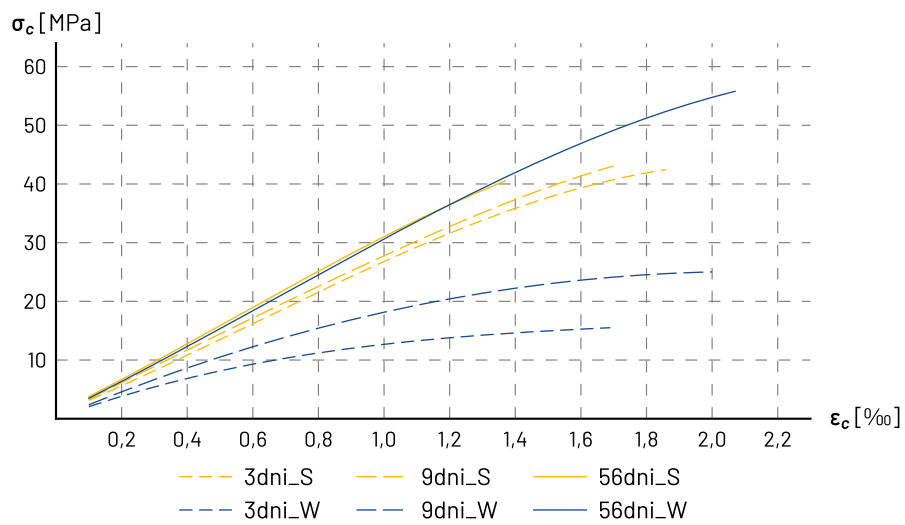
Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
			[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
27.08.2020	odwzorowane	1S_3dni	3	42,1	42,4	26,8	26,6
		2S_3dni		- w2		26,2	
		3S_3dni		42,7		26,7	
27.08.2020	normowe	4W_3dni	3	15,0	15,5	16,5	16,2
		5W_3dni		15,0		15,9	
		6W_3dni		16,6		16,2	
02.09.2020	odwzorowane	7S_9dni	9	43,4	43,0	28,4	27,9
		8S_9dni		42,7		27,7	
		9S_9dni		- w2		27,6	
02.09.2020	normowe	10W_9dni	9	25,8	25,4	23,3	21,0
		11W_9dni		25,4		19,3	
		12W_9dni		25,0		20,3	
19.10.2020	odwzorowane	13S_56dni	56	40,7	40,6	30,9	30,8
		14S_56dni		40,7		30,1	
		15S_56dni		40,4		31,4	
19.10.2020	normowe	16W_56dni	56	55,5	55,8	28,9	29,9
		17W_56dni		56,1		29,0	
		18W_56dni		- w2		32,0	



Rysunek A5.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A5.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A5.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A5.3. Zestawienie wyników badań próbek rdzeniowych

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
19.10.2020	rdzenie	19R_56dni	56	47,4	50,6	29,5	31,0
		20R_56dni		50,9		31,6	
		21R_56dni		49,8		32,1	
		22R_56dni		51,3		32,0	
		23R_56dni		- w2		29,8	
		24R_56dni		53,8		31,1	

Ta strona jest celowo pusta

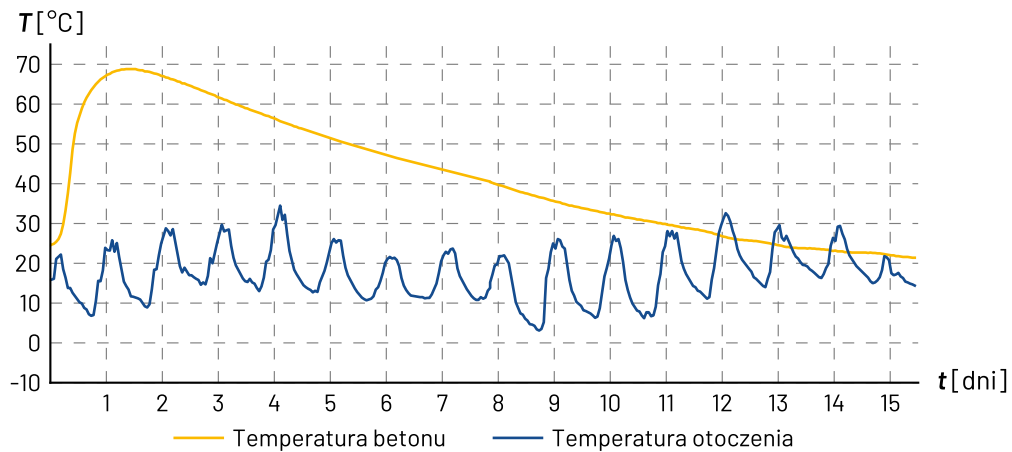
A6. MG-1 – segment IV

Segment IV obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 11 września 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A6.1.

Tabela A6.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment III	170 mm	S3	4,2%	24,5 °C	15,8 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 68,8 °C zarejestrowano 33 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 16 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 3,1 °C do 34,5 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A6.1.



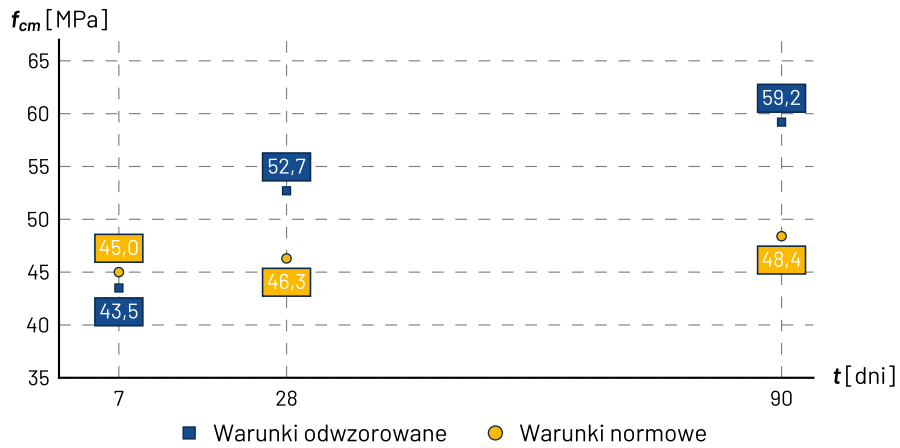
Rysunek A6.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

Wykonano 18 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 7, 28 i 90 dniach.

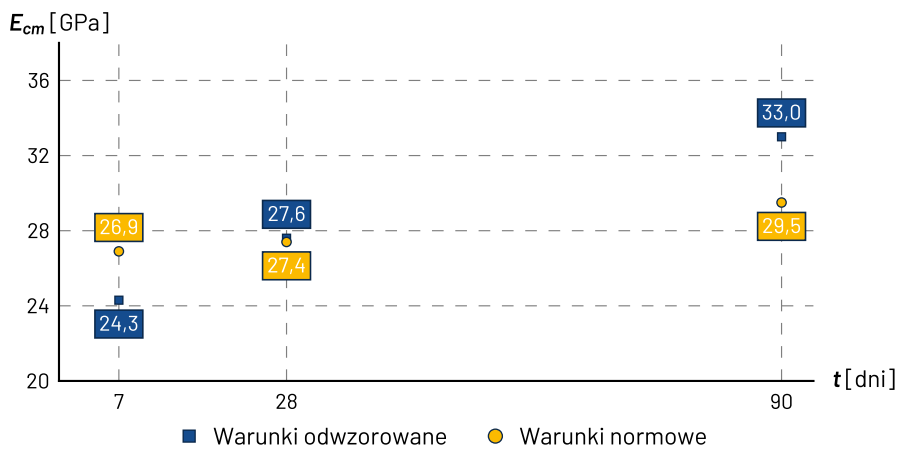
Wyniki badań przedstawione zostały w tabeli A6.2 oraz na rysunkach A6.2, A6.3 i A6.4.

Tabela A6.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

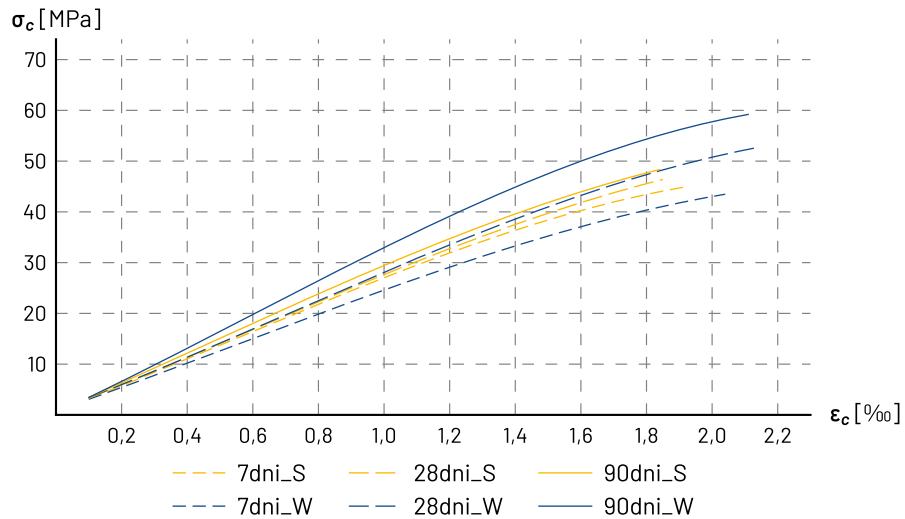
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
18.09.2020	odwzorowane	1S_7dni	7	42,7	45,0	27,0	26,9
		2S_7dni		46,7		27,5	
		3S_7dni		45,7		26,2	
18.09.2020	normowe	4W_7dni	7	43,6	43,5	24,3	24,3
		5W_7dni		41,8		23,7	
		6W_7dni		45,0		24,9	
09.10.2020	odwzorowane	7S_28dni	28	45,4	46,3	26,7	27,4
		8S_28dni		47,3		27,8	
		9S_28dni		- w2		27,8	
09.10.2020	normowe	10W_28dni	28	- w2	52,7	27,6	27,6
		11W_28dni		50,5		28,1	
		12W_28dni		54,9		27,0	
10.12.2020	odwzorowane	13S_90dni	90	46,8	48,4	28,6	29,5
		14S_90dni		47,8		30,4	
		15S_90dni		50,8		29,4	
10.12.2020	normowe	16W_90dni	90	57,9	59,2	33,3	33,0
		17W_90dni		- w2		32,9	
		18W_90dni		60,4		32,9	



Rysunek A6.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A6.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A6.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Ta strona jest celowo pusta

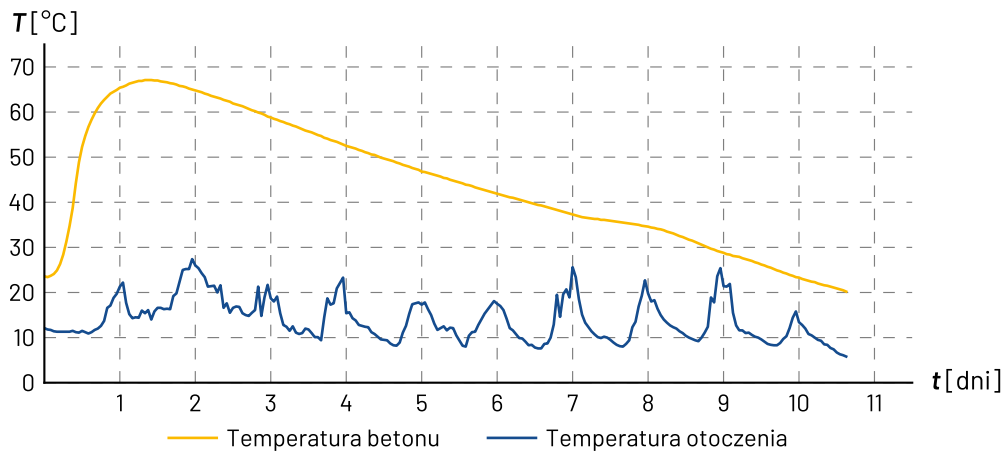
A7. MG-1 – segment V

Segment V obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 1 października 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A7.1.

Tabela A7.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment V	170 mm	S3	5,2%	23,6 °C	12,1 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 67,1 °C zarejestrowano 32 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 11 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 5,8 °C do 27,4 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A7.1.



Rysunek A7.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

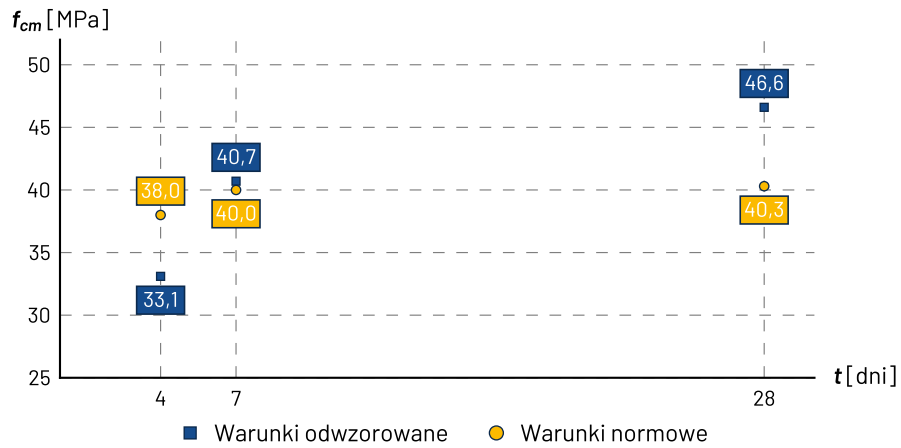
Wykonano 30 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 7 i 28 dniach oraz metodą A i B po 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

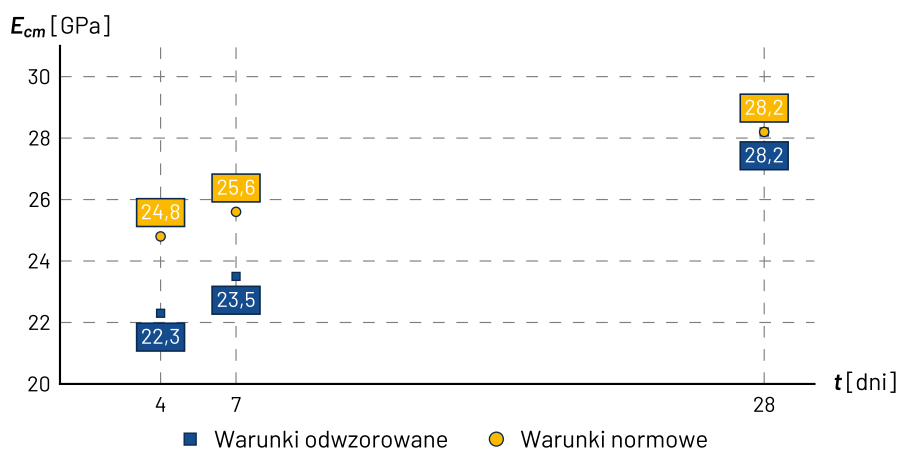
- metodą bezpośrednią - tabela A7.2 oraz rysunki A7.2, A7.3 i A7.4,
- metody A i B - tabela A7.3 i rysunek A7.5.

Tabela A7.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

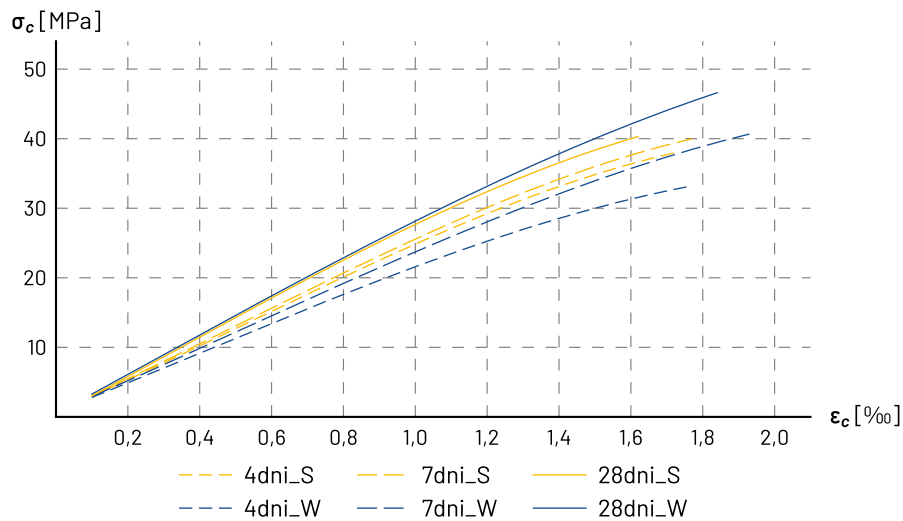
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
05.10.2020	odwzorowane	1S_4dni	4	39,2	38,0	24,4	24,8
		2S_4dni		38,2		25,0	
		3S_4dni		36,7		25,1	
05.10.2020	normowe	4W_4dni	4	33,8	33,1	21,9	22,3
		5W_4dni		32,9		23,6	
		6W_4dni		32,5		21,5	
08.10.2020	odwzorowane	7S_7dni	7	39,3	40,0	25,3	25,6
		8S_7dni		40,0		26,2	
		9S_7dni		40,8		25,3	
08.10.2020	normowe	10W_7dni	7	39,9	40,7	24,0	23,5
		11W_7dni		- w2		23,2	
		12W_7dni		41,5		23,3	
29.10.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	42,9	40,3	29,0	28,2
		14S_28dni		38,3		27,5	
		15S_28dni		39,8		28,0	
29.10.2020	normowe	16W_28dni	28	45,9	46,6	28,4	28,2
		17W_28dni		47,3		28,3	
		18W_28dni		46,4		28,1	



Rysunek A7.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



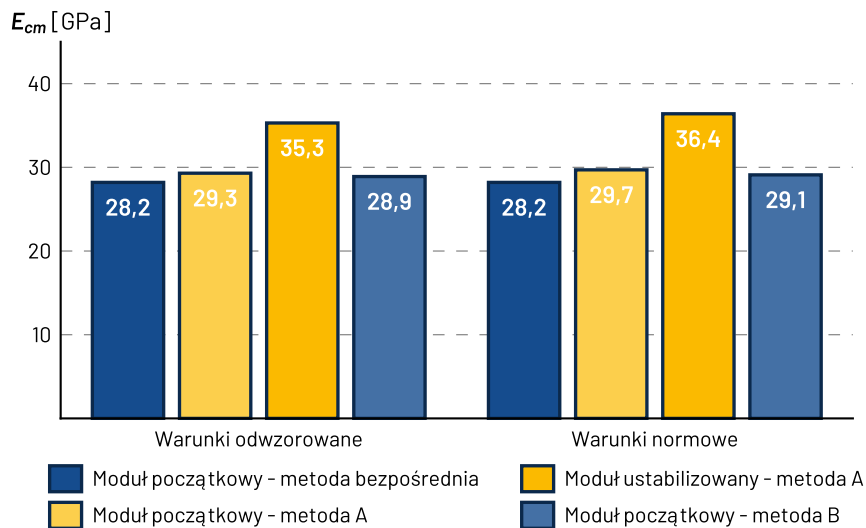
Rysunek A7.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A7.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A7.3. Zestawienie wyników badań metodami A i B

Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
			[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
29.10.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	29,0	28,2	-	-
		14S_28dni		27,5		-	
		15S_28dni		28,0		-	
29.10.2020	normowe	16W_28dni	28	28,4	28,2	36,2	-
		17W_28dni		28,3		35,7	
		18W_28dni		28,1		37,1	
29.10.2020	odwzorowane	19SA_28dni	28	28,8	29,3	35,7	35,3
		20SA_28dni		28,9		34,8	
		21SA_28dni		30,1		- M2	
29.10.2020	normowe	22WA_28dni	28	28,5	29,7	36,2	36,4
		23WA_28dni		28,5		35,7	
		24WA_28dni		32,1		37,1	
29.10.2020	odwzorowane	25SB_28dni	28	28,8	28,9	-	-
		26SB_28dni		29,3		-	
		27SB_28dni		28,5		-	
29.10.2020	normowe	28SB_28dni	28	29,3	29,1	-	-
		29SB_28dni		29,0		-	
		30SB_28dni		29,0		-	



Rysunek A7.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

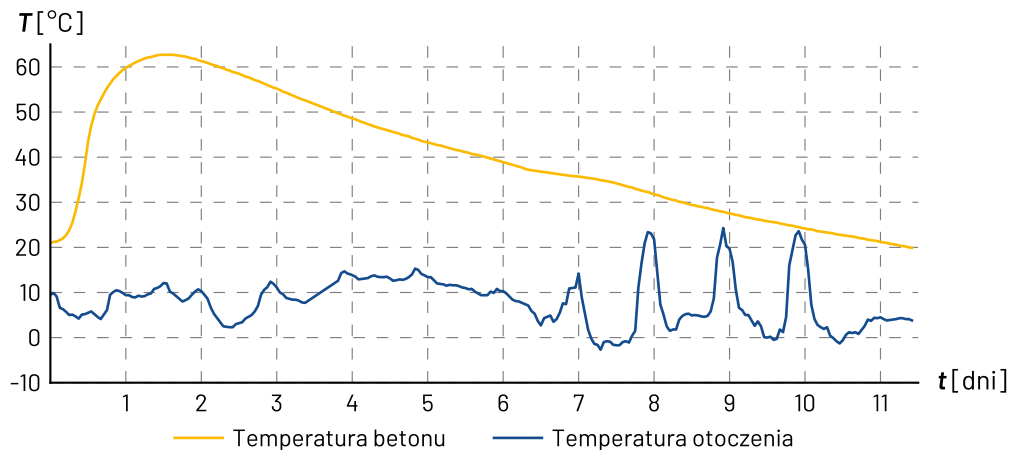
A8. MG-1 – segment VI

Segment VI obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 29 października 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A8.1.

Tabela A8.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment VI	170 mm	S3	5,6%	19,0 °C	9,5 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 62,7 °C zarejestrowano 35 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 11 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od -2,7 °C do 24,3 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A8.1.



Rysunek A8.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

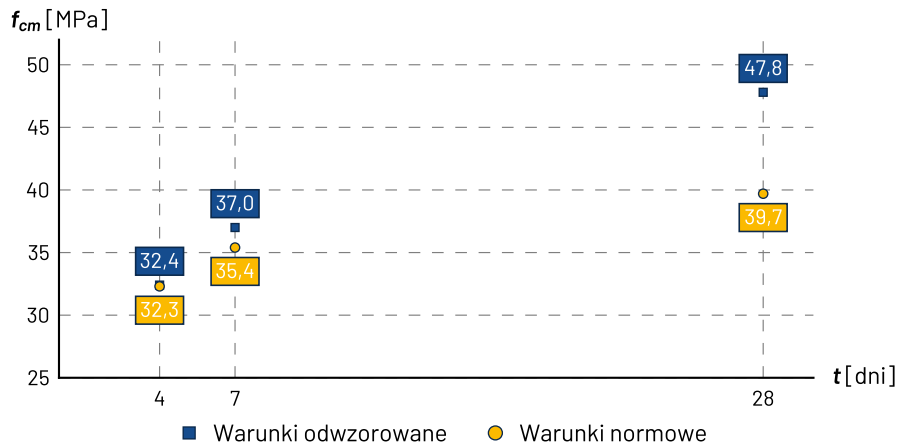
Wykonano 30 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 7 i 28 dniach oraz metodą A i B po 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

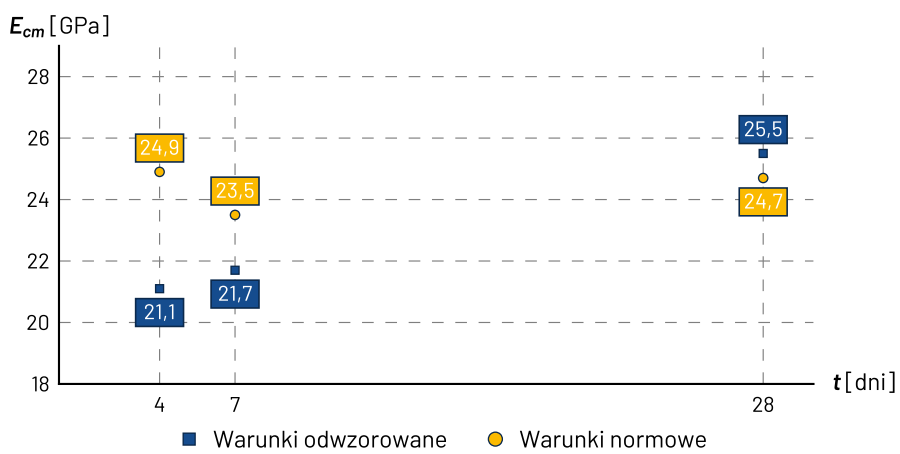
- metodą bezpośrednią - tabela A8.2 oraz rysunki A8.2, A8.3 i A8.4,
- metody A i B - tabela A8.3 i rysunek A8.5.

Tabela A8.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

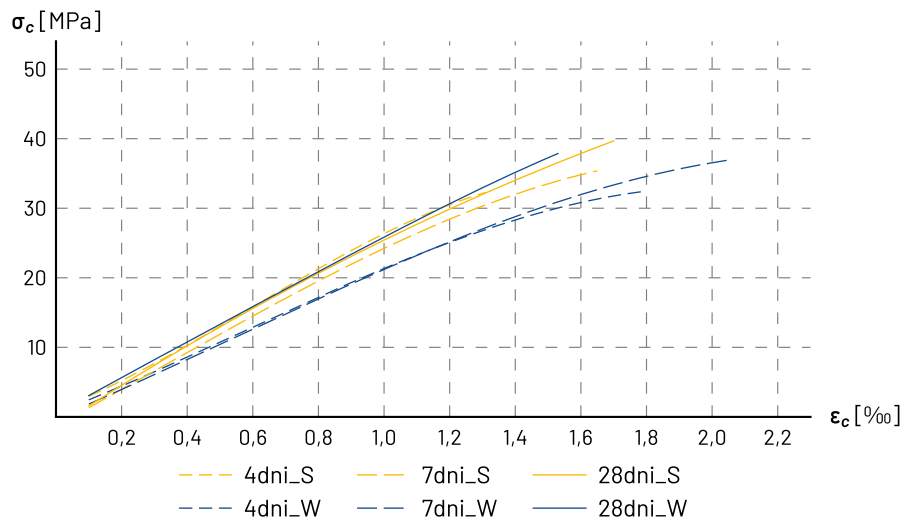
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
02.11.2020	odwzorowane	1S_3dni	4	30,6	32,3	23,8	24,9
		2S_3dni		32,3		25,0	
		3S_3dni		34,1		26,0	
02.11.2020	normowe	4W_3dni	4	33,0	32,4	20,9	21,1
		5W_3dni		32,3		21,1	
		6W_3dni		32,0		21,5	
05.11.2020	odwzorowane	7S_7dni	7	33,5	35,4	23,1	23,5
		8S_7dni		35,6		23,6	
		9S_7dni		37,0		23,9	
05.11.2020	normowe	10W_7dni	7	36,5	37,0	21,5	21,7
		11W_7dni		37,8		21,5	
		12W_7dni		36,6		22,1	
26.11.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	37,4	39,7	25,3	24,7
		14S_28dni		40,1		25,1	
		15S_28dni		41,7		23,5	
26.11.2020	normowe	16W_28dni	28	45,1	47,8	25,3	25,5
		17W_28dni		48,5		24,9	
		18W_28dni		49,9		26,4	



Rysunek A8.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



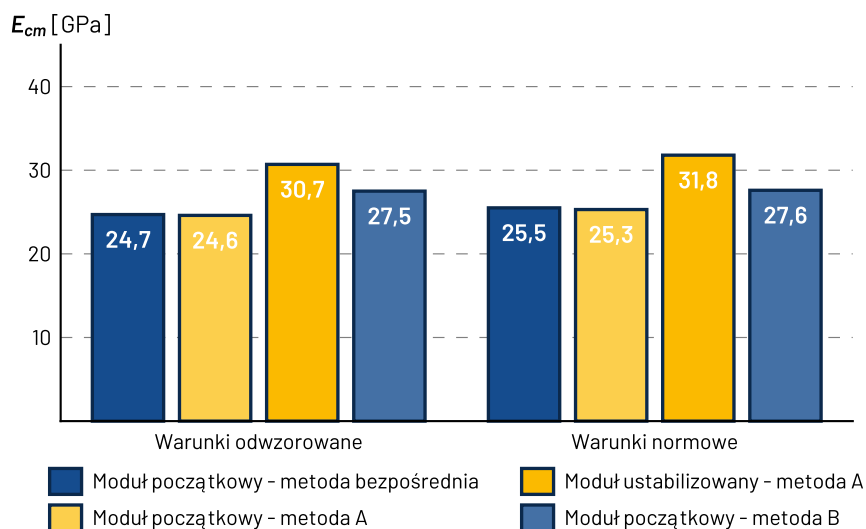
Rysunek A8.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A8.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A8.3. Zestawienie wyników badań metodami A i B

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
26.11.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	25,3	24,7	-	-
		14S_28dni		25,1		-	
		15S_28dni		23,5		-	
26.11.2020	normowe	16W_28dni	28	25,3	25,5	-	-
		17W_28dni		24,9		-	
		18W_28dni		26,4		-	
26.11.2020	odwzorowane	19SA_28dni	28	24,4	24,6	31,6	30,7
		20SA_28dni		25,0		30,1	
		21SA_28dni		24,5		30,4	
26.11.2020	normowe	22WA_28dni	28	25,3	25,3	31,7	31,8
		23WA_28dni		25,6		32,5	
		24WA_28dni		25,0		31,3	
26.11.2020	odwzorowane	25SB_28dni	28	27,6	27,5	-	-
		26SB_28dni		27,5		-	
		27SB_28dni		27,4		-	
26.11.2020	normowe	28SB_28dni	28	26,8	27,6	-	-
		29SB_28dni		28,3		-	
		30SB_28dni		27,8		-	



Rysunek A8.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

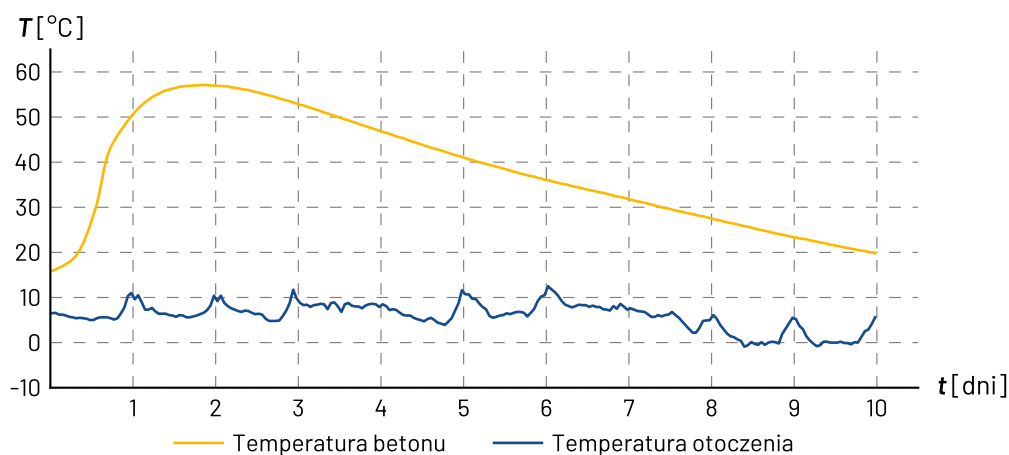
A9. MG-1 – segment VII

Segment VII obiektu MG-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-050-5-G-28-12-3-B-M22 [197]. Betonowanie odbyło się 12 listopada 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A9.1.

Tabela A9.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MG-1 Segment VII	180 mm	S3	5,8%	15,7 °C	6,6 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 57,1 °C zarejestrowano 44 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 10 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od -0,9 °C do 12,5 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A9.1.



Rysunek A9.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

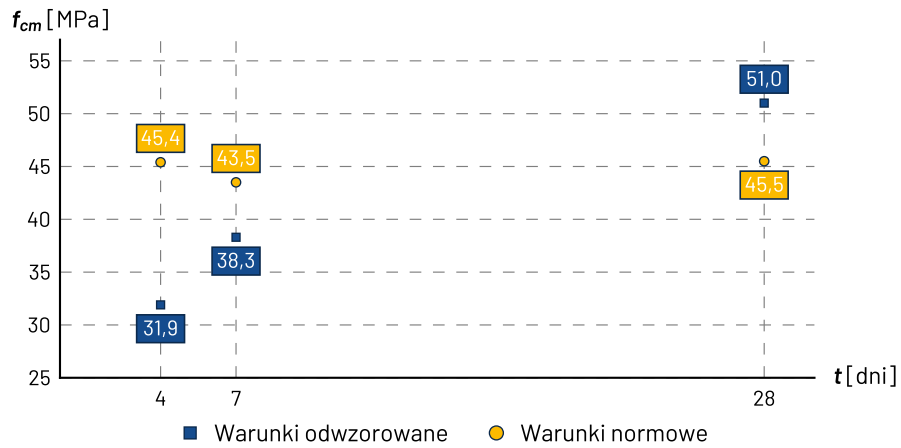
Wykonano 30 próbek walcowych do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 7 i 28 dniach oraz metodą A po 4 i 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

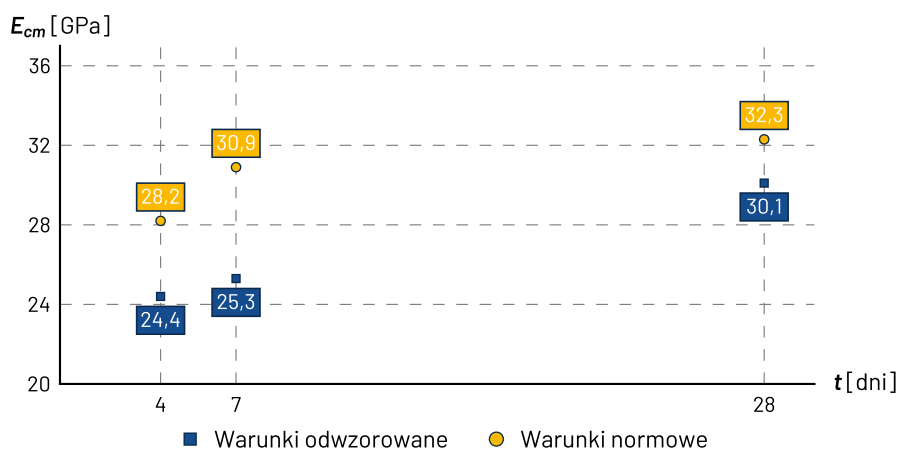
- metodą bezpośrednią - tabela A9.2 oraz rysunki A9.2, A9.3 i A9.4,
- metoda A - tabele A9.3 i A9.4 oraz rysunki A9.5 i A9.6.

Tabela A9.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

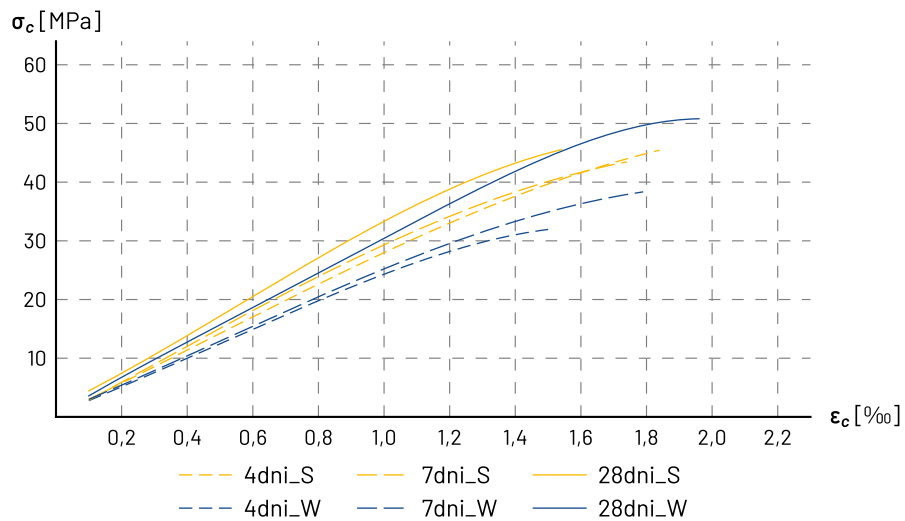
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
16.11.2020	odwzorowane	1S_4dni	4	- w ²	45,4	27,8	28,2
		2S_4dni		45,9		29,0	
		3S_4dni		44,9		27,8	
16.11.2020	normowe	4W_4dni	4	30,5	31,9	24,5	24,4
		5W_4dni		32,8		24,1	
		6W_4dni		32,4		24,7	
19.11.2020	odwzorowane	13S_7dni	7	42,8	43,5	30,6	30,9
		14S_7dni		- w ²		30,7	
		15S_7dni		44,3		31,4	
19.10.2020	normowe	16W_7dni	7	38,4	38,3	26,1	25,3
		17W_7dni		36,6		24,4	
		18W_7dni		39,8		25,4	
10.12.2020	odwzorowane	19S_28dni	28	45,3	45,5	31,9	32,3
		20S_28dni		44,3		32,6	
		21S_28dni		47,0		- M ⁴	
10.12.2020	normowe	22W_28dni	28	50,7	51,0	30,9	30,1
		23W_28dni		51,4		30,3	
		24W_28dni		50,8		29,4	



Rysunek A9.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



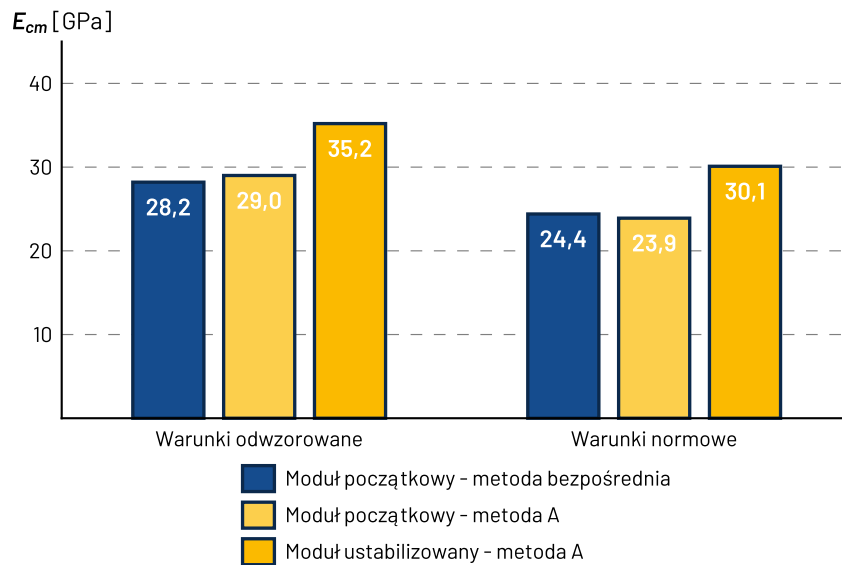
Rysunek A9.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A9.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A9.3. Zestawienie wyników badań metodą A po 4 dniach

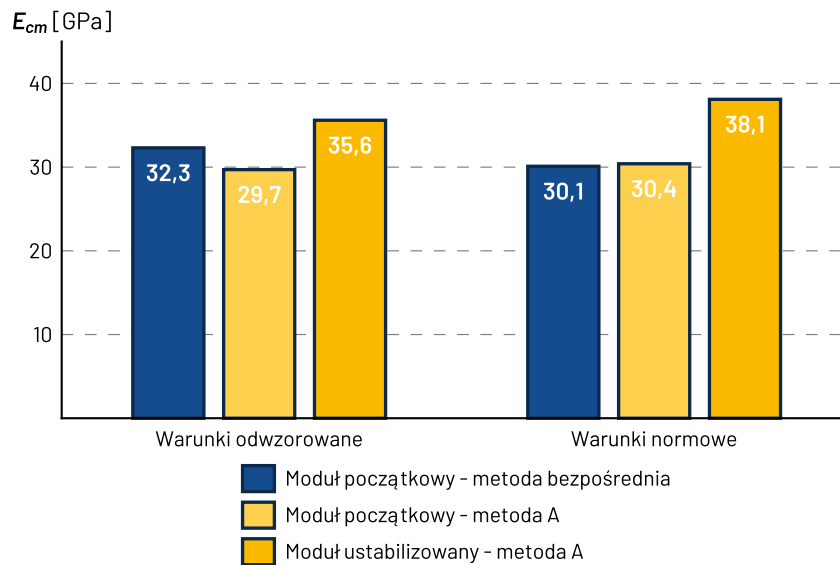
Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
			[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
16.11.2020	odwzorowane	1S_4dni	4	27,8	28,2	-	-
		2S_4dni		29,0		-	
		3S_4dni		27,8		-	
16.11.2020	normowe	4W_4dni	4	24,5	24,4	-	-
		5W_4dni		24,1		-	
		6W_4dni		24,7		-	
16.11.2020	odwzorowane	7SA_4dni	4	29,3	29,0	35,3	35,2
		8SA_4dni		29,7		36,3	
		9SA_4dni		28,1		34,0	
16.11.2020	normowe	10WA_4dni	4	24,3	23,9	30,4	30,1
		11WA_4dni		23,9		30,6	
		12WA_4dni		23,5		29,2	



Rysunek A9.5. Moduł sprężystości po 4 dniach z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

Tabela A9.4. Zestawienie wyników badań metodą A po 28 dniach

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
10.12.2020	odwzorowane	19S_28dni	28	31,9	32,3	-	-
		20S_28dni		32,6		-	
		21S_28dni		- M4		-	
10.12.2020	normowe	22W_28dni	28	30,9	30,1	-	-
		23W_28dni		30,3		-	
		24W_28dni		29,4		-	
10.12.2020	odwzorowane	25SA_28dni	28	30,7	29,7	36,5	35,6
		26SA_28dni		29,6		35,6	
		27SA_28dni		28,7		34,8	
10.12.2020	normowe	28WA_28dni	28	30,1	30,4	37,6	38,1
		29WA_28dni		30,6		38,0	
		30WA_28dni		30,6		38,7	



Rysunek A9.6. Moduł sprężystości po 28 dniach z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

Ta strona jest celowo pusta

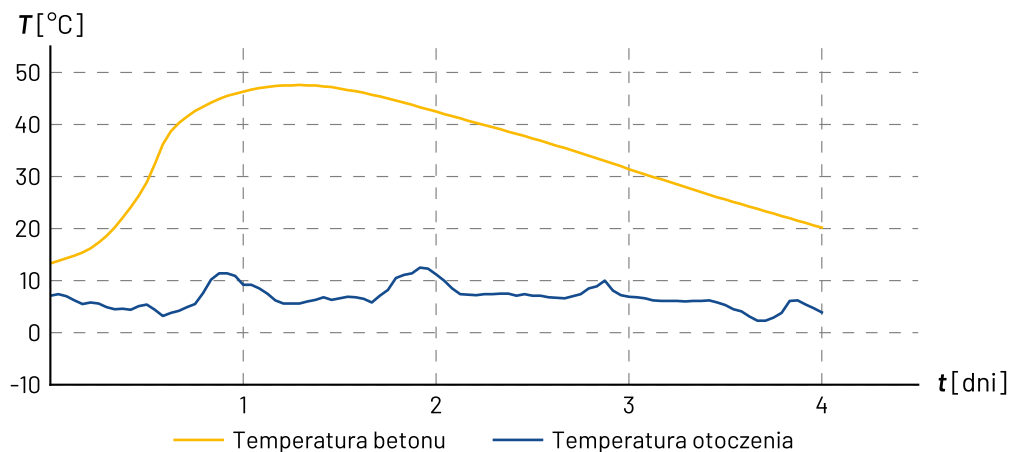
A10. WG-4 – blok testowy

Blok testowy został wykonany z mieszanki betonowej według docelowej receptury zaprojektowanej dla obiektu WG-4: MOS/X-045-5-G-28-12-3-B-M22 [196]. Betonowanie odbyło się 16 listopada 2020 r. na placu budowy przy przyczółku w osi nr 1. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A10.1.

Tabela A10.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
WG-4 Blok testowy	100 mm	S3	5,0%	13,3 °C	7,1 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 47,6 °C zarejestrowano 31 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 4 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 2,3 °C do 12,5 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A10.1.



Rysunek A10.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

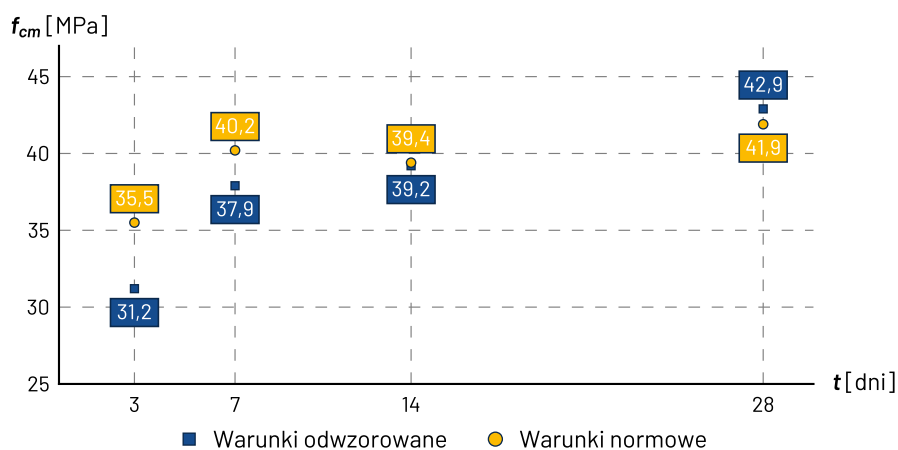
Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 3, 7, 14 i 28 dniach. Dodatkowo wykonano próbki rdzeniowe pobrane z bloku po 28 dniach od betonowania.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

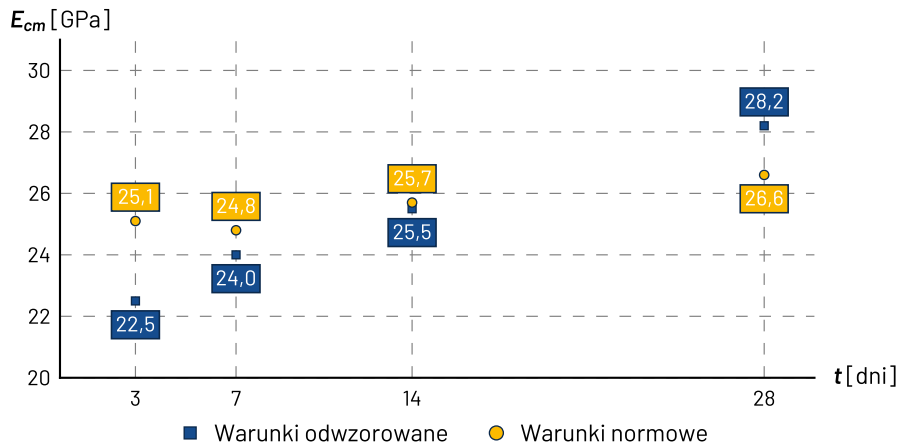
- metodą bezpośrednią - tabela A10.2 oraz rysunki A10.2, A10.3 i A10.4,
- próbki rdzeniowe - tabela A10.3.

Tabela A10.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

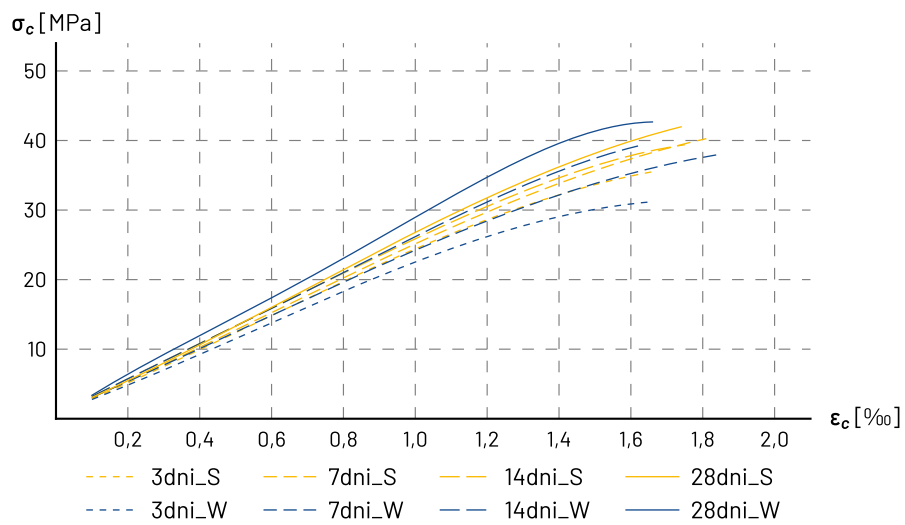
Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
			[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
19.11.2020	odwzorowane	1S_3dni	3	35,8	35,5	24,6	25,1
		2S_3dni		34,3		26,5	
		3S_3dni		36,4		24,1	
19.11.2020	normowe	4W_3dni	3	30,2	31,2	22,9	22,5
		5W_3dni		31,8		22,0	
		6W_3dni		31,6		22,7	
23.11.2020	odwzorowane	7S_7dni	7	39,4	40,2	24,0	24,8
		8S_7dni		41,6		25,3	
		9S_7dni		39,8		25,0	
23.11.2020	normowe	10W_7dni	7	37,7	37,9	23,3	24,0
		11W_7dni		36,7		24,7	
		12W_7dni		39,3		24,1	
30.11.2020	odwzorowane	13S_14dni	14	40,2	39,4	25,3	25,7
		14S_14dni		- w2		25,8	
		15S_14dni		38,5		26,1	
30.11.2020	normowe	16W_14dni	14	39,9	39,2	25,5	25,5
		17W_14dni		38,4		25,5	
		18W_14dni		39,2		25,6	
14.12.2020	odwzorowane	19S_28dni	28	42,5	41,9	26,6	26,6
		20S_28dni		41,2		26,8	
		21S_28dni		42,0		26,5	
14.12.2020	normowe	22W_28dni	28	44,9	42,9	29,1	28,2
		23W_28dni		41,2		27,0	
		24W_28dni		42,6		28,5	



Rysunek A10.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A10.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A10.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A10.3. Zestawienie wyników badań próbek rdzeniowych

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
14.12.2020	rdzenie	25R_28dni	28	37,6	40,7	25,4	25,7
		26R_28dni		44,5		25,2	
		27R_28dni		39,8		26,8	
		28R_28dni		- w2		25,2	
		29R_28dni		40,9		26,2	
		30R_28dni		42,3		26,2	
		31R_28dni		39,2		24,8	

Ta strona jest celowo pusta

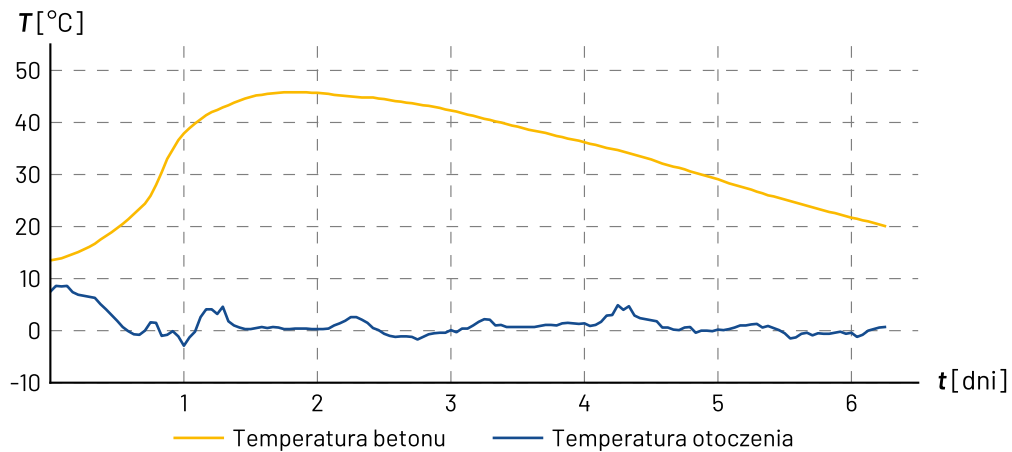
A11. WG-4 – ustrój nośny

Ustrój nośny obiektu WG-4 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury MOS/X-045-5-G-28-12-3-B-M22 [196]. Betonowanie odbyło się 25 listopada 2020 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A11.1.

Tabela A11.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
WG-4 Ustrój nośny	150 mm	S3	3,8%	13,5 °C	7,5 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 45,8 °C zarejestrowano 42 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 6 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od -2,9 °C do 8,6 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A11.1.



Rysunek A11.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

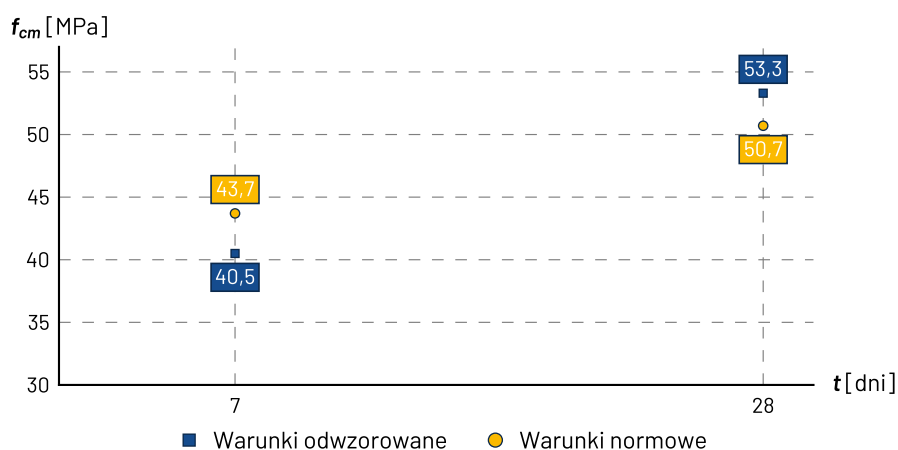
Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 7 i 28 dniach oraz metodą A po 7 i 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

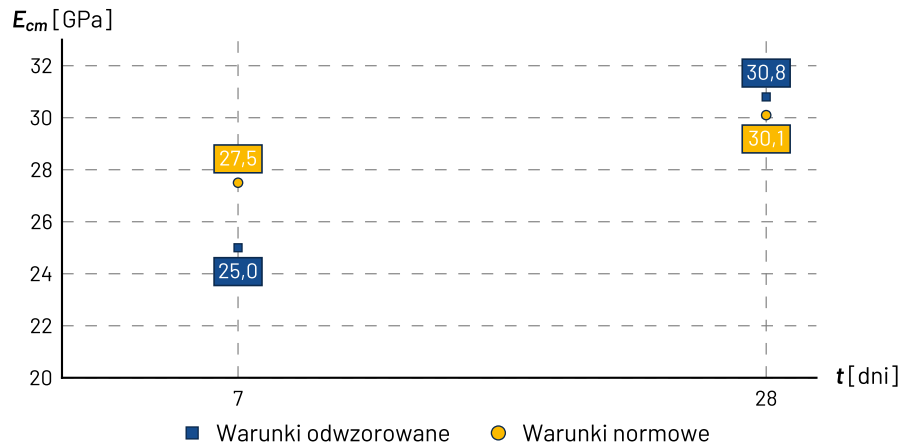
- metodą bezpośrednią - tabela A11.2 oraz rysunki A11.2, A11.3 i A11.4,
- metoda A - tabele A11.3 i A11.4 oraz rysunki A11.5 i A11.6.

Tabela A11.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

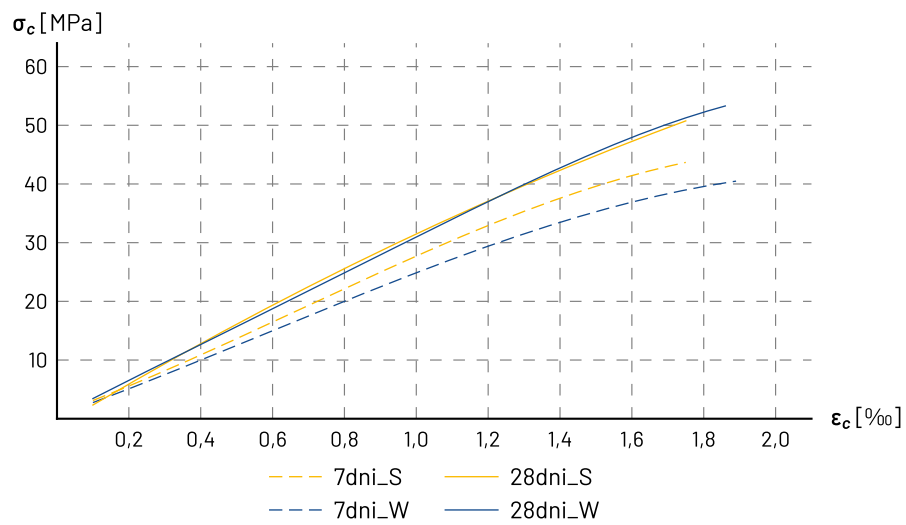
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]
02.12.2020	odwzorowane	1S_7dni	7	44,2	43,7	27,8	27,5
		2S_7dni		43,1		27,3	
		3S_7dni		- w2		27,5	
02.12.2020	normowe	4W_7dni	7	40,6	40,5	25,0	25,0
		5W_7dni		40,0		24,6	
		6W_7dni		41,0		25,3	
23.12.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	49,8	50,7	29,7	30,1
		14S_28dni		50,3		30,2	
		15S_28dni		51,8		30,5	
23.12.2020	normowe	16W_28dni	28	53,9	53,3	30,9	30,8
		17W_28dni		52,8		31,3	
		18W_28dni		- w2		30,1	



Rysunek A11.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



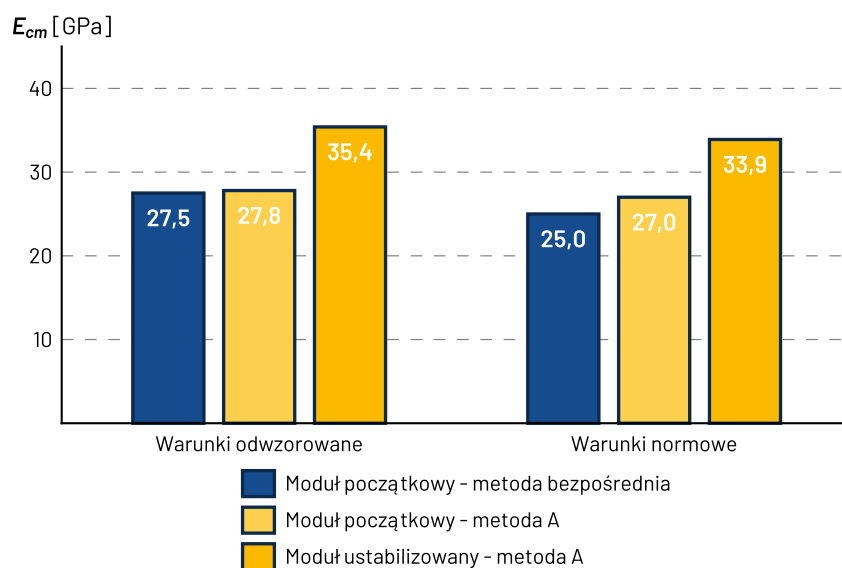
Rysunek A11.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A11.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A11.3. Zestawienie wyników badań metodą A po 7 dniach

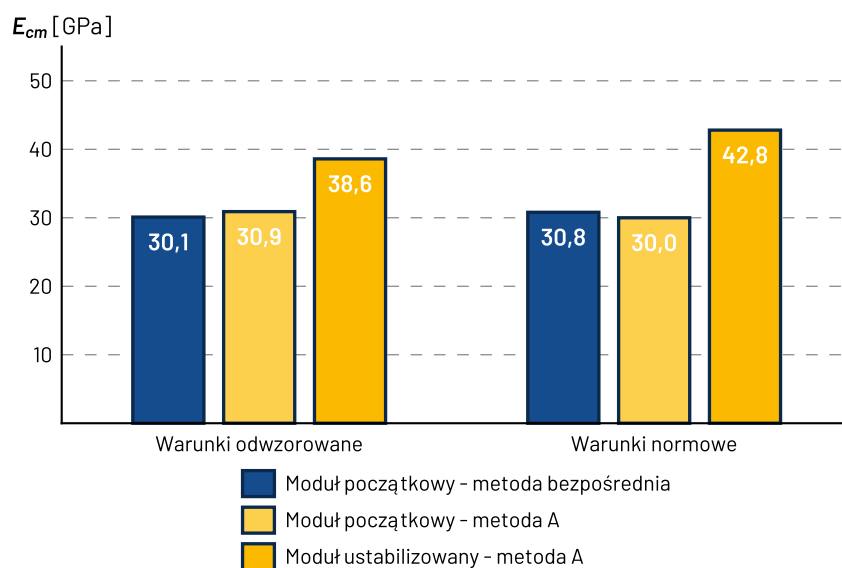
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
02.12.2020	odwzorowane	1S_7dni	7	27,8	27,5	-	-
		2S_7dni		27,3		-	
		3S_7dni		27,5		-	
02.12.2020	normowe	4W_7dni	7	25,0	25,0	-	-
		5W_7dni		24,6		-	
		6W_7dni		25,3		-	
02.12.2020	odwzorowane	7SA_7dni	7	27,6	27,8	35,4	35,4
		8SA_7dni		28,3		36,5	
		9SA_7dni		27,3		34,4	
02.12.2020	normowe	10WA_7dni	7	26,5	27,0	33,2	33,9
		11WA_7dni		26,9		33,8	
		12WA_7dni		27,6		34,7	



Rysunek A11.5. Moduł sprężystości po 7 dniach z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

Tabela A11.4. Zestawienie wyników badań metodą A po 28 dniach

Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średniustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
23.12.2020	odwzorowane	13S_28dni	28	29,7	30,1	-	-
		14S_28dni		30,2		-	
		15S_28dni		30,5		-	
23.12.2020	normowe	16W_28dni	28	30,9	30,8	-	-
		17W_28dni		31,3		-	
		18W_28dni		30,1		-	
23.12.2020	odwzorowane	19SA_28dni	28	30,6	30,9	38,0	38,6
		20SA_28dni		31,3		39,2	
		21SA_28dni		30,8		38,6	
23.12.2020	normowe	22WA_28dni	28	30,0	30,0	42,0	42,8
		23WA_28dni		30,3		43,4	
		24WA_28dni		29,6		43,1	



Rysunek A11.6. Moduł sprężystości po 28 dniach z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

Ta strona jest celowo pusta



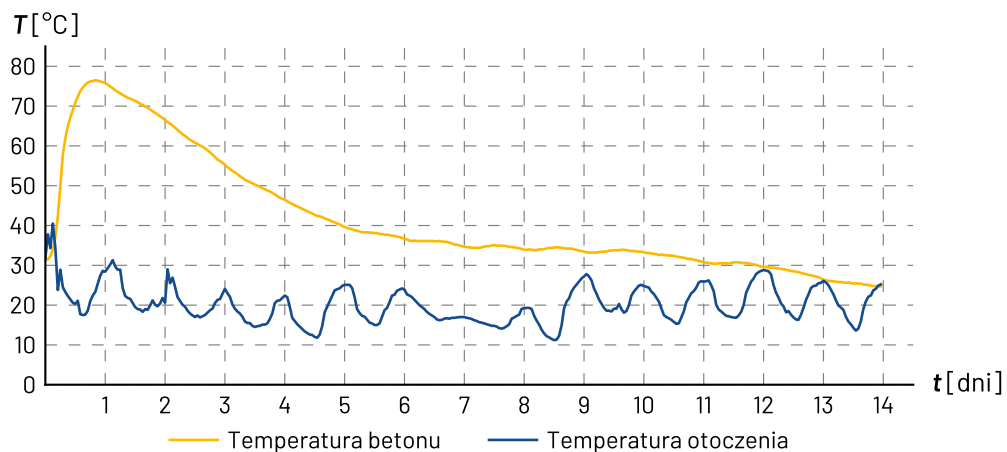
A12. M1 – przęsło 1-2

Płyta pomostowa przęsła 1-2 obiektu M1 została wykonana z mieszanki betonowej według receptury N/5/D3/3-2G/STRK [199]. Betonowanie odbyło się 29 czerwca 2021 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A12.1.

Tabela A12.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
M1 Przęsło 1-2	140 mm	S3	6,0%	31,3 °C	31,8 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 76,5 °C zarejestrowano 20 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 14 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji wyrównała się z temperaturą otoczenia. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 11,7 °C do 40,5 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A12.1.



Rysunek A12.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

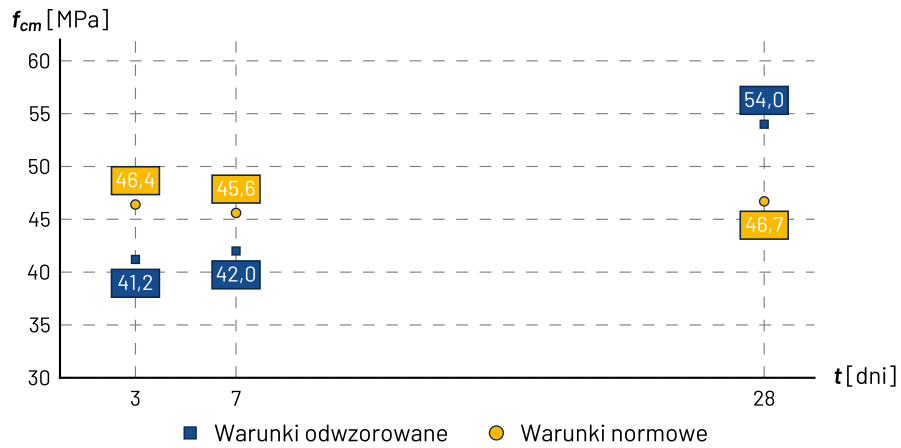
Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 3, 7 i 28 dniach oraz metodą A po 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

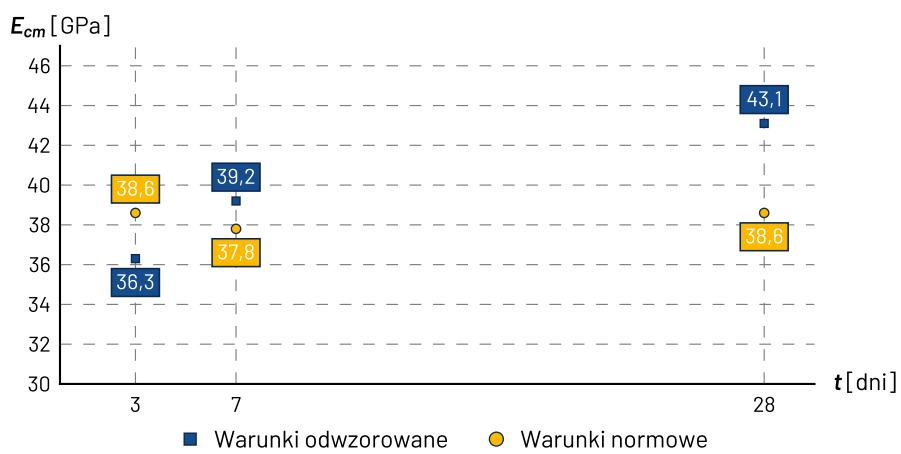
- metodą bezpośrednią - tabela A12.2 oraz rysunki A12.2, A12.3 i A12.4,
- metoda A - tabela A12.3 i rysunek A12.5.

Tabela A12.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

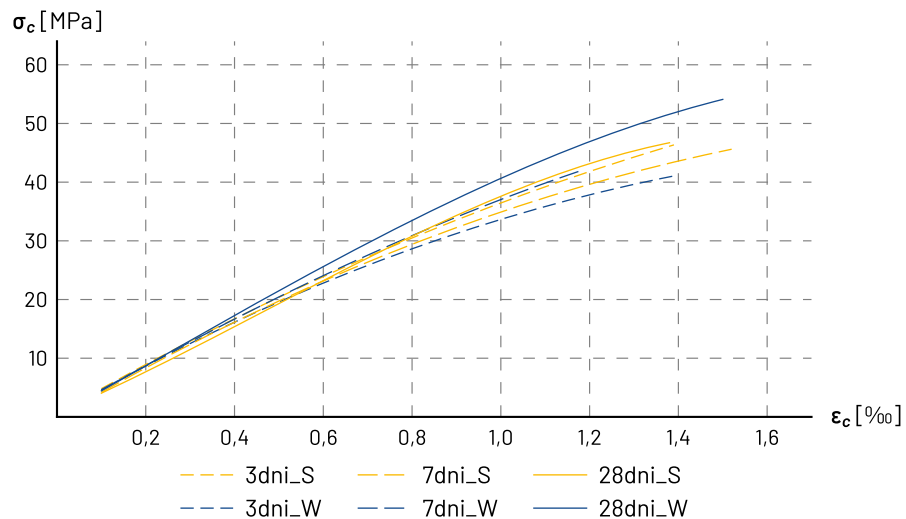
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
02.07.2021	odwzorowane	1S_3dni	3	- w2	46,4	38,5	38,6
		2S_3dni		45,8		37,7	
		3S_3dni		47,0		39,4	
02.07.2021	normowe	4W_3dni	3	42,1	41,2	36,5	36,3
		5W_3dni		40,8		36,7	
		6W_3dni		40,7		35,6	
06.07.2021	odwzorowane	7S_7dni	7	45,4	45,6	36,9	37,8
		8S_7dni		47,2		38,9	
		9S_7dni		44,1		37,4	
06.07.2021	normowe	10W_7dni	7	41,9	42,0	39,3	39,2
		11W_7dni		- w2		39,8	
		12W_7dni		42,0		38,7	
27.07.2021	odwzorowane	13S_28dni	28	47,8	46,7	38,3	38,6
		14S_28dni		47,0		39,5	
		15S_28dni		45,3		38,0	
27.07.2021	normowe	16W_28dni	28	54,5	54,0	42,7	43,1
		17W_28dni		54,2		43,3	
		18W_28dni		53,5		43,2	



Rysunek A12.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



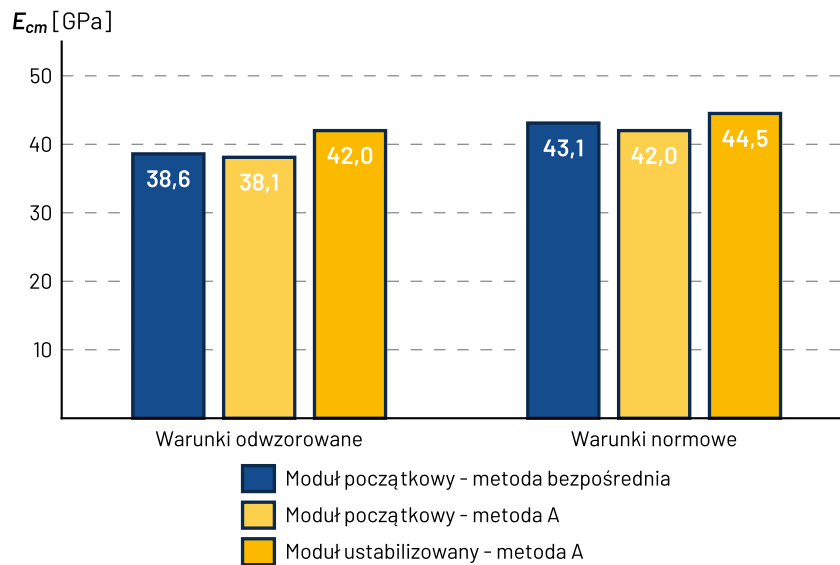
Rysunek A12.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A12.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A12.3. Zestawienie wyników badań metodą A

Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
			[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
27.07.2021	odwzorowane	13S_28dni	28	38,3	38,6	-	-
		14S_28dni		39,5		-	
		15S_28dni		38,0		-	
27.07.2021	normowe	16W_28dni	28	42,7	43,1	-	-
		17W_28dni		43,3		-	
		18W_28dni		43,2		-	
27.07.2021	odwzorowane	19SA_28dni	28	37,8	38,1	40,8	42,0
		20SA_28dni		38,4		43,0	
		21SA_28dni		38,1		42,1	
27.07.2021	normowe	22WA_28dni	28	41,4	42,0	43,7	44,5
		23WA_28dni		42,9		45,8	
		24WA_28dni		41,8		44,0	



Rysunek A12.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

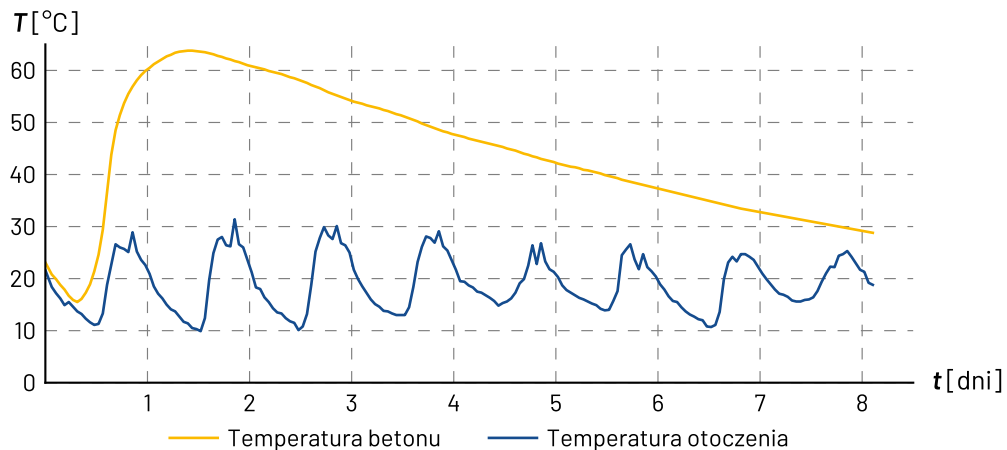
A13. M1 – przęsło 2-3

Płyta pomostowa przęsła 2-3 obiektu M1 została wykonana z mieszanki betonowej według receptury N/5/D3/3-2G/STRK [199]. Betonowanie odbyło się 9 września 2021 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A13.1.

Tabela A13.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
M1 Przęsło 2-3	130 mm	S3	4,8%	23,1°C	21,6°C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 63,8°C zarejestrowano 34 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 10 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20°C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 9,9°C do 31,4°C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A13.1.



Rysunek A13.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 7 i 238 dniach oraz metodą A po 238 dniach. Ten nietypowy termin wynikał z harmonogramu naciągu wieszaków. Ostatnie badania odbyły się tydzień przed zaplanowanym procesem naciągu wieszaków.

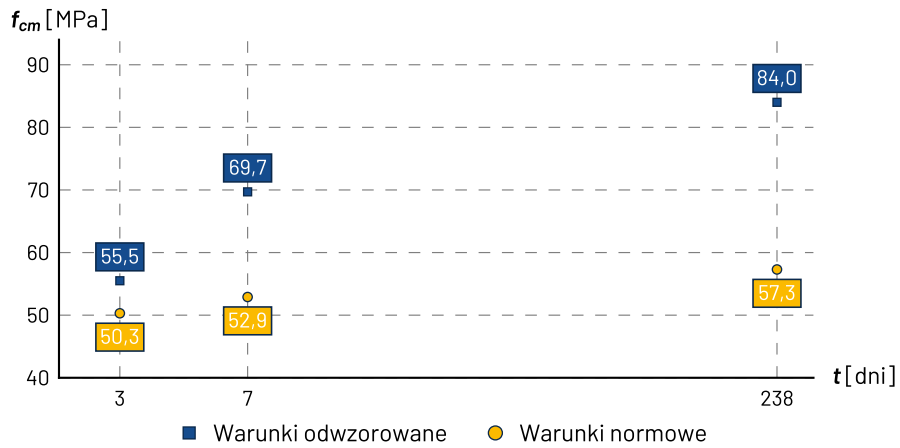
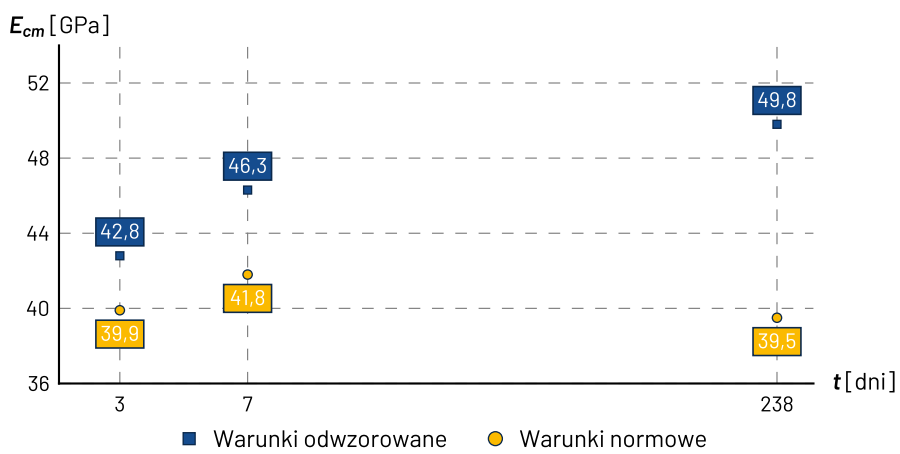
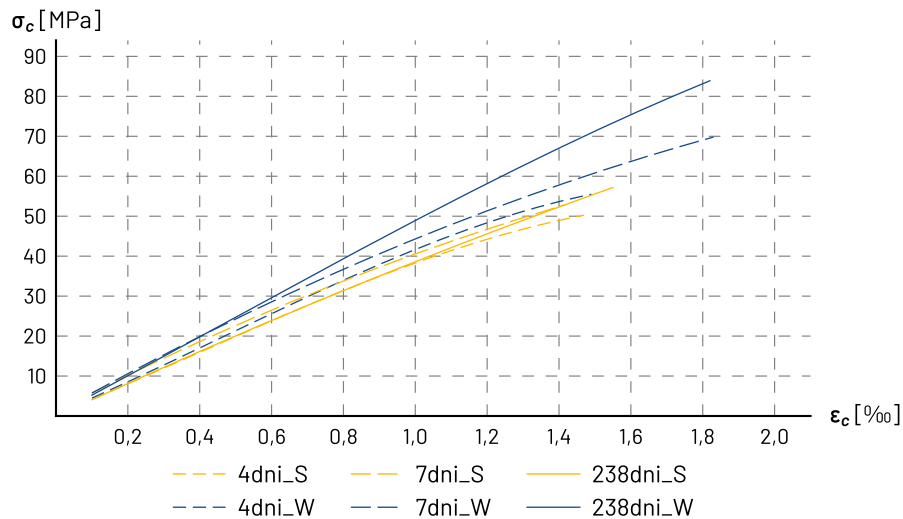
Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

- metodą bezpośrednią - tabela A13.2 oraz rysunki A13.2, A13.3 i A13.4,
- metoda A - tabela A13.3 i rysunek A13.5.

Na wykresach właściwości betonu w czasie

Tabela A13.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

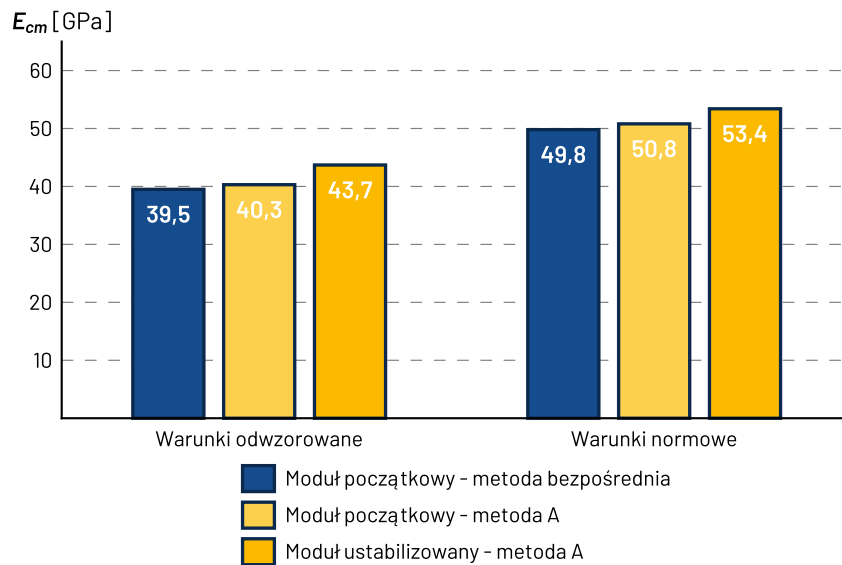
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
13.09.2021	odwzorowane	1S_4dni	4	52,4	50,3	39,2	39,9
		2S_4dni		49,6		41,0	
		3S_4dni		49,0		39,6	
13.09.2021	normowe	4W_4dni	4	54,1	55,5	42,9	42,8
		5W_4dni		57,0		43,6	
		6W_4dni		- w2		41,8	
16.09.2021	odwzorowane	7S_7dni	7	50,7	52,9	41,4	41,8
		8S_7dni		53,7		42,6	
		9S_7dni		54,4		41,5	
16.09.2021	normowe	10W_7dni	7	- w1	69,7	46,2	46,3
		11W_7dni		70,1		47,0	
		12W_7dni		69,3		45,7	
05.05.2022	odwzorowane	13S_238dni	238	53,8	57,3	40,1	39,5
		14S_238dni		59,5		38,8	
		15S_238dni		58,6		39,5	
05.05.2022	normowe	16W_238dni	238	- w2	84,0	50,4	49,8
		17W_238dni		82,4		50,7	
		18W_238dni		85,5		48,2	

Rysunek A13.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji (oś t w skali logarytmicznej)Rysunek A13.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji (oś t w skali logarytmicznej)

Rysunek A13.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A13.3. Zestawienie wyników badań metodą A

Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
			[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
05.05.2022	odwzorowane	13S_238dni	238	40,1	39,5	-	-
		14S_238dni		38,8		-	
		15S_238dni		39,5		-	
05.05.2022	normowe	16W_238dni	238	50,4	49,8	-	-
		17W_238dni		50,7		-	
		18W_238dni		48,2		-	
05.05.2022	odwzorowane	19SA_238dni	238	40,5	40,3	43,0	43,7
		20SA_238dni		39,7		43,8	
		21SA_238dni		40,7		44,5	
05.05.2022	normowe	22WA_238dni	238	50,9	50,8	52,8	53,4
		23WA_238dni		49,8		53,1	
		24WA_238dni		51,7		54,2	



Rysunek A13.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

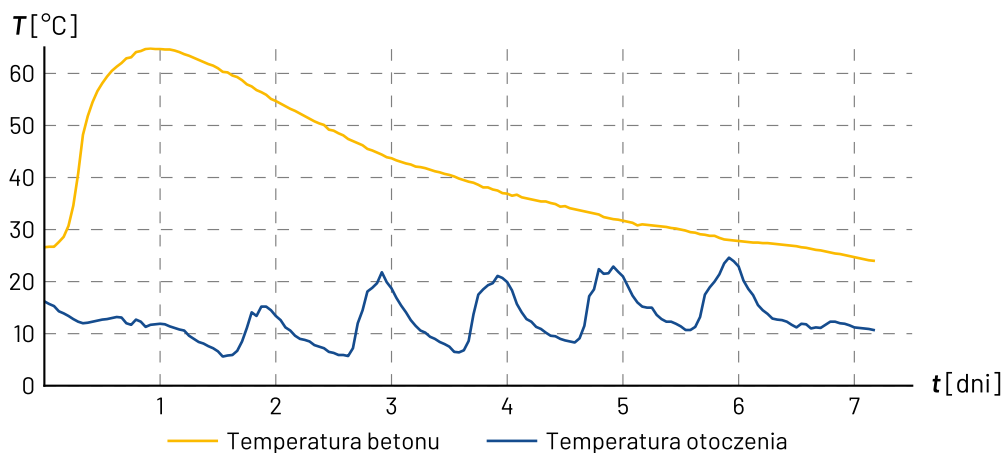
A14. M1 – przęsto 3-4

Płyta pomostowa przęsta 3-4 obiektu M1 została wykonana z mieszanki betonowej według receptury N/5/D3/3-2G/STRK [199]. Betonowanie odbyło się 30 września 2021 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A14.1.

Tabela A14.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
M1 Przęsto 3-4	150 mm	S3	5,2%	26,6 °C	16,2 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 64,8 °C zarejestrowano 22 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 8 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 5,6 °C do 24,6 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A14.1.



Rysunek A14.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

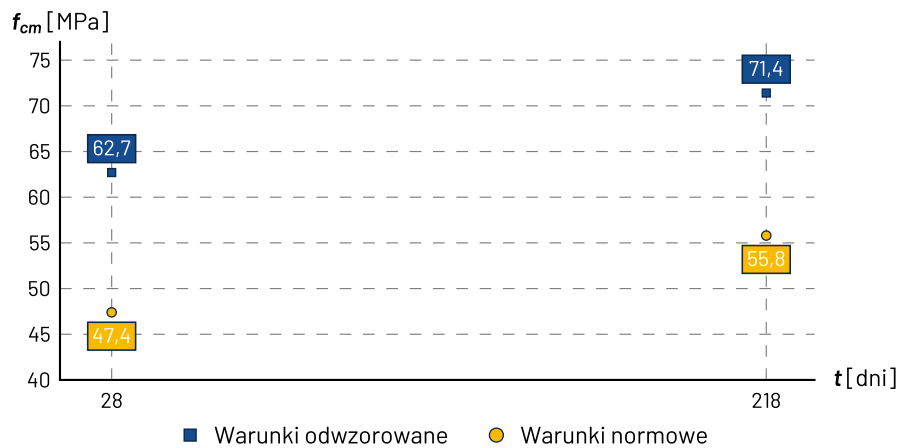
Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 28 i 218 dniach oraz metodą A po 28 i 218 dniach. Ten nietypowy termin wynikał z harmonogramu naciągu wieszaków. Ostatnie badania odbyły się tydzień przed zaplanowanym procesem naciągu wieszaków.

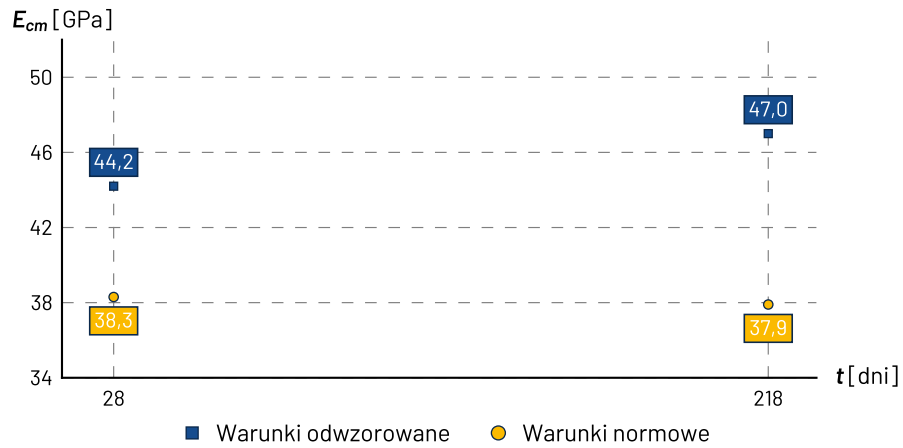
Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

- metodą bezpośrednią - tabela A14.2 oraz rysunki A14.2, A14.3 i A14.4,
- metoda A - tabele A14.3 i A14.4 oraz rysunki A14.5 i A14.6.

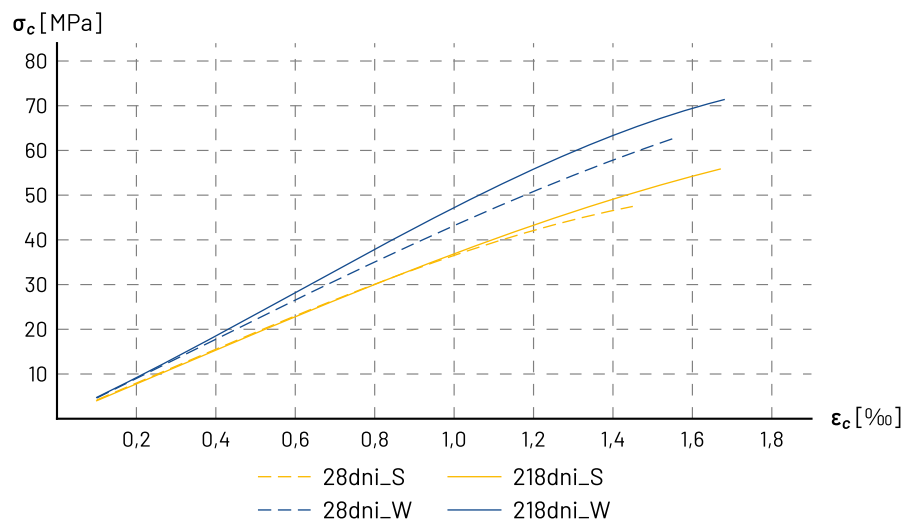
Tabela A14.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
28.10.2021	odwzorowane	1S_28dni	28	46,2	47,4	37,6	38,3
		2S_28dni		48,4		38,7	
		3S_28dni		47,5		38,6	
28.10.2021	normowe	4W_28dni	28	62,4	62,7	44,6	44,2
		5W_28dni		- w2		43,5	
		6W_28dni		62,9		44,5	
06.05.2022	odwzorowane	13S_218dni	218	55,1	55,8	37,9	37,9
		14S_218dni		56,4		38,4	
		15S_218dni		- w1		37,5	
06.05.2022	normowe	16W_218dni	218	71,3	71,4	46,5	47,0
		17W_218dni		- w1,w2		46,7	
		18W_218dni		71,5		47,7	

Rysunek A14.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji (oś t w skali logarytmicznej)



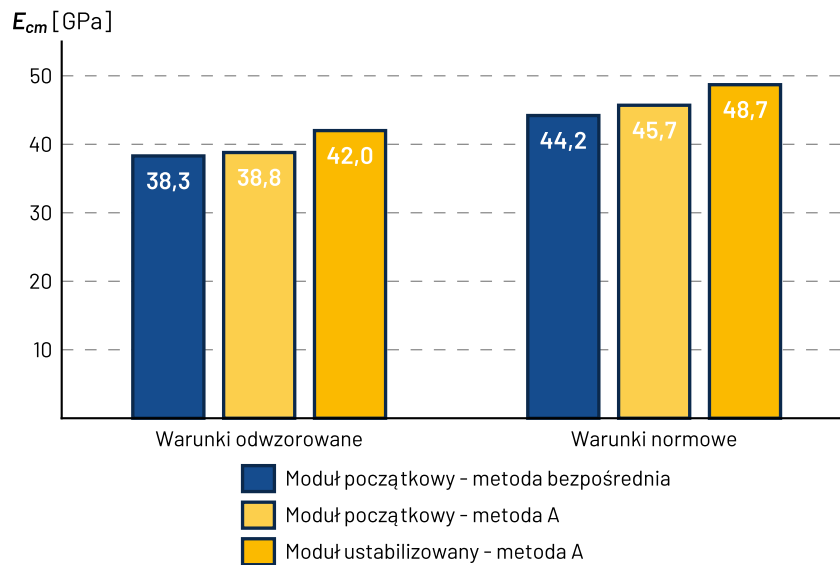
Rysunek A14.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji (oś t w skali logarytmicznej)



Rysunek A14.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A14.3. Zestawienie wyników badań metodą A po 28 dniach

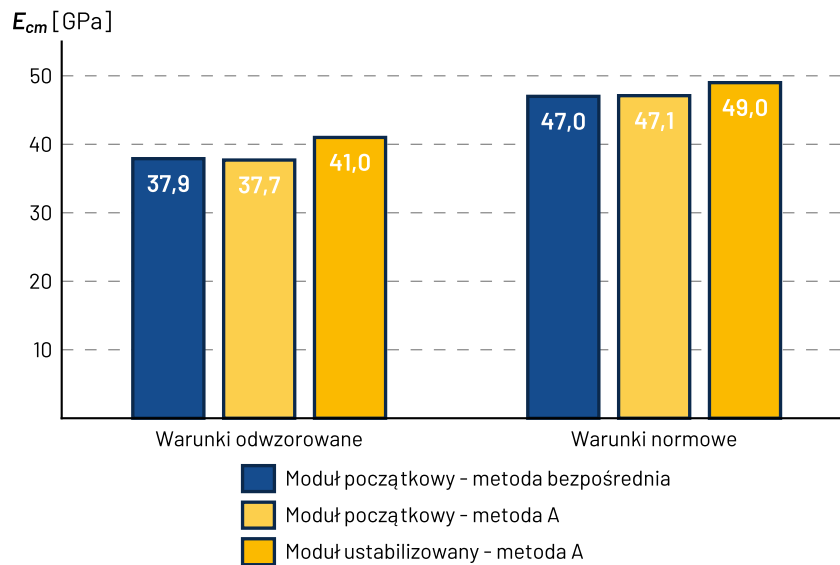
Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
28.10.2021	odwzorowane	1S_28dni	28	37,6	38,3	-	-
		2S_28dni		38,7		-	
		3S_28dni		38,6		-	
28.10.2021	normowe	4W_28dni	28	44,6	44,2	-	-
		5W_28dni		43,5		-	
		6W_28dni		44,5		-	
28.10.2021	odwzorowane	7SA_28dni	28	38,7	38,8	42,1	42,0
		8SA_28dni		38,9		41,9	
		9SA_28dni		_ M4		_ M4	
28.10.2021	normowe	10WA_28dni	28	44,9	45,7	48,1	48,7
		11WA_28dni		46,2		49,1	
		12WA_28dni		45,9		48,9	



Rysunek A14.5. Moduł sprężystości po 28 dniach z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

Tabela A14.4. Zestawienie wyników badań metodą A po 218 dniach

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
06.05.2022	odwzorowane	13S_218dni	218	37,9	37,9	-	-
		14S_218dni		38,4		-	
		15S_218dni		37,5		-	
06.05.2022	normowe	16W_218dni	218	46,5	47,0	-	-
		17W_218dni		46,7		-	
		18W_218dni		47,7		-	
06.05.2022	odwzorowane	19SA_218dni	218	38,3	37,7	41,5	41,0
		20SA_218dni		37,8		41,1	
		21SA_218dni		37,0		40,3	
06.05.2022	normowe	22WA_218dni	218	47,1	47,1	48,8	49,0
		23WA_218dni		45,7		49,6	
		24WA_218dni		48,5		48,8	



Rysunek A14.6. Moduł sprężystości po 218 dniach z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

Ta strona jest celowo pusta



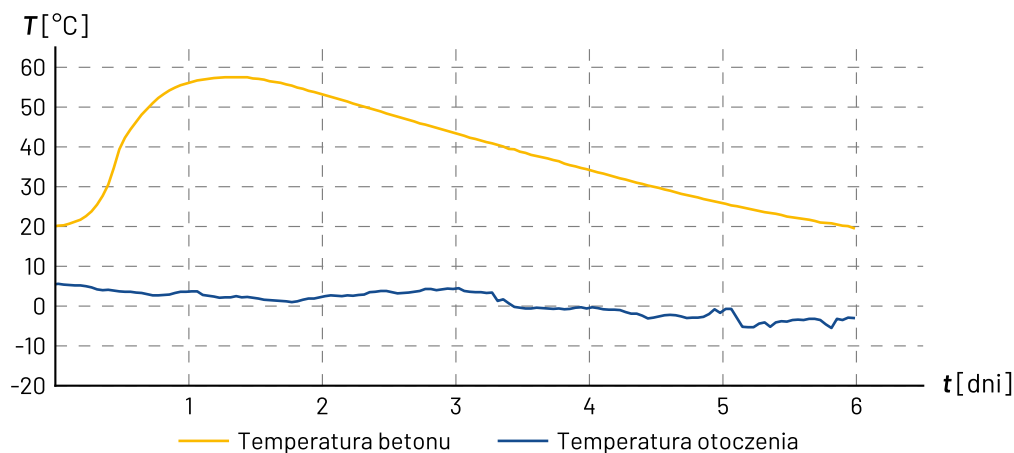
A15. MD-1 – blok testowy

Blok testowy został wykonany z mieszanki betonowej według receptury 145670 [195] zaprojektowanej dla obiektu MD-1. Betonowanie odbyło się 16 grudnia 2021 r. przy laboratorium polowym. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A15.1.

Tabela A15.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MD-1 Blok testowy	130 mm	S3	5,3%	20,1°C	5,5 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 57,5 °C zarejestrowano 31 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 6 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od -5,5 °C do 5,6 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A15.1.



Rysunek A15.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

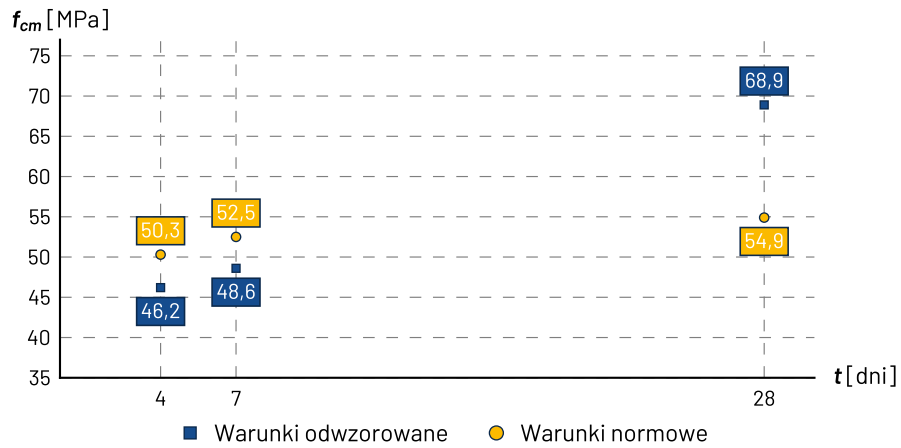
Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 7 i 28 dniach oraz metodą A po 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

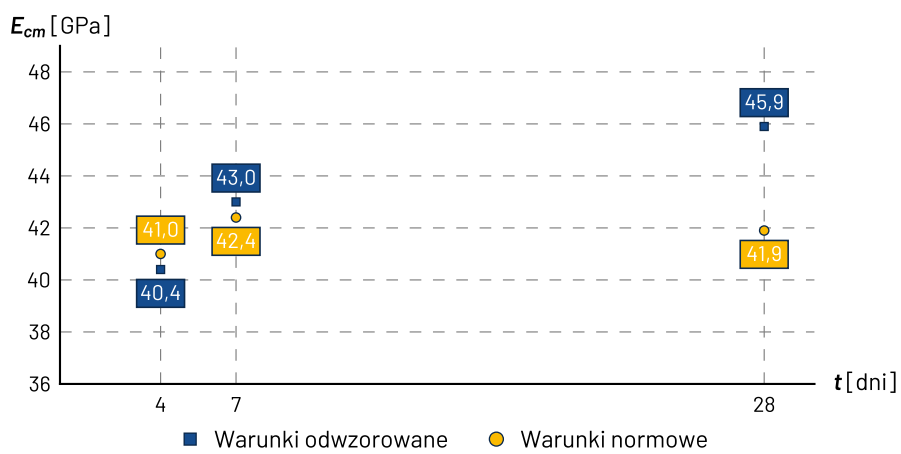
- metodą bezpośrednią - tabela A15.2 oraz rysunki A15.2, A15.3 i A15.4,
- metoda A - tabela A15.3 i rysunek A15.5.

Tabela A15.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

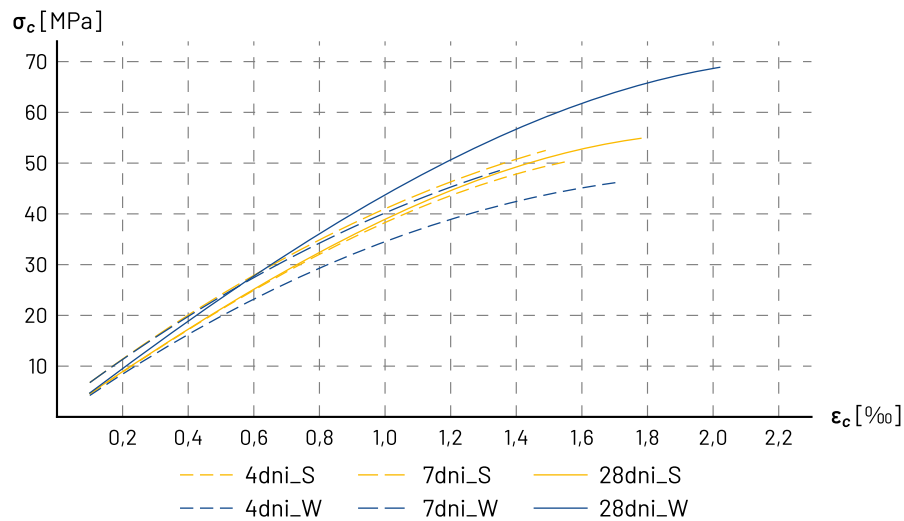
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
20.12.2021	odwzorowane	1S_4dni	4	_ w2	50,3	39,5	41,0
		2S_4dni		48,6		42,9	
		3S_4dni		52,1		40,6	
20.12.2021	normowe	4W_4dni	4	_ w1,w2	46,2	40,6	40,4
		5W_4dni		47,1		40,4	
		6W_4dni		45,3		40,1	
23.12.2021	odwzorowane	7S_7dni	7	53,2	52,5	43,4	42,4
		8S_7dni		53,3		42,1	
		9S_7dni		51,1		41,6	
23.12.2021	normowe	10W_7dni	7	48,4	48,6	42,4	43,0
		11W_7dni		48,1		43,2	
		12W_7dni		49,3		43,3	
13.01.2022	odwzorowane	13S_28dni	28	54,9	54,9	42,4	41,9
		14S_28dni		56,3		42,2	
		15S_28dni		53,4		41,0	
13.01.2022	normowe	16W_28dni	28	70,2	68,9	46,9	45,9
		17W_28dni		65,4		44,3	
		18W_28dni		71,0		46,5	



Rysunek A15.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



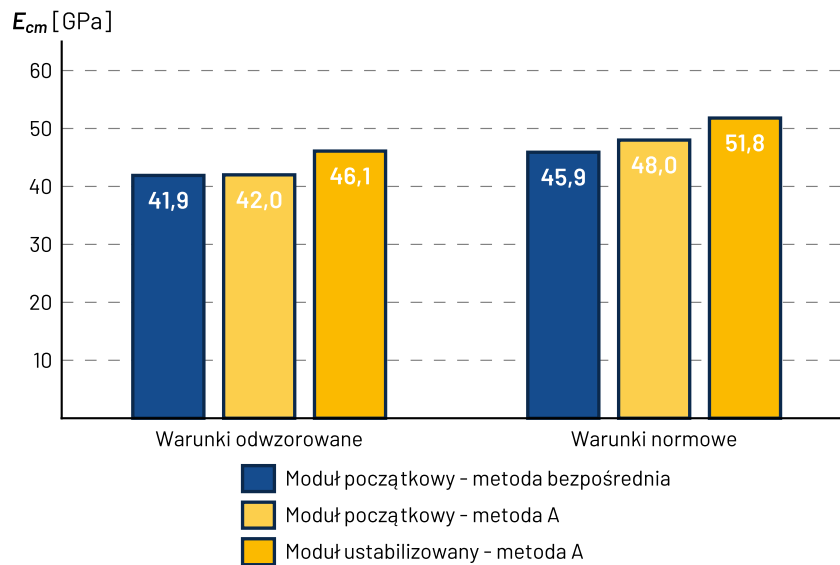
Rysunek A15.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A15.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A15.3. Zestawienie wyników badań metodą A

Data	Warunki dojrzewania	Próbka [Nazwa]	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
			[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
13.01.2022	odwzorowane	13S_28dni	28	42,4	41,9	-	-
		14S_28dni		42,2		-	
		15S_28dni		41,0		-	
13.01.2022	normowe	16W_28dni	28	46,9	45,9	-	-
		17W_28dni		44,3		-	
		18W_28dni		46,5		-	
13.01.2022	odwzorowane	19SA_28dni	28	42,0	42,0	46,4	46,1
		20SA_28dni		42,1		46,0	
		21SA_28dni		42,0		45,8	
13.01.2022	normowe	22WA_28dni	28	_ M1,M2	48,0	_ M1,M2	51,8
		23WA_28dni		47,0		51,4	
		24WA_28dni		49,1		52,1	



Rysunek A15.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

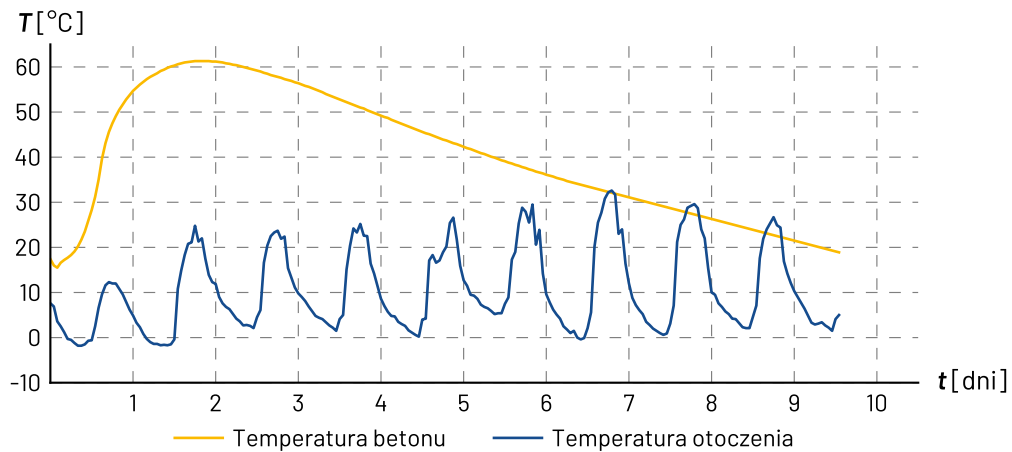
A16. MD-1 – ustrój nośny

Ustrój nośny obiektu MD-1 został wykonany z mieszanki betonowej według receptury 145670 [195]. Betonowanie odbyło się 17 marca 2022 r. Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabeli A16.1.

Tabela A16.1. Właściwości mieszanki betonowej w momencie jej wbudowania

	Opad stożka	Klasa konsystencji	Zawartość powietrza	Temperatura mieszanki	Temperatura otoczenia
MD-1 Ustrój nośny	110 mm	S3	8,0%	17,4 °C	7,6 °C

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 61,3 °C zarejestrowano 42 godzin po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 10 dniach, kiedy temperatura w konstrukcji spadła do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od -1,8 °C do 32,6 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru został przedstawiony na rysunku A16.1.



Rysunek A16.1. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania

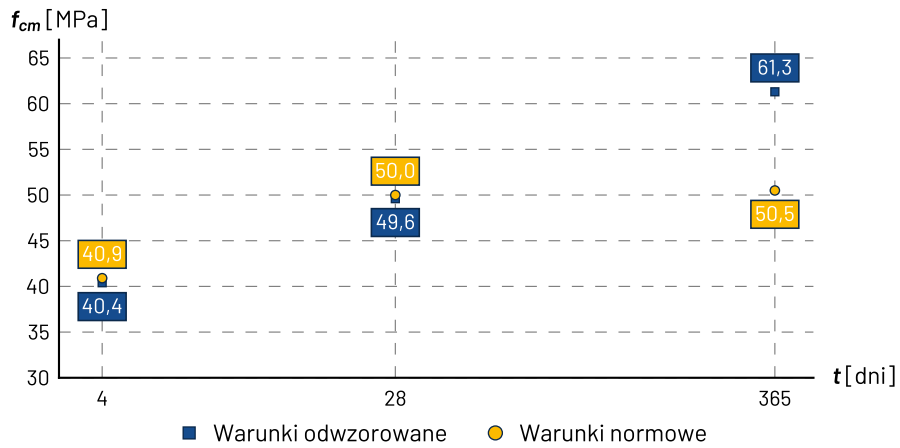
Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po 4, 28 i 365 dniach oraz metodą A po 28 dniach.

Wyniki badań przedstawione zostały w odpowiednich tabelach i na rysunkach:

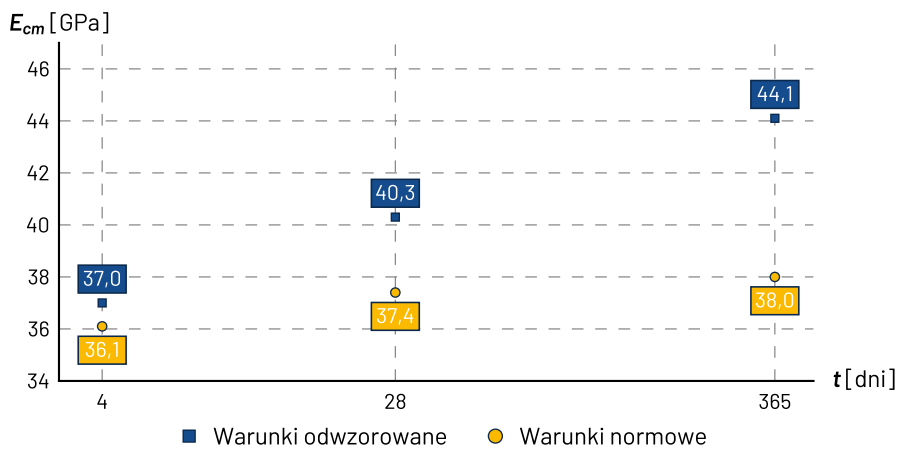
- metodą bezpośrednią - tabela A16.2 oraz rysunki A16.2, A16.3 i A16.4,
- metoda A - tabela A16.3 i rysunek A16.5.

Tabela A16.2. Zestawienie wyników badań metodą bezpośrednią

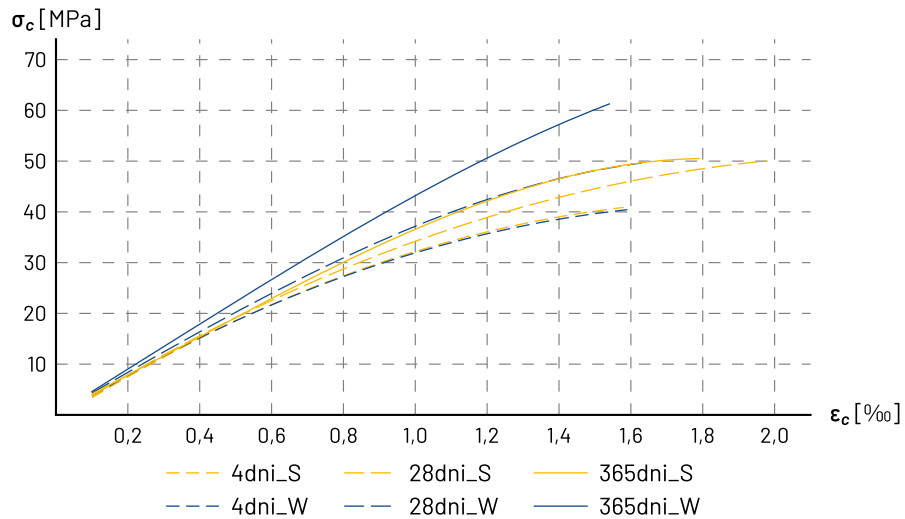
Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości	Średni moduł sprężystości
			t	f_{ci}	f_{cm}	E_{ci}	E_{cm}
		[Nazwa]	[dni]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]
21.03.2022	odwzorowane	1S_4dni	4	39,8	40,9	35,5	36,1
		2S_4dni		41,7		37,1	
		3S_4dni		41,1		35,8	
21.03.2022	normowe	4W_4dni	4	40,4	40,4	36,1	37,0
		5W_4dni		42,2		36,7	
		6W_4dni		38,5		38,3	
14.04.2022	odwzorowane	7S_28dni	28	49,7	50,0	37,5	37,4
		8S_28dni		49,5		38,1	
		9S_28dni		50,8		36,7	
14.04.2022	normowe	10W_28dni	28	50,7	49,6	39,9	40,3
		11W_28dni		48,6		40,0	
		12W_28dni		- w2		40,8	
17.03.2023	odwzorowane	19S_365dni	365	51,5	50,5	38,4	38,0
		20S_365dni		49,5		37,4	
		21S_365dni		50,5		38,0	
17.03.2023	normowe	22W_365dni	365	60,1	61,3	44,5	44,1
		23W_365dni		- w1,w2		43,3	
		24W_365dni		62,4		44,6	



Rysunek A16.2. Wytrzymałość na ściskanie w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



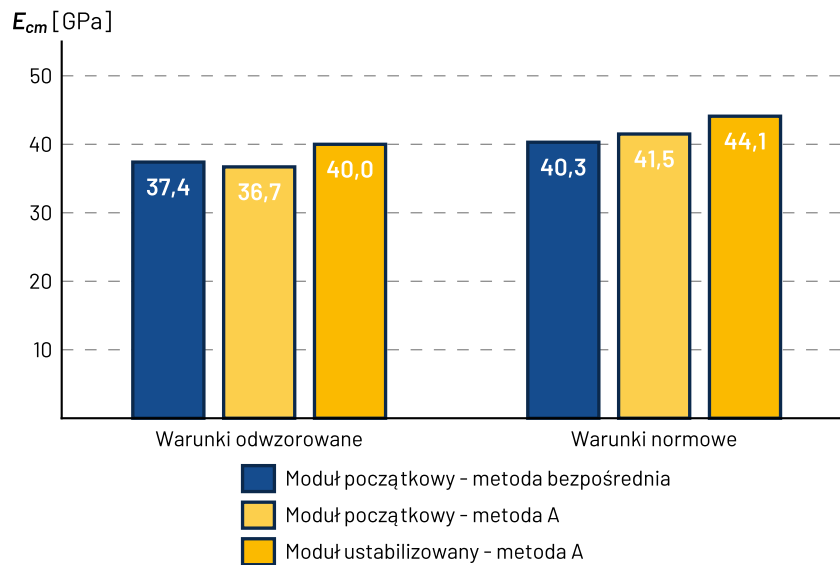
Rysunek A16.3. Moduł sprężystości w czasie z uwzględnieniem warunków pielęgnacji



Rysunek A16.4. Wykres średnich zależności między naprężeniami i odkształceniami betonu

Tabela A16.3. Zestawienie wyników badań metodą A

Data	Warunki dojrzewania	Próbka	Okres dojrzewania	Początkowy moduł sprężystości	Średni początkowy moduł sprężystości	Ustabilizowany moduł sprężystości	Średni ustabilizowany moduł sprężystości
			t	E_{c0i}	E_{c0m}	E_{csi}	E_{csm}
		[Nazwa]	[dni]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]
14.04.2022	odwzorowane	7S_28dni	28	37,5	37,4	-	-
		8S_28dni		38,1		-	
		9S_28dni		36,7		-	
14.04.2022	normowe	10W_28dni	28	39,9	40,3	-	-
		11W_28dni		40,0		-	
		12W_28dni		40,8		-	
14.04.2022	odwzorowane	13SA_28dni	28	36,1	36,7	39,0	40,0
		14SA_28dni		36,5		39,7	
		15SA_28dni		37,6		41,3	
14.04.2022	normowe	16WA_28dni	28	41,6	41,5	44,3	44,1
		17WA_28dni		41,6		43,8	
		18WA_28dni		41,4		44,1	



Rysunek A16.5. Moduł sprężystości z uwzględnieniem warunków pielęgnacji

B. Metoda bezpośrednia badania modułu sprężystości betonu

B.1. Wprowadzenie

Metoda bezpośrednia badania modułu sprężystości betonu jest metodą odzwierciedlającą definicję modułu sprężystości betonu określoną w normie PN-EN 1992-1-1 [170]. Podobna procedura jest opisana w normach amerykańskich czy australijskich, ale nie jest w żaden sposób opisana w systemie norm europejskich. Dlatego zdaniem autora, pożądane byłoby wprowadzić taką procedurę do porządku prawnego obowiązującego w Polsce. Pozwoliłoby to na wykorzystanie wyników tych badań w procesie projektowym oraz gwarantowałoby jednolite przeprowadzanie badań w różnych laboratoriach. Dzięki temu możliwe byłoby porównywanie wyników, a ich gromadzenie byłoby użyteczną bazą danych do wykorzystania w procesie projektowania receptury mieszanki betonowej.

Procedura ta mogłaby być dodana jako trzecia metoda do normy PN-EN 12390-13 będąc kolejnym, a być może nawet pierwszym podpunktem punktu 7.3 *Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości*. Dodatkowo, punkt 8. *Obliczanie siecznego modułu sprężystości*, należałoby rozszerzyć o sposób obliczania początkowego siecznego modułu sprężystości betonu na podstawie badania metodą bezpośrednią.

Metoda bezpośrednia bierze swą nazwę z jednego cyklu zniszczenia bezpośrednio do zniszczenia. Przy wprowadzaniu jej do normy PN-EN 12390-13 należałoby jednak dostosować nazwę do metod już tam opisanych. Proponuje się nazwy Metoda 0 lub Metoda C, a poniżej zamieszczono proponowane brzmienie nowych podpunktów normy. Punkt B.2 stanowi opis przebiegu badania, a punkt B.3 opisuje sposób wyznaczania wartości początkowego modułu sprężystości betonu na podstawie wyników uzyskanych z badania. Przy wprowadzeniu do normy punkty te otrzymałyby odpowiednio numery 7.3.1 oraz 8.1 w przypadku wyboru nazwy *Metoda 0* lub 7.3.3 oraz 8.3 w przypadku nazwy *Metoda C*.

B.2. Metoda bezpośrednia – wyznaczanie początkowego siecznego modułu sprężystości

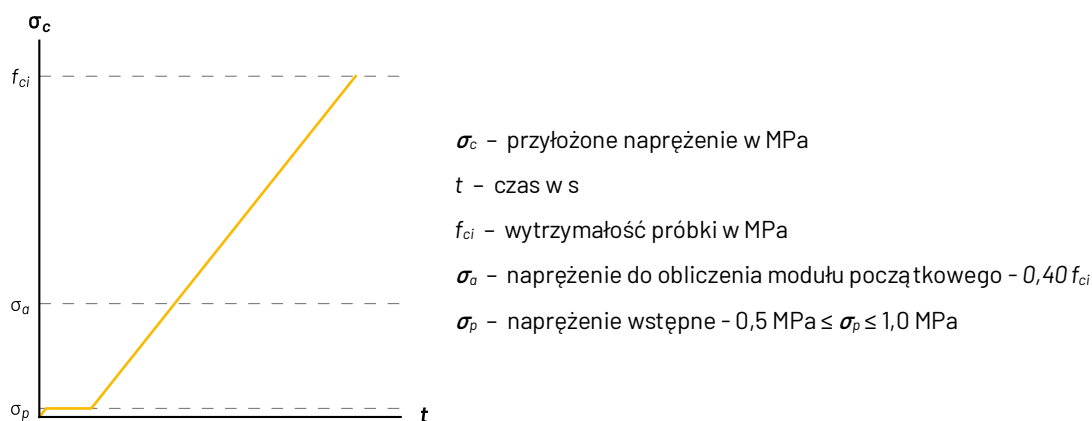
Przeprowadza się jeden cykl obciążenia bezpośrednio do zniszczenia próbki z ciągłym pomiarem odkształceń. Badanie metodą bezpośrednią można przeprowadzić na próbkach towarzyszących do badań metodami A i B.

Próbkę umieszcza się centralnie w maszynie wytrzymałościowej z przyrządami pomiarowymi zamocowanymi osiowo. Wprowadza się naprężenie wstępne σ_p ($0,5 \text{ MPa} \leq \sigma_p \leq 2,0 \text{ MPa}$) utrzymując je przez jak najkrótszy okres, lecz nie przekraczający 20 s. Na końcu tego okresu należy wyzerować urządzenia pomiarowe ($\varepsilon_p = 0$).

Cykl obciążenia.

Zwiększa się obciążenie próbki w tempie $0,6 \pm 0,2 \text{ MPa/s}$ od poziomu naprężeń wstępnych σ_p aż do zniszczenia próbki. Należy zapisać wytrzymałość na ściskanie próbki f_{ci} . Oblicza się poziom naprężeń $\sigma_a = 0,40 f_{ci}$ oraz odczytuje odkształcenie próbki przy tym poziomie naprężeń ε_a .

Aby zapobiec trwałemu uszkodzeniu czujników pomiarowych, może być konieczne usunięcie ich z próbki przed zwiększeniem obciążenia aż do zniszczenia próbki. Czynność ta powinna być wykonana w sposób bezpieczny. W takim wypadku pomiar odkształceń powinien odbywać się do poziomu 60% wytrzymałości betonu, wyznaczonej na próbkach towarzyszących.



Rysunek B.1. Cykl obciążenia próbki do wyznaczenia początkowego modułu sprężystości

B.3. Początkowy sieczny moduł sprężystości (Metoda bezpośrednia)

Początkowy sieczny moduł sprężystości $E_{c,0}$ oblicza się według wzoru:

$$E_{c,0} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_p}{\varepsilon_a - \varepsilon_p} \quad (\text{B.1})$$

C. Procedura wyznaczania odkształcalności betonu

C.1. Procedura wyznaczania odkształcalności betonu w kontraktach typu projekt-budowa

Wykonanie koncepcji obiektu mostowego

Projektant dobiera rodzaj konstrukcji i rozpiętości poszczególnych przęseł z uwzględnieniem projektowanego układu drogowego, istniejących przeszkód terenowych oraz uwarunkowań środowiskowych. Dobiera również technologię wykonania ustroju nośnego.

Dobranie optymalnego rodzaju kruszywa

W celu redukcji śladu węglowego całego procesu budowy preferowane jest kruszywo pozyskiwane w bliskiej odległości od lokalizacji obiektu. W przypadku przęseł o dużej rozpiętości uzasadniony może być wybór kruszywa, którego zastosowanie skutkuje wysokim modułem sprężystości betonu i jednocześnie niskim ciężarem własnym.

Określenie spodziewanych właściwości betonu

Określenie na podstawie dostępnych danych spodziewanych właściwości betonu z uwzględnieniem wybranego rodzaju kruszywa.

Wykonanie obliczeń ustroju nośnego

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe powinny uwzględniać moduł początkowy E_{c0m} w analizie procesu sprężenia oraz moduł ustabilizowany E_{csm} w analizach faz następujących po sprężeniu.

Wykonanie dokumentacji projektowej

Dokumentacja projektowa powinna zawierać informacje na temat wybranego rodzaju kruszywa wraz z uzasadnieniem jego wyboru oraz przyjęte do obliczeń właściwości betonu.

Określenie przybliżonych warunków betonowania

Wykonawca ustala wstępny harmonogram budowy, wybiera technologię wznoszenia obiektu oraz określa warunki w jakich będzie odbywać się betonowanie ustroju nośnego.

Zaprojektowanie składu mieszanki betonowej

Wykonawca w porozumieniu z projektantem projektuje ostateczny skład mieszanki betonowej.

Wykonanie badań laboratoryjnych betonu

Badania laboratoryjne wykonuje się na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych, z pomiarem temperatury betonu w bloku testowym. Termin betonowania bloku testowego powinien zostać dobrany tak, aby warunki atmosferyczne były zbliżone do prawdopodobnych warunków w terminie betonowania ustroju nośnego.

Aktualizacja dokumentacji projektowej

Jeśli określone laboratoryjnie właściwości betonu różnią się w sposób znaczący od zakładanych przez projektanta, wprowadza on zmiany do dokumentacji projektowej.

Wykonanie projektu technologicznego

Wykonawca w porozumieniu z projektantem ustala ostateczny harmonogram wznoszenia obiektu. Na jego podstawie oraz z uwzględnieniem wyników badań laboratoryjnych projektant wykonuje projekt technologiczny betonowania ustroju nośnego z ustaleniem wartości podniesień wykonawczych.

Budowa obiektu

Wykonanie obiektu zgodnie z określonymi wcześniej założeniami. W czasie budowy przeprowadza się badania laboratoryjne na próbkach przechowywanych w warunkach odwzorowanych z pomiarem temperatury w dźwigarze głównym. Wyniki badań służą do podjęcia ostatecznych decyzji o terminie kluczowych etapów budowy.

Weryfikacja wyników badań

Po zakończeniu procesu budowy weryfikacja wyników badań laboratoryjnych na podstawie zmierzonych ugięć pręseł obiektu w trakcie budowy oraz pod próbnym obciążeniem. Takie dane są bardzo cenną informacją, dlatego powinny zostać zapisane w bazie danych. Może to być model BIM obiektu mostowego, baza danych wykonawcy lub projektanta albo publiczna baza danych prowadzona przez inwestora bądź odpowiednie ministerstwo.

Schemat procedury został przedstawiony na rysunku C1.1.



Rysunek C1.1. Schemat procedury wyznaczania odkształcalności betonu w kontraktach typu projekt-budowa

C.2. Procedura wyznaczania odkształcalności betonu w kontraktach typu projektuj i buduj

Wykonanie koncepcji obiektu mostowego

Projektant dobiera rodzaj konstrukcji i rozpiętości poszczególnych przęseł z uwzględnieniem projektowanego układu drogowego, istniejących przeszkód terenowych oraz uwarunkowań środowiskowych. Dobiera również technologię wykonania ustroju nośnego. Musi wziąć pod uwagę preferencje i możliwości techniczne wykonawcy.

Dobranie optymalnego rodzaju kruszywa

W celu redukcji śladu węglowego całego procesu budowy preferowane jest kruszywo pozyskiwane w bliskiej odległości od lokalizacji obiektu. W przypadku przęseł o dużej rozpiętości uzasadniony może być wybór kruszywa, którego zastosowanie skutkuje wysokim modułem sprężystości betonu i jednocześnie niskim ciężarem własnym.

Zaprojektowanie składu mieszanki betonowej

Wykonawca projektuje skład mieszanki betonowej.

Określenie przybliżonych warunków betonowania

Wykonawca ustala wstępny harmonogram budowy oraz określa warunki w jakich będzie odbywać się betonowanie ustroju nośnego.

Wykonanie badań laboratoryjnych betonu

Badania laboratoryjne wykonuje się na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych, z pomiarem temperatury betonu w bloku testowym. Termin betonowania bloku testowego powinien zostać dobrany tak, aby warunki atmosferyczne były zbliżone do prawdopodobnych warunków w terminie betonowania ustroju nośnego.

Wykonanie obliczeń ustroju nośnego

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe powinny uwzględniać wyniki badań laboratoryjnych. W analizie procesu sprężenia powinien zostać wykorzystany moduł początkowy E_{c0m} , natomiast w analizach faz następujących po sprężeniu moduł ustabilizowany E_{csm} . Jeśli nie jest możliwe wykonanie badań laboratoryjnych przed rozpoczęciem obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, powinny one bazować na spodziewanych wartościach, a następnie zostać zaktualizowane po uzyskaniu rzeczywistych wartości z badań.

Wykonanie dokumentacji projektowej

Dokumentacja projektowa powinna zawierać informacje na temat wybranego rodzaju kruszywa oraz przyjęte do obliczeń właściwości betonu.

Wykonanie projektu technologicznego

Wykonawca w porozumieniu z projektantem ustala ostateczny harmonogram wznoszenia obiektu. Na jego podstawie oraz z uwzględnieniem wyników badań laboratoryjnych projektant wykonuje projekt technologiczny betonowania ustroju nośnego z ustaleniem wartości podniesień wykonawczych.

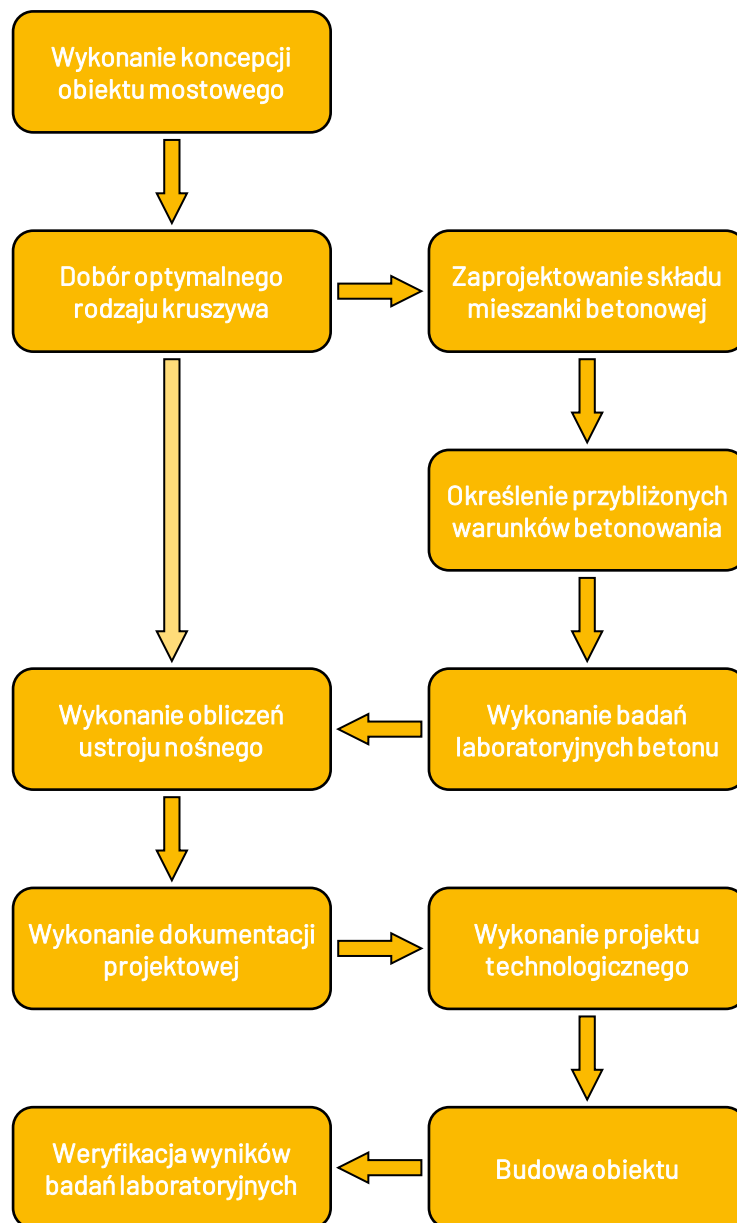
Budowa obiektu

Wykonanie obiektu zgodnie z określonymi wcześniej założeniami. W czasie budowy przeprowadza się badania laboratoryjne na próbkach przechowywanych w warunkach odwzorowanych z pomiarem temperatury w dźwigarze głównym. Wyniki badań służą do podjęcia ostatecznych decyzji o terminie kluczowych etapów budowy.

Weryfikacja wyników badań

Po zakończeniu procesu budowy weryfikacja wyników badań laboratoryjnych na podstawie zmierzonych ugięć pręseł obiektu w trakcie budowy oraz pod próbnym obciążeniem. Takie dane są bardzo cenną informacją, dlatego powinny zostać zapisane w bazie danych. Może to być model BIM obiektu mostowego, baza danych wykonawcy lub projektanta albo publiczna baza danych prowadzona przez inwestora bądź odpowiednie ministerstwo.

Schemat procedury został przedstawiony na rysunku C2.1.



Rysunek C2.1. Schemat procedury wyznaczania odkształcalności betonu w kontraktach typu projektuj i buduj

Streszczenie

Przedmiotem rozprawy są analizy prowadzące do wyjaśnienia często ujawniających się na budowach rozbieżności między wynikami obliczeń numerycznych, a odpowiedzią na obciążenie statyczne konstrukcji obiektów mostowych z betonu sprężonego. Problemy te nie pozwalają na wiarygodną ocenę ich globalnej sztywności, a w związku z tym na skuteczne przewidywanie ostatecznej geometrii betonowej konstrukcji przęseł. Najczęściej wynika to z niejednoznaczności przy wyznaczaniu modułu sprężystości betonu. Praca zawiera obszerny przegląd literatury dotyczącej czynników materiałowych i technologicznych, które wpływają na tak istotną dla mostowych konstrukcji sprężonych odkształcalność betonu. Proponowane przez normatywy i publikacje naukowe metody szacowania wartości modułu sprężystości zostały poddane krytycznej ocenie w kontekście zmian wynikających ze stosowania coraz bardziej zróżnicowanych kruszyw i zmian w przemyśle cementowym, które wymuszone są koniecznością ograniczenia emisji CO₂. Zaprezentowano doświadczenia wykonawców związane z nadmiernymi przemieszczeniami przęseł na etapach budowy, które wskazują na niejednoznaczności w zakresie szacowania modułu sprężystości betonu powodujące nieraz uciążliwe komplikacje na budowie. Przeanalizowano również wyniki próbnych obciążeń licznych obiektów mostowych, jakie wykonywał przez lata Zespół Badań Terenowych Politechniki Śląskiej. Na podstawie tych analiz i zgromadzonej wiedzy wywnioskowano, że jedynym sposobem uzyskania wiarygodnej wartości modułu sprężystości betonu są badania laboratoryjne, w których uwzględnione są rzeczywiste warunki dojrzewania betonu w konstrukcji.

Opisane w rozprawie badania prowadzone były zarówno w laboratorium, jak i w terenie, na budowanych obiektach mostowych. Wykorzystane obiekty zostały szczegółowo opisane z uwzględnieniem składów stosowanych tam mieszanek betonowych oraz wykorzystanych technologii budowy. Przedstawiono przyjętą metodykę badań laboratoryjnych wraz z wdrożonym systemem odwzorowania warunków dojrzewania betonu w konstrukcji. Zaprezentowane zostały wyniki badań laboratoryjnych prawie 400 próbek walcowych wykonanych w 16 seriach z 5 różnych mieszanek betonowych. Połowa z nich pielęgnowana była w warunkach normowych, natomiast reszta – w warunkach zbliżonych do warunków panujących w ustroju nośnym na placu budowy. Badania terenowe obejmowały głównie badania obiektów pod próbnym obciążeniem statycznym oraz inwentaryzację geodezyjną obiektów w trakcie procesu budowy, a zwłaszcza naciągu kabli sprężających. Wyniki badań laboratoryjnych zostały zweryfikowane poprzez zestawienie ich z wynikami pomiarów ugięć ustrojów nośnych w czasie budowy oraz badań pod próbnym obciążeniem. Wnioski wyciągnięte na podstawie dyskusji badań posłużyły do zaproponowania procedury wyznaczania odkształcalności betonu i wykorzystania wyników w procesie projektowania i budowy sprężonych obiektów mostowych. Procedura ta może stać się uzupełnieniem istniejących normatywów dając możliwość bardziej wiarygodnego i jednoznacznego wyznaczania modułu sprężystości betonu w sytuacjach, w których taka potrzeba ma kluczowe znaczenie dla procesu budowy, czyli w przypadku obiektów mostowych z betonu sprężonego, w których stosowane może być zróżnicowane kruszywo i nowe rodzaje cementów. Przeprowadzona została również analiza wpływu modułu sprężystości na wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych tych konstrukcji. Wykorzystano do tego dwa źródła zawierające właściwości betonu. Z jednej strony były to wykorzystywane powszechnie przez projektantów normatywy, a z drugiej własne wyniki badań laboratoryjnych betonów, w których stosowano różne rodzaje kruszywa. Wyniki wykazały pewien niewielki wpływ wartości modułu sprężystości na stany graniczne nośności, ale już w przypadku odkształceń konstrukcji (a szczególnie przemieszczeń przęseł) okazało się, że odkształcalność betonu ma kluczowe znaczenie.

Rozprawa zawiera również propozycję metody bezpośredniej badania modułu sprężystości betonu, która przedstawiona została w postaci precyzyjnej, ale i zwartej procedury.

Ta strona jest celowo pusta

Summary

The subject of the dissertation is the analyses leading to the explanation of discrepancies revealed at construction sites between the results of numerical calculations and deflections of the actual structure of prestressed concrete bridge structures. These problems do not effectively predict the final geometry of concrete structures or assess their stiffness, which is most often due to uncertainties in determining the modulus of elasticity of concrete. The thesis includes an extensive literature review of the material and technological factors that affect the deformability of concrete, which is so important for prestressed bridge structures. Methods proposed by standards and academic papers for estimating the value of the modulus of elasticity have been reviewed in the context of changes resulting from the use of increasingly diverse aggregates and changes in the cement industry enforced by the need to reduce CO₂ emissions. The experience of contractors related to excessive displacements of spans during construction stages is presented, which indicate uncertainties in the estimation of the modulus of elasticity of concrete sometimes causing inconvenient complications at the construction site. The results of test loads on a large number of bridges performed over the years by the Site Survey Team of the Silesian University of Technology were also analysed. Based on these analyses and acquired knowledge, it was concluded that the only way to have a reliable value of the modulus of elasticity of concrete is through laboratory tests that take into account the actual concrete curing conditions in the superstructure.

The research described in the thesis was carried out both in the laboratory and at the construction site of prestressed bridge structures. The structures are described in detail, including the concrete mix recipes and the construction methods used. The laboratory testing methodology is presented, together with an implemented system of structure conditions of concrete curing. The results of laboratory tests on almost 400 cylindrical specimens made in 16 batches from 5 different concrete mix recipes are presented. Half of them were cured under standard conditions, while the rest were cured under conditions close to those in the superstructure at the construction site. The site investigations mainly consisted of tests of the structures under static load and the geodetic surveys of the structures during the construction process, especially during prestressing. The results of the laboratory tests were verified by comparing them with the results of deflection measurements of the superstructure. The conclusions from the discussion of the research were used to propose a procedure for determining the deformability of concrete and to use the results in the design and construction process of prestressed bridge structures. This procedure can become a supplement to existing standards by providing the opportunity to more reliable determination of the modulus of elasticity of concrete in situations where such a need is crucial to the construction process, i.e., in the construction of prestressed concrete bridges, where different aggregates and new types of cements may be used. An analysis of the influence of the elastic modulus on the results of the design process of these structures was also carried out. Two sources of concrete properties were used for this. On the one hand, these were the standard values commonly used by designers and, on the other hand, the results of own laboratory tests on concretes with different types of aggregate. The results showed some slight influence of the modulus of elasticity on the ultimate limit states, but in the case of structural deformations (and especially span displacements), the deformability of the concrete proved to be crucial.

The dissertation also proposes a direct method for testing the elastic modulus of concrete, which is presented in the form of a precise and concise procedure.

Ta strona jest celowo pusta