

WPPK
2023

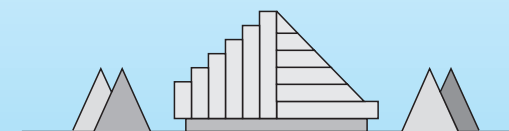
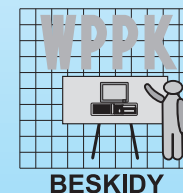
KONSTRUKCJE ŻELBETOWE

NAPRAWY I WZMOCNIENIA
KONSTRUKCJI

TOM
II



ISBN 978-83-950263-1-7 (całość)
ISBN 978-83-950263-3-1 (Tom II)



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE
WARSZTATY PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

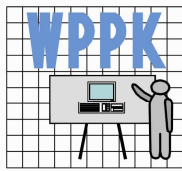
WISŁA, 28 ÷ 31 marca 2023 roku

NAPRAWY I WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI

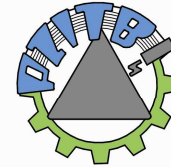
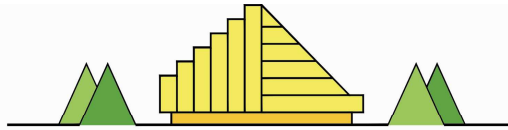
KONSTRUKCJE ŻELBETOWE

TOM II
Wykłady

POLSKI ZWIĄZEK INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA
Oddział w Gliwicach



BESKIDY



GLIWICE

XXXVII OGÓLNOPOLSKIE
WARSZTATY PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28 ÷ 31 marca 2023 roku

NAPRAWY I WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI

KONSTRUKCJE ŻELBETOWE

TOM II

Wykłady

POLSKI ZWIĄZEK INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA
Oddział w Gliwicach

Patronat

Przemysław PĘPEK	- Przewodniczący Oddziału PZITB w Bielsku-Białej
Ryszard WALENTYŃSKI	- Przewodniczący Oddziału PZITB w Gliwicach
Andrzej SZYDŁOWSKI	- Przewodniczący Oddziału PZITB w Katowicach
Maciej GRUSZCZYŃSKI	- Przewodniczący Oddziału Małopolskiego PZITB w Krakowie

Honorowy Komitet Organizacyjny

Janusz KOZULA	- Oddział PZITB w Bielsku-Białej
Ireneusz JÓŹWIAK	- Oddział PZITB w Katowicach
Włodzimierz STAROSOLSKI	- Oddział PZITB w Gliwicach
<u>Zbigniew DZIERŻEWICZ</u>	- Oddział PZITB w Katowicach
Andrzej NOWAK	- Oddział PZITB w Katowicach
Zbysław KAŁKOWSKI	- Oddział Małopolski PZITB w Krakowie
Janusz KAWECKI	- Oddział Małopolski PZITB w Krakowie

Komitet Organizacyjny

Tadeusz DUDZIAK	- Oddział PZITB w Bielsku-Białej
Małgorzata ŁYKO	- Oddział PZITB w Bielsku-Białej
Łukasz DROBIEC	- Oddział PZITB w Gliwicach
Damian GRABOWSKI	- Oddział PZITB w Gliwicach
Radosław JASIŃSKI PRZEWODNICZĄCY KOMITETU ORGANIZACYJNEGO	- Oddział PZITB w Gliwicach
Małgorzata SZUKALSKA	- Oddział PZITB w Gliwicach
Kazimierz KONIECZNY	- Oddział PZITB w Katowicach
Maria ŚWIERCZYŃSKA	- Oddział PZITB w Katowicach
Kazimierz PIWOWARCZYK	- Oddział Małopolski PZITB w Krakowie
Jan SZPAK	- Oddział Małopolski PZITB w Krakowie

Redakcja merytoryczna: prof. dr hab. inż. Łukasz Drobiec
Redakcja techniczna: prof. dr hab. inż. Łukasz Drobiec

ISBN 978-83-950263-1-7 (całość)
ISBN 978-83-950263-3-1 (Tom II)

Materiały Konferencyjne
przyjęte do druku przez Komitet Organizacyjny WPPK-2023
na prawach rękopisu

Druk: Błękitne Studio
44-100 Gliwice, ul. Chopina 6, tel. 335 05 70

SPIS TREŚCI – TOM I

- 1 Piotr NOAKOWSKI**
Awarie i katastrofy obiektów betonowych. Błędy projektowe jako powody niedomagania konstrukcji
- 2 Małgorzata MAZUR**
Prawa i obowiązki uczestników procesu budowlanego przy naprawach i wzmocnieniach konstrukcji w świetle ustawy prawo budowlane i rozporządzeń wykonawczych
- 3 Anna RAWSKA-SKOTNICZNY, Izabela TYLEK, Elżbieta KOKOCIŃSKA-PAKIET**
Zasady ustalania obciążeń i kombinacji oddziaływań w naprawach i wzmocnieniach, z uwzględnieniem przepisów archiwalnych i aktualnych
- 4 Andrzej WINNICKI**
Nowy Eurokod żelbetowy
- 5 Krzysztof GROMYSZ**
Przykłady obciążeń dynamicznych działających na konstrukcje budowlane
- 6 Adam ZYBURA, Andrzej ŚLIWKA**
Zabezpieczenie zbrojenia konstrukcji żelbetowych przed korozją. Analiza z uwzględnieniem stanów granicznych związanych z trwałością
- 7 Magdalena CZOPOWSKA-LEWANDOWICZ, Marek NALEPKA**
Rozbiórki obiektów żelbetowych
- 8 Leonard RUNKIEWICZ, Jarosław SZULC, Jan SIECZKOWSKI, Krzysztof SZTUKA**
Metodyka diagnostyk, napraw i wzmocniania obiektów budowlanych o konstrukcji żelbetowej
- 9 Rafał SIENKO, Łukasz BEDNARSKI**
Zasady i systemy monitorowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych
- 10 Grzegorz Sławomir ŚWIT, Aleksandra KRAMPIKOWSKA, Paweł TWORZEWSKI**
Wykorzystanie metod NDT do pomiaru i morfologii zarysowań w warunkach in-situ
- 11 Radosław JASIŃSKI, Izabela SKRZYPCZAK**
Zasady określania wytrzymałości betonu w istniejących konstrukcjach żelbetowych według normy PN-EN 13791:2019-12
- 12 Adam PIEKARCZYK**
Wykrywanie wad struktury oraz lokalizacja zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych metodami nieniszczącymi
- 13 Mariusz JAŚNIOK, Tomasz JAŚNIOK**
Ocena zagrożenia korozyjnego stali w konstrukcjach żelbetowych na podstawie badań diagnostycznych i monitoringu
- 14 Jarosław SZULC, Leonard RUNKIEWICZ, Jan SIECZKOWSKI**
Diagnostyka, naprawy i wzmocnienia budynków żelbetowych wnoszonych metodami uprzemysłowionymi

SPIS TREŚCI – TOM II

1	Łukasz DROBIEC, Kacper DROBIEC	
	Beton, pręty zbrojeniowe i żelbet – przegląd historyczny	1
2	Paweł ŁUKOWSKI	
	Materiały i technologie do napraw konstrukcji żelbetowych i sprężonych	93
3	Piotr WOYCIECHOWSKI, Maja KĘPNIAK, Justyna KUZIAK	
	Korozja betonu – rodzaje i ocena w konstrukcji	161
4	Jacek HULIMKA, Rafał KRZYWOŃ	
	Ocena stanu technicznego konstrukcji sprężonych kablobetonowych i strunobetonowych	263
5	Robert KOWALSKI, Julia WRÓBLEWSKA	
	Ocena stanu technicznego konstrukcji żelbetowych po pożarze	331
6	Włodzimierz STAROSOLSKI	
	Poszukiwanie rezerw w analizie konstrukcji istniejących	375
7	Michał GOŁDYN	
	Inżynierskie metody obliczeń wzmocnień konstrukcji żelbetowych	521
8	Andrzej AMBROZIAK	
	Modelowanie numeryczne istniejących konstrukcji żelbetowych	745

SPIS TREŚCI – TOM III

- 1 Kazimierz KONIECZNY, Daniel DUDEK, Alfred KUKIEŁKA**
Zasady połączenia starych konstrukcji z nowymi za pomocą łączników mechanicznych i kotew wklejanych
- 2 Maciej NIEDOSTATKIEWICZ, Tomasz MAJEWSKI**
Diagnostyka, naprawy i wzmacnianie elementów żelbetowych uszkodzonych w następstwie skurczu
- 3 Barbara FRANCKE**
Naprawa dylatacji i uszczelnianie konstrukcji żelbetowych
- 4 Cezariusz MAGOTT, Maciej ROKIEL**
Naprawa konstrukcji przez iniekcję
- 5 Tadeusz URBAN**
Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych metodami tradycyjnymi
- 6 Renata KOTYNIA**
Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych materiałami FRP
- 7 Tomasz TRAPKO, Michał MUSIAŁ, Dorota MARCINCZAK, Filip GRZYMSKI, Maciej PAZDAN**
Wzmocnienia elementów żelbetowych systemem FRCM
- 8 Wit DERKOWSKI, Rafał WALCZAK**
Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych przez sprężenie
- 9 Sławomir KWIECIEN, Krzysztof GRZYB, Jakub ZAJĄC**
Wzmacnianie fundamentów betonowych
- 10 Anna HALICKA**
Naprawy i wzmocnienia żelbetowych zbiorników na ciecze
- 11 Leszek SŁOWIK, Leszek CHOMACKI, Janusz RUSEK**
Zabezpieczenia i naprawy uszkodzeń konstrukcji żelbetowych wywołanych wpływami eksploatacji górniczej



Lukasz DROBIEC*



Kacper DROBIEC**

BETON, PRĘTY ZBROJENIOWE I ŻELBET – PRZEGLĄD HISTORYCZNY

1. Wprowadzenie

Beton używany obecnie to mieszanina cementu, kruszyw, wody oraz ewentualnych dodatków i domieszek. Jest to drugi najczęściej używany materiał na świecie – wyprzedza go jedynie zużycie wody. Beton nie jest wynalazkiem nowym - znali go już Egipcjanie i starożytni Rzymianie, choć dawniej wytwarzany był nieco inaczej. Jako czynnik wiążący zamiast cementu używano zwykle gipsu, a własności wiązania poprawiało przez dodanie pyłu wulkanicznego lub skruszonej starej cegły. Najstarsze ślady stosowania betonu datuje się na 7000 r. p.n.e. Z tego okresu pochodzą budowle w miejscowości Yiftahel w południowej Galilei w Izraelu, w których podłogi i fragmenty ścian wykonane zostały z betonu ze spoiwem wapiennym oraz kruszywem z rozdrobnionego wapienia [1], [2], [33], [37], [48], [62], [63]. Beton rozpowszechnił się jednak dopiero w starożytnym Rzymie, około IV w. p.n.e. Popioły wykorzystywane w produkcji rzymskiego betonu nosiły nazwę pucolany – pochodziły z miejscowości Puccoli, leżącej u stóp Wezuwiusza. W średniowieczu nie stosowano powszechnie betonu. Ponowne zainteresowanie betonem nastąpiło pod koniec XVIII w., a rozwój prac badawczych w XIX wieku doprowadził do powstania stosowanego obecnie betonu. Historia żelbetu jest znacznie młodsza od historii

* prof. dr hab. inż., Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, lukasz.drobiec@polsl.pl

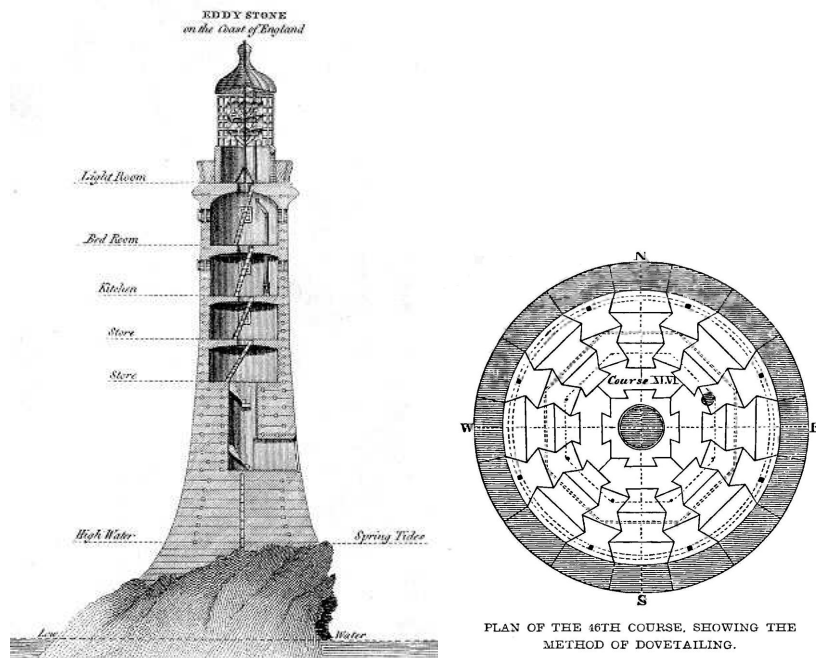
** student, Wydział Architektury, Politechnika Śląska,

betonu. Naukowe podstawy stosowania zbrojenia w betonie opracowano dopiero pod koniec XIX wieku.

Zakres niniejszej pracy, choć w założeniu ma to być przegląd historyczny, ograniczono do betonów bliskich tym stosowanym obecnie, a więc materiału, który powstał w XVIII i XIX wieku. Praca nie dotyczy betonów wykonywanych wcześniej, w tym betonów rzymskich. Skoncentrowano się na rodzajach i wytrzymałościach betonu i stali. Omówiono też najważniejsze osiągnięcia w dziedzinie konstrukcji żelbetowych. Przegląd historyczny zakończono na początku XXI wieku, kiedy to wprowadzono klasy betonu oznaczone symbolem C.

2. Rys historyczny rozwoju cementu, betonu i żelbetu

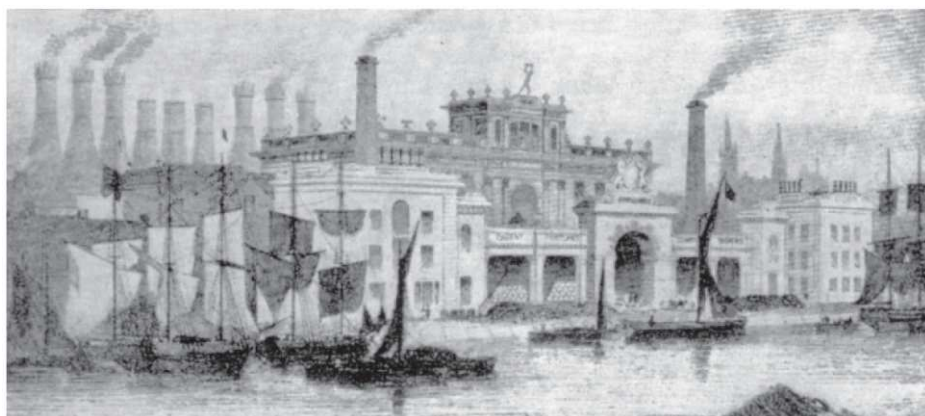
Już w 1678 r. Anglik, Joseph Moxon, pisał o ukrytym w wapnie palonym ogniu, który pojawia się po dodaniu wody. W 1779 r. Irlandczyk Bryan Higgins uzyskał patent na cement hydrauliczny (stiók) do stosowania w tynkowaniu powierzchni zewnętrznych, a w roku kolejnym napisał ważną dla ewolucji cementu pracę [26]. Brytyjski inżynier John Smeaton w 1756 r. odkrył, że kalcynacja wapienia zawierającego glinę daje wapno, które twardnieje pod wodą (wapno hydrauliczne). Użył on tego wapna do połączenia granitowych bloków przy budowie latarni morskiej Eddystone (rys. 1) w angielskiej Kornwalii (zmuszony był wynaleźć materiał odporny na działanie wody). Latarnia morska pozostawała w użyciu do 1877 r., kiedy skała leżąca pod fundamentami konstrukcji zaczęła erodować i obiekt musiano częściowo rozebrać. Jednak to właśnie prace Johna Smeatona doprowadziły do wynalezienia cementu portlandzkiego.



Rys. 2. Przekroje latarni morskiej w Eddystone Rocks wybudowanej przez Johna Smeatana [W6]

W 1796 r. Joseph Parker opatentował tzw. cement Parkera, uzyskiwany przez wypalanie z nieczystego wapienia marglistego (zawierającego glinę) wydobywanego na klifach Brytanii. Cement ten zwany był również cementem romańskim z uwagi na kolor przypominający stare cementy rzymskie. Fabryki produkujące cement romański zlokalizowane były w Anglii i Francji, ale szybko powstały kolejne w Niemczech, Szwajcarii, Czechach i Polsce (w 1853 r. powstała krótko działająca fabryka cementu naturalnego w Koźle pod Olkuszem). Cement romański stał się bardzo popularny przede wszystkim dzięki wykorzystaniu go do budowy wiaduktu w Chirk w Anglii. W 1796 r. francuski inżynier wojskowy Lesage wyprodukował tzw. cement naturalny na bazie otoczków występujących w rejonach Boulogne-sur-Mer we Francji. W niedługim czasie pojawiły się inne odmiany cementu. W 1810 r. Edgar Dobbs otrzymał patent na hydrauliczne zaprawy, stiuki i tynki, choć były one złej jakości z powodu niewystarczających środków ostrożności w procesie wypalania. W roku 1811 r. James Frost opatentował cement Frosta – spoiwo hydrauliczne uzyskane z wypalenia kredy i gliny, a w 1822 r. po udoskonaleniu metody wypalania, uzyskał on tzw. cement brytyjski. W latach 1812-1813 francuz Louis Vicat opracował sztuczne wapno hydrauliczne poprzez kalcynowanie syntetycznych mieszanek wapienia i gliny. Wyniki swoich badań opublikował on w roku 1818 r. i powszechnie uważa się go za prekursora w dziedzinie wytwarzania cementu portlandzkiego. W 1818 r. Maurice St. Leger otrzymał patent na cement hydrauliczny. W 1820 r. opatentowany został w USA cement naturalny wyprodukowany przez inżyniera Canvassa Whita z kamienia wapiennego z domieszkami krzemianów i glinianów, który zastosowany został do budowy kanału Erie. W latach 1820-1821 John Tickell i Abraham Chambers otrzymali patenty na cement hydrauliczny.

Cement portlandzki, stosowany dziś w nieco zmienionym składzie, opatentowany został w 1824 r. przez angielskiego murarza Josepha Aspdina. Uzyskał on cement wypalając w piecu wapiennym drobno zmieloną kredę z drobno podzieloną gliną, aż do wytrącenia dwutlenku węgla. Spiekany produkt był następnie mielony. Aspdin nazwał go „portlandzkim” ze względu na zewnętrzne podobieństwo do kamienia budowlanego wydobywanego w okolicach Portlandu. W 1825 r. funkcjonowała już prężnie fabryka cementu Josepha Aspdina (rys. 2). W połowie XIX wieku na kontynencie europejskim działały już pierwsze cementownie we Francji i w Niemczech, a światowa produkcja cementu wówczas osiągnęła poziom 700 000 ton.

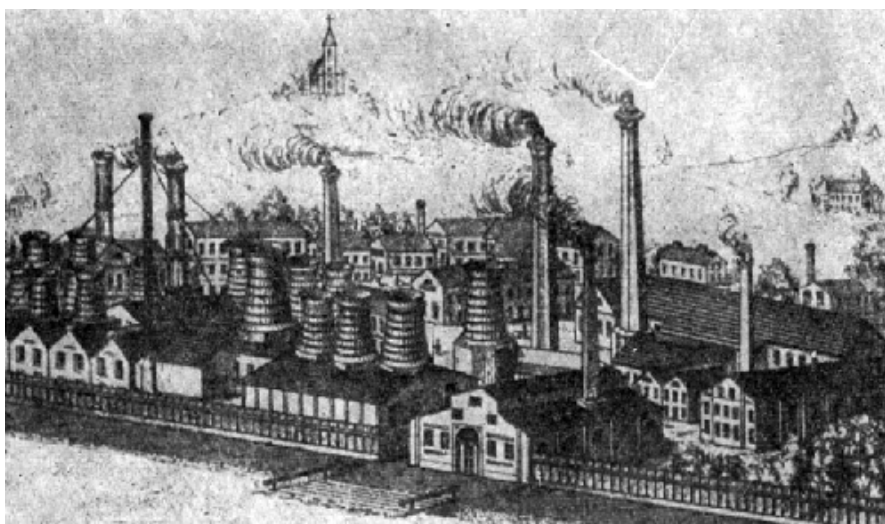


Rys. 2. Fabryka cementu portlandzkiego Josepha Aspdina [33]

Do początków XIX w. cement portlandzki nie był powszechnie stosowany, a do jego rozpowszechnienia przyczyniła się dopiero katastrofa budowlana tunelu pod Tamizą. Początkowo do budowy tego tunelu używano cementu Parkera, jednak tunel zawalił się w 1828 r. Skłoniło to syna Josepha Aspdina – Williama Aspdina do badań nad opatentowanym cementem portlandzkim. William Aspdin udoskonalił recepturę ojca i z powodzeniem zaproponował swój cement na budowę tunelu. Później William Aspdin próbował przejąć i rozwinąć firmę ojca. W 1880 r. Aspdin budował dużą fabrykę „Portland Hall” w Gravesend nad Tamizą. Jednak zanim jedna trzecia prac została ukończona, pojawiły się trudności finansowe i budowniczy był zmuszony sprzedać niedokończone dzieło z wielką stratą. Zmusiło to Aspdina do opuszczenia Anglii. W 1855 lub 1856 r. wyemigrował do Hamburga. W 1857 r. udało mu się przekonać pochodzącego z Newcastle hurtownika węgla Fawcusa do budowy cementowni. Zakład został uruchomiony 23 października tego samego roku.

Za twórcę współcześnie stosowanego cementu portlandzkiego uważany jest Isaac Charles Johnson, który w 1845 r. opracował optymalny skład cementu i właściwą temperaturę prażenia.

Pierwszą fabryką cementu na terenie Polski była cementownia w Grodźcu koło Będzina (rys. 3), która rozpoczęła produkcję 1857 jako piąta na kontynencie europejskim, szósta na świecie i pierwsza na terenie w ówczesnego zaboru rosyjskiego. W zakładzie w Grodźcu wypalanie klinkieru odbywało się w piecach szybowych, pracujących okresowo. Surowiec i klinkier przemielano w młynach żarnowych. Pierwsza produkcja wynosiła 3 tys. beczek po 164 kg, czyli około 490 ton na rok. W 1911 roku piece szybowe zastąpiono piecem obrotowym na metodę mokrą o wydajności dobowej 150 ton klinkieru. W owych czasach była to wielkość rekordowa [W5].



Rys. 3. Cementownia „Grodziec” w 1857 roku [W5]

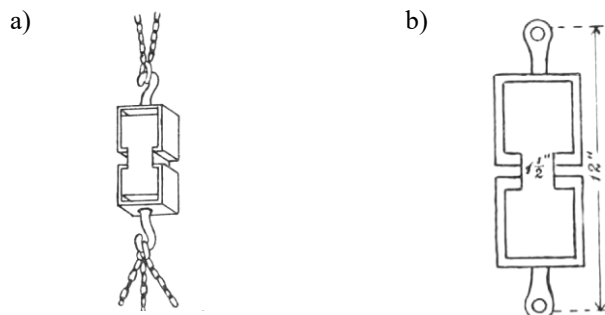
W 1872 roku na ziemiach zaboru pruskiego wybudowano mały zakład produkcji cementu w Wejherowie z piecami szybowymi, które zastąpiono w 1906 r. piecem obrotowym. Jako trzecia, uruchomiona została na terenie zaboru rosyjskiego cementownia

“Wysoka” w roku 1885 w Łazach koło Zawiercia. Produkowała ona cement metodą suchą. Początkowa produkcja cementu, wynosząca 6 tys. ton cementu na rok wzrosła do 65 tys., kiedy w roku 1892 zastąpiono dotychczasowe piece piecami nowszego typu. W 1885 r. również zostały uruchomione w byłym zaborze austriackim 2 cementownie: “Szczakowa” w Szczakowej, gdzie produkowano 12,5 tys. ton cementu portlandzkiego i 17,5 tys. ton wapna budowlanego oraz “Bonarka”, wybudowana w Krakowie, gdzie stosowano piece szybowe o ruchu ciągłym. W 1889 roku w Golezowie na Śląsku Cieszyńskim wybudowano cementownię “Golezów”. Początkowo miała ona 12 pieców szybowych o łącznej wydajności 180-200 ton cementu na dobę. W 1910 r. rozpoczęto przebudowę tej cementowni, instalując w miejsce pieców szybowych piece obrotowe i w 1913 r. cementownia osiągnęła wielkość produkcji ponad 95 tys. ton cementu. Pięć lat później, w 1894 r., w pobliżu Lublina została uruchomiona cementownia “Firley”. Cementownię wyposażono w 3 piece szybowe. Wydajność cementowni wynosiła wówczas 80 ton na dobę. W tym samym roku (podaje się również rok 1899) uruchomiono fabrykę “Kłucze” koło Rabsztyna w rejonie Olkusza. W latach 1897-98 zbudowano cementownię “Rudniki” pod Częstochową. Większy rozwój przemysłu cementowego na terenie zaboru rosyjskiego datuje się od roku 1897. W latach 1898-99 zostało uruchomionych 6 zakładów: “Łazy” koło Zawiercia, “Opoczno” koło Radomia, “Wrzosowa” koło Częstochowy, “Kielce” oraz “Ogrodzieniec” koło Zawiercia. Na Wołyniu uruchomiono cementownię “Wołyń”. W stosunkowo krótkim czasie, tj. w ciągu zaledwie 15 lat, w zaborze rosyjskim i austriackim powstało zatem 13 zakładów cementowych, z czego w zaborze rosyjskim uruchomiono aż 8 cementowni w ciągu 3 lat. W roku 1900 wyprodukowano w zaborze rosyjskim 112 300 ton cementu, a import cementu z zagranicy wynoszący w latach 1894-97 średnio 7-9 tys. ton cementu, spadł w 1900 r. do 1 tys. ton [W5]. Pod koniec 1913 r. uruchomiono cementownię “Wiek” w Ogrodzieńcu koło Zawiercia. Zakład wyposażono w piec obrotowy o wydajności 160 ton na dobę, pracujący metodą mokrą. Rozpoczęto także budowę cementowni w Morawinie koło Rejowca. W roku 1913 wybudowano w zaborze austriackim cementownię “Górka” w Sierszy koło Trzebini, wyposażając ją w dwa piece obrotowe o wydajności 120 ton na dobę każdy. Równocześnie, w latach 1912-14 zmodernizowano cementownię “Bonarka”, uruchamiając 4 piece obrotowe, pracujące metodą mokrą. Roczna produkcja tej cementowni wzrosła do około 60 tys. ton cementu.

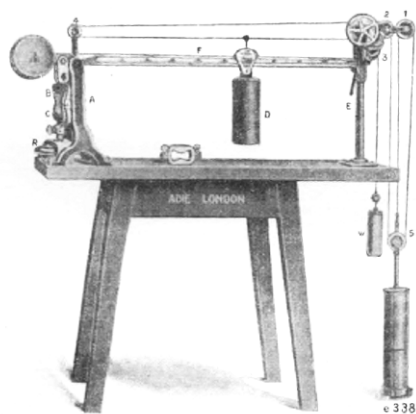
Pierwsze badania wytrzymałości na ściskanie cementowych brył zrealizowano w Anglii. Były one wynikiem konkurencji między znanymi firmami I. B. White & Sons i Robins V Co. W dniach 10 i 31 grudnia 1847 r. przeprowadzono badania próbek na prasach hydraulicznych na placu kontrahentów Grissel, a następnie 8 września 1848 r. podobne próby w zakładach Bramah. Te ostatnie zaaranżowane były przez Robinsa i Aspdina.

Pierwsze próby rozciągania próbek cementowych również wykonano w Anglii w połowie XIX wieku. Stosowano próbki jak na rys. 4a. Kolejne testy rozciągania przeprowadzono podczas Wystawy Światowej w Londynie w 1851 roku. Osiągnięto wówczas wytrzymałość na rozciąganie 29 kg/cm^2 dla czystego cementu. Nie ma jednak informacji o wieku badanych próbek.

W Anglii do 1859 r. kontrole dostaw cementu były jeszcze rzadkością. W roku tym J. Grant Inżynier Wydziału Budownictwa Londynu przedstawił swoje propozycje badań. Grant zaproponował, aby dla czystego cementu przyjąć że minimalna wytrzymałość na rozciąganie powinna wynosić $12,5 \text{ kg/cm}^2$ po 7 dniach utwardzania, z czego 1 dzień na powietrzu i 6 dni pod wodą. Przyjął on kształt próbki do badań jak na rys. 4b, o najmniejszym przekroju równym $14,5 \text{ cm}^2$. Badania wykonywano na zrywarce pokazanej na rys. 5.

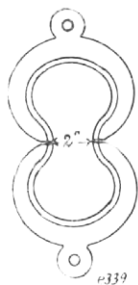


Rys. 4. Pierwsze próbki do badań próbek z cementu portlandzkiego na rozciąganie:
 a) badania angielskie z połowy XIX w., b) propozycja Granta z 1959 r. [62]



Rys. 5. Zrywarka do badań próbek z cementu portlandzkiego na rozciąganie [62]

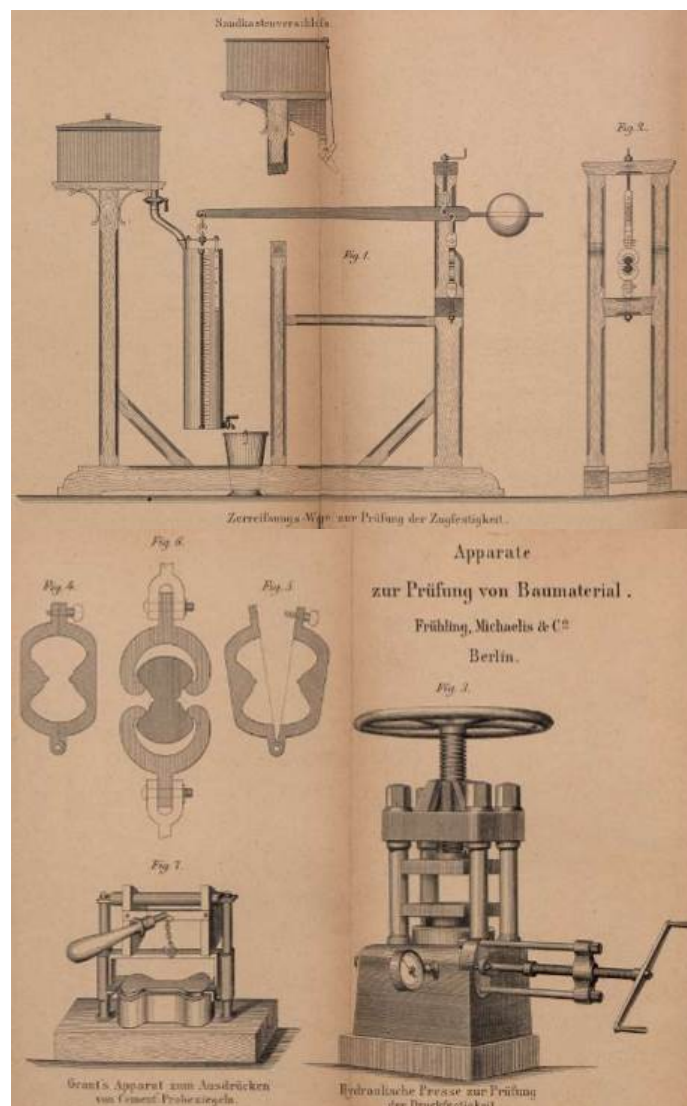
W Niemczech już w 1836 r. Friederich Panzer przeprowadził próby rozciągania i ściskania próbek wykonanych z wapna wodnego. Regularne próby rozciągania rozpoczęto jednak dopiero w 1859 r. w cementowni Stettiner Portland pod Delbrück. Próbki do badań miały najmniejszy przekrój $10,4 \text{ cm}^2$ i zwano je ósemkami (rys. 6).



Rys. 6. Próbki do badań na rozciąganie stosowane w Niemczech [62]

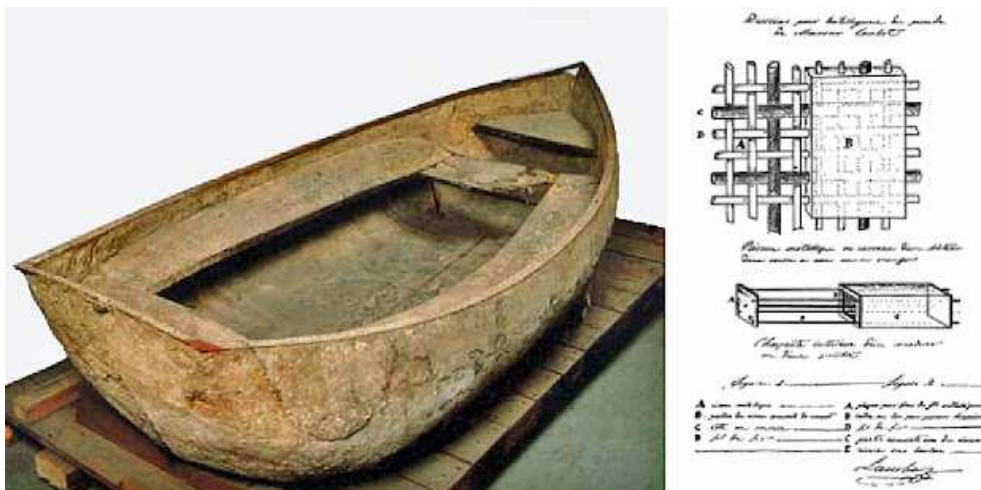
W 1859 r. profesor Manger w Berlinie przeprowadził próby zginania. Dążył on do tego, aby bryła cementowa miała taką samą wytrzymałość na zginanie jak kawałek cegły o tej samej wielkości. Stworzył on próbki do badań o wymiarach 128 x 65 x 33 mm i badał je za pomocą małej dźwigni. Jako pierwszy wykorzystał te próbki do obliczenia wynikowej wytrzymałości na rozciąganie przy użyciu wskaźnika zginania.

W 1875 r. dr Wilhelm Michaelis opublikował pracę [45] podsumowującą doświadczenia z badań próbek z cementu portlandzkiego na ściskanie i rozciąganie. Zaproponował on sposoby badania na ściskanie i rozciąganie pokazane na rys. 7, który później przyjęto w normie niemieckiej.



Rys. 7. Sposób badania próbek z cementu portlandzkiego na rozciąganie zaproponowany przez Michaelisa [45]

Historia żelbetu jest znacznie krótsza w porównaniu do historii betonu. Jako pierwszy, beton ze zbrojeniem, połączył Joseph-Louis Lambot, który w 1848 r. zaczął produkować betonowe beczki i pojemniki ze stalowymi wkładkami, a później po odkryciu ich innej własności – pływalności – żelbetową łódkę zaprezentowaną na wystawie w Paryżu w roku 1855 (rys. 8). W tym samym roku Lambot uzyskał patent, w którym mowa jest już o dźwigarach i słupach żelbetowych.



Rys. 8. Prototyp łodzi Josepha-Louisa Lambota znajduje się obecnie w muzeum historii miasta Brignolais w południowej Francji [W1]

Żelbetowe rury i konstrukcje takie jak stropy i sklepienia wykonywał od 1851 r. François Coignet. Był on pierwszym budowniczym, który użył żelbetu jako materiału budowlanego. W 1853 r. Coignet zbudował pierwszą na świecie konstrukcję z betonu zbrojonego - dom przy 72 rue Charles Michels w St. Denis (rys. 8). Coignet wzmocnił ściany tego budynku żelaznymi prętami, jednak nie w celu zwiększenia ich wytrzymałości, a w celu utrzymania ich kształtu. W 1855 r. komitet czternastu architektów pod przewodnictwem Henriego Labrouste'a dokonał inspekcji tego domu. W raporcie Labrouste stwierdził, że wszystkie prace w obiekcie zostały wykonane w całości z cementu i sztucznego kamienia. Budynek stoi do dziś, choć jest opuszczony i zniszczony (rys. 8b). Coignet jest wynalazcą formowanego betonu ubijanego, który nazwany został wówczas jako Béton Coignet. Jednym z największych projektów Coigneta było 140 km Akwedukt de la Vanne (paryskie miejskie zaopatrzenie w wodę) z około 6,4 km łuków o rozpiętości 30 m (rys. 10). Coignet zbudował ten akwedukt w latach 1867-1874. Coignet stosował beton głównie do konstrukcji ściskanych.



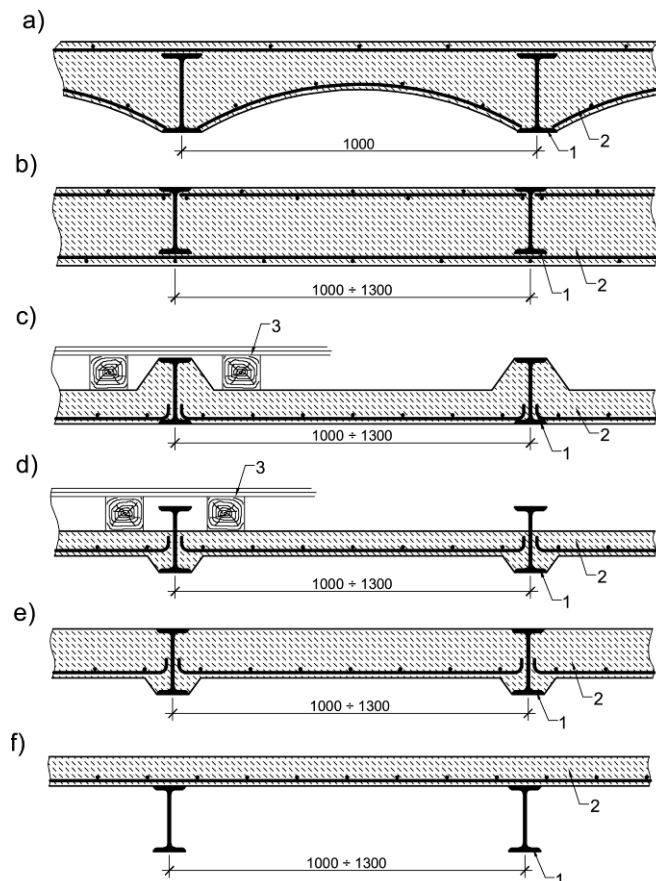
Rys. 9. Projekt (a) i stan z czerwca 2022 r. (b) domu przy 72 rue Charles Michels w St. Denis [W4]



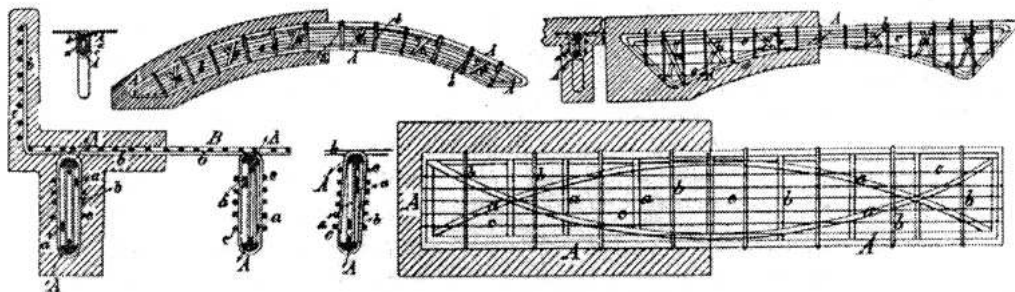
Rys. 10. Betonowy akwedukt de la Vanne wybudowany przez Coigneta w latach 1867-1874 [W6]

Pomimo opisanych wyżej dokonań Lambota i Coigneta za ojca żelbetu powszechnie uważa się francuskiego ogrodnika Josepha Moniera. W 1867 r. wykonał on z betonu zbrojonego siatką donice dla drzew pomarańczowych. Pomysł opatentował, gdy zauważył, że donice nie popękały na mrozie. Później Monier przeprowadzał szereg badań i doświadczeń związanych z nowym materiałem. W 1867 r. opatentował technologię wyrobu żelbetowych koszy, a w latach następnych również rur (1868), płyt (1869), arkad mostu łukowego (1873), belek – podkładów kolejowych (1877), stropów na belkach stalowych (1880–1883). Wybrane stropy Moniera pokazano na rys. 11, a inne zbrojone

elementy betonowe opatentowane przez J. Moniera pokazano na rys. 12, a. W 1875 r. Monier zbudował istniejący do dziś pierwszy na świecie żelbetonowy most przez fosę zamku Chazelet we Francji (rys. 13), a w kolejnych latach podobne konstrukcje w oparciu o patenty Moniera zaczęły już pojawiać się w Niemczech.



Rys. 11. Stropy Moniera: a) rozwiązanie opatentowane w 1888 r., b-f) stropy stosowane po 1900 r., 1- stalowa belka, 2- zbrojona płyta betonowa, 3- konstrukcja podłogi [19]

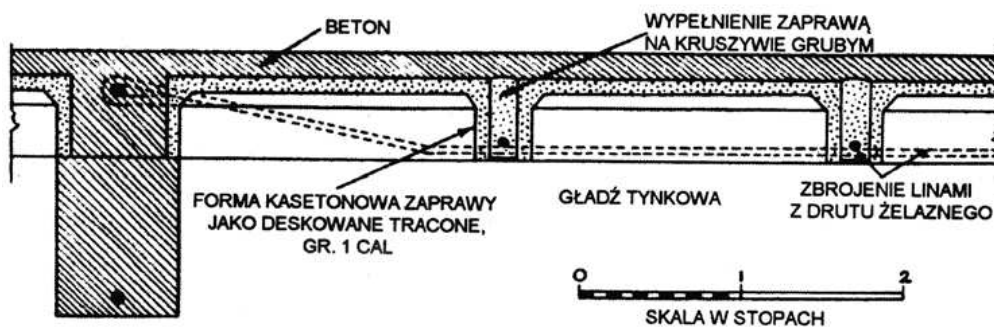


Rys. 12. Konstrukcje z betonu zbrojonego opatentowane przez Moniera [1]



Rys. 13. Żelbetowy most Moniera przez fosę zamku Chazelet we Francji z 1875 r. [W3]

W 1854 r. William Boutland Wilkinson, tynkarz z Newcastle, opatentował sposób wykonania stropu z betonowych płyt zbrojonych płaskownikami oraz stropu opartego na betonowych żebrach zbrojonych stalowymi liniami (rys. 14). Przykład takiego rozwiązania pokazano na rys. 15.



Rys. 14. Patent Williama Boutlanda Wilkinson na strop zbrojony liniami [1]

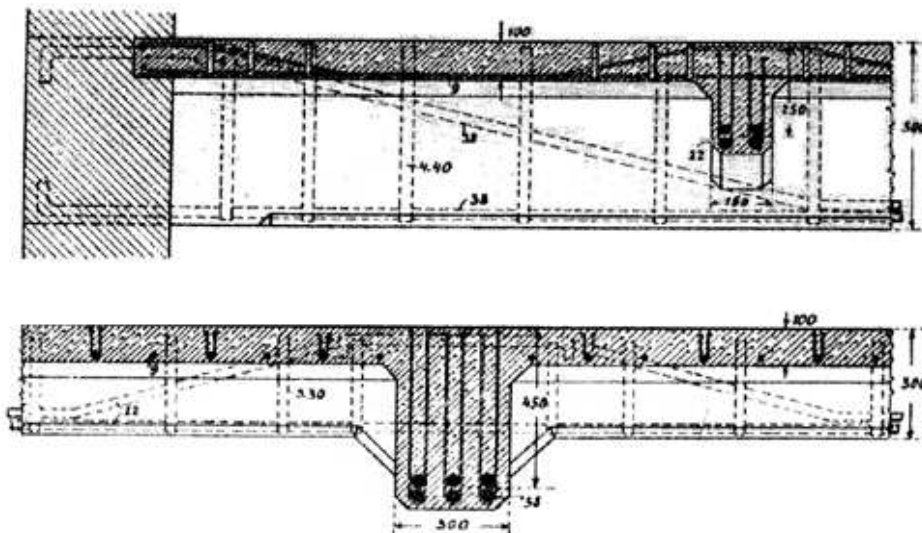


Rys. 15. Przykład stropu zbrojonego linami. Fotografia wykonana podczas jego rozbiórki

W 1877 r. amerykański inżynier Thadeus Hyatt zwrócił uwagę na konieczność otulenia żelaza betonem w celu ochrony przed ogniem oraz podkreślił ważność właściwego umiejscowienia zbrojenia w belkach i słupach. Zauważył też, że pręty karbowane mają lepszą przyczepność do betonu niż pręty gładkie.

Ważnym etapem w rozwoju żelbetu był pomysł Melmana, który 1892 r. uzyskał patent na stropy i mosty. W konstrukcjach tych jako zbrojenia stosowano stalowe elementy walcowane albo belki kratowe [44]. System Melmana rozpowszechnił się w USA, gdzie wykonano 5000 mostów o rozpiętościach dochodzących do 40 m.

W 1892 roku Francois Hennebique opatentował system wykonania żelbetowych płyt, belek i słupów wzajemnie powiązanych stalowym zbrojeniem (rys. 16). Na połączeniach belek i płyt zastosował skosy. Stosował strzemiiona otwarte. Przykład takich stropów pokazano na rys. 17. Hennebique zaproponował ponadto stosowanie żelbetowych belek teowych, pali o przekroju kwadratowym oraz ścianek oporowych z płyt prefabrykowanych. W 1894 r. Hennebique, stosując własne metody obliczeń statycznych, wybudował w Viggen w Szwajcarii pierwszy most kolejowy o konstrukcji żelbetowej. Udowodnił tym samym, iż pod względem wytrzymałości konstrukcje żelbetowe dorównują konstrukcją stalowym. Na wystawie światowej w 1900 r. w Paryżu pokazał budowle z dziesięciometrowymi przelotami między podporami oraz spiralne schody wolno stojące, udowadniając, że żelbet może przyjmować dowolne formy, w zależności od deskowania zbrojenia.



Rys. 16. Fragment stropu płytowo-belkowego wg F. Hennebique'a [1]



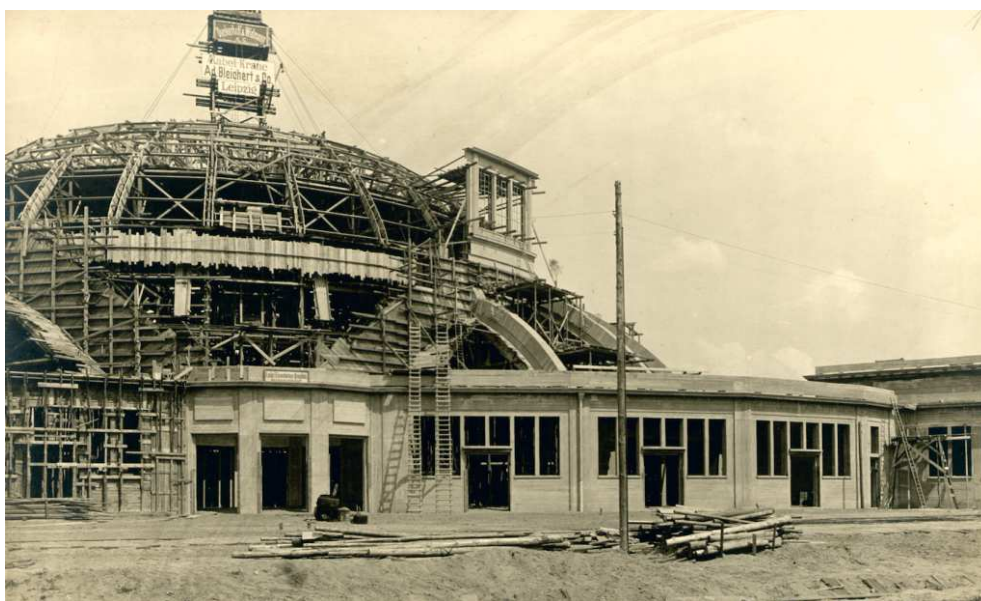
Rys. 17. Przykład stropu Hennebique'a. Muzeum Auschwitz

W Polsce pionierem zastosowania żelbetu w budownictwie był polski wynalazca oraz inżynier Maryan Lutosławski, który w 1902 roku w Warszawie założył biuro projektowo-konstrukcyjne. Jako pierwszy w kraju opracował naukowo i praktycznie zagadnienia konstrukcji żelbetowych, a także był pionierem zastosowania tych technologii w praktyce. Zaprojektował stropy żelbetowe pierwszego domu zbudowanego z użyciem tej techniki przy ul. Solec w Warszawie oraz elementy konstrukcji nośnej w kościele św. Zbawiciela w Wilnie (oba obiekty niestety już nie istnieją). W latach 1908–1909 zaprojektował i zbudował dwa pierwsze żelbetowe mosty w Lublinie [107]. Jeden z tych mostów pokazano na rys. 18.



Rys. 18. Most nad rzeką Bystrzycą (pomiędzy al. Andersa a ul. Turystyczną), wybudowany w 1908 r przez Lutosławskiego [W4]

Do ważnych realizacji konstrukcji betonowych zaliczyć bez wątpienia należy Wrocławską Halę Stulecia. Jej konstruktorem był niemiecki architekt i inżynier Max Berg, miejski architekt Wrocławia, który wygrał konkurs zwyciężając z 43 innymi projektami. Obiekt powstawał w latach 1912-1913. Była to największa ówczesnie na świecie konstrukcja żelbetowa. Średnica hali to 130 m, wysokość 17 m, a rozpiętość kopuły 65 m. O niezwykłości konstrukcji niech świadczy fakt, że robotnicy, obawiając się o własne życie, odmówili demontażu szalunków. Wówczas Max Berg, przy pomocy przypadkowego przechodnia, któremu zapłacił 1 złotą markę, sam zaczął rozbierać deskowanie. Robotnicy dołączyli do niego dopiero wówczas, gdy przekonali się, że konstrukcja nie ulega awarii. Widok hali podczas wznoszenia pokazano na rys. 19. W 2006 r. Hala Stulecia została uznana za obiekt światowego dziedzictwa UNESCO.



Rys. 19. Hala stulecia podczas budowy w 1912 r. [W2]

Pomiędzy pierwszymi zastosowaniami żelbetu, a powstaniem teorii pozwalającej na obliczeniowe jego sprawdzenie mija 30 lat. W 1877 r. amerykański inżynier Thadeus Hyatt podał stosunek współczynników sprężystości betonu i stali równy 20 [60]. W swoich analizach traktował on żelbet jako zespół wewnętrznie statycznie niewyznaczalny, w którym o nośności decyduje odkształcenie każdego z materiałów.

Pierwszą przybliżoną i w dzisiejszym pojęciu błędną teorię, dotyczącą projektowania belek żelbetowych przedstawił Mathias Koenen w 1886 r. w pracy [39]. Przyjął on położenie osi obojętnej zginanej belki w połowie wysokości przekroju i liniowy rozkład naprężeń w strefie ściskanej z pominięciem wytrzymałości betonu na rozciąganie. Ten sposób obliczeń był stosowany do około 1900 r. W 1894 r. syn François Coigneta - Edmond Coignet wraz z Napoléonem de Tedesco opublikowali pracę [13], w której podali równanie kwadratowe określające położenie osi obojętnej w przekroju żelbetowym. W 1899 r. prof. Karl Wilhelm Ritter zaproponował paraboliczny opis naprężeń strefy ściskanej. W tym samym roku Ritter w pracy [64], analizował przyczepność betonu i stali w konstrukcjach

Francois Hennebique'a. Olbrzymie i wielce niedocenione na świecie zasługi w kształtowaniu teorii żelbetu miał Radca Dworu, profesor Politechniki Lwowskiej Maksymilian Thullie. W latach 1890÷1913 opublikował on po polsku i po niemiecku cały szereg prac studialno-badawczych [69]÷[104] (cytuje się tu te publikacje w celu unaocznienia ogromu pracy wykonanego przez prof. Thullie). Thullie proponuje między innymi opis wykresu naprężeń w strefie ściskanej betonu przy pomocy dwóch prostych i jako pierwszy podaje analityczne rozwiązania dla belkowego elementu żelbetowego w momencie zniszczenia (faza III). Zwieńczeniem badań i analiz prowadzonych przez prof. Thullie była książka „Teoria Żelbetu” opublikowana we Lwowie w 1915 r. [105]. W 1899 r. i w 1902 r., belg Paul Christophe w pracach [12] i [11] zaproponował sposób obliczania belek żelbetowych w zarysowanej fazie IIb. Christophe wprowadził trójkątny wykres naprężeń w strefie ściskanej i podał założenia metody naprężeń liniowych zwanej też metodą klasyczną. W 1903 r. prof. Karol Pomianowski publikuje tabele do obliczania płyt i belek żelazo-betonowych [53]. W latach 1904-1905 Maksymilian Tytus Huber publikuje prace [28]-[30] o obliczaniu belek żelbetowych. W 1914 r. w Polsce opublikowano obszerną pracę [17], zawierającą tablice do szybkiego wymiarowania konstrukcji żelbetowych.

W tablicy 1 podano kalendarium rozwoju betonu i żelbetu uwzględniające dokonania z dziedziny technologii, wykonawstwa i teorii betonu i żelbetu.

Tablica 1. Kalendarium rozwoju betonu i żelbetu

Rok	Wydarzenie
1678 r.	Joseph Moxon, pisał o ukrytym w wapnie palonym ogniu, który pojawia się po dodaniu wody
1779 r.	Bry Higgins uzyskał patent na cement hydrauliczny
1793 r.	John Smeaton odkrył wapno hydrauliczne
1796 r.	James Parker opatentował naturalny cement hydrauliczny zwany cementem Parkera lub cementem romańskim
1796 r.	Lesage wyprodukował tzw. cement naturalny na bazie otoczków
1810 r.	Edgar Dobbs otrzymał patent na hydrauliczne zaprawy
1810 r.	Johann Friedrich John rozpoczyna prace nad opisem procesu twardnienia wapna w odpowiedzi na zapytanie Holenderskiego Towarzystwa Naukowego
1811 r.	James Frost opatentował cement Frosta
1812-1813	Louis Vicat opracował sztuczne wapno hydrauliczne
1818 r.	Maurice St. Leger otrzymał patent na cement hydrauliczny
1820 r.	Canvass Whit opatentował w USA cement naturalny
1820-1821	John Tickell i Abraham Chambers otrzymali patenty na cement hydrauliczny
1822 r.	James Frost opracował sztuczne wapno hydrauliczne zwane cementem brytyjskim
1824 r.	Joseph Aspdin wynalazł cement portlandzki
1828 r.	pierwsze inżynierskie zastosowanie cementu portlandzkiego. Isambard Kingdom Brunel stosuje go do wypełnienia wyłomu w tunelu Tamizy
1828-1843	Dalsze wykorzystanie betonu z cementu portlandzkiego podczas budowy tunelu pod Tamizą w Londynie

1829-1830	Johann Nepomuk Fuchs opisuje proces twardnienia zapraw cementowych w wodzie
1833 r.	Wykorzystanie betonu z cementu portlandzkiego do budowy falochronu w Algierze
1836 r.	W Niemczech F. Panzer przeprowadził pierwsze systematyczne badania wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie
1843 r.	Firma J. M. Mauder, Son & Co. Otrzymała licencję na produkcję opatentowanego cementu portlandzkiego
1845 r.	Isaac Johnson spalił surowce do produkcji cementu portlandzkiego do temperatury klinkierowania
1848 r.	Joseph-Louis Lambot buduje żelbetowa łódkę
1849 r.	Pettenkofer oraz Fuches przeprowadzili pierwszą dokładną analizę chemiczną cementu portlandzkiego
1853 r.	Powstaje pierwsza w Polsce krótko działająca fabryka cementu naturalnego w Koźle pod Olkuszem
1853 r.	François Coignet buduje pierwszą na świecie konstrukcję z betonu zbrojonego - dom przy 72 rue Charles Michels w St. Denis
1857 r.	Powstaje pierwsza w Polsce fabryka cementu portlandzkiego w Grodźcu koło Będzina (5 w Europie i 6 na świecie)
1862 r.	Anglik Blake Stonebreaker opracował technologię miażdżenia klinkieru
1867 r.	Joseph Monier zabrał betonowe doniczki drutem, wprowadzając w życie ideę prętów zbrojeniowych z żelaza.
1871 r.	David Saylor uzyskał pierwszy amerykański patent na cement portlandzki
1875 r.	Joseph Monier buduje pierwszy na świecie żelbetowy most przez fosę zamku Chazelet we Francji
1877 r.	Thadeus Hyatt podaje stosunek współczynników sprężystości betonu i stali równy 20
1886 r.	Mathias Koenen opublikował pierwszą pracę naukową wyjaśniającą zasady pracy zbrojonych elementów zginanych
1886 r.	W Anglii wprowadzono pierwszy piec obrotowy, który zastąpił piec z trzonem pionowym
1887 r.	Francuz Henri Le Chatelier ustalił proporcje tlenków, aby przygotować odpowiednią ilość wapna do produkcji cementu portlandzkiego
1889 r.	Joseph Monier buduje pierwszy most kolejowy o konstrukcji żelbetowej
1890-1913	Prace prof. Maksymiliana Thullie dotyczące badań i teorii żelbetu
1891 r.	Powstaje pierwszy w Polsce żelbetowy most w Krakowie na rzece Rudawie
1891 r.	George Bartholomew zbudował pierwszą betonową ulicę w USA w miejscowości Bellefontaine w stanie Ohio
1894 r.	Edmond Coignet i Napoléone de Tedesco podali równanie kwadratowe określające położenie osi obojętnej w przekroju żelbetowym
1899 r.	Paul Christophe proponuje sposób obliczania belek żelbetowych w zarysowanej fazie lib.

1900 r.	Ustandaryzowano podstawowe badania cementu
1903 r.	W Cincinnati w stanie Ohio w USA zbudowano pierwszy betonowy wieżowiec
1903 r.	Karol Pomianowski publikuje tabele do obliczania belek żelbetonowych
1908 r.	Thomas Edison zbudował tanie, przytulne domy z betonu w miejscowości Union w stanie New Jersey
1909 r.	Thomas Edison uzyskał patent na piec obrotowy
1913 r.	Max Berg buduje we Wrocławiu Halę Stulecia. Była to największa ówczesnie na świecie konstrukcja żelbetowa. Średnica hali 130 m, wysokość 17 m, rozpiętość kopuły 65 m
1914 r.	Stefan Jurkowski wydaje pierwszą w Polsce książkę na temat żelbetu
1915 r.	Maksymilian Thullie wydaje obszerne opracowanie dotyczące teorii żelbetu
1920 r.	Powstają pierwsze polskie przepisy dotyczące mostów
1923 r.	Powstają pierwsze polskie przepisy dotyczące budownictwa
1928 r.	Eugène Freyssinet opracowuje technologię produkcji wstępnie sprężonych elementów strunobetonowych
1930 r.	Wprowadzono środki napowietrzające w celu poprawy odporności betonu na uszkodzenia spowodowane zamarzaniem/rozmarzaniem
1936 r.	Powstają pierwsze duże zapory betonowe, tj. Zapora Hoovera (wówczas największa na świecie elektrownia wodna) i Zapora Grand Coulee
1964 r.	W Szwajcarii powstaje wówczas największa na świecie żelbetowa zapora wodna Grande Dixence. Położona na wysokości 2683 m n.p.m. Wysoka na 285 m
1970 r.	Opracowano zbrojenie włóknami w betonie

3. Zalecenia dotyczące betonu z krajowej literatury

Wytyczne dotyczące cementu i betonu pojawiają się w krajowych drukach zawartych od końca XIX wieku. Początkowo nie przywiązywano dużej wagi do wytrzymałości betonu, a jego skład podawano najczęściej w proporcjach objętościowych. Z czasem jednak zaczęło się to zmieniać. Pojawiły się wzory uwzględniające wytrzymałość cementu i stosunek wagowy cementu i wody. Poniżej zamieszczono przegląd wytycznych i wymagań publikowanych w krajowej literaturze (druki zwarte). Przegląd zawiera publikacje od końca XIX wieku do lat czterdziestych wieku XX. Późniejsze publikacje koncentrują się już na omawianiu zaleceń normowych.

Władysław Hirszel znany polski architekt opublikował w 1876 r. pracę [27], w której po raz pierwszy wspomina się cement portlandzki. Hirszel opisuje wyniki badań niemieckich na murowanych belkach z 1848 r., oraz wyniki badań próbek cementu na rozciąganie. Wspomina też o doświadczeniach z krajowym cementem wytwarzanym w Grodźcu pod Będzinem i w miejscowości Koziel pod Sławkowem. Hirszel pisze tak: „cement krajowy zarobiony wodą na gęstą masę nie wiele się zagrzewa, z piaskiem pomieszany, tęższe po upływie pół godziny i z tego powodu w niewielkich ilościach na zaprawę przerobiony, daje się wygodnie do robót użyć; pod wodą nabywa wielkiej twardości, przymieszka jednak piasku zmniejsza jego siłę spójności”. Hirszel widzi zatem zastosowanie cementu portlandzkiego jedynie do zapraw.

Jednym z najstarszych podręczników akademickich są wykłady Bisantza z lat 1893-1898 [3]. Bisantz nie wspomina o betonie, podaje jednak informacje na temat cementu portlandzkiego. Rozróżnia on cementy portlandzkie szybko, średnio lub wolno wiążące. Cement szybko wiążący to taki, który zaczyna tężeć po 10 minutach, a wolno wiążący po kilku godzinach. Do badań cementu na rozciąganie Bisantz zaleca używać próbek o powierzchni przekroju 5 cm^2 , a do badań na ściskanie kostek o powierzchni przekroju 50 cm^2 i długości boku $7,07 \text{ cm}$. Próbkę należało przechowywać przez dobę w wodzie, a następnie w warunkach powietrzno-suchych. Badanie Bisantz zaleca wykonywać po 28 dniach. Wolno i średnio wiążący cement portlandzki powinien mieć po 28 dniach wytrzymałość równą 150 kg/cm^2 , a cement szybko wiążący 120 kg/cm^2 . Bisantz przydatność cementu portlandzkiego widzi w zaprawach murarskich i tynkarskich, a dodatkowo wskazuje na możliwość użycia cementu w produkcji cementowo-piaskowych cegieł.

Inżynier Jakób Helipern, redaktor Przeglądu Technicznego, w książce [25] opublikowanej w 1896 r. opisuje beton (prawdopodobnie po raz pierwszy w krajowym druku zwartym) jako mieszaninę „zaprawy z kamykami (piaskiem, żwirem, lub szabrem). Helipern dzieli betony na powietrzny (wapienny) i wodotrwały na zaprawie z cementu portlandzkiego. Przez „kamyki” Helipern rozumie żwiry rzeczne, kopalne, albo też „szaber, czyli kamienie rodzime lub sztuczne, umyślnie tłuczone na kawałki odpowiedniej wielkości. Jeżeli szaber ma być przygotowany z cegły, to cegła ta winna być dobrze wypalona, gdyż niedopalona nie ma dostatecznej wytrzymałości, a przepalona i na powierzchni zeszlona wiąże się źle z zaprawą”. Helipern podje, za badaniami Dyckerhoff'a, że dla betonów z zaprawy cementu z portlandzkiego i żwiru najkorzystniejszymi są stosunki objętościowe cementu do żwiru do piasku: 1:2:5; 1:3 :6,5; 1:4 :8,5; 1:6:12. Dla betonów wapienno-cementowych Helipern zaleca stosunki objętości cementu do ciasta wapiennego do piasku do żwiru: 1:1:6:12; 1:1:5:9. Odnośnie wytrzymałości betonu Helipern, za Dyckerhoffem, podje, że:

- Wytrzymałość betonu przygotowanego ze żwiru na zaprawie cementowej czystej (bez piasku) jest znacznie mniejsza aniżeli betonu na zaprawie z odpowiednią ilością piasku.
- Wytrzymałość betonu ze żwiru na zaprawie cementowej jest nie mniejszą aniżeli wytrzymałość samej zaprawy cementowej, w taki sam sposób przygotowanej.
- Zmniejszanie ilości żwiru przy jednoczesnym zwiększeniu ilości zaprawy nie jest korzystne, bo wytrzymałość na ściskanie betonu niewiele się zwiększa, gdy tymczasem koszt betonu wzrasta znacznie. Przy użyciu żwiru, wykazującego 35% przestrzeni pustych, można brać na 1 objętość cementu przynajmniej dwa razy więcej żwiru aniżeli piasku; gdyż wytrzymałość betonu, o stosunku cementu do piasku do żwiru jak 1:4:8,5, jest prawie identyczna, jak znacznie droższego betonu o stosunku 1:4:5.
- Poczynając od końca pierwszego miesiąca tężenia wytrzymałość na ściskanie betonu wzrasta stopniowo i znacznie do końca miesiąca siódmego, przy czym przyrost wytrzymałości jest tym większym, im chudsza jest zaprawa. Przyrost wytrzymałości wynosi: przy użyciu zaprawy cementowej o stosunku cementu do piasku 1:3 około 30%, przy użyciu takiejże zaprawy o stosunku 1:4 około 40%, a przy użyciu zaprawy wapienno-cementowej, o stosunku cementu do ciasta wapiennego do piasku jak 1:1 :6, około 85%.

Helipern zwraca ponadto uwagę, że „wytrzymałość na rozciąganie betonu jest około 10 razy mniejszą od wytrzymałości na ściskanie. Z tego powodu części konstrukcyjne z betonu (mury zwykłe i oporowe, filary, sklepienia, przyczółki i t.p.) winny mieć kształt taki, ażeby możebnie podlegały tylko naprężeniom ściskającym. Współczynnik bezpieczeństwa dla

betonu ubijanego winien wynosić nie mniej aniżeli 10, nawet gdy beton przygotowany jest bardzo starannie z materiałów wyborowych”.

Jako zastosowanie betonu Helipern podaje fundamenty, filary, schody, pułapy ogniotrwałe, jastrychy, kanały miejskie, cysterny, zbiorniki dla wody i gazów, beczki do wina oraz elementy prefabrykowane, a zwłaszcza płyty chodnikowe i posadzkowe, słupki ozdobne, oraz różne ozdoby architektoniczne, jako to: głowice kolumn, wazony, figury. Helipern zwraca również uwagę, że do murów nadziemnych, wystawionych na częste zmiany wilgoci i suszy, beton nie jest odpowiedni.

Helipern wspomina również o tzw. betonach Coigneta i betonach cementowych ze szkieletem żelaznym (konstrukcje Moniera). Zwraca uwagę, że „beton Coignet’a ma zastosowanie do wznoszenia murów zarówno w domach mieszkalnych jako też w zabudowaniach gospodarczych, do budowy piwnic, dolów kloacznych, murów oporowych i nadbrzeżnych, sklepień i t.p., oraz do fundamentów pod maszyny, do budowy kanałów, do układania chodników i t.p. Nadto wyrabiane są z tego betonu zbiorniki do cieczy i gazów, cysterny i t. p., oraz kamienie sztuczne, a zwłaszcza kostki do murów, płyty chodnikowe i posadzkowe”. W przypadku konstrukcji Moniera Helipern pisze, że „możliwość tworzenia połączeń trwałych żelaza z zaprawą cementową polega na znacznej sile wiążącej zaprawy cementowej z żelazem, na niemal jednakowej rozszerzalności obu materiałów pod wpływem zmian temperatury i na dostatecznym zabezpieczeniu żelaza od rdzewienia. Współczynniki rozszerzalności żelaza kutego i zaprawy cementowej, ... , są prawie jednakowe, to też pod wpływem zmian temperatury powietrza nie powinny by pojawiać się naprężenia szkodliwe dla trwałości i wytrzymałości konstrukcji Monier’a” i dalej: „Betony zwykłe bez szkieletu żelaznego przy znacznej wytrzymałości na ściskanie mają bardzo małą wytrzymałość na rozciąganie, wskutek czego kształty konstrukcji betonowych muszą być oznaczane w ten sposób, ażeby w konstrukcjach tych naprężenia rozciągające wcale nie pojawiały się, lub ażeby przynajmniej nie przekraczały pewnej nieznacznej wielkości. Natomiast kształty konstrukcji Monier’a mogą być znacznie dowolniejsze, gdyż konstrukcje te znoszą pewne, dość znaczne nawet, naprężenia rozciągające”.

W 1913 r. Mieczysław Patzer wydał pracę [51] opracowaną według wykładów profesora Politechniki Warszawskiej Czesława Domaniewskiego, naczelnego architekta Warszawy, głównego architekta Kolei Warszawsko-Wiedeńskiej i Kolei Warszawsko-Kaliskiej, a także dziekana Wydziału Architektury Politechniki Warszawskiej. Wyróżnił on dwa rodzaje konstrukcji betonowych - konstrukcje ze ścian ubijanych z betonu bez dodatku żelaza i konstrukcje żelazo-betonowe. Do konstrukcji żelazo-betonowych używa się betonu z drobnego żwiru granitowego, lub drobno słuczonego granitu (około 2 cm. Średnicy). Profesor Domaniewski podkreślał w wykładach zasadę racjonalności konstrukcji żelbetowych, tj. porównywalnych współczynników rozszerzalności termicznej betonu i stali. Proponuje następujące stosunki objętościowe składników (cement:piasek:żwir) 1:2:6 i 1:3:8.

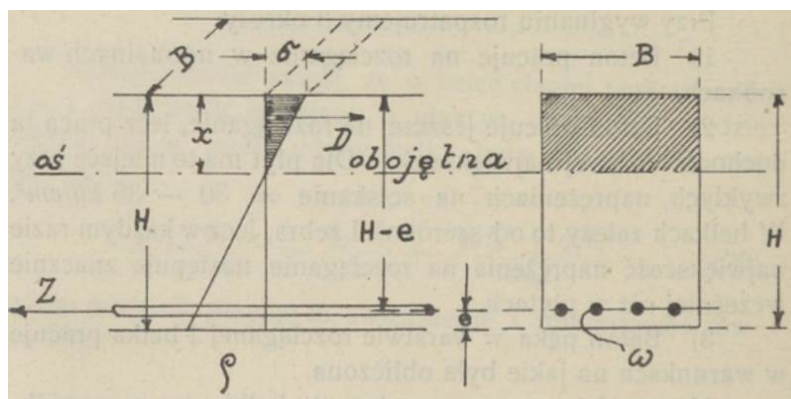
W 1914 r. inż. Stefan Jurkowski opublikował pierwszą w kraju książkę do żelbetu [34]. Zawarł w niej swoje wykłady prowadzone w Towarzystwie Kursów Naukowych. Jurkowski podaje tablicę zużycia materiałów na 1 m³ betonu (tabl. 2).

Tablica 2. Zużycie materiałów na 1 m³ betonu wg Jurkowskiego [34]

Proporcja	Cement		Piasek litr	Żwir litr
	kg	litr		
1	2	3	4	5
1:2:4	320	225	450	900
1:2½:4	288	203	506	810
1:2½:4½	271	191	477	856
1:2½:5	256	180	450	900
1:3:6	213	150	450	900
1:4:8	161	113	450	900

Jurkowski podaje, że według przepisów rosyjskich wytrzymałość betonu suchego ubijanego po 28 dniach powinna być nie mniejsza niż 150 kg/cm² (14,71 MPa). Beton monolityczny (plastyczny) ma po 28 dniach wytrzymałość 100-120 kg/cm², a po trzech miesiącach dochodzi do 200 kg/cm². Zdaniem Jurkowskiego dla podanych wyżej proporcji średnio można przyjmować wytrzymałość betonu na poziomie 180 kg/cm² (17,65 MPa). Współczynnik bezpieczeństwa dla stosowanej wówczas metody naprężeń liniowych wynosił dla elementów ściskanych 6, a dla elementów zginanych 4,5, stąd w projektowaniu żelbetowych elementów ściskanych przyjmowano wytrzymałość betonu równą 30 kg/cm² (2,94 MPa), a przy projektowaniu elementów zginanych przyjmowano wytrzymałość na poziomie 40 kg/cm² (3,92 MPa). W przypadku płyt Jurkowski zaleca przyjmować wytrzymałość betonu na poziomie 20-25 kg/cm².

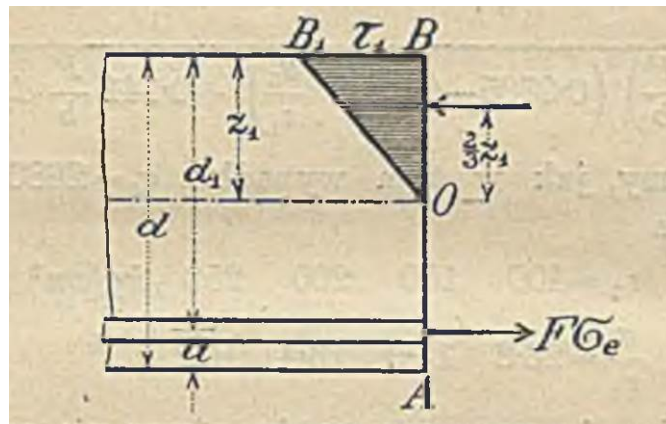
Jurkowski podkreśla rolę przyczepności stali do betonu oraz podobnych współczynników rozszerzalności termicznej obu materiałów. Opisuje teorię zginania elementów żelbetowych, sposoby projektowania słupów, płyt jednokierunkowo i krzyżowozbrojonych, belek pojedynczo i podwójnie zbrojonych, belek teowych oraz obliczanie ścinania i rozciągania elementów żelbetowych. Na rys. 20 pokazano przyjęty przez Jurkowskiego rozkład naprężeń w przekroju pojedynczo zbrojonej belki żelbetowej. Jurkowski podaje również tablice do uproszczonego projektowania oraz przykłady obliczeniowe.



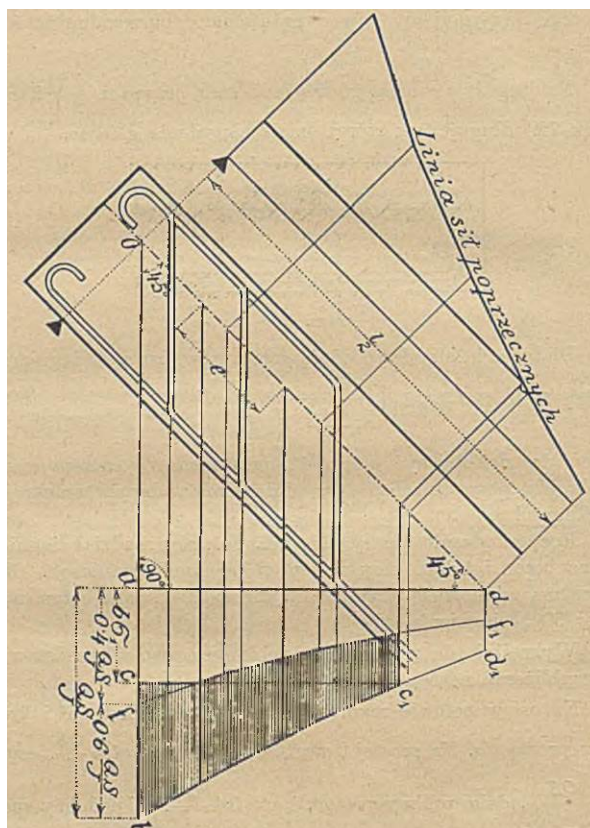
Rys. 20. Rozkład naprężeń w przekroju belki pojedynczo zbrojonej przyjęty przez Jurkowskiego [34]

W dalszej części książki [34] Jurkowski podaje zasady projektowania stóp fundamentowych, stropów, schodów, zbiorników, ścian oporowych oraz żelbetowych sklepień i kopuł. Dalej opisuje zasady wykonawstwa i kosztorysowania robót. Jurkowski podaje również ciekawe wymagania konstrukcyjne. W przypadku słupów zaleca, aby procent zbrojenia wynosił minimum 1% przekroju poprzecznego i nie więcej niż 2%. Jako strzemiona w słupach zaleca stosować drut średnicy 3/16" (4,76 mm) co 25 cm, a przy większych słupach 3/8" (9,53 mm). Płyty stropowe międzyżebrowe Jurkowski zaleca przyjmować o grubości 8-12 cm. Stropy krzyżowo zbrojone zaleca on stosować w magazynach i fabrykach. W belkach i płytach wkładki zbrojeniowe Jurkowski zaleca wyginać ku górze w odległości 1/5 rozpiętości z uwagi na występowanie w tych miejscach momentu zerowego. W płytach jednokierunkowo zbrojonych zaleca zastosowanie zbrojenia rozdzielczego z drutu 3/16" co 30÷40 cm. Zakład zbrojenia w płytach przyjmuje 25 cm z owinięciem drutem 3/16". W przypadku belek drut do owinięcia strefy zakładu powinien mieć grubość 1 mm, ewentualnie można zastosować spawane połączenie prętów. Nie dopuszcza się stosowania połączenia na zakład w środku belki. W żebrach zalecił stosować strzemiona o średnicy 1/4" (6,35 mm), a w podciągach 3/8" (9,53 mm) lub 1/2" (12,7 mm). Strzemiona w belkach należało rozmieszczać w rozstawach (licząc od podpory): 4, 6, 8, 10, 12, 16, 20, i dalej co 25 cm do środka przęsła. W środku rozpiętości należało stosować pręty górne z drutu 3/16" (4,76 mm).

W 1915 r. prof. Maksymilian Thullie publikuje swoją „Teorię Żelbetu” [105]. Jak już wspomniano w punkcie 2 publikacja ta została poprzedzona licznymi artykułami w prasie krajowej i niemieckiej. W części dotyczącej betonu zamieszczono wyniki licznych badań prowadzonych na świecie oraz analizę wpływ cementu, wody, kruszywa, zmian naprężenia i wielkości próbek na wytrzymałość na ściskanie. Thullie stwierdza, że *„wpływ stosunku mieszaniny betonu (na wytrzymałość betonu – przyp.) jest tak znaczny, że rozporządzenie austriackie z r. 1911 wedle niego normuje natężenia dopuszczalne, przepisując pewną najmniejszą wytrzymałość”*. Dalej Thullie analizuje sprężystość betonu i stali oraz przyczepność obu tych materiałów. Analizy te są poparte licznymi wynikami badań. Thullie opisuje fazy zniszczenia zginanego przekroju żelbetowego i dla poszczególnych faz wyprowadza równania równowagi przekrojów: prostokątnego pojedynczo i podwójnie zbrojonego oraz teowego. W przypadku fazy IIb zwraca uwagę na przybliżony sposób obliczeń Christopha. W fazie III Thullie proponuje przyjęcie trójkątnego rozkładu naprężeń w strefie ściskanej betonu (rys. 21). Następnie Thullie opsuje siły ścinające w fazie I i II i sposób obliczenia strzemion. W dalszej części książki analizuje przekroje osiowo i mimośrodowo ściskane oraz wykreślne sposoby określania osi obojętnej w elementach zginanych oraz w elementach ściskanych mimośrodowo. Na rys. 22 pokazano wykreślne sposoby rozdziału prętów odginanych w strefie przypodporowej belki. W przedostatnim rozdziale prof. Thullie analizuje sposoby przyjęcia wymiarów konstrukcji ze względu na koszty, a w ostatnim sposoby obliczeń ugięć belek jednoprzęsłowych i ciągłych, dźwigarów, ram, płyt podpartych na dwóch lub czterech krawędziach i sklepień.

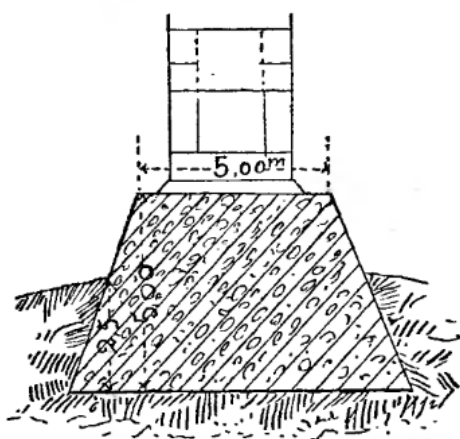


Rys. 21. Rozkład naprężeń przyjęty przez Thullie [105] w III fazie pracy przekroju żelbetowego



Rys. 22. Wykreślny sposób konstruowania prętów odginanych w strefie przypodporowej belki według prof. Thullie [105]

Polski inżynier i architekt Karol Iwanicki wydał w 1917 r. książkę [31]. Po raz pierwszy opisano w niej fundamenty betonowe (rys. 23), które zaleca się wykonywać o przekroju trapezowym. Odnośnie samego betonu Iwanicki zaleca przyjmować proporcje (c:p:ż) 1:2½:4.



Rys. 23. Fundament betonowy według Iwanickiego [31]

W 1922 r. opublikowano skrót wykładów prof. Józefa Frdorowicza [21]. Podobnie jak poprzednicy przytacza on wiele wyników badań betonów prowadzonych na świecie, unika jednak uogólnień w tym zakresie.

Konstanty Haller, pułkownik saperów i inżynier Wojska Polskiego II RP wydał w 1924 r. na własny koszt książkę [24]. Podaje on tablicę (tabl. 3), w której zamieszcza wytrzymałości betonu w zależności od proporcji składników. Badania Haller zaleca prowadzić na kostkach 30x30x30 cm, po 28 dniach przechowywaniu w wilgotnym piasku w temperaturze +15°C. W kolejnej tablicy (tabl. 4) podaje on również naprężenia dozwolone stosowane do obliczeń metoda naprężeń liniowych.

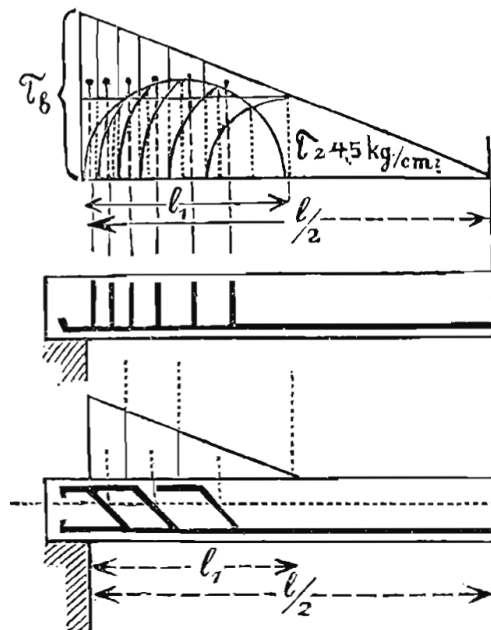
Tablica. 3. Wytrzymałość betonu w zależności od składu według Hallera [24]

Proporcje składu betonu			Minimalna wytrzymałość, kg/cm ²
Cement	Piasek	Żwir lub szaber	
1	1,5	2	170
1	2	3	150
1	2	4	130

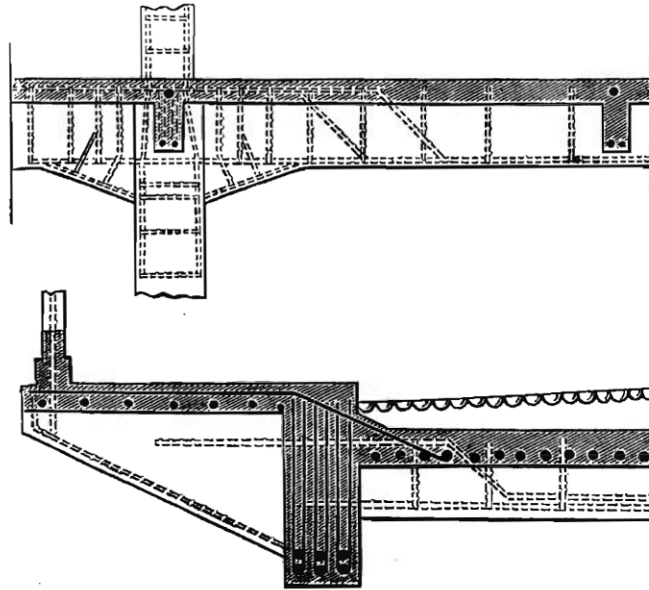
Tablica 4. Naprężenia dozwolone dla betonu w kg/cm^2 według Hallera [24]

Analizowane siły wewnętrzne	Stropy w budynkach nie narażone na działanie mrozu			Mosty i budynki narażone na działanie mrozu, płynów, gazów		
	Proporcje objętościowe składników					
	1:1½:2	1:2:3	1:2:4	1:1½:2	1:2:3	1:2:4
Ściskanie mimośrodowe	35	30	25	30	25	20
Ściskanie jednostajne	30	25	20	25	20	15
Rozciąganie	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5
Ścinanie	4,5	4,0	3,5	4,0	3,5	3,0
Przyczepność betonu i stali	4,5	4,0	3,5	4,0	3,5	3,0

Haller opisuje teorię zginania żelbetu, rozpisuje warunki równowagi w przekrojach belek prostokątnych pojedynczo i podwójnie zbrojonych oraz teowych. Podaje również zasady obliczania strzemion lub prętów odgiętych (rys. 24). Podobnie jak w książce Jurkowskiego w publikacji zamieszczono tablice do uproszczonego projektowania analizowanych elementów żelbetowych oraz przykłady obliczeń tych elementów. Haller podaje ponadto przykłady zbrojenia wybranych konstrukcji żelbetowych. Przykłady te pokazano na rys. 25.

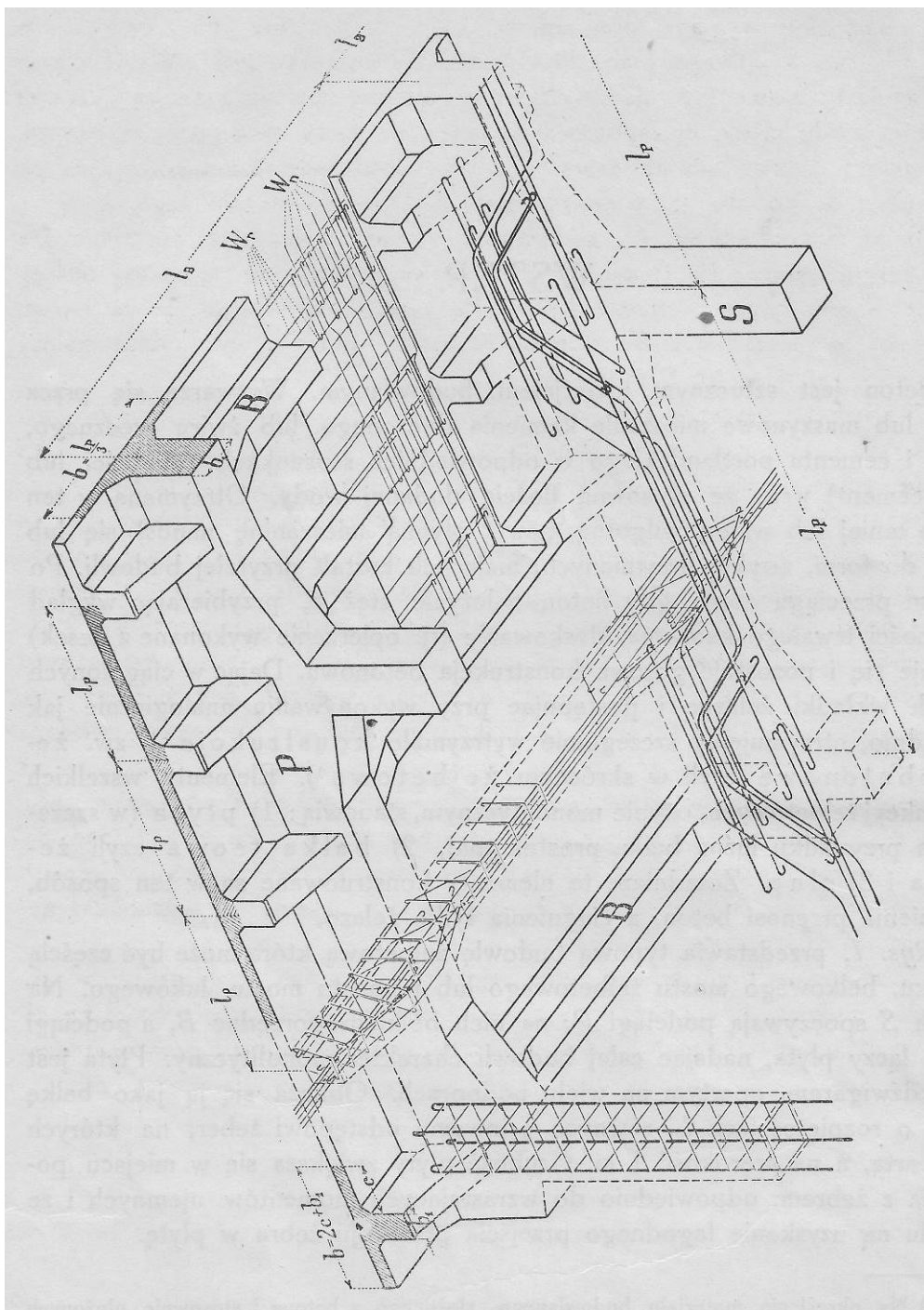


Rys. 24. Zasady doboru strzemion lub prętów odgiętych w strefie przypodporowej belki [24]

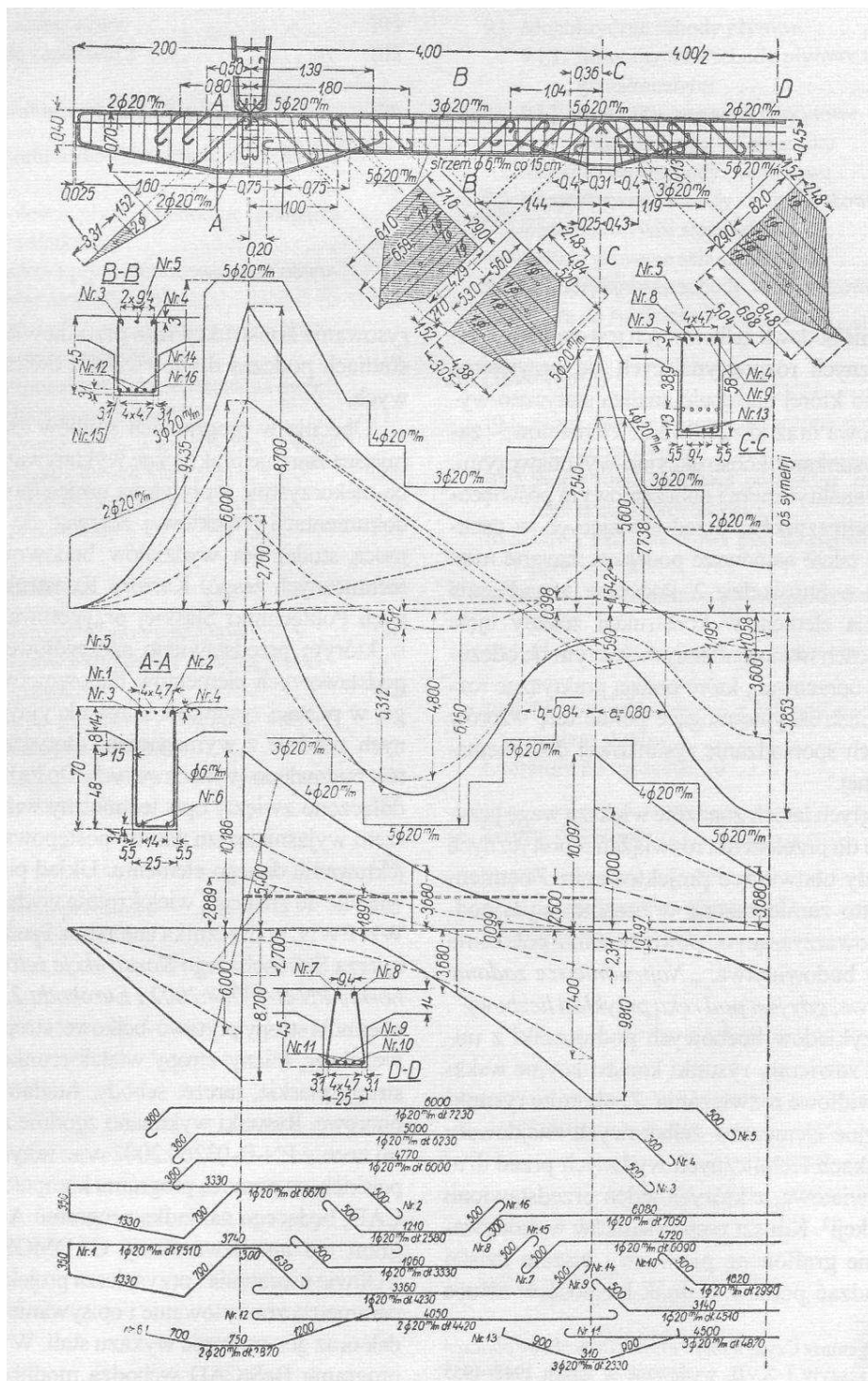


Rys. 24. Przykłady zbrojenia konstrukcji żelbetowych według Hallera [24]

Spośród wielu publikacji zwartych wydanych na początku XX wieku na uwagę zasługuje dwuczęściowy podręcznik profesora Politechniki Lwowskiej Adama Kuryły z 1925 r. (część I [42]) i z 1932 r. (część II [44]) oraz tablice do projektowania z 1925 r. [41] i 1927 r. [43]. W części I podręcznika Kuryło opisuje materiały, teorię zginania, wyniki badań i zasady projektowania. Część ta zawiera tablice uproszczonego projektowania i liczne przykłady obliczeniowe, w tym kompletny projekt konstrukcji żelbetowego magazynu kolejowego. W części II omówiono konstrukcje stropów, schodów, ścian, dachów, zbiorników na ciecze i materiały sypkie, kominów, mostów i przepustów oraz ścian oporowych. Na rys. 25 pokazano „typową budowlę żelbetową, która, jak pisze Kuryło „może być częścią budynku belkowego mostu żelbetowego lub pomostu mostu łukowego. Na słupach *S* spoczywają podciąg *P*; na nich belki drugorzędne *B*, a podciąg i belki łączy płyta, nadając całej budowli charakter monolityczny”. Na rys. 26 pokazano przykład projektowania belki drugorzędnej.



Rys. 25. Typowa budowla żelbetowa [42] (opis w tekście)



Rys. 26. Projektowanie belki drugorzędnej [42]

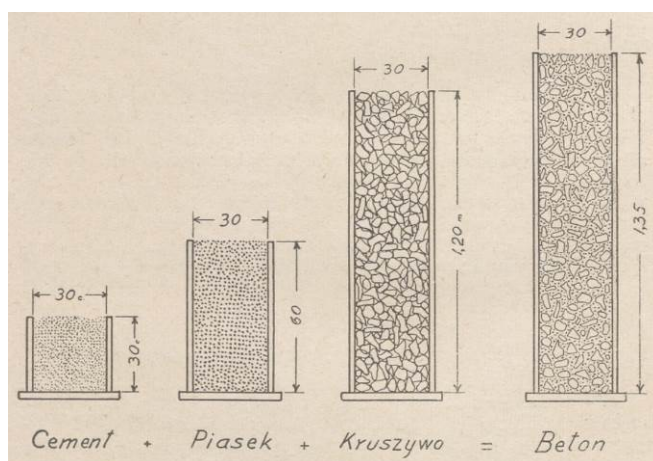
W załączniku do części II [44] Kuryło zamieścił ustalony w marcu 1932 r. projekt zmiany przepisów dotyczących obliczeń statycznych konstrukcji żelbetowych, przygotowany przez Radę Cementową powołaną w charakterze organu doradczego przez Związek Polskich Fabryk Cementu Portlandzkiego. Zalecenia przyjęte w tym dokumencie opisano szerzej w punkcie 4.

W 1926 r. inż. Jan Zaus opublikował w Poznaniu podręcznik [106] do projektowania konstrukcji żelbetowych. Podręcznik oparto na Przepisach Ministerstwa Robót Publicznych dotyczących robót żelbetowych. W zakresie wytrzymałości betonu Zaus podaje przykładowe wyniki badań uzyskane podczas budowy różnych obiektów w Poznaniu i okolicach (tabl. 5). W dalszej części podręcznika podaje on, podobnie jak poprzednicy, sposoby wymiarowania elementów żelbetowych oraz przykłady obliczeń konstrukcji.

Tablica 5. Wytrzymałości betonu uzyskiwane na poznańskich budowach w latach 20-tych XX wieku [106]

Proporcje składników cement:pospółka lub cem.:piasek:pospółka	Pochodzenie pospółki	Pospółka płukana lub nie	Wytrzymałość kostkowa (nie podano wymiarów kostek), kg/cm ²	
			Po 7 dniach	Po 27 dniach
Budowa mostu Bolesława Chrobrego w Poznaniu				
1:4	Czerwonak	tak	103	191
1:4	Główna	nie	-	244
1:4	Rzeka Warta	-	81	183,5
1:5	Główna	nie	61,3	190
1:6	Czerwonak	tak	-	113,7
1:2:3	Czerwonak	nie	132,6	198,5
1:2:4,5	Czerwonak	nie	92	-
1:2,5:2,5	Czerwonak	nie	100	-
1:3,5:2,5	Czerwonak	nie	132,5	260
Budowa fabryki papierosów „Sarmatia” w Poznaniu				
1:4,5	-	nie	-	173,3
Budowa mostu pod Bogusławiem				
1:8	Bohnowo	nie	41	-
1:8	Tursko	nie	35,4	-
1:6	Bohnowo	nie	53,4	124,5
1:6	Tursko	nie	71	-
1:4	Bohnowo	nie	64	-
Budowa kościoła Zmartwychwstania Pańskiego w Poznaniu				
1:4	-	nie	186	287
1:3	-	nie	-	401
Budowa fabryki papieru na Malcie w Poznaniu				
1:3	-	nie	217	303,8
Budowa domu administracyjnego zakładów użyteczności publicznej w Poznaniu				
1:4	-	nie	-	244

W 1928 r. Związek Polskich Fabryk Portland Cementu wydał broszurę [54], a w 1930 r. kolejną broszurę [56]. W pracach tych w sposób przystępny opisano zasady wykonywania konstrukcji betonowych i żelbetowych. Na rys. 27 pokazano składniki betonu o proporcji 1:2:4, a na rys. 27 sposób wykonywania próby czystości piasku.



Rys. 27. Mieszanka o proporcjach składników 1:2:4 [54], [56]

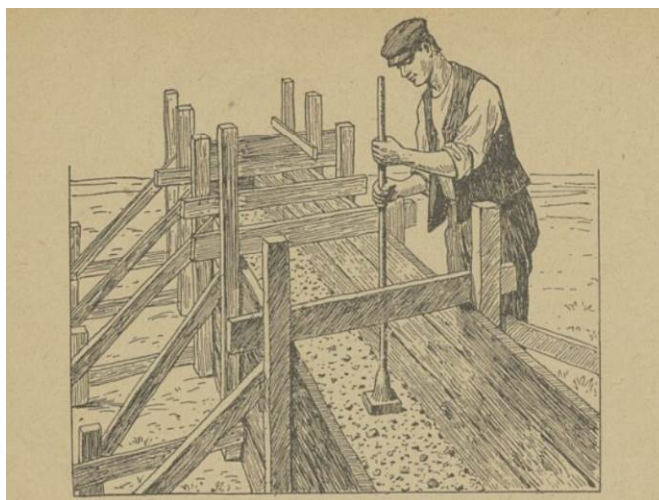


Rys. 28. Sposób sprawdzenia czystości piasku do betonu [54]

W zależności od przeznaczenia w [54] podano, za wytycznymi amerykańskimi, zalecane proporcje składników betonu (cement:piasek:kruszywo):

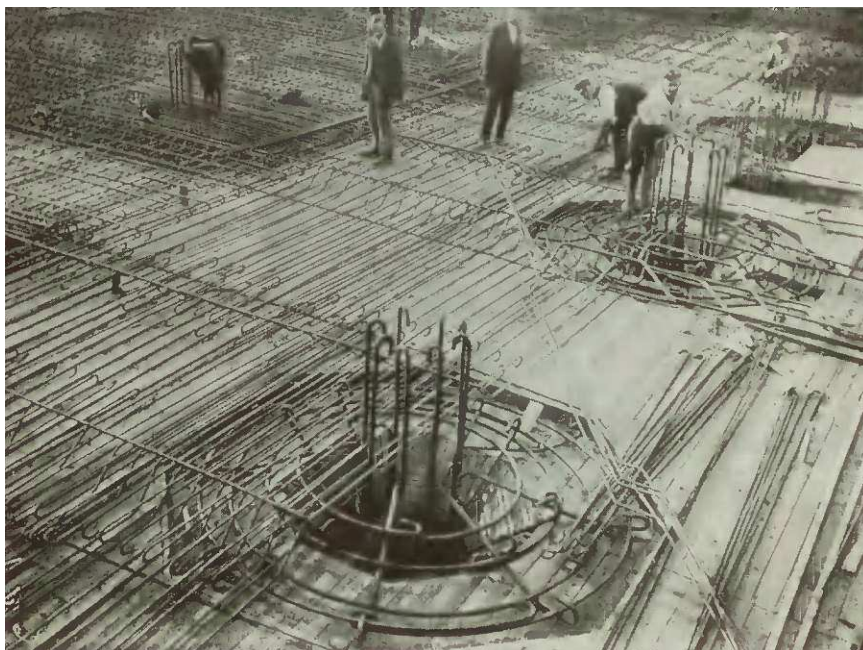
- 1:1:1 – warstwy nośne w korytarzach i podłogach – wystawionych na działanie wózków ciężarowych (w fabrykach, spichrzach itd.). Największa średnica kruszywa ½ cala.
- 1:1:1½ – górne warstwy nośne nawierzchni ulic, zabudowane z 2 warstw betonu. Największa średnica kruszywa ¾ cala.
- 1:2:3 – jednowarstwowe nawierzchnie betonowe ulic i dróg poza miastem (największa średnica kruszywa 3 cale), chodniki dla pieszych, podłogi piwnic i tarasy, stopnie schodów (największa średnica kruszywa 1½ cala), ściany piwniczne wystawione na wilgoć (największa średnica kruszywa 1½ cala), progi, nadproża i kamienie podokienne – nieotynkowane (największa średnica kruszywa 1 cal), kręgi studzienne i koryta do pojenia bydła, szamba (największa średnica kruszywa 1 cal), zbiorniki wodne (największa średnica kruszywa ¾ cala), żelazobetonowe filary (największa średnica kruszywa 1 cal).
- 1:2:4 – ściany oporowe, stropy, belki, słupy zbrojone (największa średnica kruszywa 1 cal) dźwigary łukowe przy mostach i przepustach (największa średnica kruszywa 1½ cala), fundamenty pod ciężkie maszyny, podlegające udarom i drganiom (największa średnica kruszywa 2 cale), konstrukcje wystawione stale na drgania (największa średnica kruszywa 1½ cala), żelbetowe rury kanalizacyjne (największa średnica kruszywa ½ cala).
- 1:2½:4 – ściany magazynów zboża, węgla, paszy kiszonej (w silosach), ściany budynków, nieotynkowane zaprawą cementową, ściany w piwnicach i dołach, narażone na zawilgocenie, ale nie na ciśnienie wody (największa średnica kruszywa 1½ cala), podłoża betonowe pod podłogi i pod bruki ulic i szos (największa średnica kruszywa 3 cale).
- 1:2½:5 – ściany budynków, tynkowane zaprawą cementową, podłoża chodników i podłóg, nie wystawionych na większe obciążenia (największa średnica kruszywa 1½ cala), ściany w piwnicach i fundamentach, nie narażone na przenikanie wód gruntowych, fundamenty pod małe maszyny (największa średnica kruszywa 2 cale).
- 1:3:6 – ściany masywne i duże fundamenty (największa średnica kruszywa 3 cale).

W broszurze [56] powtórzono część zaleceń z pracy [54]. Na rys. 29 pokazano sposób wykonywania betonu ubijanego.



Rys. 29. Wykonywanie betonu ubijanego [56]

W 1929 r. spółka „Żelazo-Beton” opublikowała pracę [55] dokumentującą jej ważniejsze dokonania w latach 1919-1929. Opisano i pokazano na fotografiach liczne realizacje (12 wież ciśnieni, ponad 200 mostów, wiele fabryk, zbiorników i silosów oraz domów mieszkalnych). Świadczy to o ogromnym rozwoju konstrukcji żelbetowych w Polsce na początku XX wieku. Na rys. 30 pokazano zbrojenie stropów grzybkowych podczas budowy fabryki karabinów maszynowych w Warszawie.



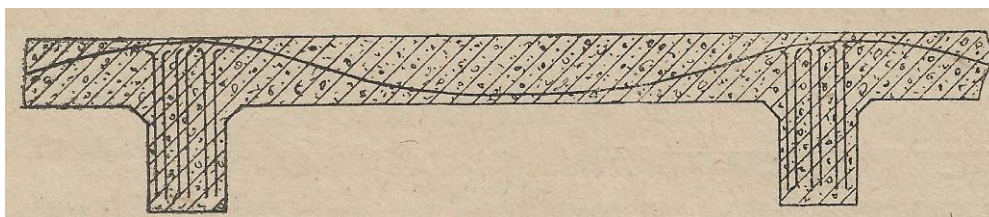
Rys. 30. Zbrojenie stropów grzybkowych – budowa fabryki karabinów maszynowych w Warszawie [55]

Polski inżynier architekt Dionizy Krzyczkowski wydaje w 1929 r. książkę [40]. Podaje on w niej najpowszechniejsze stosunki objętościowe (cemet:piasek:żwir) do wykonywania betonów:

- 1:1:2 – beton najmocniejszy, do robót specjalnych,
- 1:2:4 – beton mocny,
- 1:3:5 – beton zwykły, do fundamentów, posadzek
- 1:4:6 – beton do fundamentów niezbyt obciążonych, do jastrychów.

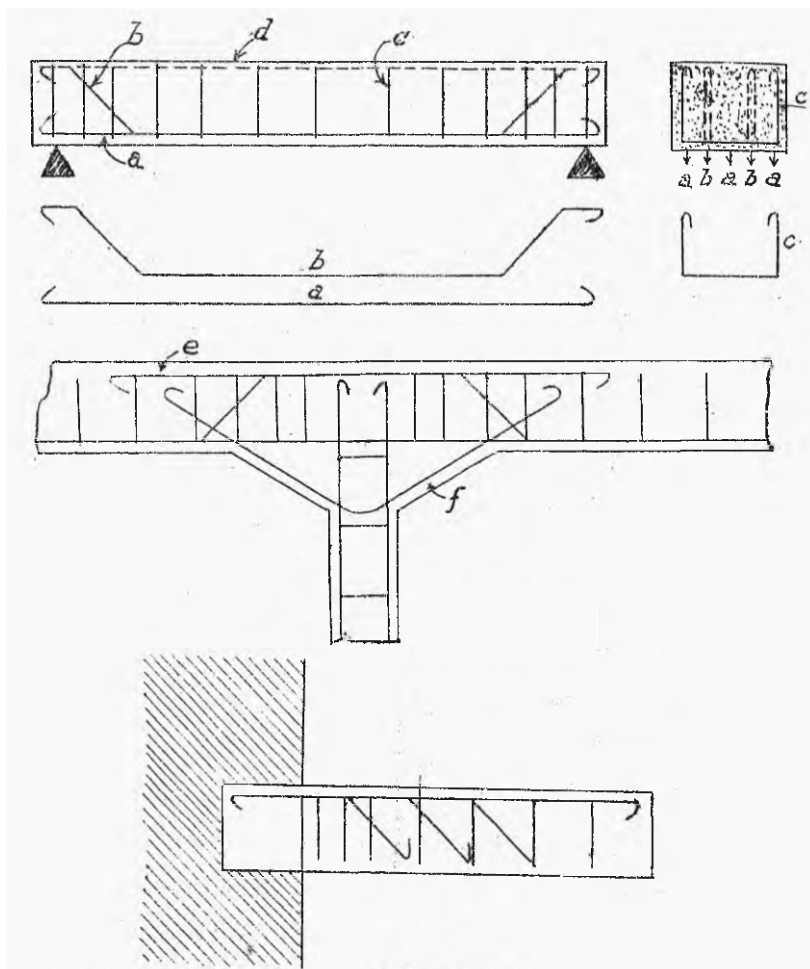
Krzyczkowski opisuje technologię betonowych ścian ubijanych, a w wydaniu II z 1932 r. również ściany zbrojone. Opisuje i podaje przykłady obliczeń stropów systemu Moniera, z prefabrykowanych płyt betonowych na belkach stalowych, systemu Melana, systemu Hennebiqą, systemy Vistiniego i systemu Wayssa.

W 1930 r. inż. Włodzimierz Dziakiewicz, pułkownik saperów Wojska Polskiego, publikuje książkę [20]. Podobnie jak poprzednicy opisuje w niej teorię żelbetu i podje przykłady obliczeń płyt, belek i słupów. Co ciekawe Dziakiewicz rekomenduje, inaczej jak np. Kuryłło, układanie zbrojenia w płycie stopowej zgodnie z trajektoriami naprężeń rozciągających (rys. 31).



Rys. 31. Zbrojenie płyty stropowej według Dziakiewicza [20]

W 1930 r. powstaje również III poprawione wydanie podręcznika profesora Politechniki Warszawskiej Wacława Juliana Paszkowskiego [49]. Autorzy niniejszej pracy nie dotarli niestety do wydań wcześniejszych. W pracy [49] opisano sposoby obliczania, konstruowania i wykonywania elementów żelbetowych. Na rys. 32 pokazano proponowane przez prof. Paszkowskiego sposoby zbrojenia belki, strefy przypodporowej belki ciągłej oraz wspornika.



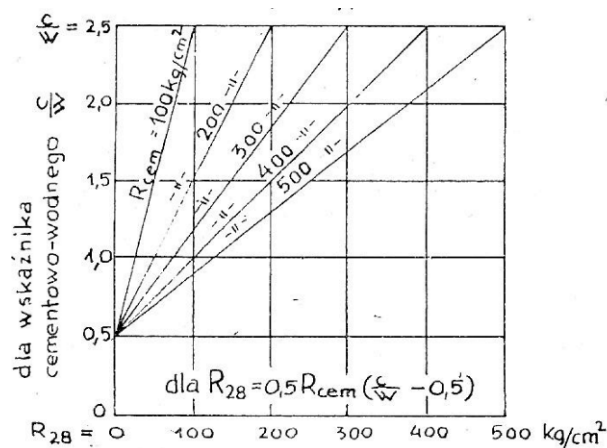
Rys. 33. Sposoby zbrojenia elementów żelbetowych według Paszkowskiego [49]

W 1932 r. wydano podręcznik inżynierski [57] pod redakcją Profesora Politechniki Lwowskiej i Warszawskiej, dziekana Wydziału Architektury Politechniki Warszawskiej prof. Stefana Bryły. Oprócz prof. Bryły współautorami obszernego rozdziału o konstrukcjach żelbetowych są wspomniani wcześniej: prof. Kuryłło i prof. Paszkowski. W publikacji opisano podstawowe elementy konstrukcyjne oraz sposoby ich kształtowania i obliczania. Podano nomogramy do szybkiego wymiarowania. Na rys. 33 pokazano sposób konstruowania zbrojenia podciągu.

W publikacji z 1937 r. [7] prof. Bryła klasyfikuje mieszanki betonowe jako silne, średnie, słabe i bardzo słabe. Podaje zalecane stosunki objętościowe składników betonu (cement:piasek:żwir):

- 1:1,5:3 – mieszanka tłusta, silna, używana na słupy i inne części budowli żelbetowych bardzo silnie obciążone, oraz jeżeli chodzi specjalnie o nieprzepuszczalność dla wody lub odporność na ścieranie (chodniki, podłogi spichrzów, piwnic, garaży, tarasy, słupki ogrodzeniowe, kręgi studzienne, baseny itd.).
- 1:2:4 – mieszanka używana w budowlach żelbetowych; chudszych mieszanin w żelazobetonie stosować nie wolno, gdyż nie chronią żelaza (stali) od przerdzewienia.
- 1:2,5:5 – mieszanka średnia, używana w budowlach betonowych do delikatniejszych i bardziej narażonych części konstrukcyj.
- 1:3:6 – mieszanka słaba, używana w masywnych częściach budowli betonowych.
- 1:4:8 – mieszanka bardzo słaba, chuda, używana na podrzędne części, np. podłogi, wypełnienie pachwin sklepień itp.

Profesor Stanisław Mielnicki, wykładowca na Politechniki we Lwowie, kierownik Wydziału Budowlanego Śląskich Technicznych Zakładów Naukowych w Katowicach, wykładowca Politechnik Wrocławskiej i Krakowskiej, kierownik Katedry Budownictwa Ogólnego na Wydziale Budownictwa Lądowego Politechniki Krakowskiej opublikował w 1938 r. dwa podręczniki [46] i [47]. Pierwszy z podręczników dotyczy materiałów budowanych, a drugi konstrukcji budowlanych. Mielnicki w swoich książkach dzieli betony na ciężkie oraz lekkie i najłżejsze. Betony ciężkie dzieli dodatkowo na najszczelniejsze (budownictwo wodne i mostowe, doły kloaczne, budownictwo przemysłu chemicznego, fortyfikacje, nawierzchnie, posadzki) oraz normalnie szczelne (typowe konstrukcje żelbetowe) [46]. Mielnicki zwraca ponadto szczególną uwagę na wpływ wskaźnika cementowo-wodnego c/w na wytrzymałość betonu na ściskanie. Na rys. 34 pokazano wykres obrazujący ten wpływ. Podobne wykresy publikuje później Paszkowski w pracy [50]. W drugim podręczniku Mielnicki opisuje żelbetowe schody, stropy żelbetowe na belkach stalowych (w tym stropy Moniera), strop żelbetowy żebrowy, systemy Koenena i Waysa oraz wiele stropów gęstożebrowych.



Rys. 34. Wpływ wskaźnika c/w na wytrzymałość betonu na ściskanie [46]

Mielnicki w [46] podaje, za szwajcarskim prof. J. Bolomeyem, wzory na obliczanie 28 dniowej wytrzymałości betonu R_{28} , uzależnionej od wytrzymałości cementu R_c , w postaci:

- dla betonu z użyciem żwiru:

$$R_{28} = 0,5R_c(c/w-0,5), \quad (1)$$

- dla betonu z użyciem gresu:

$$R_{28} = 0,55R_c(c/w-0,5), \quad (2)$$

gdzie:

c/w – stosunek wagowy cementu do wody.

Paszkowski w pracy [50], za badaniami belga R. Durtona, podaje bardziej uogólnione wzory w postaci:

- dla betonu z kruszywem tłuczonym (tłuczeń i miąż):

$$R_{28} = 245(c/w-0,58), \quad (3)$$

- dla betonu z kruszywem naturalnym (żwir i piasek):

$$R_{28} = 222(c/w-0,3). \quad (4)$$

W pracy [59] pod redakcją prof. Wenczesława Poniza i inż. Jerzego Nechaya podano jeszcze inną zależność:

$$R_{28} = 10+80c/w. \quad (5)$$

Prof. Stefan Bryła i prof. Ludomir Suwalski w pracy [8] podają jeszcze inne wzory uzależnione od stosunku c/w i marki cementu:

- cementy portlandzkie i hutnicze marki 250:

- beton wibrowany lub ubijany:

$$R_{28} = 130(c/w-0,5), \quad (6)$$

- beton półciekły i ciekły:

$$R_{28} = 120(c/w-0,5), \quad (7)$$

- cementy portlandzkie i hutnicze marki 350:

- beton wibrowany lub ubijany:

$$R_{28} = 160(c/w-0,5), \quad (8)$$

- beton półciekły i ciekły:

$$R_{28} = 140(c/w-0,5), \quad (9)$$

- cementy portlandzkie i hutnicze marki 400:

- beton wibrowany lub ubijany:

$$R_{28} = 180(c/w-0,5), \quad (10)$$

- beton półciekły i ciekły:

$$R_{28} = 160(c/w-0,5). \quad (11)$$

4. Przepisy, zalecenia i wytyczne norm dotyczące betonu i żelbetu

4.1. Metoda naprężeń liniowych (zwana też metodą klasyczną lub metodą naprężeń dopuszczalnych)

Pierwszym krajowym przepisem były tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów żelbetowych drogowych z dodatkiem tymczasowych przepisów dotyczących, zatwierdzone przez Ministra Robót Publicznych rozporządzeniem z 4 marca 1920 r. [N1]. Dokument zawiera wytyczne obliczeń statycznych mostów drewnianych, stalowych, betonowych i żelbetowych oraz prowadzenia budowy. W paragrafie 69 tych przepisów czytamy: *Przed rozpoczęciem budowy mają być zrobione próby wytrzymałości według „Przepisów dotyczących prób wytrzymałości betonu”*. Autorzy niniejszej pracy niestety nie znaleźli takiego dokumentu. Przy małych mostach, do rozpiętości 4,0 m, można było, za zezwoleniem zwierzchniej władzy budowlanej, nie badać betonu a wytrzymałość przyjmować proporcjonalnie do ilości cementu na 1 m³ kamienia:

- przy 500 kg cementu na 1 m³ kamienia – 160 kg/cm²,
- przy 300 kg cementu na 1 m³ kamienia – 120 kg/cm²,
- przy 100 kg cementu na 1 m³ kamienia – 60 kg/cm².

Pierwszym ogólnym przepisem krajowym były wytyczne dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym wydane przez Ministerstwo Robót Publicznych w Warszawie dnia 20.05.1923 r. [N2]. Dokument zawiera informacje na temat obciążeń oraz wytyczne projektowania konstrukcji drewnianych, stalowych, betonowych i żelbetowych. Naprężenia dopuszczalne dla betonu niezbrojonego należało mnożyć przez współczynniki podane w tabelicy 6, gdzie zamieszczono również graniczne maksymalne naprężenie dopuszczalne. Przyjęto jednostkę wytrzymałości zwaną atmosferą techniczną (1 kg/cm² = 0,0981 MPa).

Tablica 6. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu niezbrojonego według [N2]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne betonu niezbrojonego wynoszą w stosunku do wytrzymałości kostkowej betonu:

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający	Największe dopuszczalne naprężenie kg/cm ²	
		beton zwykły	beton ceglany
Ciśnienie osiowe	0,15	35	18
Ciśnienie przy zginaniu	0,20	42	20
Ciągnienie przy zginaniu	0,015	3	1,5
Ściskanie przy zginaniu	0,02	3,5	2

Naprężenia dopuszczalne w słupach uzależniono od stosunku wymiarów przekroju b/h :

- przy $b/h = 0,5$ naprężenie dopuszczalne wynosiło 0,15 wytrzymałości na ściskanie,
- przy $b/h = 0,25$ naprężenie dopuszczalne wynosiło 0,1 wytrzymałości na ściskanie,
- przy $b/h = 0,1$ naprężenie dopuszczalne wynosiło 0,05 wytrzymałości na ściskanie.

Gdy nie wykonywano badań próbek betonowych ministerialne wytyczne [N2] pozwalały na przyjęcie naprężeń dopuszczalnych w betonie proporcjonalnie do ilości cementu na 1 m³ kamienia:

- przy 500 kg cementu na 1 m³ kamienia – 32 kg/cm² (beton zwykły),
- przy 300 kg cementu na 1 m³ kamienia – 22 kg/cm² (beton zwykły), 12 kg/cm² (beton ceglany),
- przy 100 kg cementu na 1 m³ kamienia – 12 kg/cm² (beton zwykły), 4 kg/cm² (beton ceglany).

Moduł sprężystości betonu zalecano przyjmować równy 150000 kg/cm² (14,7 GPa) w przypadku betonu o wytrzymałości większej niż 140 kg/cm² oraz 100000 kg/cm² (9,8 GPa) w przypadku betonu o wytrzymałości większej niż 100 kg/cm². Dopuszczono interpolację liniową między podanymi granicami.

W przypadku konstrukcji żelbetowych wytyczne [N2], podobnie jak przy konstrukcjach betonowych, podają współczynniki zmniejszające do określenia naprężeń dopuszczalnych i graniczne maksymalne naprężenia dopuszczalne (tablica 7). W tym przypadku nie rozgraniczają jednak betonu na zwykły i ceglany. Zalecono prowadzenie badań betonu. Wyższe naprężania niż podane w tablicy 7 dopuszczono jedynie w przegubach i podobnych konstrukcjach.

Tablica 7. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu zbrojonego według [N2]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne w betonie należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału, mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające:

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający	Najwyższa granica naprężeń dopuszczalnych, kg/cm ²
Ciśnienie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	0,28	55
Ciśnienie przy obciążeniu osiowym (słupy i filary)	0,22	40
Ciśnienie w skosach belek nad słupami	0,3	60
Ścinanie	0,025	5

Przy mniejszych budowach dopuszczono niewykonywanie badań i przyjęcie naprężeń dopuszczalnych w zależności od ilości cementu na 1 m³ kruszywa, zgodnie z tablica 8.

W wytycznych [N2] zamieszczono ponadto cały szereg interesujących wymagań konstrukcyjnych, z których wiele przetrwało do dziś:

- teoretyczny punkt podparcia płyt i belek zalecono przyjmować w odległości 2,5% rozpiętości w świetle od krawędzi podpory,
- minimalna grubość płyty – 8 cm,
- procent zbrojenia słupów 0,8÷3,0%, Przy zbrojeniu większym niż 3% naddatek w obliczeniach można było uwzględnić tylko 1/3 powierzchni zbrojenia.
- W słupach o przekroju prostokątnym i kwadratowym powinny być minimum 4 pręty (przy narożach),
- strzemiesiona słupów w rozstawie równym połowie najmniejszego wymiaru przekroju słupa,

- podano szczegółowe wymagania dla słupów uzwojonych,
- odstęp między prętami zbrojeniowymi powinien być nie mniejszy niż średnica wkładek i 20 mm, w płytach nie powinien być większy niż 20 cm i 1½ grubości płyty.
- strzemiona należy stosować także w częściach belki, w których nie są potrzebne ze względów statycznych,
- Grubość betonowej otuliny (nazywanej okryciem) prętów zbrojeniowych powinna wynosić 1 cm w płytach i 2 cm w pozostałych konstrukcjach.

Tablica 8. Naprężenia dopuszczalne dla betonu zbrojonego bez wykonywania badań według [N2]

Brak nr tablicy. Przy mniejszych budowach można prób nie wykonywać i przyjmować naprężenia dopuszczalne betonu na ciśnienie odpowiednio do ilości cementu na 1 m³ kruszywa, a mianowicie:

Rodzaj naprężenia	Największe naprężenia dopuszczalne w kg/cm ²	
	przy 500 kg cementu	przy 300 kg cementu
Ciśnienie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	50	35
Ciśnienie osiowe	35	25
Ciśnienie w skosach belek nad słupami	55	40
Ścinanie	4,5	3,5

18 czerwca 1929 r. wprowadzono Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych [N3] i był to pierwszy w kraju akt prawny dotyczący projektowania konstrukcji. Podano w nim ciężary własne materiałów, ciężary własne stropów, dachów, zdefiniowano obciążenia użytkowe, śniegiem, wiatrem, parciem ziemi, materiałów sypkich i wody. Podano ponadto informacje na temat projektowania konstrukcji drewnianych, stalowych (żelaznych), z kamienia naturalnego i sztucznego (z cegły) oraz konstrukcji betonowych i żelbetowych. Wymagania dotyczące wytrzymałości betonu są w [N3] bardzo podobne do podanych w zaleceniach [N2]. Zmienia się jedynie współczynnik w przypadku rozciągania przy zginaniu (por. tabl. 6) z 0,015 na 0,02.

W przypadku nieprzewodzenia badań rozporządzenie dopuszcza możliwość przyjmowania wytrzymałości kotwowej na podstawie ilości cementu na 1 m³ kruszywa dla betonu z kamienia naturalnego:

- przy 500 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 200 kg/cm²,
 - przy 400 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 170 kg/cm²,
 - przy 300 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 140 kg/cm²,
 - przy 200 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 100 kg/cm²,
 - przy 100 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 60 kg/cm²,
- i dla betonu na kruszywie ceglanym:
- przy 300 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 80 kg/cm²,
 - przy 200 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 60 kg/cm²,
 - przy 100 kg cementu na 1 m³ kruszywa – 40 kg/cm²,

W przypadku braku prowadzenia badań, dopuszczono możliwość przyjęcia naprężeń dopuszczalnych jak w tablicy 9.

Tablica 9. Naprężenia dopuszczalne dla betonu niezbrojonego bez wykonywania badań według [N3]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne:

Rodzaj naprężenia	Największe naprężenia dopuszczalne w kg/cm ²							
	dla betonu z kamienia naturalnego					dla betonu ceglanego		
	przy ilości cementu w kg na 1 m ³ tłuczni (żwiru)							
	500	200	300	200	100	300	200	100
Ciśnienie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	30	25,5	21	15	9	12	9	6
Ciśnienie osiowe	40	34	28	20	12	16	12	8
Ciśnienie w skosach belek nad słupami	4	3,4	2,8	2	1,2	1,6	1,2	0,8
Ścinanie	4	3,4	2,8	2	1,2	1,6	1,2	0,8

Zmianie uległy współczynniki zmniejszające dla wytrzymałości betonu w konstrukcjach zbrojonych (tabl. 10) oraz tablica umożliwiająca przyjęcie naprężeń dopuszczalnych bez badań dla mniejszych budów (tabl. 11). W rozporządzeniu znalazł się ciekawy zapis, że wpływ skurczu betonu należy uznać w konstrukcjach żelbetowych za równoważny obciążeniu temperatura o -10°C. Przerwy dylatacyjne zalecano stosować co 50 m. Pozostałe wymagania konstrukcyjne nie uległy zmianie.

Tablica 10. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu zbrojonego według [N3]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne w betonie należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału, mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające:

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający
Ściskanie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	0,26
Ściskanie przy ściskaniu osiowym (słupy i filary)	0,18
Ściskanie w skosach belek nad słupami	0,28
Ścinanie	0,025
Przyczepność	0,025
Rozciąganie przy mimośrodowym ściskaniu	0,028

Tablica 11. Naprężenia dopuszczalne dla betonu zbrojonego bez wykonywania badań według [N3]

Brak nr tablicy. Przy mniejszych budowach można prób nie wykonywać i przyjmować naprężenia dopuszczalne betonu na ściskanie:

Rodzaj naprężenia	Największe naprężenia dopuszczalne w kg/cm ² przy ilości cementu w kg na 1 m ³ kruszywa		
	500	400	300
Ściskanie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	52	44,2	36,4
Ściskanie przy obciążeniu osiowym	36	30,6	25,2
Ścianki w skosach belek nad słupami	56	47,6	39,2
Ścinanie	5	4,2	3,5
Przyczepność	5	4,2	3,5
Rozciąganie przy mimośrodowym ściskaniu	5,6	4,7	3,9

W załączniku nr 1 do Rozporządzenia [N3] zamieszczono przepisy dotyczące prób wytrzymałościowych betonu. Zalecono próbki sześciennie o długości boku 20 cm. Należało pobierać minimum 4 próbki. Próbki należało pozostawić w formach przez 24 godziny, a następnie po rozformowaniu okryć wilgotną szmatą i tak trzymać przez 7 dni w temperaturze +15°C. Przewóz próbek z budowy do laboratorium mógł nastąpić dopiero po 8 dniach. Wytrzymałość nakazano badać po 28 dniach, a dodatkowo dopuszczano badanie po 8 dniach.

Rozporządzenie [N3] formalnie obowiązywało do 1946 r. [N8]. Wcześniej w lipcu 1935 r. wprowadzono Rozporządzenie [N5], a w lipcu 1936 r. Zarządzenie [N6]. W tym pierwszym zezwolono na odstępstwo od przepisów zamieszczonych w Rozporządzeniu [N3] pod warunkiem projektowania zgodnie z normami Polskiego Komitetu Normalizacyjnego lub dla specjalnych konstrukcji o ile obliczenia zostaną należycie naukowo uzasadnione. Zarządzenie z 1936 r. mówi, że przy obliczaniu i projektowaniu konstrukcji betonowych i żelbetowych możliwe jest odstępstwo od przepisów zawartych w Rozporządzeniu [N3] i stosowanie zamiast niego normy PN-B-195. Norma ta została ustanowiona dopiero w 1945 r., tym niemniej zapisy Zarządzenia [N6] pozwalają sądzić, że już 10 lat wcześniej istniał jej projekt lub wersja.

W 1932 r. Rada Cementowa Związku Polskich Fabryk Cementu Portlandzkiego opracowała projekt zmiany przepisów dotyczących konstrukcji betonowych i żelbetowych [N4]. W dokumencie tym wprowadzono wytrzymałość walcową zamiast kostkowej i zaproponowano podwyższenie współczynników do określania naprężeń dopuszczalnych dla betonu niezbrojonego dla ściskania osiowego i ściskania przy zginaniu (tabl. 12), podwyższono też dla tych stanów naprężenia dopuszczalne w przypadku nieprzewodzenia badań (tabl. 13).

Wobec braku zmian w Rozporządzeniu [N2] wydaje się jednak, że propozycja zmian [N4] nie została przyjęta.

Tablica 12. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu niezbrojonego według [N4]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne betonu niezbrojonego wynoszą w stosunku do wytrzymałości kostkowej betonu:

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający
Ściskanie osiowe	0,16
Ściskanie przy zginaniu	0,22
Rozciąganie przy zginaniu	0,02
Ściskanie przy zginaniu	0,02

Tablica 13. Naprężenia dopuszczalne dla betonu niezbrojonego bez wykonywania badań według [N4]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne:

Rodzaj naprężenia	Największe naprężenia dopuszczalne w kg/cm ²				
	dla betonu z kamienia naturalnego				
	przy ilości cementu w kg na 1 m ³ tłucznia (żwiru)				
	500	200	300	200	100
Ciśnienie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	32	27	22	16	9
Ciśnienie osiowe	44	37	30	22	13
Ciśnienie w skosach belek nad słupami	4	3,4	2,8	2	1,2
Ścinanie	4	3,4	2,8	2	1,2

Tablica 14. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu niezbrojonego według [N4]

Brak nr tablicy. Naprężenia dopuszczalne w betonie należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości materiału, mnożonej przez następujące współczynniki zmniejszające:

Rodzaj naprężenia	Spółczynnik zmniejszający
Ściskanie przy zginaniu i obciążeniu mimośrodowym	0,28
Ściskanie przy ściskaniu osiowym (słupy i filary)	0,22
Ściskanie w skosach belek nad słupami	0,35
Ścinanie	0,03
Przyczepność	0,03
Rozciąganie przy mimośrodowym ściskaniu	0,03

W 1945 r. weszła w życie pierwsza krajowa norma PN-B-195 [N7], której autorami byli prof. Waław Paszkowski, prof. Venčeslav Poniž, prof. Waław Żencykowski oraz inżynierowie E. Hildebrandt, K. Kamiński, A. Kobylański, J. Nechay, W. Straszyński i H. Wąsowicz. Norma obowiązywała do 9.02.1946 r. Norma zakładała prowadzenie badań na próbkach walcowych, zgodnie z PN-B-196 [N9]. Dopuszczała przyjęcie tzw. miarodajnej wytrzymałości betonu z wzoru:

$$R_{28} = 160(c/w-0,5), \text{ przy } 1,2 \leq c/w \leq 2,5 \quad (12)$$

W przypadku małych budow można było miarodajną wytrzymałość betonu przyjmować z tabl. 15, pod warunkiem, że kruszywo ani woda nie będą zawierać szkodliwych zanieczyszczeń. Wytrzymałości podane w tabl. 15 uzależniono od ilości cementu, ciekłości mieszanki oraz stosunku piasku do kruszywa grubego.

Tablica 15. Miarodajne wytrzymałości betonu wg [N7]

Tablica I. Miarodajna wytrzymałość betonu R_w w kg/cm^2 w zależności od ilości cementu na 1 m^3 gotowego betonu od stopnia ciekłości i stosunku objętościowego piasku do żwiru lub tłucznia

Ilość kg cementu w 1 m^3 gotowego betonu	Stosunek objętościowy					
	piasku do żwiru 1:1 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:0,8			piasku do żwiru 1:1 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:0,8		
	ciekły	plastyczny	ubijany	ciekły	plastyczny	Ubijany
200	0	30	60	40	90	120
300	50	90	120	100	140	160
400	100	140	160	140	180	200

Przy użyciu cementów glinowych wytrzymałości miarodajne należy przyjmować o 15% wyższe. Wartości pośrednie interpolować liniowo

W przypadku konstrukcji betonowych współczynniki do określania naprężeń dopuszczalnych zgodnie z normą PN-B-195 [N7], podano w tabl. 16. Podobne współczynniki dla konstrukcji żelbetowych podano w tabl. 17. Tabele tą znacznie rozbudowano w porównaniu do przepisów wcześniejszych.

Tablica 16. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu niezbrojonego według PN-B-195 [N7]

Tablica II. Współczynniki zmniejszające α służące do ustalania naprężeń dopuszczalnych w konstrukcjach betonowych

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający	Górna granica naprężeń dopuszczalnych, kg/cm^2
Ściskanie siłą osiową	0,18	45
Ściskanie przy zginaniu	0,22	55
Rozciąganie przy mimośrodowej sile ściskającej	0,03	6
Rozciąganie przy zginaniu	0,02	4
Ścinanie	0,02	4

Tablica 17. Współczynniki do określenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu zbrojonego według PN-B-195 [N7]

Tablica II. Współczynniki zmniejszające do ustalania zasadniczych naprężeń dopuszczalnych w konstrukcjach żelbetonowych

Rodzaj naprężenia	Współczynnik zmniejszający	Górna granica naprężeń dopuszczalnych, kg/cm ²
Ściskanie siłą osiową słupów trzech najwyższych kondygnacji lub innych konstrukcyj	0,25	75
Ściskanie siłą osiową słupów pozostałych kondygnacyj	0,3	90
Ściskanie przy zginaniu lub obciążeniu mimośrodowym w przekrojach teowych i płytach o grub. ≤ 8 cm	0,3	90
Ściskanie przy zginaniu lub obciążeniu mimośrodowym w przekrojach prostokątnych, żebrach przekrojów teowych i płytach o grub. > 8 cm	0,35	105
Ściskanie przy bezpośrednim docisku w przegubach itp. konstrukcjach	0,45	135
Rozciąganie siłą osiową przy współpracy z wkładkami wg I fazy o ile te ostanie są wymiarowane ponadto na przeniesienie całej siły wg II fazy (zbiorniki, ściągą itp.)	0,14	30
Rozciąganie przy mimośrodowej sile ściskającej, gdy przekrój wymiarowany jest wg I fazy współpracy z wkładkami	0,07	20
Ścinanie nie wymagające uzbrojenia	0,035	10
Ścinanie nieprzekraczalne przy uzbrojeniu na ścinanie	0,08	24
Skręcanie nie wymagające uzbrojenia	0,035	10
Nieprzekraczalne przy uzbrojeniu na skręcanie	0,08	24
Skręcanie ze ścinaniem nie wymagające uzbrojenia	0,05	14
Skręcanie ze ścinaniem przy uzbrojeniu na ścinanie i skręcanie	0,11	30
Przyczepność	0,035	10


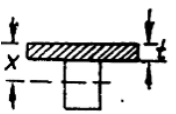
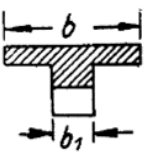
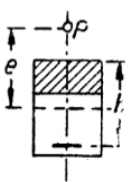
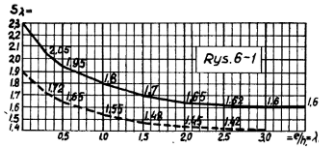
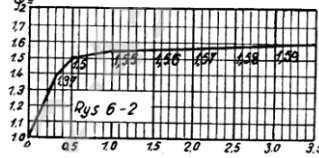
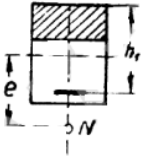
W normie PN-B-195 [N7] przyjęto nowe wymagania konstrukcyjne. O zmianach wymagań konstrukcyjnych w krajowych normach do projektowania konstrukcji żelbetonowych przeczytać można w obszernych publikacjach profesora Starosolskiego [65] i [66].

Norma PN-B-03260:1951 [N10] wprowadziła metodę odkształceń plastycznych (zob. pkt. 4.2), zezwalała jednak też na obliczenia metodą naprężeń liniowych. Zalecenia tej normy dotyczące wytrzymałości betonu podano w punkcie 4.2. W przypadku prowadzenia obliczeń metodą naprężeń liniowych w normie PN-B-03260:1951 [N10] wprowadzono współczynniki

bezpieczeństwa s (tabl. 18), przez które należało podzielić wytrzymałość betonu (a nie pomnożyć jak dotychczas).

Tablica 18. Współczynniki s dla metody naprężeń liniowych wg [N10]

Tablica 5. Dopuszczalne naprężenia wg metody naprężeń liniowych dla zginania w fazie II

Przypadek	Przekrój	Sposób zginania	Naprężenia dopuszczalne $\sigma_{bd} = \varphi_b R_m / s$
II		zwykłe	$1,6R_m/s$
IV		zwykłe Dla $x \leq 1,5 t$ Dla $x \leq 1,5 t$ Uwaga: Jeżeli $\sigma_b > \sigma_{bd}$ obowiązuje sprawdzenie naprężeń z uwzględnieniem przekroju żebra (wg przypadku V) przy odpowiednio większych σ_{bd}	$1,6R_m/s$ $1,0R_m/s$
V		zwykłe	$\sigma_{bd} = \varphi_1 R_m / s$ $\varphi_1 = 1,0 + 0,6b_1/b$
VII		ściskającą siłą P w fazie II	$\varphi_2 R_m / s \lambda$
		  Jeżeli $e \geq 0,5h_1$ można przyjmować	$1,55R_m/s \lambda$
IX		Rozciągającą siłą N	$1,6R_m/s$

R_m – wg tablicy 19, s – wg tablicy 21

Po 1951 r. metodą naprężeń liniowych liczone tylko żelbetowe konstrukcje mostowe (np. zgodnie z normą PN-B-03261:1958 [N14]).

4.2. Metoda odkształceń plastycznych (zwana też metodą obciążeń krytycznych)

Normą PN-B-03260:1951 [N10] zrewolucjonizowano zarówno sposób projektowania (wprowadzono metodę odkształceń plastycznych), jak i opis betonu. Wprowadzono tzw. marki betonu. Marka to liczba określająca miarodajną wytrzymałość betonu R_w w kg/cm^2 , jaka powinna zostać osiągnięta na budowie. Norma przyjęła następujące marki: 50, 70, 90, 110, 140, 170, 200, 250, 300, 400, 500, 600. Stosowanie marek wyższych niż 250 norma zezwalała tylko w przypadkach uzasadnionych ze względów technicznych i ekonomicznych. Stosowanie marki 90 i niższych dopuszczono natomiast tylko do betonu lekkiego i pod warunkiem ochrony zbrojenia od rdzy, działania wilgoci i mrozu. Co ciekawe do stali zbrojeniowej przypisano minimalną markę betonu (stal gładka - $R_w = \text{min. } 110 \text{ kg/cm}^2$, stal żebrowana $R_w = \text{min. } 140 \text{ kg/cm}^2$).

Markom betonu przyporządkowano również rodzaje konstrukcji:

- budynki murowane – marka $R_w = 110 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 140 \text{ kg/cm}^2$,
- budynki szkieletowe nie ramowe – marka $R_w = 140 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 170 \text{ kg/cm}^2$,
- konstrukcje ramowe, fundamenty maszyn – marka $R_w = 140 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 170 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 200 \text{ kg/cm}^2$,
- fundamenty turbinowe i konstrukcje łupinowe – marka $R_w = 170 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 200 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 250 \text{ kg/cm}^2$,
- żelbetowe elementy prefabrykowane – marka $R_w = 250 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 300 \text{ kg/cm}^2$, $R_w = 400 \text{ kg/cm}^2$,

Poszczególnym markom przyporządkowano po raz pierwszy obliczeniowe wytrzymałości betonu, zgodnie z tabl. 19.

Tablica 19. Obliczeniowe wytrzymałości betonu wg [N10]

Tablica 3. Wytrzymałości obliczeniowe betonu

Marka betonu R_w , kg/cm^2	600	500	400	300	250	200	170	140	110	90	70	50
Wytrzymałość obl. na ściskanie R_m , kg/cm^2	400	350	295	225	200	165	140	125	100	80	65	48
Rozciąganie, ściananie, przyczepność i skręcanie R_t , kg/cm^2	35	31	27	22,5	20	17	15,5	13,5	11,5	10	8,5	6,5

Wzór (12) stosowany do określenia miarodajnej wytrzymałości na budowach, gdzie prowadzi się badania wytrzymałości betonu zmodyfikowano do postaci:

$$R_{28} = A(c/w-0,5), \text{ przy } 1,2 \leq c/w \leq 2,5, \quad (13)$$

gdzie:

$A = 140$ dla cementu marki 350,

$A = 120$ dla cementu marki 250.

Pewnym zmianom uległa również tablica określająca miarodajną wytrzymałość betonu na obiektach, w których nie prowadzi się badań (tabl. 20).

Tablica 20. Miarodajne wytrzymałości betonu wg [N10]

Tablica 1. Miarodajna wytrzymałość betonu R_w w kg/cm^2 w zależności od ilości cementu na 1 m^3 gotowego betonu, od stopnia ciekłości i stosunku objętościowego piasku do żwiru lub tłucznia

Ilość kg cementu w 1 m^3 gotowego betonu	Stosunek objętościowy					
	piasku do żwiru 1:1 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:0,8			piasku do żwiru 1:2 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:1,6		
	ciekły	plastyczny	ubijany	ciekły	plastyczny	Ubijany
300	50	90	110	110	140	170
400	110	140	170	140	170	200

Przy użyciu cementów glinowych wytrzymałości miarodajne należy przyjmować o 15% wyższe. Wartości pośrednie interpolować liniowo

Wytrzymałość obliczeniowa

W normie PN-B-03260:1951 [N10] wprowadzono ponadto współczynniki bezpieczeństwa s (tabl. 21), przez które należało pomnożyć siły wewnętrzne uzyskane z obliczeń statycznych.

Tablica 21. Współczynniki bezpieczeństwa s wg [N10]

Tablica 4. Współczynniki bezpieczeństwa „s” w zwykłych budowlach, gdzie $p < 2g$ ($p = \text{ciężar stały}$, $g = \text{ciężar użytkowy}$)

Rodzaj obciążenia	Współczynnik s
Ściskanie osiowe	2,3 (min. 1,9)
Ściskanie mimośrodowe zależnie od mimośrodów e do wysokości użytecznej przekroju h_1 ($\lambda_0 = e/h_1$) s_λ wg górnej krzywej rys. 6.1 min. s_λ wg dolnej krzywej rys. 6.1	
Zginanie	1,6 (min. 1,4)
Rozciąganie osiowe i mimośrodowe bez względu na wielkość mimośrodu	1,6 (min. 1,4)
Ścinanie betonu	2,2 (min. 1,9)
Rozciąganie odgiętych prętów i strzemion	1,6 (min. 1,4)
Skრęcanie betonu	2,2 (min. 1,9)
Rozciąganie skręcanych prętów i strzemion	1,6 (min. 1,4)
Skრęcanie połączone ze ścinaniem (dla betonu i stali)	1,6 (min. 1,4)

Wartości współczynnika podane w tabl. 21 należało skorygować przez pomnożenie o podany współczynnik w przypadkach:

- jeżeli obciążenie użytkowe przewyższa dwukrotnie obciążenie stałe – 1,1,
- jeżeli oprócz obciążeń zasadniczych uwzględnia się w obliczeniu parcie wiatru i wpływ temperatury z tym, że wiatr i temperatura nie są obciążeniami zasadniczymi – 0,9,
- jeżeli oprócz obciążeń zasadniczych oraz parcia wiatru i wpływu temperatury uwzględnia się nierówne osiadanie i inne oddziaływania – 0,85,
- dla budowli o przeważającym obciążeniu dynamicznym – 1,1÷1,3.

Stosując powyższe współczynniki zmniejszające nie można było dopuścić, aby współczynnik s osiągnął wartość mniejszą niż podana w tabl. 21.

W 1955 r. wprowadzono pierwszą normę materiałową dla betonu [N12]. Przyjęto w niej zasadę określania wytrzymałości betonu po 28 dniach na próbkach walcowanych. Norma dopuszczała 3 typy próbek:

- typ A – próbka walcowa o wymiarach d (średnica) = h (wysokość) = 19,6 cm. Powierzchnia przekroju tej próbki wynosiła 300 cm²,
- typ B – próbka walcowa o wymiarach $d = h = 16$ cm. Powierzchnia przekroju tej próbki wynosiła 200 cm²,
- typ C – próbka walcowa o wymiarach $d = h = 8$ cm. Powierzchnia przekroju tej próbki wynosiła 50 cm².

Próbki typu A zalecono do badań betonów o ziarnach kruszywa >40 mm, typu B do badań betonów o ziarnach kruszywa < 40 mm. Typ C zalecano do bieżącej kontroli betonu wytwarzanego na budowie, przy czym ziarna kruszywa o wymiarze >20 mm należało z próbki usunąć. Próbki przygotowywane w laboratorium należało zagęścić na stole wibracyjnym, a przygotowane na budowie należało zagęścić przez ubijanie zaostrzonym prętem średnicy 16 mm i długości 550 mm. Po wykonaniu próbki należało przechowywać w komorze klimatyzacyjnej w temperaturze 15°C i wilgotności 90%. Dopuszczono też przechowywanie próbek w wilgotnym piasku. Norma podawała również korelację pomiędzy wytrzymałościami betonu uzyskanymi z badań próbek typów A, B i C, w postaci:

$$R_{\phi 16} = 0,85 R_{\phi 8} = 1,1 R_{\phi 19,6}. \quad (14)$$

W normie PN-B-06250:1955 [N12] przyjęto wzór (12), przy czym wartość współczynnika A przyjęto inną niż w normie PN-B-03260:1951 [N10] – tabl. 22. Norma PN-B-06250:1955 [N12] przyjęła podział na marki betonu jak w PN-B-03260:1951 [N10].

Tablica 22. Współczynniki A do obliczania miarodajnej wytrzymałości betonu według wzoru (13)

Tablica 3. Wartości współczynnika A we wzorze na wytrzymałości R_w betonu w zależności od marki cementu

Marka cementu	250	350	400
Wartość współczynnika A przy użyciu żwiru	130	160	180
Wartość współczynnika A przy użyciu kruszywa łamanego	140	180	200

W 1956 r. przyjęto aktualizację normy żelbetowej PN-B-03260:1956 [N13]. Wprowadzono nowy zapis jednostki wytrzymałości – zamiast kg/cm^2 wprowadzono kG/cm^2 (tzw. kilogram-siła na centymetr kwadrat, czyli atmosfera techniczna). Norma dopuszczała stosowanie następujących marek betonu: 50, 70, 90, 110, 140, 170, 200, 250, 300, 400. Marki betonu zalecono przyjmować w zależności od rodzaju konstrukcji (tabl. 23), z zastrzeżeniem, że betony marek: 50, 70 i 90 mogą być stosowane w elementach drugorzędnych, gdzie beton wykonany jest z lekkiego kruszywa i nie jest on narażony na działanie wilgoci i zamrożenia.

Tablica 23. Marki betonu zalecane przez normę PN-B-03260:1956 [N13]

Tablica 2. Zalecane marki betonu R_w

Rodzaj elementu	Marka betonu R_w
Fundamenty budowli	140
Elementy zginane przy obciążeniu użytkowym poniżej 800 kG/m^2	110, 140, 170
Elementy zginane przy obciążeniu użytkowym $\geq 800 \text{ kG/m}^2$	170, 200
Elementy osiowo ściskane	140, 170
Elementy mimośrodowo ściskane	140, 170, 200
Fundamenty pod maszyny	170, 200, 250
Żelbetowe elementy prefabrykowane	170, 200, 250, 200, 400
Słupy hal parterowych z ciężkimi suwnicami	200, 250
Łupiny i elementy cienkościennie	200, 250, 300

Dla przyjętych marek betonu norma podawała wytrzymałości obliczeniowe betonu w zależności od rodzaju sił wewnętrznych działających w elemencie (tabl. 24).

Tablica 24. Wytrzymałości obliczeniowe betonu według PN-B-03260:1956 [N13]

Tablica 3. Wytrzymałości obliczeniowe betonu w kG/cm²

Marka betonu R_w	50	70	90	110	140	170	200	250	300	400
Ściskanie osiowe (wytrzymałość słupowa) R_s	40	56	72	88	108	125	145	175	200	260
Ściskanie przy zginaniu R_m	50	70	90	110	135	155	180	220	250	325
Rozciąganie osiowe, naprężenia rozciągające główne (przy zginaniu i skręcaniu), oraz pryczepność R_r	6,5	8,2	10	11,5	13,5	15,5	17,5	20	22,5	27
Ścinanie bezpośrednie R_t	11	15	19	22	27	31	35	41	47	58

W 1959 r. opracowano normę PN-B-03280:1959 [N15] do żelbetowych konstrukcji prefabrykowanych. Norma ta zalecała przy projektowaniu prefabrykatów przyjmować następujące marki betonu: 140, 170, 200, 250, 300 i 400, przy czym do elementów mocno obciążonych zalecano marki od 200. Projektując z betonu lekkiego norma zalecała przyjmować marki: 50, 70, 90 i 110.

W 1963 r. opracowano nowelizację normy materiałowej do betonu zwykłego PN-B-06250:1963 [N16]. Przyjęto w niej te same marki betonu, jak w normach wcześniejszych (R_w 50÷600). Nie zmieniły się też typy próbek walcowych A, B i C przyjmowanych do badań.

Pod koniec lat sześćdziesiątych XX wieku opracowano nowelizację normy żelbetowej PN-B-03264:1969 [N17]. W normie tej, zamiast marek betonu, wprowadzono po raz pierwszy pojęcie klasy betonu. Zgodnie z zapisami normy klasa betonu to oznaczenie betonu o określonej wytrzymałości gwarantowanej. Wytrzymałość gwarantowana, to wytrzymałość kontrolowana na próbkach normowych z prawdopodobieństwem 95%. Norma przewidywała następujące klasy betonu B-0, B-I, B-II, B-IIIa, B-III, B-IVa, B-IV, B-Va, B-V, B-VI i B-VII. Podkreślano, że klasy B-IIIa, B-IVa, B-Va i B-VII przewidziano tylko na okres przejściowy (do czasu nowelizacji normy materiałowej beton zwykły), gdyż zalecenia RWPG nie przewidują takich klas i po okresie przejściowym będą one usunięte. W tabl. 25 podano wytrzymałości obliczeniowe przyjęte w normie PN-B-03264:1969 [N17].

Tablica 25. Wytrzymałości obliczeniowe betonu według PN-B-03264:1969 [N17]
Tablica 1. Obliczeniowe cechy wytrzymałościowe przyporządkowane klasom betonu

Klasa betonu	B-0	B-I	B-II	B-IIIa	B-III	B-IVa	B-IV	B-Va	B-V	B-VI	B-VII
Wytrzymałość na ściskanie											
• słupowa R_{bc} , kG/cm ²	35	50	65	80	90	105	125	140	175	220	250
• przy zginaniu R_b , kG/cm ²	42	60	80	100	115	130	155	175	220	275	310
Wytrzymałość na rozciąganie, R_{bz} , kG/cm ²	4	5,5	7	8,3	9,3	10	11,5	12,5	15	17	19
Współczynnik sprężystości, E_b , 1000 kG/cm ²	175	200	230	250	265	285	305	320	360	400	420

Norma zalecała przyjmowanie minimalnych klas betonu w zależności od rodzaju konstrukcji i zastosowanego zbrojenia – tabl. 26.

Tablica 26. Zalecane przez normę PN-B-03264:1969 [N17] minimalne klasy betonu
Tablica 2. Minimalne klasy betonu dla poszczególnych rodzajów konstrukcji

Rodzaj konstrukcji	Minimalna klasa betonu
Konstrukcje betonowe	B-0
Konstrukcje żelbetowe zbrojone stalą klas A-0 i A-I	B-II ¹
Konstrukcje żelbetowe zbrojone stalą klas A-II i A-III	B-III
Konstrukcje żelbetowe zbrojone stalą klas A-IV	B-IVa
Konstrukcje sprężone kablobetonowe	B-III
Konstrukcje sprężone strunobetonowe	B-IV
Konstrukcje żelbetowe poddane obciążeniu wielokrotnie zmiennemu	B-IVa
1) w prymitywnych warunkach wykonania konstrukcji zezwala się na stosowanie betonu klasy B-I	

Nowelizację normy materiałowej dla betonu zwykłego wprowadzono dopiero w 1975 r. [N18]. Oprócz wytrzymałości gwarantowanej betonu R_b^G (zdefiniowanej jak w PN-B-03264:1969 [N17]) norma określała wytrzymałość średnią betonu R_{sr} jako wytrzymałość niezbędną do uzyskania betonu o odpowiedniej wytrzymałości gwarantowanej oraz wytrzymałość umowną betonu R_b^u określoną dla próbek sześciennych o krawędzi 15 cm, po

28 dniach twardnienia w temp. $18\pm 2^{\circ}\text{C}$. Norma, podobnie jak poprzedniczki przyjęła wykonywanie betonu w warunkach przemysłowych, przeciętnych i prymitywnych.

Norma PN-B-06250:1975 [N18] przyjęła zupełnie inne klasy betonu niż jej żelbetowa poprzedniczka. Zrezygnowano więc nie tylko z klas z symbolem a. Przyjęto klasy: B75, B100, B150, B200, B250, B300, B350, B400 i B500. Cyfra przy literze B oznaczała gwarantowaną wytrzymałość betonu w kG/cm^2 . W tablicy 27 pokazano przyporządkowanie klas betonu wytrzymałościom gwarantowanym i średnim.

Tablica 27. Przyporządkowanie klas betonu wytrzymałości gwarantowanej R_b^G i średniej R_{sr} według normy PN-B-06250:1975 [N18]

Tablica 4. Brak opisu tablicy w normie

Klasa betonu	B75	B100	B150	B200	B250	B300	B350	B400	B500
R_b^G	75	100	150	200	250	300	350	400	500
R_{sr}	110	140	200	270	330	400	450	500	600

W normie PN-B-06250:1975 [N18] nastąpiła rewolucja w kształcie i wielkości próbek do badań wytrzymałości betonu. Norma zalecała przyjmować próbki sześciennie trzech typów lub próbki walcowe o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm. Próbki sześciennie powinny być następujące:

- Typ A, długość boku $a = 20$ cm, do betonu o wymiarze kruszywa ≤ 80 mm,
- Typ B, długość boku $a = 15$ cm, do betonu o wymiarze kruszywa ≤ 40 mm,
- Typ C, długość boku $a = 10$ cm, stosowany wyjątkowo do betonu o wymiarze kruszywa ≤ 20 mm.

Próbką podstawową została próbka sześcienna o boku 15 cm. Próbki walcowe dozwolono stosować przy betonie o wymiarze kruszywa ≤ 40 mm, jeśli zostało to wyraźnie podane w dokumentacji technicznej.

Norma podawała, że średnia wytrzymałość betonu nie powinna być mniejsza od wytrzymałości umownej przyjętej do projektowania składu betonu o więcej niż 10%.

Gwarantowaną wytrzymałość betonu, gdy prowadzono ciągłą kontrolę betonu (określano wytrzymałość umowną) sprawdzano w następujący sposób:

- Przy liczbie próbek ≤ 30 sztuk wynik badania pojedynczej próbki nie mógł być mniejszy niż wartości podane w tabl. 28,
- Przy liczbie próbek > 30 sztuk wytrzymałość gwarantowaną określano z nierówności:

$$R_{sr} - 1,64s \geq R_b^G \quad (15)$$

gdzie:

s – odchylenie standardowe.

Tablica 28. Minimalne wytrzymałości dla danej klasy według normy PN-B-06250:1975 [N18]

Tablica 15. Brak opisu tablicy w normie

Liczba próbek n	Wartości $R_{i,min}$ dla klasy betonu				
	B75	B100	B150	B200	B250
3	90	119	176	233	288
4	86	115	169	224	279
5	84	112	166	220	274
6	82	109	162	216	269
7	81	107	160	212	265
8	80	106	156	210	264
9	78	104	154	207	259
10	77	103	153	204	256
11	76	102	152	203	254
12	76	101	151	201	252
13	75	100	150	200	251
14	74	100	149	198	249
15	73	98	147	196	246
20	72	96	145	194	243
30	70	94	141	189	238

Gwarantowaną wytrzymałość betonu, gdy nie prowadzono ciągłej kontroli betonu (sprawdzano tylko wytrzymałość średnią) określano w następujący sposób:

- Przy liczbie próbek ≤ 30 sztuk wynik badania pojedynczej próbki podzielony przez współczynnik β nie mógł być mniejszy niż wartości podane w tabl. 28,
- Przy liczbie próbek > 30 sztuk wytrzymałość gwarantowaną określano z nierówności:

$$R_{sr} - 1,64s \geq \beta R_b^G, \quad (15)$$

$$\beta = R_b^u / R_{sr}.$$

4.3. Metoda stanów granicznych (zwana też metodą częściowych współczynników bezpieczeństwa)

Normą, która wprowadziła w kraju metodę stanów granicznych była PN-B-03264:1976 [N19], ogłoszona w 1976 r. Definicja wytrzymałości gwarantowanej, klasy betonu oraz zalecenia dotyczące przyjmowania klas w zależności o rodzaju konstrukcji pozostały bez zmian. Norma dla każdej z klas podała, w zawiązku z przejściem na metodę stanów granicznych, nowe charakterystyczne wytrzymałości betonu na ściskanie R_{bk} i rozciąganie R_{bzk} – tabl. 29.

Tablica 29. Charakterystyczne wytrzymałości betonu według normy PN-B-03264:1976 [N19]

Tablica 2. Charakterystyczne wytrzymałości betonu

Klasa betonu	B75	B100	B150	B200	B250	B300	B350	B400	B500
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie R_{bk} , kG/cm ²	55	75	110	150	185	220	255	290	355
Wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie R_{bzk} , kG/cm ²	7,2	8,6	11,2	13,4	15,3	17,1	18,7	20,1	22,7

Norma przyjęła następujące częściowe współczynniki bezpieczeństwa do określania wytrzymałości obliczeniowej betonu konstrukcji żelbetowych i sprężonych:

- $\gamma_b = 1,3$ – w przypadku ściskania,
- $\gamma_b = 1,5$ – w przypadku rozciągania.

Przy sprawdzaniu nośności konstrukcji betonowych norma nakazywała dodatkowo podzielić wytrzymałości obliczeniowe przez współczynnik $\gamma_{b3} = 1,25$. Miało to zabezpieczyć konstrukcję przed niesygnalizowanym zniszczeniem.

W 1984 r. norma żelbetowa doczekała się nowelizacji w postaci PN-B-03264:1984 [N20]. Norma wprowadziła nowe jednostki wytrzymałości – w miejsce atmosfery technicznej (kG/cm²) pojawiły się megapaskale (MPa). W zawiązku z tym znów zmieniono nazwy klas betonu na: B7,5, B10, B12,5, B15, B17,5, B20, B25, B30, B35, B40 i B50. Cyfra przy literze B oznacza gwarantowana wytrzymałość betonu na ściskanie w megapaskalach. Norma PN-B-03264:1984 [N20] powoływała się przy tym na projekt normy materiałowej betonu zwykłego, która została oficjalnie wydana dopiero w 1988 r. [N21].

Tablica zawierająca wytrzymałości betonu uległa zmianie – tabl. 30. Dodano do niej wytrzymałości obliczeniowe dla konstrukcji żelbetowych i sprężonych oraz dla konstrukcji betonowych. Wartości poszczególnych charakterystycznych wytrzymałości betonu nieznacznie wzrosły, co zapewne było wynikiem innego zaokrąglenia.

Dla konstrukcji żelbetowych i sprężonych przyjęto takie same współczynniki bezpieczeństwa jak w poprzedniej edycji normy (1,3 i 1,5), natomiast dla konstrukcji betonowych współczynniki te przyjęto równe:

- $\gamma_b = 1,6$ – w przypadku ściskania,
- $\gamma_b = 1,9$ – w przypadku rozciągania.

Zrezygnowano więc z dodatkowego współczynnika γ_{b3} .

Tablica 30. Charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości betonu według normy PN-B-03264:1984 [N20]

Tablica 2. Wytrzymałości oraz współczynniki sprężystości betonu przyjmowane do obliczeń

Klasa betonu	B7,5	B10	B12,5	B15	B17,5	B20	B25	B30	B35	B40	B50
Wytrzymałość gwarantowana R_b^G , MPa	7,5	10	12,5	15	17,5	20	25	30	35	40	50
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie R_{bk} , MPa	7,5	7,6	9,5	11,3	13,2	15	18,6	22,2	25,7	29,2	36
Wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie R_{bzk} , MPa	0,72	0,87	1,01	1,13	1,25	1,35	1,55	1,73	1,89	2,04	2,31
Wytrzymałość obliczeniowa konstr. żelbet. i spręż. na ściskanie R_b , MPa	4,4	5,8	7,3	8,7	10,2	11,5	14,3	17,1	19,8	22,5	27,7
Wytrzymałość obliczeniowa konstr. żelbet. i spręż. na rozciąganie R_{bz} , MPa	0,48	0,58	0,67	0,75	0,83	0,9	1,03	1,15	1,26	1,36	1,54
Wytrzymałość obliczeniowa konstr. bet. na ściskanie R_{bb} , MPa	3,6	4,8	5,9	7,1	8,3	9,4	11,6	13,9	16,1	18,3	22,5
Wytrzymałość obliczeniowa konstr. bet. na rozciąganie R_{bbz} , MPa	0,38	0,46	0,53	0,59	0,66	0,71	0,82	0,91	0,99	1,08	1,22
Współczynnik sprężystości E_b , GPa	14,7	18	20,8	23,1	25,3	27	30	32,4	34,4	36	38,6

Norma PN-B-03264:1984 [N20] wprowadziła ponadto dodatkowe współczynniki korekcyjne przez które należało mnożyć wytrzymałości podane w tabl. 30:

- $m_{b1} = 1,2$ – w przypadku jednokrotnego obciążenia krótkotrwałego,
- $m_{b2} = 0,75$ – w przypadku długotrwałego działania temperatury powyżej 100°C,
- m_{b3} i m_{b14} według odpowiednich punktów w normie w przypadku działania odpowiednio obciążeń wielokrotnie zmiennych oraz obciążeń miejscowych.

W 1988 r. przyjęto nowelizację normy materiałowej dla betonu zwykłego PN-B-06250:1988 [N21]. W normie przyjęto klasy betonu jak w normie żelbetowej PN-B-03264:1984 [N20] oraz dodatkowo stopnie mrozoodporności (F25, F50 i F77) i wodoszczelności W2 i W4. W przypadku stopnia mrozoodporności liczba po literze F oznacza liczbę cykli zamrażania i odmrażania, którą mają przejść betonowe próbki. Liczba po literze W w stopniu wodoszczelności oznaczała 10-krotną wartość ciśnienia w MPa, działającego na próbki betonowe. Norma PN-B-06250:1988 [N21] zalecała przyjęcie opisu betonu zawierającego klasę, stopień mrozoodporności i stopień wodoszczelności (np. B25 F50 W4).

Określenie wytrzymałości na ściskanie betonu norma PN-B-06250:1988 [N21] zalecała wykonywać na próbkach kostkowych typów A, B i C:

- Typ A, długość boku $a = 20$ cm, do betonu o wymiarze kruszywa < 63 mm, współczynnik przeliczeniowy do próbki typu B wynosi 1,05,
- Typ B, długość boku $a = 15$ cm, do betonu o wymiarze kruszywa < 32 mm,
- Typ C, długość boku $a = 10$ cm, do betonu o wymiarze kruszywa < 16 mm, współczynnik przeliczeniowy do próbki typu B wynosi 0,9.

Zgodnie z PN-B-06250:1988 [N21] partia betonu mogła być zakwalifikowana do danej klasy, jeśli jego wytrzymałość określana na próbkach typu B spełniała następujące warunki:

- Przy liczbie próbek n mniejszej niż 15:

$$R_{i,\min} \geq \alpha R_b^G, \quad (16)$$

gdzie:

$R_{i,\min}$ – najmniejsza wartość wytrzymałości badanej serii n próbek,

R_b^G – wytrzymałość gwarantowana,

α – współczynnik zależny od liczby n próbek, według tablicy 31.

Tablica 31. Współczynnik α do określania klasy betonu

Tablica 6. Brak opisu tablicy w normie

Liczba próbek n	α
3÷4	1,15
5÷8	1,10
9÷14	1,05

W przypadku gdy warunek (16) nie został spełniony można było dodatkowo sprawdzić kryterium podwójne:

$$\begin{aligned} R_{i,\min} &\geq R_b^G, \\ R_{\text{sr}} &\geq 1,2R_b^G \end{aligned} \quad (17)$$

gdzie:

R_{sr} – średnia wartość wytrzymałości badanej serii n próbek.

- Przy liczbie próbek $n \geq 15$ klasę betonu należało ustalać z warunku:

$$\begin{aligned} R_{i,\min} &\geq R_b^G, \\ R_{\text{sr}} - 1,64s &\geq R_b^G \end{aligned} \quad (18)$$

gdzie:

s – odchylenie standardowe.

W 1999 r. wprowadzono normę żelbetową PN-B-03264:1999 [N22]. Była to tzw. norma pomostowa, wprowadzająca już częściowo zapisy Eurokodu 2. W zawiązku z tym zmieniono nieco klasy betonu (pozostawiając jednak wciąż klasę oznaczoną literą B) i częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla betonu. Liczba dostępnych klas betonu pozostała bez zmian, ale najniższą klasą betonu została B15, zamiast B35 wprowadzono B37, a zamiast B40 – B45. Dodano nowe klasy B55, B60, B65 i B70. Zmieniły się ponadto symbole liczbowe oznaczające wytrzymałości. W tablicy 32 pokazano charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości betonu według normy PN-B-03264:1999 [N22].

Tablica 32. Charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości betonu według normy PN-B-03264:1999 [N22]

Tablica 2. Wytrzymałości oraz moduł sprężystości betonu przyjmowane do obliczeń

Klasa betonu	B15	B20	B25	B30	B37	B45	B50	B55	B60	B65	B70
Wytrzymałość gwarantowana $f_{c,cube}^G$, MPa	15	20	25	30	37	45	50	55	60	65	70
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie f_{ck} , MPa	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie f_{ctk} , MPa	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,1*	3,2*
Wytrzymałość średnia na rozciąganie f_{ctm} , MPa	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4*	4,6*
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie f_{cd} , MPa	8	10,6	13,3	16,7	20	23,3	26,7	30	33,3	36,7	40
Wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie f_{ctd} , MPa	0,73	0,87	1	1,2	1,33	1,47	1,67	1,8	1,93	1,06*	2,13*
Wytrzymałość obliczeniowa konstr. bet. na ściskanie f_{ct}^* , MPa	6,7	8,9	11,1	13,9	16,7	19,4	22,2	25	27,8	30,6	33,3
Moduł sprężystości E_b , GPa	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37	38*	39*

* wartości orientacyjne, należy sprawdzać doświadczalnie

Norma PN-B-03264:1999 [N22] zalecała przyjmować następujące częściowe współczynniki bezpieczeństwa:

- w sytuacjach trwałych i przejściowych:
 $\gamma_c = 1,5$ w konstrukcjach żelbetowych i sprężonych,
 $\gamma_c = 1,8$ w konstrukcjach betonowych,

- w sytuacji wyjątkowej:
 $\gamma_c = 1,3$ w konstrukcjach żelbetowych i sprężonych,
 $\gamma_c = 1,6$ w konstrukcjach betonowych.

Wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie norma zezwalała obliczać ze wzoru:

$$f_{ck} = 0,8 f_{c,cube}^G, \quad (19)$$

a wytrzymałość średnią betonu na ściskanie z zależności:

$$f_{cm} = f_{c,k} + 8. \quad (20)$$

Wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie można przyjąć ze wzoru:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{c,k}^{2/3}, \quad (21)$$

a wytrzymałość charakterystyczną betonu na rozciąganie ze wzoru:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}. \quad (22)$$

Norma PN-B-03264:1999 [N22] nowelizacji doczekała się już 3 lata później w postaci normy PN-B-03264:2002 [N23]. Zrezygnowano w niej z dwóch ostatnich klas betonu (B65 i B70), a wartości wytrzymałości betonu w pozostałych klasach nie zmieniły się. W połowie klas podwyższono za to nieco moduł sprężystości (tabl. 33).

Tablica 33. Charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości betonu według normy PN-B-03264:2002 [N23]

Tablica 2. Wytrzymałości oraz moduł sprężystości betonu przyjmowane do obliczeń

Klasa betonu	B15	B20	B25	B30	B37	B45	B50	B55	B60
Wytrzymałość gwarantowana $f_{c,cube}^G$, MPa	15	20	25	30	37	45	50	55	60
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie f_{ck} , MPa	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie f_{ctk} , MPa	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
Wytrzymałość średnia na rozciąganie f_{ctm} , MPa	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie f_{cd} , MPa	8	10,6	13,3	16,7	20	23,3	26,7	30	33,3
Wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie f_{ctd} , MPa	0,73	0,87	1	1,2	1,33	1,47	1,67	1,8	1,93
Wytrzymałość obliczeniowa konstr. bet. na ściskanie f_{ct}^* , MPa	6,7	8,9	11,1	13,9	16,7	19,4	22,2	25	27,8
Moduł sprężystości E_b , GPa	27	29	30	31	32	34	35	36	37

Do wzorów na wytrzymałości obliczeniowe betonu na ściskanie i rozciąganie wprowadzono dodatkowe współczynniki α_{cc} i α_{ct} :

$$(1) \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c, \quad (23)$$

$$(2) \quad f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c, \quad (24)$$

gdzie:

α_{cc} – współczynnik uwzględniający wpływ obciążenia długotrwałego, niekorzystny efekt sposobu przyłożenia obciążenia, a w przypadku słupów również wpływ małych przekrojów,

α_{ct} – współczynnik uwzględniający wpływ obciążenia długotrwałego oraz niekorzystny efekt sposobu przyłożenia obciążenia.

Współczynniki α_{cc} i α_{ct} norma zwykle zalecała przyjmować równe jedności, za wyjątkiem:

- elementów konstrukcyjnych o wyjątkowym znaczeniu, których zniszczenie pociągałoby za sobą katastrofalne skutki społeczne i materialne, wówczas $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 0,85$,
- elementów ściskanych o małym przekroju poprzecznym $A \leq 0,09 \text{ m}^2$, gdy jeden z boków lub średnica przekroju są mniejsze niż 0,25 m, dla których:

$$(5) \quad \begin{aligned} \alpha_{cc} &= 0,85 \text{ dla } 0,04 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 0,09 \text{ m}^2, \\ \alpha_{cc} &= 0,85(A_c/0,04)^{1/2} \text{ dla } A_c < 0,04 \text{ m}^2. \end{aligned} \quad (25)$$

Częściowe współczynniki bezpieczeństwa i wzory (19÷22) pozostały jak w normie PN-B-03264:1999 [N22].

W 2002 r. wprowadzono normę uznaniową PN-EN 206-1:2002 [N24] (angielska wersja). W normie tej przyjęto stosowane obecnie klasy betonu oznaczone literą C oraz cyframi oznaczającymi odpowiednio wytrzymałość walcową i kostkową betonu (np. C20/25). Polska edycja normy powstała w 2003 r. - PN-EN 206-1:2003 [N25]. W normach tych, w porównaniu do normy żelbetowej z 2002 r. wprowadzono dodatkowe klasy betonu (C8/10, C55/67, C60/75, C70/85, C80/95, C90/105, C100/115). Następnie powstawały poprawki i uzupełnienia do normy, a jej najnowsza wersja pochodzi z 2016 r. [N27].

Zmiana Ap1 z grudnia 2004 r. wprowadzano do normy żelbetowej PN-B-03264:2002 [N23] klasy oznaczone literą C. Klasy z normy materiałowej zostały następnie powtórzone w Eurokodzie 2 [N26].

4.4. Porównanie marek i klas betonu

Poniżej w tabl. 34 pokazano porównanie stosowanych w kraju marek i klas betonu. Wykorzystano przy tym korelacje zawarte w normach, jak i w literaturze przedmiotu (np. w poszczególnych wydaniach pracach [16], [38]).

Tablica 34. Porównanie stosowanych w kraju marek i klas betonu

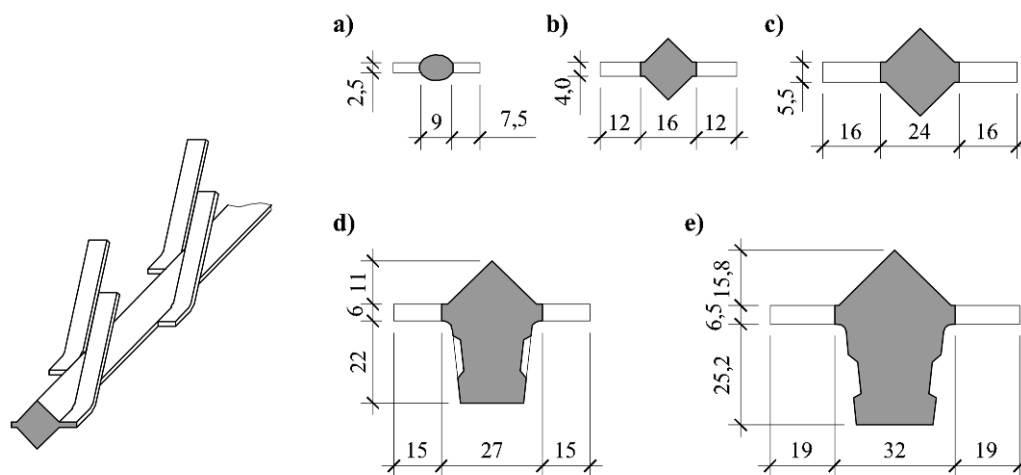
Marka betonu R_w do 1951 r.	Klasa betonu 1969÷1975	Klasa betonu 1975÷1984	Klasa betonu 1984÷1999	Klasa betonu 1999÷2002	Klasa betonu w 2002 r. norma żelbetowa	Klasa betonu od 2002 r. norma mater.
$R_w = 50$	-	-	-	-	-	-
$R_w = 70$	B-0	-	-	-	-	-
$R_w = 90$	B-I, B-0 ¹	B75	B7,5	-	-	-
$R_w = 110$	-	B100	B10	-	-	C 8/10
$R_w = 140$	B-II, B-I ¹	-	B12,5	-	-	-
$R_w = 170$	B-IIIa	B150	B15	B15	B15	C12/15
$R_w = 200$	B-III, B-IVa ²	-	B17,5	-	-	-
$R_w = 250$	B-IVa, B-IV ²	B200	B20	B20	B20	C16/20
$R_w = 300$	B-Va ²	B250	B25	B25	B25	C20/25
-	-	B300	B30	B30	B30	C25/30
$R_w = 400$	B-V ²	B350	B35	-	-	-
-	-	-	-	B37	B37	-
$R_w = 500$	B-VI ²	B400	B40	-	-	-
-	-	-	-	B45	B45	C35/45
$R_w = 600$	B-VII ²	B500	B50	B50	B50	C40/50
-	-	-	-	B55	B55	C45/55
-	-	-	-	B60	B60	C50/60
-	-	-	-	B65	-	-
-	-	-	-	-	-	C55/67
-	-	-	-	B70	-	-
-	-	-	-	-	-	C60/75
-	-	-	-	-	-	C70/85
-	-	-	-	-	-	C90/105
-	-	-	-	-	-	C100/115

1) warunki prymitywne, 2) warunki przemysłowe

5. Zalecenia dotyczące zbrojenia opisywane w literaturze

Na początku XX wieku, choć znano prace Koena, Christoha i Thulliego, nie istniały jednolite procedury obliczania nośności elementów żelbetowych. Zalecenia niemieckiej policji budowlanej nakazywały sprawdzanie nośności konstrukcji żelbetowych stosując obciążenie próbne dwukrotnie większe od planowanego obciążenia użytkowego [4], [5], [14], [15], [18]. Brak jednolitych wytycznych odnośnie obliczania konstrukcji spowodowany był też zróżnicowanymi mechanicznymi własnościami stali stosowanych jako zbrojenie. Do zbrojenia konstrukcji żelbetowych początkowo używano tzw. żelazo zgrzewne zwane też kowalnym. Żelazo to wytwarzano w piecach pudlarskich w procesie stapiania surówki gorącym gazem, powstającym przy spalaniu węgla lub koksu [4], [5]. Po skrzepnięciu żelazo obrabiano przez kucie. W konstrukcyjnych stalach zgrzewnych do wyrobu jednego elementu stosowano często stale pochodząc z różnych wytopów. Stąd w prętach wykonanych z tych stali spotyka się często duże niejednorodności składu chemicznego oraz warstwową budowę. Dlatego stale stosowane na początku XX wieku cechuje duży rozrzut cech mechanicznych. W latach 1895 ÷ 1915 stosowano wiele różnych rodzajów zbrojenia, które jednak w większości wypadków nie rozpowszechniły się [2]. Ciekawym rodzajem zbrojenia było zbrojenie zwane Kahn-Eisen wykonywane w pięciu typach z płaskownikami wzdłuż pobocznic oraz ze skrzydełkami (rys. 35). Zestawienie stali typu Khan-Eisen zamieszczono w tabl. 35.

Najczęstszymi stosowanymi na przełomie XIX i XX wieku typami zbrojenia były jednakże pręty o przekroju okrągłym, kwadratowym i eliptycznym lub płaskowniki, czy też wykonane z płaskowników elementy o przekroju teowym.



Rys. 35. Stal typu Khan-Eisen ze skrzydełkami i z odcinkami płaskownika wzdłuż pobocznic: a) typ A, b) typ I, c) typ II, d) typ III, e) typ IV

Tablica 35. Zbrojenie typu Khan-Eisen [32]

Typ zbrojenia	Pole przekroju mm ²	Pole przekroju skrzydełek mm ²	Ciężar kg/m	Długość odgiętych skrzydełek mm
A	47	19	0,65	100÷200
I	159	48	2,0	150; 300; 450; 600; 750; 900
II	334	88	4,0	
III	770	90	7,4	
IV	1029	123	10,0	

Od roku 1907 do zbrojenia elementów betonowych stosowano już tylko tzw. żelazo zlewne pospolitej jakości, o wytrzymałości na rozciąganie $R_m = 370 \div 460$ MPa [4], [14], [15]. Produkcja stali odbywała się w konwertorach z wykładziną krzemionkową, gdzie w procesie przedmuchiwania powietrzem ciekłej surówki uzyskiwano stal płynną (tzw. zlewną) o dowolnie ograniczonej zawartości węgla, krzemu i manganu [15]. Stal zlewna w porównaniu do stali zgrzewnej ma znacznie lepsze parametry mechaniczne – cechuje się jednorodnym składem chemicznym, bez wtrąceń żużlowych i segregacji składników. Stosowane w Polsce pręty ze stali zlewnych miały zwykle kołowe przekroje i cechowały się modułem sprężystości na poziomie $E = 200 \div 210$ GPa, granicą plastyczności na poziomie $240 \div 340$ MPa i wytrzymałością na rozciąganie $420 \div 480$ MPa [42]. Najczęściej stosowano pręty średnicy $5 \div 40$ mm, rzadziej zaś średnicy 50 mm.

W roku 1900 na terenie ówczesnej monarchii austro-węgierskiej stal zlewna obejmowała około 83% całej produkcji, a dziesięć lat później już 95%.

W tablicy 36 zamieszczono za [4], [5], [14], [15], z uwzględnieniem wartości podanych w [23], zestawienie cech wytrzymałościowych oraz składu chemicznego stali stosowanych na przełomie wieku XIX i XX do zbrojenia betonu. Zestawienie to stanowi pewne uogólnienie cech na spotykanych wówczas stali. Znaczne rozbieżności między minimalnymi i maksymalnymi wartościami wytrzymałości wynikają z dużego zróżnicowania chemicznego składu stali, różnych metod ich produkowania i przetwarzania, a także z historii obciążenia badanych konstrukcji oraz zastosowanych metod badawczych [5], [15].

Tablica 36. Żelazo zgrzewane i zlewane stosowane w budownictwie w drugiej połowie XIX wieku i na początku XX wieku [4], [5], [15]

Rodzaj stali		Cechy wytrzymałościowe				Skład chemiczny			
		R_m	$R_{e,min}$	R_{sp}	E	C	Si	P	S
		MPa				zawartość %			
Żelazo zgrzewne	min	340	240	150	130000	0,018	0,02	0,02	0,01
	max	380	260	160	210000	0,30	0,33	0,47	0,06
Żelazo zlewne	min	314	215	200	200000	0,030	0,020	0,004	0,004
	max	480	340	240	215000	0,12	0,18	0,16	0,17

Oznaczenia: R_m - wytrzymałość na rozciąganie, $R_{e,min}$ - minimalna granica plastyczności, R_{sp} - granica sprężystości, E - współczynnik sprężystości podłużnej

6. Przepisy, zalecenia i wytyczne norm dotyczące zbrojenia

6.1. Metoda naprężeń liniowych (zwana też metodą klasyczną lub metodą naprężeń dopuszczalnych)

W Niemczech, w roku 1925, sformułowane zostały zasady ustalania nośności i wykonywania zbrojenia elementów betonowych [N28]. Wprowadzono jednolite nazewnictwo stali zlewnych i na tej podstawie wdrożono do produkcji wiele jej gatunków. Przyjęto podział stalowego zbrojenia na cztery klasy wytrzymałościowe BSt I – BSt IV (tablica 37). W klasach: BSt II, BSt III i BSt IV rozróżniano stale zbrojeniowe utwardzone naturalnie, co oznaczano dodatkowym znakiem „a” oraz stale specjalne, ulepszone cieplnie lub przez przeciąganie na zimno, co oznaczano symbolem „b”. Stale zbrojeniowe klas: BSt IIb, BSt IIIb i BSt IVb były niespawalne i nie mogły być także obrabiane cieplnie. Z uwagi na małą wydłużalność nie stosowano też tych stali do elementów poddawanych obciążeniom udarowym [4], [5], [14], [15].

Tablica 37. Grupy stali do zbrojenia betonu [N28], [22]

Klasa stali	Rodzaj stali	D mm	R _{e, min} MPa	R _m MPa	min A10 %
BSt I	stale zlewne, bez dodatkowej obróbki	–	220	340 - 500	18
BSt II	stale wysokowartościowe, utwardzane naturalnie	≤18 ≥ 18	360 340	500 – 620 500 - 640	20 18
BSt IIb	stale specjalne, ulepszone cieplnie	≤18 ≥ 18	420 400	500	18
BSt IIIa	stale naturalnie utwardzane	≤18 ≥ 18	420 400	500	8
BSt IIIb	stale specjalne ulepszone na zimno (tylko jako stale kształtowe do zbrojenia betonu)	≤18 ≥ 18	420 400	500	8
BSt IVa	stale utwardzane naturalnie	–	500	–	16
BSt IVb	stale specjalne ulepszone na zimno oraz siatki zbrojeniowe	–	500	–	8

Pręty zbrojeniowe zaliczane do klasy BSt I i BSt II były gładkie i miały zazwyczaj przekrój okrągły, kwadratowy lub prostokątny [22]. Do stali klasy BSt II zaliczono produkowane od roku 1943 zbrojenie w postaci prętów o przekroju okrągłym z pręgami poprzecznymi i podłużnymi (rys. 36a). Stal wykorzystywana do produkcji tego zbrojenia była utwardzana naturalnie i spawalna, przez co znalazła szerokie zastosowanie w konstrukcjach żelbetowych.

Stosowane w tym czasie w kraju zbrojenie typu Griffel [58], produkowane z wysokowartościowej stali węglowej, zaliczono również do klasy BSt II. Wytrzymałość na rozciąganie tej stali wynosiła 550 ÷ 590 MPa, a granica plastyczności około 390 MPa (jako minimalną dopuszczano 353 MPa) [6], [9], [10], [42]. Przekrój pręta jest okrągły z symetrycznie wyciętymi dwoma soczewkami (rys. 36b). Powierzchnia przekroju równa

jest 2/3 powierzchni pręta okrągłego, o średnicy równej maksymalnej wysokości przekroju pręta, natomiast obwód pręta typu Griffel jest równy obwodowi pręta okrągłego. Zbrojenie to odznaczało się dużą ciągliwością i dobrą spawalnością.

Do klasy BSt IIb zaliczano stosowane od połowy lat trzydziestych XX wieku zbrojenie typu Isteg, składające się z dwóch prętów o przekroju okrągłym skręconych wokół wspólnej osi podłużnej (rys. 36c). Na skutek skręcania na zimno prętów następowało ich wydłużenie o 6% i podwyższenie granicy plastyczności do 350 MPa [6]. Badania wykazały, że z czasem nie następował spadek granicy plastyczności [67]. Średnica pojedynczego pręta stali Isteg wynosiła $5,5 \div 20$ mm, a skok zwoju prętów nie mniej niż 8 i nie więcej niż 12,5 średnic pręta [10], [15], [38]. Stali tej nie można było stosować w elementach poddanych obciążeniom ściskającym [2].

Pręty zbrojeniowe z brodawkami (z niem. Nockenstahl) stosowano od 1938 roku i przy średnicach z przedziału $8 \div 20$ mm zbrojenie to zaliczane było do klasy BSt IVa, przy średnicach $22 \div 26$ mm do klasy IIIa [2], natomiast pręty o średnicach przekraczających 26 mm zaliczano do klasy II [15]. Rozstaw brodawek w prętach wynosił około 330 mm (rys. 36d).

Pokazane na rys. 36e pręty o przekroju krzyżowym, skręconym dodatkowo wokół osi podłużnej (z niem. Drillwulst-Stahl) wykonywano w latach 1937 \div 1943 ze stali niespawalnej ulepszonej przez przeciąganie na zimno. Stal ta miała granicę plastyczności równą 353 MPa, a pręty zbrojeniowe z niej wykonane zaliczano do klasy III. Od roku 1943 stal tę produkowano jako naturalnie utwardzaną, zaliczaną do grupy BSt IIIa [2].

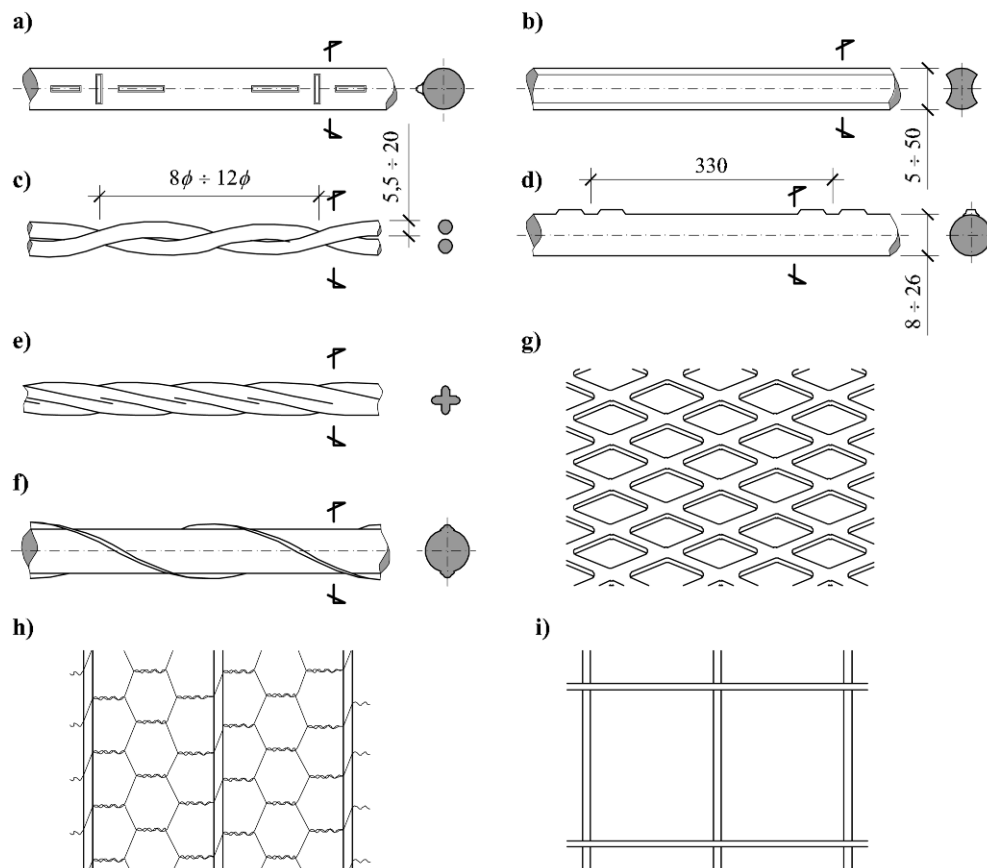
Od roku 1938 produkowano pręty zbrojeniowe o przekroju okrągłym ze spiralnymi żebrami (z niem. Torstahl) – rysunek 36f. Pręty te wytwarzano przez skręcanie wokół osi podłużnej profilu o przekroju okrągłym z dwoma symetrycznymi żebrami podłużnymi. Proces skręcania powodował podwyższenie granicy plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie stali, dzięki czemu zbrojenie zaliczano do klasy BSt IIIb [1]. Granica plastyczności prętów do średnicy 18 mm wynosiła 420 MPa, natomiast wydłużenie przy zerwaniu – 8% [15].

Już przed 1937 rokiem stosowano tzw. stal grzebieniową [6], [10], [61], [68]. Najczęściej stosowano kwadratowy przekrój poprzeczny o wysokości boku $a = 6 \div 30$ mm. Charakterystyczną cechą prętów z tej stali było równomierne rozmieszczenie poprzecznych żeberka wzdłuż boków. W prętach o przekroju kwadratowym żeberka rozmieszczane były w rozstawach $3a \div 5a$. Granica plastyczności stali grzebieniowej wynosi 360 MPa. Niestety w pracach [6], [9] nie określono dokładnego kształtu stali grzebieniowej, należy jednak przypuszczać, że wyglądała ona tak jak stal stosowana po roku 1945.

Zbrojenie konstrukcji siatkami stalowymi stosowano już na początku XX wieku. Siatki otrzymywano przez odpowiednie nacięcie $3 \div 7$ mm blach o grubości $2 \div 5$ mm i ich rozciągnięcie [2], [15]. Utworzone w ten sposób siatki mają rombowe oczka (rys. 36g) i pręty odchylone od poziomu. Zbrojenie siatkami stosowano w masywnych stropach, przy dużych obciążeniach użytkowych oraz w biegach schodowych. Granica plastyczności siatek ciągnionych (przy kącie oczka siatki $\alpha = 43^\circ$) wynosiła 360 MPa. W późniejszym okresie siatki tego typu nazywano w Polsce siatkami Ledóchowskiego lub górniczymi.

Od roku 1937 w konstrukcjach żelbetowych stosowano również siatki plecione oraz siatki spawane punktowo [2], [15], [57]. Siatkę plecioną otrzymywano przez splot drutów z podłużnymi prętami zbrojeniowymi w układzie jak na rysunku 36h. Siatkę spawaną (rys. 36i) otrzymywano przez punktowe spawanie w miejscach łączenia prętów. Średnice prętów zbrojeniowych stosowanych w spawanej siatce wynosiły $3 \div 8$ mm, rzadziej zaś 12 mm. Oczka siatki wynosiły w kierunku podłużnym $50 \div 200$ mm, natomiast w kierunku poprzecznym $50 \div 300$ mm. Siatki spawane punktowo zaliczano do klasy IVb.

W pierwszych krajowych przepisach [N2] zawarto jedynie lakoniczne informacje dotyczących stali zbrojeniowej. Nakazano używanie żelaza zlewne lub miękkiej stali zlewnej. Największy wymiar przekroju pojedynczej wkładki nie powinien być większy niż 50 mm, natomiast najmniejsza średnica pręta to 5 mm.



Rys. 36. Zbrojenie stosowane na terenie dzisiejszej Polski po roku 1925:

- a) pręty o przekroju okrągłym z pręgami podłużnymi, b) zbrojenie Griffel, c) zbrojenie Isteg, d) pręty zbrojeniowe z brodawkami, e) pręty o przekroju krzyżowym, skręconym, f) pręty zbrojeniowe o przekroju okrągłym ze spiralnymi żebrami, g) siatki cięto-ciągnięte, h) siatki plecione, i) siatki spawane

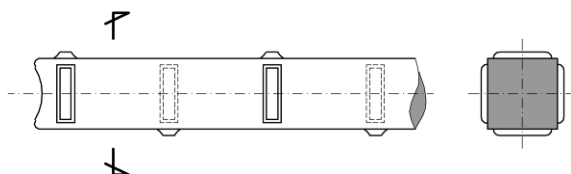
Pierwsza norma do projektowania konstrukcji żelbetowych PN-B-195:1945 [N9] jako zbrojenie do betonu uznaje stal handlową gładką, bez stwierdzonej granicy plastyczności, stal konstrukcyjną gładką o granicy plastyczności 240 MPa, stal przednią gładką o granicy plastyczności 360 MPa oraz stale żebrowane o granicy plastyczności 240 MPa – przednią i wydłużaną na zimno. Do przedniej stali żebrowanej zaliczano pręty zaopatrzone w żeberka, ząbki i bruzdy w odstępach w świetle nie większych od 6 średnic. Do żebrowanej stali wydłużanej na zimno zaliczano pojedyncze żebrowane pręty wydłużane

przez osiowe rozciąganie oraz stal Isteg. Dopuszczono również do stosowania siatki cięto-ciągniętej takiej, jak stosowane przed 1945 r.

Norma PN-H-93215:1949 [N29] była pierwszą polską normą określającą zbrojone zbrojenie do konstrukcji żelbetowych i precyzowała w tym zakresie zapisy PN-B-195:1945 [N9]. W normie przyjęto zbrojenie tzw. stalą grzebieniową z prętów o przekroju kwadratowym z poprzecznymi żebrami (rys. 37). Nie określono wymiarów żeber ani ich odstępów, zastrzeżono zaś, że rozmieszczenie i wzajemne położenie żeber może być inne niż na rys. 9.3. Program produkcji zbrojenia obejmował pręty o długości boku przekroju $6 \div 30$ mm, co 2 mm do 22, a dalej 25, 28 i 30 mm.

6.2. Metoda odkształceń plastycznych (zwana też metodą obciążeń krytycznych)

W roku 1951 norma do projektowania konstrukcji żelbetowych PN-B-03260:1951 [N10] wprowadziła znak i cechę stali stosowanych do zbrojenia betonu (tablica 38). Stal grzebieniowa otrzymała znak OW50 i cechę K50B.



Rys. 37. Stal grzebieniowa zwana po roku 1951 stalą gatunku OW50, cechy K50B, natomiast po roku 1954 stalą gatunku St50B

Tablica 38. Stal do zbrojenia betonu wg PN-B-03260:1951 [N10]

Tablica 2. Obliczeniowe granice plastyczności stali i przynależne im marki betonu

Rodzaj stali	Znak gatunku stali	Cecha	Granica plastyczności Q_s , w kg/cm^2	Przynależna marka betonu co najmniej, R_w w kg/cm^2
Gładka pospolitej jakości	0	X	2300	110
Gładka pospolitej jakości	OW37	K37B	2500	110
Żebrowana wysokiej wytrzymałości	OW50	K50B	3600	140
Siatka jednolita	–	–	3200	140

W projekcie normy żelbetowej PN-B-03260:1954 [N11] stal gatunku OW50, cechy K50B (dawniej zwaną grzebieniową) zakwalifikowano do stali gatunku St50B, zaś stalom gładkim nadano nowe oznaczenia gatunku (tablica 39). Zrezygnowano z oznaczania cechy stali. Zmieniono oznaczenie gatunku stali, które składa się z litery St i liczby porządkowej wskazującej gatunek stali w zależności od składu chemicznego i właściwości mechanicznych. W stalach St37B, St37S i St50B liczba określa wytrzymałość na

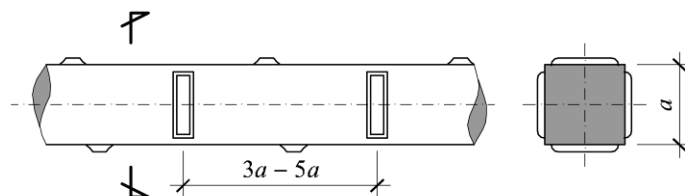
rozciąganie w kG/mm^2 , literka S oznacza przydatność do spajania, a literka B przeznaczenie stali do zbrojenia betonu. W pierwszej edycji normy PN-B-03260:1956 [N13] tablica stali była taka jak w projekcie PN-B-03260:1954 [N11], a w kolejnych jej nowelizacjach zmieniano i wprowadzano nowe gatunki oraz dodano klasy stali.

Tablica 39. Stal do zbrojenia betonu wg PN-B-03260:1956 [N13]

Tablica 3. Obliczeniowe granice plastyczności stali

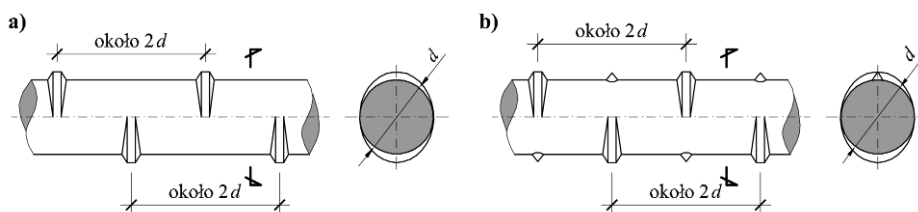
Klasa stali	Znak gatunku stali	Przy grubości nominalnej walcówki lub pręta, mm	Granica plastyczności stali Q_r kG/cm^2	
			minimalna wg PN-H-84021:1964	obliczeniowa
A-0	St0, St0S	do 30	nie określa się	2500
A-I	St3SX, St3SY	do 40	2400	2500
A-II	18G2	do 25 powyżej 25 do 40	3600 3400	3600
A-III	34GS	do 18 powyżej 18	4200 4000	4200 4000

W 1957 roku walcowane na gorąco kwadratowe pręty żebrowane ze stali gatunku St50B (dawniej stal grzebieniowa lub stal gatunku OW50, cechy K50B), za sprawą normy PN-H-93215:1957 [N30], zmieniły nieco kształt (rys. 38). Poprzeczne żebra zostały ułożone mijankowo, a norma definiowała odstęp żeber na $3 \div 5$ długości boku przekroju. Podano ponadto wysokości i szerokości żeber oraz dopuszczalne odchyłki wymiarów. Zachowano wcześniejszy typoszereg produkowanych przekrojów.



Rys. 38. Stal gatunku St50B stosowana po roku 1957

W roku 1959 wprowadzono pierwszą żebrowaną stal o przekroju okrągłym, przeznaczoną do zbrojenia betonu. Norma PN-H-93244:1959 [N31] określiła techniczne wymagania stali nowych gatunków znaku St52 oraz St50B. Na podstawie tej normy żebrowane pręty ze stali gatunku St50B po raz drugi zmieniły kształt przekroju, tym razem z kwadratowego na okrągły. Stale znaku St52 oraz St50B mają przekrój okrągły z poprzecznymi żebrami rozmieszczonymi mijankowo co około dwie średnice. Pręty gatunku St50B różnią się od prętów stali St52 brodawkami umieszczonymi symetrycznie naprzeciwko żeber (rys. 39). Na długości 1 m pręty mają minimum 4 brodawki. Wytrzymałościowe parametry nowych stali pozostały takie jak dawnej stali St50B. Średnice prętów, dopuszczalne odchyłki oraz wymiary żeber zamieszczono w tabl. 40.



Rys. 39. Stal zbrojeniowa stosowana po roku 1959: a) gatunku St52, b) gatunku St50B

Tablica 40. Stal do zbrojenia betonu wg PN-H-93244:1959 [N31]

Tablica 1. Brak opisu tablicy

Średnica d mm	Odstęp żeber	Wymiary żeber			Powierzch. przekroju	Ciężar 1m, kg	Średnica przelicz- eniowa, mm	
		wysok ość min.	grubość u podstawy	grubość wierzch ołka				
8,3	+ 0,5 - 0,4	około $2d$	0,1 d	około 0,2 d	około 0,1 d	54,1	0,435	10
10,0						78,5	0,631	12
11,7						108	0,868	14
13,3						139	1,118	16
15,0						177	1,424	18
16,7	± 0,5					219	1,762	20
18,3						263	2,116	22
20,0						314	2,527	24
21,7						370	2,978	26
23,3						426	3,427	28
25,0	± 0,75					491	3,951	30
26,7						560	4,508	32
29,2						670	5,390	35

Norma PN-H-84021:1963 [N32] wprowadziła nowy podział na klasy stali i oraz określiła gatunki zbrojenia stosowane w budownictwie. Podział na pięć klas stali przyjęto za projektowaną normą RWPG PC 586-66 [N33]. Zmiana do żelbetowej normy PN-B-03260:1956 [N13] z czerwca 1965 r. zatwierdziła do stosowania w żelbecie gatunki stali według normy PN-H-84021:1963 [N32], z pominięciem stali klasy A-IV gatunku 60GS, która przyjęta została w dopiero następnej nowelizacji normy w 1974 r. Wycofano zbrojenie gatunku St52, a w jego miejsce prowadzono stal gatunku 18G2 o takim samym wyglądzie (rys. 39a). Wprowadzone oznaczenie gatunku stali zawiera informację o jej składzie chemicznym oraz właściwościach mechanicznych. W wypadku stali niestopowej znak gatunku składa się z liter St, liczby porządkowej, która wskazuje gatunek stali oraz liter, które oznaczają: S – przydatność do spajania, X – stal uspokojoną, Y – stal półuspokojoną, b – stal do zbrojenia betonu. W oznaczeniu gatunku stali niskostopowej dwucyfrowe liczby umieszczone na początku podają średnią zawartość węgla w setnych procenta, a litery oznaczają: G – zawartość manganu w stali, S – zawartość krzemu (jeżeli jego średnia wartość przekracza 0,5%).

W celu odróżnienia zbrojenia gładkiego klasy A-0 i A-I przyjęto zbrojenie klasy A-I oznaczać czerwoną farbą olejną przez namalowanie pasów szerokości minimum 25 mm w odległości 1,5 m od końca z obu stron pręta. Taki sposób oznaczenia nie pozwala na określenie gatunku stali podczas prac diagnostycznych.

Kształt żebrowanego zbrojenia klas A-II i A-III określono dopiero w normach PN-H-93243:1970 [N34] i PN-H-93215:1969 [N35]. Stale żebrowane otrzymały dwa żebra podłużne oraz żebra poprzeczne nachylone do żeber podłużnych pod jednakowym kątem z przedziału $50 \div 70^\circ$. Rozstaw poprzecznych żeber wynosi 5 mm na prętach średnicy do 9 mm, 7 mm na prętach średnicy $10 \div 14$ mm, 10 mm na prętach średnicy $16 \div 28$ mm oraz 14 mm na prętach o średnicy 32 mm. Pręty zbrojeniowe stali klasy A-II są żebrowane jednoskośnie (tzw. użebrowanie „na okrętkę”), natomiast stali klasy A-III dwuskośnie (tzw. użebrowanie „w jodełkę”).

Klasa A-II reprezentowana jest przez zbrojenie nowego gatunku 18G2 (którego kształt zmieniono po 1970 roku) i gatunku St50B, które po raz trzeci otrzymało nowy kształt, tym razem podobny do nowej stali 18G2. W celu rozróżnienia obu stali gatunek St50B zaopatrzone jest w dwie brodawki rozmieszczane na dwóch przeciwległych końcach pręta zbrojeniowego. Takie oznaczenie niestety często uniemożliwia rozróżnienie obu gatunków w odkrywkach.

Średnice zbrojenia klas A-0 i A-I przyjęto z przedziału $5,5 \div 45$ mm. W tabelicy 41 podano zakres stosowanych średnic i odchyłki wymiarowe prętów gładkich. W żebrowanym zbrojeniu klas A-II i A-III przyjęto średnice w przedziale $6 \div 32$. Podawane z tego przedziału typowe średnice są zastępczymi średnicami nominalnymi i nie odpowiadają ani wewnętrznej średnicy prętów (bez żeber) ani zewnętrznej średnicy z żeberkami. W tabelicy 42 zamieszczono najważniejsze wymiary prętów, z rzeczywistymi wewnętrznymi średnicami d_1 .

W tabelicy 43 za normą PN-B-03260:1956 [N12] z poprawkami z lutego 1972 r., zamieszczono parametry wytrzymałościowe stali stosowanych po roku 1965, a widok zbrojenia przedstawiono na rys. 40.

Tablica 41. Wymiary prętów gładkich wg PN-H-93243:1970 [N34]

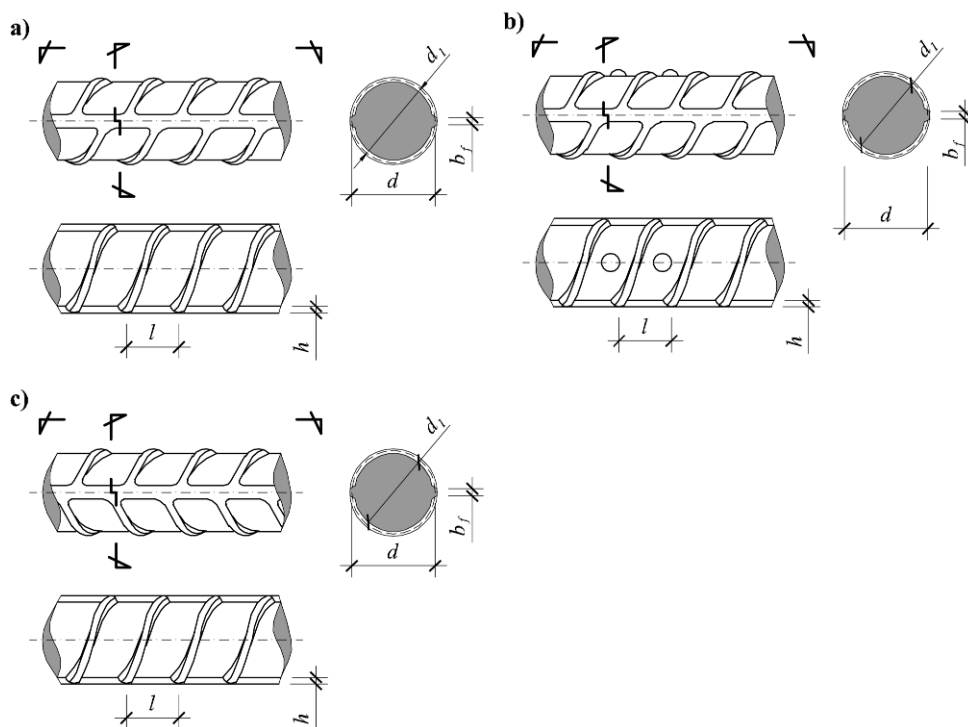
Średnica d mm	Odchyłki od średnicy mm
5,5	
6	+ 0,4
7	- 0,5
8	
10	
12	+ 0,3
14	- 0,5
16	
18	
20	+ 0,4
22	- 0,5
25	
28	
32	
34	+ 0,4
36	- 0,7
40	
45	

Tablica 42. Wymiary żebrowanego zbrojenia wg PN-H-93243:1970 [N34] i PN-H-93215:1969 [N35]

Średnica d mm	Średnica wewnętrzna (bez żeberek) d ₁ mm	Wysokość żeberek mm	Odległość między żeberekami mm	Szerokość żeberek mm
6	5,7	0,3	5,0	0,7
7	6,7	0,3	5,0	0,7
8	7,5	0,5	5,0	1,0
9	8,5	0,5	5,0	1,0
10	9,3	0,5	7,0	1,5
12	11,0	0,8	7,0	1,5
14	13,0	0,8	7,0	1,5
16	15,0	1,0	10,0	1,5
18	17,0	1,0	10,0	2,0
20	19,0	1,0	10,0	2,0
22	21,0	1,0	10,0	2,0
25	24,0	1,0	10,0	2,0
28	26,5	1,4	10,0	2,0
32	30,5	1,6	14,0	2,5

Tablica 43. Stal do zbrojenia betonu wg PN-B-03260:1956 [N13], z poprawkami z roku 1972

Klasa stali	Znak gatunku stali	Nominalna średnica mm	Granica plastyczności MPa	
			minimalna wg [N23]	obliczeniowa
A-0	St0, St0S	≤ 30	nie określa się	250
A-I	St3SX, St3SY	≤ 40	240	250
A-II	18G2 (po 1963 r., rys. 9.5a po 1970 r., rys. 9.6a) St50B (rys. 9.6b)	≤ 25	360	360
		>25, ≤ 40	340	360
A-III	34GS (rys. 9.6c)	≤ 18	420	420
		>18, ≤ 32	400	400



Rys. 40. Stal zbrojeniowa stosowana po 1970 roku: a) klasy A-II, gatunku 18G2, b) klasy A-II, gatunku St50B, c) klasy A-III, gatunku 34GS

Kolejne zmiany kształtu i parametrów wytrzymałościowych prętów stosowanych do zbrojenia betonu nastąpiły po 1972 r. Norma PN-H-84020:1972 [N36], a za nią norma PN-H-93215:1974 [N37] wprowadziły klasę stali A-IV, zmieniła sortyment wymiarowy skreślając średnice 7, 9, 34 i 45 mm, skreśliła stal gatunku St0, natomiast w klasie A-IV wprowadziła nowe gatunki stali: 60GS, 80S, 20HG2V i 20HG2Zr. Norma wprowadziła ponadto zmianę w wyglądzie stali St50B, która po raz czwarty zmieniła kształt. Stosowane dotychczas brodawki zastąpiono przez nawalcowanie dodatkowych wzdłużnych żeberk między trzema poprzecznymi żebrakami skośnym. Dodatkowe żeberko powinno być umieszczone po jednej stronie pręta i powtarzane wzdłuż jego długości co odległość równą obwodowi przekroju. Zbrojenie gatunku 18G2 i 34GS nie zmieniło kształtu.

Pręty klasy A-IV mają, podobnie jak zbrojenie klas A-II i A-III, dwa żeberka wzdłużne. Pręty tych klas różnią się wyglądem żeberka poprzecznego, które w wypadku stali klasy A-IV jest zanikające (sierpowe) i poszerzone u podstawy w środku długości. Stal gatunków 60GS i 80GS oraz 20HG2V i 20HG2Zr wygląda tak samo. W celu ich wzajemnego odróżnienia pręty gatunku 20HG2V i 20HG2Zr mają na powierzchni nawalcowane z jednej strony dodatkowe wzdłużne żebrko o długości odpowiadającej dwóm odstępom między poprzecznymi żebrakami skośnymi, powtarzane jak w zbrojeniu St50B.

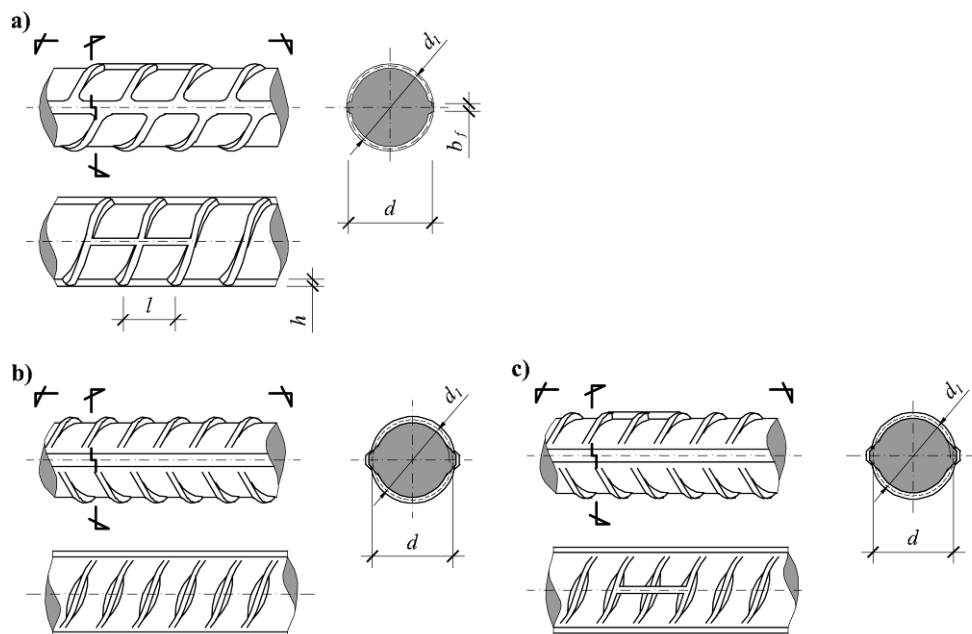
6.3. Metoda stanów granicznych (zwana też metodą częściowych współczynników bezpieczeństwa)

Nowelizacja normy do projektowania konstrukcji żelbetowych PN-B-03264:1976 [N19] przyjęła wprowadzone nowe gatunki stali, nie skreślono jednak stali St0. W tablicy 44 zamieszczono za PN-B-03264:1976 [N19] parametry zbrojenia stosowanego po 1974 roku. Widok prętów zbrojeniowych pokazano na rys. 41.

Tablica 44. Stal do zbrojenia betonu stosowana po 1974 r. [N19]

Tablica 1. Charakterystyczne i obliczeniowe wytrzymałości stali zbrojeniowej klas od A-0 do A-IV

Klasa stali i jej rodzaj	Znak gatunku stali	Nominalna średnica prętów mm	Wytrzymałość charakterystyczna R_{ak} , kG/cm ²	Wytrzymałość obliczeniowa	
				na rozciąganie R_a , kG/cm ²	na ściskanie R_{ac} , kG/cm ²
A-0 okrągła gładka	St0, St0S	5,5 ÷ 40	2200	1900	1900
A-I okrągła gładka	St3SX, St3SY	6 ÷ 40	2400	2100	2100
A-II okrągła żebrowana	18G2	6 ÷ 25	3600	3100	3100
		28 ÷ 32	3400	2900	2900
	St50B	6 ÷ 18	3600	3100	3100
		20 ÷ 32	3400	2900	2900
A-III okrągła żebrowana	34GS	6 ÷ 28	4200	3600	3600
		32	4000	3400	3400
A-IV okrągła żebrowana	60GS 80S 20HG2V 20HG2Zr	10 ÷ 18	6000	5000	4000



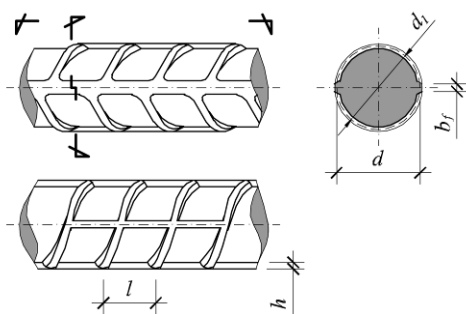
Rys. 41. Stal zbrojeniowa stosowana po 1974 roku: a) klasy A-II, gatunku St50B, b) klasy A-IV, gatunku 60GS i 80GS, c) klasy A-IV, gatunku 20HG2V i 20HG2Zr

W maju 1981 wprowadzono normę PN-H-84023:1981 [N38] określającą gatunki stali opuszczone do stosowania w kraju. Norma ta opisywała wszystkie produkowane stale i dopiero zalecenia PN-H-93215:1982 [N39] precyzowały, które z nich można stosować jako zbrojenie do betonu. W porównaniu z poprzednimi zaleceniami gatunki zbrojenia w klasach A-0, A-I i A-III nie uległy zmianie. W klasie A-II dopuszczono do stosowania nowy gatunek stali 20G2Y. Ponieważ układ żeber stali 20G2Y jest taki sam jak stali 18G2 przyjęto dodatkowe oznaczenie prętów gatunku 20G2Y czerwoną farbą od czoła na końcu prętów lub kiedy stal jest dostarczana w kręgach przez namalowanie na każdym kręgu czerwoną farbą pasa o szerokości min. 20 mm. Taki sposób znakowania w zasadzie nie pozwala na rozróżnienie gatunków w klasie A-II na etapie diagnozowania istniejących konstrukcji.

Zamiast klasy A-IV wprowadzono klasę A-IIIN. Zrezygnowano z produkcji prętów zbrojeniowych gatunków zaliczanych do klasy A-IV. W nowej klasie A-IIIN wprowadzono stal 20G2VY. Stal ta ma układ żeber w jodełkę i dla odróżnienia od stali gatunku 34GS nawalcowane co 75 cm dodatkowe odcinki żeberek wzdłużnych łączących cztery żeberka poprzeczne. PN-H-93215:1982 [N39] dawała ponadto możliwość stosowania stali gatunków St50B, 26G2S, 30GS i 35G2Y, z których to norma żelbetowa PN-B-03264:1984 [N20] przyjęła stosowaną do tej pory stal St50B. Stale stosowane po 1981 r. zestawiono w tabl. 45, a widok zbrojenia klasy A-IIIN gatunku 20G2VY przedstawiono na rys. 42.

Tablica 45. Stal do zbrojenia betonu stosowana po 1981 r. wg [N20], [N38], [N39]

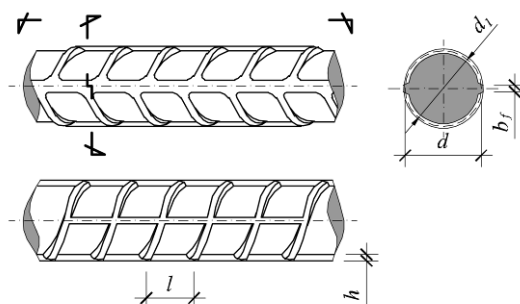
Klasa stali i jej rodzaj	Znak gatunku stali	Zakres produkowanych średnic mm	Charakterystyczna granica plastyczności f_{yk} MPa	Obliczeniowa granica plastyczności f_{yd} MPa
A-0 okrągła gładka	St0S	5,5 ÷ 40	220	190
A-I okrągła gładka	St3SX, St3SY	5,5 ÷ 40	240	210
A-II okrągła żebrowana	18G2 (rys 9.6a) St50B (rys 9.7a)	6 ÷ 32	355	310
	20G2Y (rys 9.6a – jak 18G2)	6 ÷ 28	355	310
A-III okrągła żebrowana	34GS (rys 9.6c)	6 ÷ 32	410	350
A-IIIN okrągła żebrowana	20G2VY (rys 9.8)	6 ÷ 28	490	400



Rys. 42. Pręty klasy A-IIIN, gatunku 20G2VY stosowane do zbrojenia betonu po roku 1981

Norma PN-H-84023-06:1989 [N40] zmieniła zapis znaku gatunku wybranych stali uzupełniając go o literkę „b” oznaczającą stal do zbrojenia betonu. Wprowadzono nowy gatunek stali 25G2S zaliczany do klasy A-III o parametrach wytrzymałościowych takich jak stal gatunku 34GS. Skreślono coraz rzadziej produkowane gatunki 30GS i 26G2S.

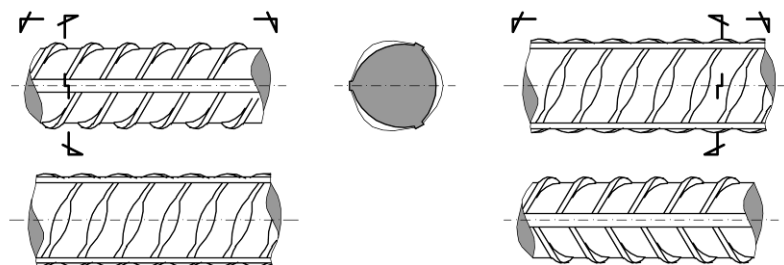
Zbrojenie gatunku 25G2S ma układ żeber w jodełkę oraz w celu odróżnienia od stali 34GS i 20G2VY, nawalcowane dodatkowo dwa żebra wzdłużne łączące 6 żeber poprzecznych (rys. 43). Rozstaw dodatkowych żeber wzdłużnych wynosi 75 cm.



Rys. 43. Zbrojenie gatunku 25G2S

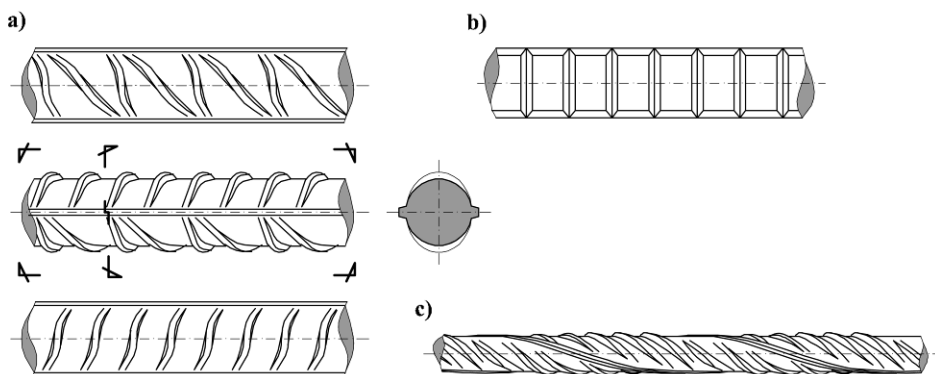
Od roku 1994, na podstawie świadectwa dopuszczenia do stosowania w budownictwie nr 994/94 [N41], stosowane są stale o znaku gatunku St3S-b-500 i St3SY-b-500. Zbrojenie to wytwarzane jest przez obróbkę plastyczną na zimno (ciągnięcie lub ciągnięcie z walcowaniem) prętów okrągłych gładkich ze stali gatunku St3SY-b klasy A-I. Po obróbce stale kwalifikuje się do klasy A-IIIN i wytwarzane są one jako gładkie o średnicach $4,0 \div 5,5$ mm, ze stopniowaniem co 0,5 mm lub jako żebrowane o średnicach $4,0 \div 12,0$ mm, ze stopniowaniem co 0,5 mm. Pierwsze aprobaty techniczne na stal St3S-b-500 i St3SY-b-500 wydane zostały w 1996 i 1997 roku [N42], [N43]. Zbrojenie to często wykorzystywane jest jako składnik siatek zbrojeniowych, lecz może być również stosowane w elementach zbrojonych prętami swobodnymi. Parametry wytrzymałościowe stali St3S-b-500 i St3SY-b-500 przyjmowano początkowo jak dla stali 20G2VY, a później jak dla gatunku RB 500.

Pręty żebrowane gatunku St3S-b-500 i St3SY-b-500 mają najczęściej trzy żebra wzdłużne i nachylone do nich pod tym samym kątem żebra poprzeczne. Jeden z rzędów poprzecznych żeber powinien być ułożony pod kątem przeciwnym do pozostałych (rys. 44). Taki układ użebrowania stwarza pewne problemy na etapie identyfikacji zbrojenia w odkrywkach w konstrukcji. Przy niepełnym odkryciu zbrojenia, gdy widoczne jest jedno żebro wzdłużne i w zależności od odkrytego układu żeber poprzecznych, stal gatunku St3S-b-500 i St3SY-b-500 może być uznana za stal klasy A-II lub A-III.



Rys. 44. Zbrojenie gatunku St3S-b-500 i St3SY-b-500

Norma PN-ISO 6935-1:1998 [N44] i arkusz krajowy [N45] oraz norma PN-ISO 6935-2:1998 [N46] wraz z arkuszem krajowym [N47] wprowadziły do stosowania w budownictwie nowe gatunki stali. Wprowadzono dwa gatunki prętów gładkich o znakach PB 240 i PB 300 oraz pięć gatunków prętów żebrowanych: RB 300, RB 400, RB 400 W, RB 500 i RB 500 W. Literka W znaku gatunku stali oznacza, że jest ona spajalna, brak takiej literki oznacza stal trudno spajalną, a w warunkach budowy niespajalną. Stale żebrowane wprowadzone normą PN-ISO 6935-2:1998 [N46] mają przekrój okrągły, kwadratowy i kwadratowy skręcony (rys. 45). Zbrojenie może mieć żebra podłużne, a żebra poprzeczne są wymagane. W wypadku stali walcowanej na gorąco dopuszcza się produkowanie zbrojenia z użebrowaniem poprzecznym o jednakowej wysokości lub żebrami zanikającymi. Stal obrabiana na zimno przez skręcanie powinna mieć żebra zanikające.



Rys. 45. Pręty o przekroju okrągłym (a), kwadratowym (b) i kwadratowym skręconym (c) wg PN-ISO 6935-2:1998 [N46]

Norma PN-ISO 6935-2/Ak:1998/Ap1:1999 [N47] wraz z poprawką z roku 1999 precyzują układ żebrowania w zbrojeniu stosowanym w kraju. Pręty powinny mieć dwa żebra wzdłużne i układ żeber poprzecznych, który jest zróżnicowany w każdym z gatunków.

Geometria pojedynczego żebra poprzecznego jest stała i różni się ukształtowaniem do żeber zbrojenia stosowanego przed 1998 r. Żebra mogą mieć stałą lub zmienną szerokość i wysokość (tzw. żebra zanikające) oraz prostoliniowy lub zakrzywiony przebieg. Poszczególne gatunki różnią się jedynie wzajemnym usytuowaniem żeber i kątem ich nachylenia – rys. 46. Zbrojenie gatunku RB 300 i RB 400 ma żebra ułożone na okrętkę, gatunku RB 400 i RB 400 W ma żebra w jodełkę, natomiast gatunku RB 500 i RB 500 W ma również żebra ułożone w jodełkę, lecz na jednej płaszczyźnie co drugie żebro ma inny kąt nachylenia. Stale RB 400 i RB 500, w celu odróżnienia od spawalnych stali RB 400 W i RB 500 W, mają nawalcowane dodatkowe żebro wzdłużne łączące trzy żebra poprzeczne. Norma PN-ISO 6935-2/Ak:1998/Ap1:1999 [N47] podaje, że wysokość i szerokość żeber wzdłużnych nie powinna przekraczać 0,1 średnicy, szerokość głowy w środku żebra poprzecznego 0,2 średnicy, a kąt nachylenia żeber poprzecznych powinien być nie mniejszy niż 45°.

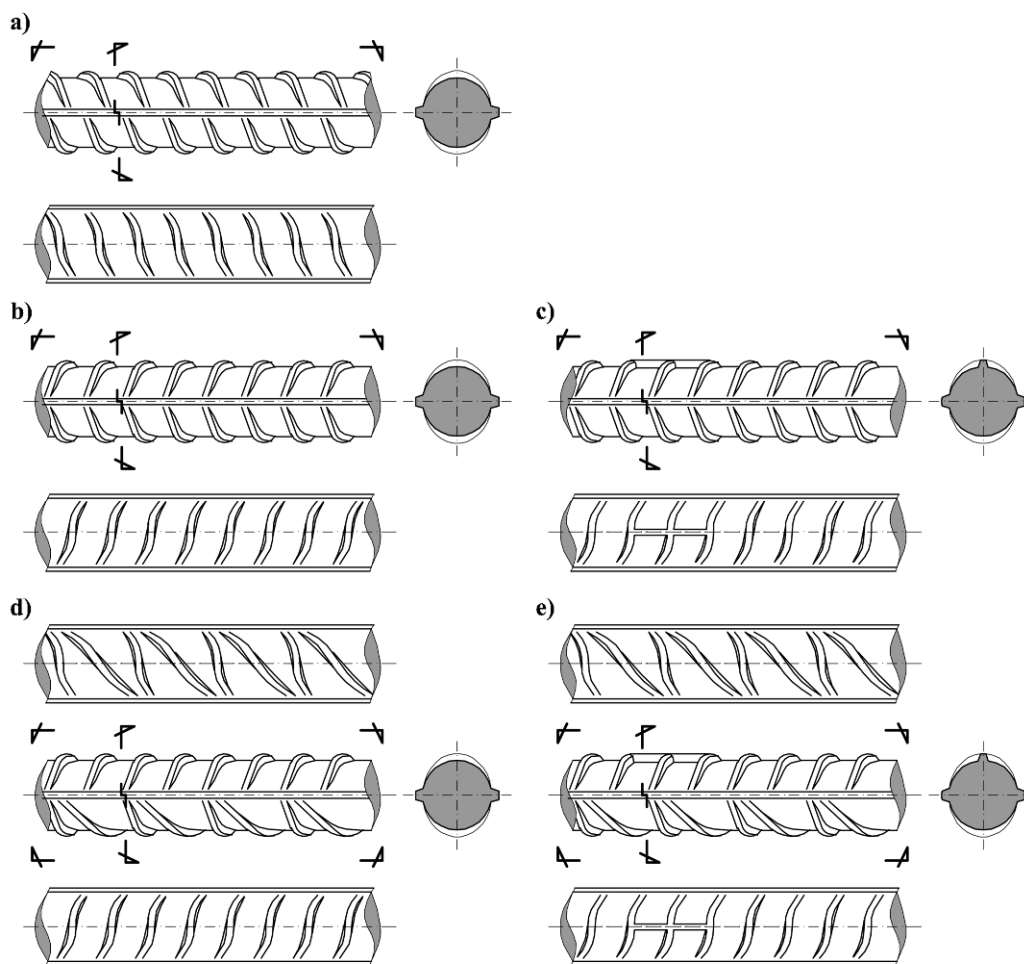
W wypadku prętów gładkich oraz żebrowanych o przekroju okrągłym normy PN-ISO 6935-1:1998 [N44] i PN-ISO 6935-2:1998 [N46] wprowadziły jednakowy szereg średnic prętów we wszystkich krajach, które normę przyjęły. Arkusze krajowe tych norm [N45] i [N47] zgodnie z wieloletnimi tradycjami i brakiem przeciwwskazań rozszerzyły sortyment o pręty średnic: 14, 18, 22, 25, 28, 32, 36 i 40 mm (pręty gładkie) oraz 14, 18, 22 i 28 (pręty żebrowane). Sortyment zbrojenia żebrowanego i gładkiego, wraz z dopuszczalnymi odchyłkami podano w tablicy 46. W arkuszu krajowym nie określono sortymentu prętów o przekroju kwadratowym ani kwadratowym skręcanym.

Norma żelbetowa PN-B-03264:2002 [N23] wprowadziła nowe zbrojenie, przypisując je do odpowiednich klas. Norma ta pominęła jednak gatunki PB 300 i RB 300. Stale stosowane po 1998 r. zestawiono w tabl. 47.

Tablica 46. Sortyment zbrojenia wg PN-ISO 6935-1:1998 [N44], [N45] i PN-ISO 6935-2:1998 [N46], [N47]

Średnica d lub średnica nominalna* mm	Odchyłka mm
6	± 0,24
8	± 0,32
10	± 0,25
12	± 0,30
14	± 0,35
16	± 0,40
18	± 0,45
20	± 0,50
22	± 0,50
25	± 0,50
28	± 0,55
32	± 0,60
40	± 0,60

* w wypadku prętów żebrowanych



Rys. 46. Pręty stosowane do zbrojenia betonu po roku 1998: a) RB 300, b) RB 400 W, c) RB 400, d) RB 500 W, e) RB 500

Tablica 47. Stal do zbrojenia betonu stosowana po 1998 r. [N44], [N45], [N46], [N47], [N23]

Klasa stali i jej rodzaj	Znak gatunku stali	Zakres produkowanych średnic mm	Charakterystyczna granica plastyczności f_{yk} MPa	Obliczeniowa granica plastyczności f_{yd} MPa
A-0 okrągła gładka	St0S-b	5,5 ÷ 40	220	190
A-I okrągła gładka	St3SX-b, St3SY-b, St3S-b	5,5 ÷ 40	240	210
	PB 240	6 ÷ 40		
A-II okrągła żebrowana	18G2 (rys 9.6a) St50B (rys 9.7a)	6 ÷ 32	355	310
	20G2Y (rys 9.6a – jak 18G2)	6 ÷ 28		
A-III okrągła żebrowana	25G2S (rys 9.9)	6 ÷ 40	395	350
	35G2Y (rys 9.6c – jak 34GS)	6 ÷ 20	410	
	34GS (rys 9.6c)	6 ÷ 32	400	
	RB 400 (rys 9.11c)	6 ÷ 40		
	RB 400 W (rys 9.11b)			
A-IIIN okrągła żebrowana	20G2VY (rys 9.8)	6 ÷ 28	490	420
	RB 500 (rys 9.11e)	6 ÷ 40	500	
	RB 500 W (rys 9.11d)			

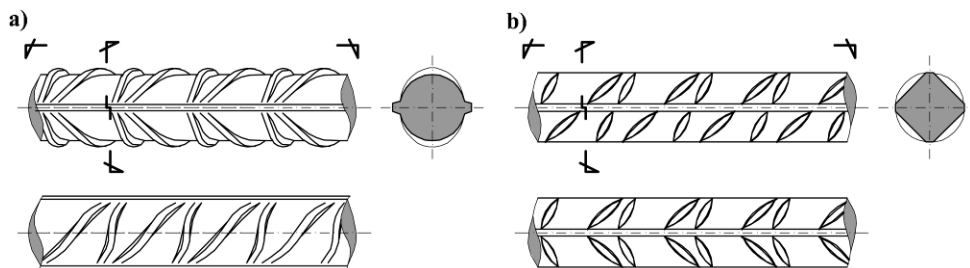
Po roku 2000 w kraju pojawiło się zbrojenie oznaczone jako BSt 500, BSt 500 S, BSt 500 KR, BSt 500 M, BSt 500 W, BSt 500 WM, BSt 500 WR. Zbrojenie to funkcjonuje w kraju na podstawie otrzymanych aprobat technicznych i deklaracji zgodności z niemiecką normą DIN 488 [N48]. Do roku 2009 wydano ponad 40 aprobat technicznych na to zbrojenie. Mechaniczne parametry stali BSt 500 odpowiadają klasie A-IIIN i najczęściej gatunkowi RB 500, a jej użebrowanie jest takie jak w gatunku RB 500 W.

W roku 2004 wprowadzono do doświadczalnego stosowania normę PN-ENV 10080:2004 [N49]. Norma ta podała wymagania dotyczące składu chemicznego, mechanicznych i geometrycznych właściwości zbrojenia ze spajalnej stali żebrowanej gatunku B500 w kategoriach ciągliwości A i B wg Eurokodu 2 [N26]. Wytrzymałościowe parametry stali B500 kwalifikują ją do klasy A-IIIN. Norma PN-ENV 10080:2004 [N49] wymaga, aby pręty miały dwa lub więcej rzędów równoległych żeber poprzecznych, a istnienie żeber wzdłużnych nie jest konieczne. Stal gatunku B500A powinna mieć żebra o tym samym kierunku każdego rzędu (żebrowanie jednoskośne), natomiast w wypadku prętów gatunku B500B jeden lub dwa rzędy żeber poprzecznych powinny być ułożone pod kątem przeciwnym do rzędu sąsiedniego. Norma została zastąpiona w 2007 r. przez PN-EN 10080:2007 [N52], gdzie nie podano już szczegółowych wytycznych dotyczących stali B500. Wytyczne takie zamieszczono dopiero w normie PN-H-93247-1:2008 [N50] (ich opis zamieszczono poniżej).

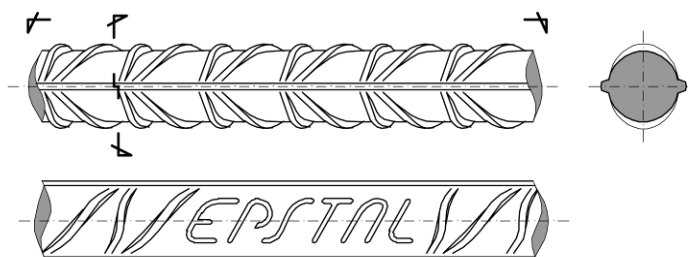
W roku 2006 normą PN-H-93220:2006 [N51] wprowadzono stal wysokiej ciągliwości B500SP. Litery zawarte w znaku gatunku stali oznaczają: B – stal do stosowania w budownictwie, S – stal spajalna, P – podwyższona ciągliwość. Liczba trzycyfrowa zawarta w znaku gatunku stali wskazuje wartość nominalnej granicy plastyczności w MPa. Norma PN-H-93220:2006 [N31] podaje, że poprzeczne żebra powinny mieć kształt półokrągły, gładko przechodzący w rdzeń wyrobu, przy czym dopuszcza stosowanie innych konfiguracji użebrowania pod warunkiem zagwarantowania tych samych właściwości wyrobu w zakresie przyczepności do betonu. Sąsiadujące ze sobą żebra poprzeczne powinny mieć różne nachylenie w zakresie $35^\circ \div 75^\circ$. W wypadku występowania żeber podłużnych ich wysokość nie powinna przekraczać 0,15 nominalnej średnicy pręta.

Stal B500SP produkowana w kraju ma najczęściej dwa żebra podłużne oraz zanikające żebra poprzeczne w układzie jak na rys. 47a. Norma dopuszcza również stosowanie prętów o przekroju kwadratowym (bez wyraźnych żeber podłużnych) i wówczas układ żeber poprzecznych jest taki jak prętów o przekroju okrągłym, lecz przebiegają one przez dwie płaszczyzny kwadratowego boku pręta (rys. 47b). Sortyment średnic prętów okrągłych jest taki jak podany w tablicy 12 w wypadku stali żebrowanych wg norm PN-ISO 6935-2:1998 [N46], [N47], za wyjątkiem średnicy 18 mm, której nie produkuje się. Nie zaleca się ponadto produkcji średnic 14 mm i 28 mm. Norma PN-H-93220:2006 [N51] nie podaje sortymentu prętów o przekroju kwadratowym.

Część producentów stali B500SP dodatkowo legitymuje się znakiem jakości EPSTAL, który świadczy, że zbrojenie ma właściwości zgodne z normami: PN-H 93220:2006 [N51], PN EN 10080:2007 [N52], PN-B 03264:2002 [N23] i PN-EN 1992-1-1:2008 [N26]. Stale ze znakiem EPSTAL mają odpowiednie certyfikaty oraz aprobaty techniczne, a ich producent poddał się dobrowolnej certyfikacji i wyraził zgodę na publikację wyników statystycznych z badań swoich wyrobów. Zbrojenie to może przenosić obciążenia dynamiczne, wielokrotnie zmienne oraz cykliczne i spełnia wszystkie wymagania w najwyższej klasie C wg Eurokodu 2 [N26]. Zbrojenie EPSTAL oznacza się na powierzchni pręta dodatkowo znakami literowymi (rys. 48).

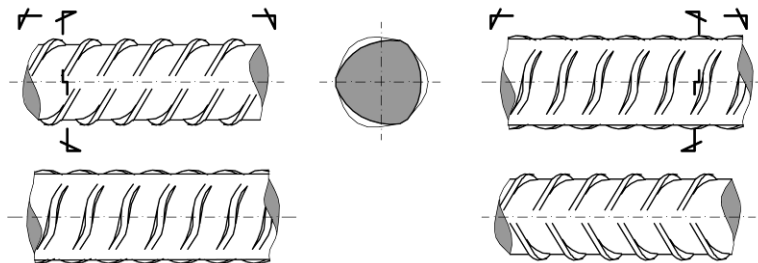


Rys. 47. Zbrojenie gatunku B500SP: a) o przekroju okrągłym, b) o przekroju kwadratowym



Rys. 48. Zbrojenie gatunku B500SP ze znakiem EPSTAL

W roku 2008 wprowadzono normę PN-H-93247-1:2008 [N50]. Precyzuje ona techniczne wymagania dotyczące drutów żebrowanych gatunku B500A przeznaczonych do zbrojenia betonu, wykonanych ze stali o klasie ciągliwości A wg PN-EN 1992-1-1:2008 [N26]. Zbrojenie wg tej normy cechuje się granicą plastyczności równą 500 MPa i procentowym wydłużeniem przy maksymalnej sile rozciągającej nie mniejszym niż 2,5%. Zbrojenie to nie ma wyraźnych żeber podłużnych, a żebra poprzeczne mają kształt półokrągły i gładko przechodzą w rdzeń pręta (tzw. żebra sierpowe). pręty mają trzy szeregi żeber poprzecznych nachylonych pod kątem $40 \div 60^\circ$, przy czym jeden szereg ma żebra nachylone w kierunku przeciwnym do pozostałych (rys. 49). Zbrojenie ma więc układ żeber zbliżony do stali gatunku St3S-b-500 i St3SY-b-500 (rys. 9.10), a rozróżnić je można po wyglądzie poprzecznych żeber i braku wyraźnych żeber podłużnych w stali gatunku B500A. Średnice i wymiary żeber stali B500A zamieszczono w tablicy 48.



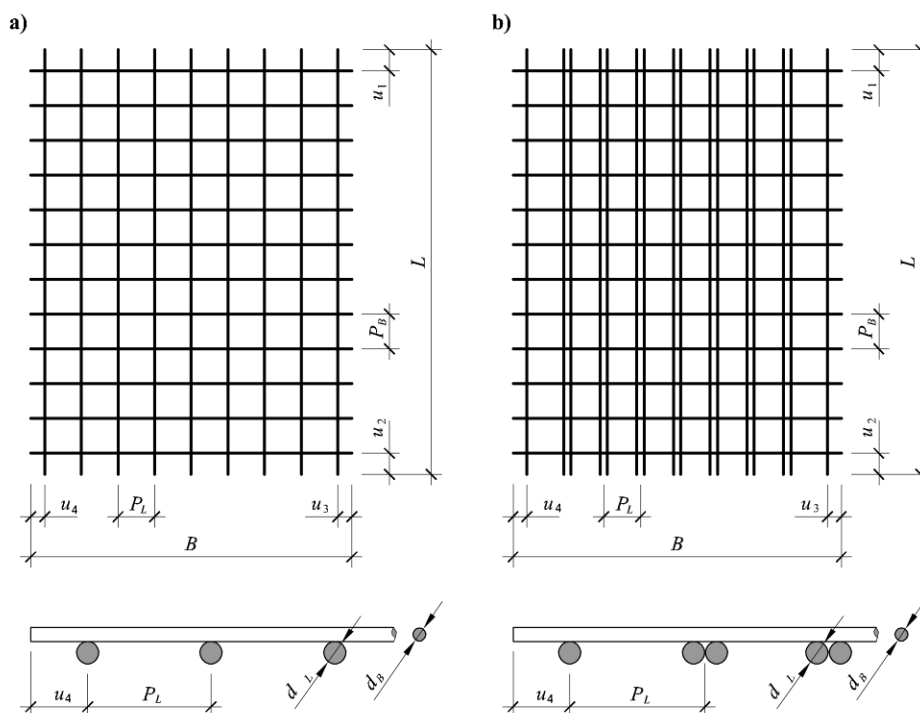
Rys. 49. Zbrojenie gatunku B500A wg PN-H-93247-1:2008 [N50]

Tablica 48. Sortyment zbrojenia B500A wg PN-H-93247-1:2008 [N50]

Średnica nominalna d mm	Wysokość poprzecznego żebra mm	Odstęp między poprzecznymi żebrami mm
4,0*	$0,03d \div 0,15d$	$0,6d$
4,5*		
5,0		
5,5*		
6,0		
6,5*		$0,4d \div 1,2d$
7,0		
7,5*		
8,0		
8,5*		
9,0		
9,5*		
10,0		
10,5*		
11,0		
11,5*		
12		
14		
16		

* średnice nominalne przewidziane tylko do produkcji zgrzewanych siatek zbrojeniowych

Część średnic prętów stali B500A przeznaczonych jest wyłącznie do produkcji zgrzewanych siatek (tablica 49). W normie PN-H-93247-2:2008 [N53] zamieszczono wytyczne wykonywania siatek standardowych i niestandardowych ze zbrojenia gatunku B500A. Oba typy siatek muszą spełniać odpowiednie wymogi dotyczące geometrii. Założono możliwość wykonywania siatek z pojedynczych lub podwójnych prętów, przy czym pręty podwójne mogą występować tylko w jednym kierunku (rys. 50).



Rys. 50. Siatki zbrojeniowe ze stali gatunku B500A wg PN-H-93247-2:2008 [N53]:
 a) siatka z pojedynczymi prętami, b) siatka z podwójnymi prętami

Długość występów $u_1 \div u_4$ powinna wynosić co najmniej 25 mm, rozstaw pojedynczych drutów powinien być nie mniejszy niż 50 mm, a drutów podwójnych nie mniejszy niż 100 mm. Długość i szerokość siatki może mieć odchylenia geometrii ± 25 mm lub $\pm 0,5\%$ (większa z obu wartości) i rozstaw prętów ± 15 mm lub $\pm 7,5\%$ (większa z obu wartości). Dopuszcza różnicę długości obu przekątnych siatki równą 50 mm.

Norma PN-H-93247-2:2008 [N53] określa wymagania odnośnie średnic prętów łączonych w siatki. Nominalne średnice pojedynczych prętów siatek powinny spełniać warunki:

$$\begin{aligned} d_{\min} / d_{\max} &\geq 0,57, \text{ gdy } d_{\max} \leq 8,5 \text{ mm} \\ d_{\min} / d_{\max} &\geq 0,7, \text{ gdy } d_{\max} > 8,5 \text{ mm} \end{aligned} \quad (26)$$

gdzie: d_{\max} – nominalna średnica większego zbrojenia siatki,

d_{\min} – nominalna średnica mniejszego zbrojenia siatki.

W siatkach z prętami podwójnymi spełnić należy warunek:

$$0,7 \leq d_p / d_i \leq 1,25, \quad (27)$$

gdzie: d_p – nominalna średnica podwójnego pręta,

d_i – nominalna średnica pojedynczego pręta.

Norma PN-H-93247-2:2008 [N53] wprowadza szereg siatek standardowych, oznaczonych symbolem składającym się z litery S i liczby odpowiadającej przekrojowi jednego metra siatki w mm², w kierunku poprzecznym. Przewidziano siatki o zewnętrznych wymiarach $L \times B = 5000 \text{ mm} \times 2150 \text{ mm}$ i $L \times B = 6000 \text{ mm} \times 2150 \text{ mm}$. Sortyment siatek standardowych zamieszczono w tablicy 49.

Tablica 49. Sortyment standardowych siatek ze stali B500A wg PN-H-93247-2:2008 [N53] (oznaczenia jak na rys. 50)

Typ siatki	Rozstaw prętów $P_L \times P_{B1}$ mm	Średnica prętów d_L / d_B mm	Występy $u_1 = u_2 / u_3 = u_4$ mm	Przekrój 1 m zbrojenia mm ²
S131	150 × 150	5,0 / 5,0	100 / 25*	131
S141	200 × 200	6,0 / 6,0	100 / 75**	141
S188	150 × 150	6,0 / 6,0	100 / 25*	188
S196	100 × 100	5,0 / 5,0	100 / 25**	196
S251	200 × 200	8,0 / 8,0	100 / 75**	251
S257	150 × 150	7,0 / 7,0	100 / 25*	257
S283	100 × 100	6,0 / 6,0	100 / 25**	283
S335	150 × 150	8,0 / 8,0	100 / 25*	335
S392	200 × 200	10,0 / 10,0	100 / 75**	392
S503	100 × 100	8,0 / 8,0	100 / 25**	503
S525	150 × 150	10,0 / 10,0	100 / 25*	525
S565	200 × 200	12,0 / 12,0	100 / 75**	565
S755	150 × 150	12,0 / 12,0	100 / 25*	755
S785	100 × 100	10,0 / 10,0	100 / 25*	785

* siatki o wymiarach $L \times B = 5000 \text{ mm} \times 2150 \text{ mm}$

** siatki o wymiarach $L \times B = 6000 \text{ mm} \times 2150 \text{ mm}$

7. Podsumowanie

Konstrukcje żelbetowe projektuje się świadomie dopiero od około 140 lat. Przez ten czas wymagania dotyczące betonu i zbrojenia zmieniły się diametralnie. Początkowo nie przykładano dużej wagi do dokładnego określenia wytrzymałości betonu, co związane było z brakiem szczegółowych wytycznych dotyczących prowadzenia badań. Z czasem wprowadzono marki i klasy betonu oraz wzory do określania wytrzymałości betonu oparte początkowo na stosunku wagowym cementu do wody. Wraz z upływem lat przepisy dotyczące betonu uszczegółowiano. W prawie każdej edycji norm zmieniano klasy betonu

oraz sposoby badania wytrzymałości (próbki walcowe krępe, próbki walcowe smukłe, próbki kostkowe).

Do produkcji prętów zbrojeniowych początkowo używano żelazo zgrzewne (kowlane), a później żelazo zlewne, które osiągało już granicę plastyczności ponad 400 MPa. Pierwsze klasy stali wprowadzono w Niemczech w 1925 r. Pierwsze krajowe przepisy do zbrojenia przewidywały tylko stal gładką i ewentualnie stal gładką plecioną (tzw. zbrojarnie Isteg). Zbrojenie żebrowane (tzw. stal grzebieniowa – pręty o przekroju kwadratowym z poprzecznymi żebrami) stosowano w Polsce dopiero od 1949 r. Podobnie jak w przypadku betonu z czasem rozwijano gamę produkcji prętów zbrojeniowych.

Na przestrzeni ostatnich ponad stu lat wykonano konstrukcje z betonu i stali zbrojeniowej o znacznie zróżnicowanych właściwościach. Przystępując do analizy obiektów istniejących należy zatem przeprowadzić dokładną ich diagnostykę. O metodach i sprzęcie diagnostycznym do niszczących i nieniszczących badań betonu i stali można przeczytać w Wykładach Radosława Jasińskiego [34] i Adama Piekarczyka [52].

Bibliografia

- [1] Affelt W., *Dziedzictwo w budownictwie*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 1999.
- [2] Anhert R., Krause K.H., *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960: zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz. Cz. 1-3*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich, 2014.
- [3] Bisanz G., *Budownictwo. Według wykładów opracowali słuchacze: części I i II Kazimierz Teodorowicz, Alferd Zachariewicz, części III, IV i V Artur Kvhnel, Tadeusz Obmiński, Mieczysław Teodorowicz*, Lwów, 1893-1898.
- [4] Bodarski Z., Hotała E., Wydra W., *Rodzaje i gatunki stali zbrojeniowej w dawnych konstrukcjach żelbetowych*. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Vol. 71, nr 24, seria: Konferencje. Problemy remontowe w budownictwie ogólnym. VIII Konferencja naukowo-techniczna Wrocław-Kudowa Zdrój, 2-5 grudnia 1998. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1998, s. 25-32.
- [5] Bodarski Z., Czaplinski K., *Dane konstrukcyjne tworzywa żelazne w świetle rozwoju historycznego*. XV Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń, 23 – 26 lutego 2000, t. I, s. 87 – 134.
- [6] Bryła S., *W sprawie stosowania stali wyborowych w konstrukcjach żelbetowych*. Przegląd Techniczny, nr 14/1937.
- [7] Bryła S., *Beton w budownictwie wiejskim*. Księgarnia Polska Bernard Połoniecki. Lwów, Warszawa 1937.
- [8] Bryła S., Suwalski L., *Beton i żelbet*, Wydawnictwo Budownictwo i Architektura, Warszawa 1954.
- [9] Bukowski B., *Technologia betonu*. Państwowe Zakłady Wydawnictw Szkolnych, Poznań 1951.
- [10] Bukowski B., *Konstrukcje żelbetowe. Teoretyczna podbudowa i praktyczne wskazówki do PN/B-03260*. Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Warszawa 1953.
- [11] Christophe, P., *Le béton armé et ses applications*. Librairie Polytechnique, Cil. Béranger, Éditeur, Paryż 1902.
- [12] Christophe, P., *Le béton armé et ses applications*. Annales des Travaux publics de Belgique, vol. 56, 2nd series, vol. IV, 1899, s. 429 – 538, 647 – 678 i 961 – 1124.

- [13] Coignet E., de Tedesco N., *Du calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique*. In: Mémoires de la Société des ingénieurs civils de France, 1894, S. 282–363.
- [14] Czaplinski K., Wydra W., *Pręty do zbrojenia betonu w rozwoju historycznym*. XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 26-29 marca 2014 r., tom I, s. 75-98.
- [15] Czaplinski K., *Dawne wyroby ze stopów żelaza*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2009.
- [16] Dąbrowski K., Stachurski W., Zieliński J.L., *Konstrukcje betonowe*. Arkady, Warszawa 1976, wydanie drugie 1982.
- [17] Deryng B., *Żelazo-beton: tablice do szybkiego obliczania wymiarów i sprawdzania natężeń konstrukcji żelazno-betonowych. Cz. 1 Nomogramy*. Gebethner i Wolff, Warszawa, Kraków 1914.
- [18] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2010.
- [19] Drobiec Ł., Pająk Z., *Stropy z drobnowymiarowych elementów*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Wydanie IV, Gliwice, 2013.
- [20] Dziakiewicz W., *Żelazo-beton (konstrukcje)*. Księgarnia J. Czarnieckiego. Warszawa 1930.
- [21] Fedorowicz J., *Budownictwo Ogólne*. Komisja Wydawnicza Towarzystwa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1922.
- [22] Fingerloos F., *Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Bemessung und Ausführung*, Wiley-VCH Verlag GmbH, 2009.
- [23] Garbarz B., *Stal zbrojeniowa*, XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 20 – 23 luty 2002, t. I, s. 203 – 224,
- [24] Haler K., *Poradnik budowniczego*. Nakład Autora, 1924 r.
- [25] Helipern J., *Nauka mularstwa. Tom I. Część druga. Materiały mularskie*. Wydawnictwo Zgromadzenia Mularzy w Warszawie. Warszawa 1896.
- [26] Higgins B., *Experiments and Observations Made With the View of Improving the Art of Composing and Applying Calcereous Cements and of Preparing Quicklime*. Wydawca T. Cadell, Londyn 1780.
- [27] Hirszel W., *Przewodnik dla mularzy czyli krótki zbiór najcelniejszych wiadomości do nauki mularstwa należących*. Gebetner i Wolff, Warszawa 1876.
- [28] Huber M., *Obliczenie wymiarów belek betonowych obustronnie zbrojonych*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1904
- [29] Huber M., *Obliczenie belek żel. betonowych systemu Hennebique'a*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1905.
- [30] Huber M., *Oznaczenie wymiarów belek żel. betonowych*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1905.
- [31] Iwanicki K., *Budownictwo wiejskie. Poradnik przy wznoszeniu zabudowań na wsi*. Nakład Księgarni Leona Idzikowskiego, Kijów-Warszawa, 1917 r.
- [32] Iwianski A.M., *Konstrukcje żelbetowe*. Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Warszawa 1953.
- [33] Jamroży Z., *Beton i jego technologie*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Wydanie IV, Warszawa 2015.
- [34] Jasiński R., Skrzypczak I., *Zasady określania wytrzymałości betonu w istniejących konstrukcjach żelbetowych według normy PN-EN 13791:2019-12*. XXXVII

- Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła 28-31 marca 2023 r. Tom II, s. 395-524.
- [35] Jurkowski S., *Żelbetnictwo według wykładów na kursach wieczornych dla techników w Towarzystwie Kursów Naukowych*. Nakładem Sekcji Technicznej T. K. N., Warszawa 1914.
 - [36] Kałkowski T. J., *Zbrojenie betonu. Zwięzły podręcznik praktyczny dla techników i Mistrzów Budowlanych*. Wspólnota Interesów Górniczo-Hutniczych. Katowice 1937.
 - [37] Kemp E.L., *History of Concrete 30 B.C. to 1926 A.D.* (ACI Bibliography No. 14). American Concrete Institute, 1982.
 - [38] Kobiak J., Stachurski W., *Konstrukcje żelbetowe*. Arkady 1958 (wydanie jednotomowe), 1973 (wydanie dwutomowe), 1984 (wydanie czterotomowe).
 - [39] Koenen M., *Grundgedanken der Bemessung*. Centralblatt der Bauverwaltung nr 27, 1886, s. 263-266.
 - [40] Krzyczkowski D., *Budownictwo. Wykład popularny zasad konstrukcyj budowlanych dla budowniczych, majstrów, przedsiębiorstw budowlanych i samouków*. Wydanie I Księgarnia Polska Bernarda Połonieckiego, Lwów, Warszawa 1929 r. Wydanie II. Księgarnia Polska Bernarda Połonieckiego, Lwów, Warszawa 1932.
 - [41] Kuryłło A., *Tablice do obliczania płyt żelbetowych*. Gumbrynowicz i Syn. Lwów 1925.
 - [42] Kuryłło A., *Żelbetnictwo. Teorja i ustrój zeskałdów żelbetowych. Część I: Teorja*. Gumbrynowicz i Syn. Lwów 1925.
 - [43] Kuryłło A., *Tablice wykreślne do obliczania ustrojów żelbetowych*. Wydawnictwo Zakładu Narodowego im. Ossolińskich. Lwów, Warszawa, Kraków 1927.
 - [44] Kuryłło A., *Żelbetnictwo. Teorja i ustrój zeskałdów żelbetowych. Część II: Ustrój*. Gumbrynowicz i Syn. Lwów 1932.
 - [45] Michaelis W., *Zur Beurtheilung des Cementes: für Architekten, Ingenieure und Fabrikanten*. Polytechnische Buchhandlung, Berlin 1876.
 - [46] Mielnicki S., *Materiały budowlane*. Drukarnia Związkowa w Krakowie, Kraków 1938 r. Wydanie II uzupełnione, Wiedza-Zawód-Kultura, Kraków 1951.
 - [47] Mielnicki S., *Ustroje budowlane*. Wydanie I. Spółdzielnia Wydawnicza „Meta”, Katowice 1938 r. Wydanie II. Spółdzielnia Wydawnicza „Meta”, Katowice 1939 r.
 - [48] Mierzwa J., *Beton – przegląd historyczny*. XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 26-29 marca 2014 r., tom II, s. 443-470.
 - [49] Paszkowski W., *Żelbetnictwo*. Komisja Wydawnicza Towarzystwa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1930.
 - [50] Paszkowski W., *Technologia betonu*. Instytut Badawczy Budownictwa. Warszawa 1946.
 - [51] Patzer M., *Budownictwo wiejskie według wykładów pr. Czesława Domaniewskiego na kursach przemysłowo-rolniczych w Warszawie*. Warszawa, 1913.
 - [52] Piekarczyk A., *Wykrywanie wad struktury oraz lokalizacja zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych metodami nieniszczącymi*. XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła 28-31 marca 2023 r. Tom II, s. 525-604.
 - [53] Pomianowski K., *Tabela do obliczania płyt i belek żelazo-betonowych*, Lwów 1903.
 - [54] Praca zbiorowa: *Beton i sposoby jego przyrządzania*. Związek Polskich Fabryk Portland Cementu. Warszawa 1928.
 - [55] Praca zbiorowa: *Żelazo-beton*. 1919-1929. Druk Galewski i Dau, Warszawa 1929.
 - [56] Praca zbiorowa: *Betonowe budownictwo wiejskie*. Związek Polskich Fabryk Portland Cementu. Warszawa 1930.

- [57] Praca zbiorowa pod redakcją Stefana Bryły: *Podręcznik inżynierski w zakresie inżynierii lądowej i wodnej*. Tom III. Księgarnia Polska B. Połonieckiego, Warszawa i Lwów 1932.
- [58] Praca zbiorowa. *Stal Griffel*. Wydawnictwo Biura Propagandy „Wspólnoty Interesów”. Kraków 1936.
- [59] Praca zbiorowa pod redakcją Wenczesława Poniża i Jerzego Nechaya: *Podręcznik budowlany*. T I i II. Trzaska, Evert i Michalski. Warszawa 1947, 1949.
- [60] Praca zbiorowa pod redakcją Ludomira Suwalskiego: *Budownictwo betonowe. Tom I. Technologia betonu i żelbetu cz. II*. Arkady, Warszawa 1963.
- [61] Praca zbiorowa pod redakcją Władysława Danieleckiego: *Budownictwo betonowe. Tom V. Zbrojenie, deskowanie i formy do betonu*. Arkady, Warszawa 1963.
- [62] Quietmeyer F., *Zur Geschichte der Erfindung des Portlandzements*. Praca doktorska. Verlag der Totiindustrie-Zeitung G.m.b. H., Berlin 1911.
- [63] Raczkiwicz W., *Beton – materiał budowlany znany od wieków*. Przegląd Budowlany nr 10, 2012, s. 13-18.
- [64] Ritter, W., *Die Bauweise Hennebique*. Schweizerische Bauzeitung, Bd, XXXIII, No. 7, January 1899.
- [65] Starosolski W., *Ewolucja zaleceń konstrukcyjnych w polskich normach projektowania konstrukcji żelbetowych*. Przegląd Budowlany nr 1, 2009, s. 35-43.
- [66] Starosolski W., *Ewolucja zaleceń konstrukcyjnych w polskich normach projektowania konstrukcji żelbetowych, cz. 2*. Przegląd Budowlany nr 2, 2009, s. 30-39.
- [67] Stella-Sawicki I., *Budownictwo żelbetowe*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe. T I i II. Warszawa 1950 i 1954.
- [68] Sterkowicz J., *Żelbetnictwo. Teoria*. Komisja Wydawnicza Towarzystwa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Śląskiej, Gliwice 1948.
- [69] Thullie M., *Wytrzymałość betonu na złamanie*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1890.
- [70] Thullie M., *Obliczenie natężeń w zeskładach Monier'a*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1890.
- [71] Thullie M., *Obliczenie belek betonowych układu Hennebique'a*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1896.
- [72] Thullie M., *Über die Berechnung der Biegungsspannungen in den Beton und Monier-Constructions*. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wieden 1896.
- [73] Thullie M., *Obliczenie natężeń zginających w belkach betonowych i Monier'a*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1896.
- [74] Thullie M., *Obliczenie płyt Moniera*. Odbitka z Pamiątnika Tow. Politechnicznego, Lwów 1897.
- [75] Thullie M., *Obliczenie natężeń w sklepieniach Moniera*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1898.
- [76] Thullie M., *Über die Berechnung der Spannungen in den Moniergewölben*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wiedeń 1898.
- [77] Thullie M., *Berechnung der gerippten Betoneisenträger System Hennebique*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver. Wiedeń 1899.
- [78] Thullie M., *Obliczenie belek Żelaznobetonowych z żebrami układu Hennebique'a*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1899.
- [79] Thullie M., *Berechnung der Betoneisenträger mit oberen Rippen*. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wiedeń 1900.

- [80] Thullie M., *Obliczenie belek żelaznobetonowych z górnymi żebrami*. Przegląd Techniczny, Warszawa, 1900.
- [81] Thullie M., *Beitrag zur Berechnung der Monierplatten*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wieden 1902.
- [82] Thullie M., *Neue Versuche mit Betoneisenbalken*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wieden, 1902.
- [83] Thullie M., *Neue Versuche mit Hennebiqueträgern in Lemberg*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wieden 1902.
- [84] Thullie M., *Przyczynek do obliczenia płyt Moniera*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1902.
- [85] Thullie M., *Schlussfolgerungen aus der Debatte über Schubspannungen*. Beton und Eisen, Berlin 1903.
- [86] Thullie M., *Die Schubspannungen in Betoneisenträgern*. Beton und Eisen, Wieden 1903.
- [87] Thullie M., *Naprężenia ścinające w belkach żelazno-betonowych*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1903.
- [88] Thullie M., *Nowe doświadczenia z belkami Hennebique'a we Lwowie*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1903.
- [89] Thullie M., *Über die Berechnung von beiderseits armierten Betonbalken*. Beton und Eisen, Berlin 1903.
- [90] Thullie M., *Die zulässigen Spannungen in Balkenträgern aus Eisenbeton*. Beton und Eisen, Berlin 1904.
- [91] Thullie M., *Dimensionierung der T-förmigen Träger*. Beton und Eisen, Berlin, 1904.
- [92] Thullie M., *Wyznaczenie wymiarów belek żelazno-betonowych z żebrami*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1905.
- [93] Thullie M., *Wyznaczenie wymiarów belek żelazno-betonowych z żebrami*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1905.
- [94] Thullie M., *Zur Dimensionierung der rechteckigen und T-förmigen beton eisernen Träger*. Beton und Eisen, Berlin 1905.
- [95] Thullie M., *Neue Versuche mit beton eisern en Säulen in Lemberg*. Beton und Eisen, Berlin, 1906/7.
- [96] Thullie M., *Nowe doświadczenia ze słupami żelazno - betonowymi we Lwowie*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1907.
- [97] Thullie M., *Neuere Versuche mit Eisenbeton*. Beton und Eisen, Berlin 1907.
- [98] Thullie M., *Doświadczenia ze słupami żelazno-betonowymi w Urbanie*. Przegląd Techniczny, Warszawa 1908.
- [99] Thullie M., *Neue Versuche mit beton eisern en Säulen in Lemberg*. Beton und Eisen, Berlin, 1908.
- [100] Thullie M., *Die Druckfestigkeit des reinen, armierten und umschnürten Betons*. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, Tom I, wyd. 1, Berlin, 1908.
- [101] Thullie M., *Berechnung der Betoneisenträger mit oberen Rippen*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wiedeń 1909.
- [102] Thullie M., *Bruchursachen von beton eisernen Balken*. Beton und Eisen, Berlin 1906.
- [103] Thullie M., *Die dritte Phase der gebogenen Eisenbetonträger*. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver., Wieden 1913.
- [104] Thullie M., *Trzecia faza w zginanych belkach żelbetowych*. Kwartalnik Techniczny, Lwów, 1913.
- [105] Thullie M., *Teoria żelbetu*. Komisya Biblioteki Politechnicznej. Lwów 1915 r.

- [106] Zaus J., *Żelbet (żelazo-beton)*. Drukarnia Dow. Okr. Korp. VII. Poznań 1926.
- [107] Żywicki J., *Początki budownictwa żelbetowego w Lublinie*. Kwartalnik Historii Kultury Materialnej, nr 65 (1), 2017, s. 55-78.

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] *Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów żelbetowych drogowych*. zatwierdzone przez Ministra Robót Publicznych rozporządzeniem z 4 marca 1920. Nr 6342-IV-4-213
- [N2] *Polskie przepisy obliczeń statycznych w budownictwie lądowym*. Ministerstwo Robót Publicznych w Warszawie. 20.05.1923 r.
- [N3] *Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r. zawierające przepisy o granicach wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych*. Dz.U. 1929 nr 54 poz. 431
- [N4] *Projekt zmian przepisów dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcyj betonowych i żelbetowych*. Rada Cementowa Związku Polskich Fabryk Cementu Portlandzkiego, marzec 1932 r.
- [N5] *Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 29 lipca 1935 r. o zmianie rozporządzenia Ministra Robót Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r., zawierającego przepisy o granicach wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych*. Dz.U. 1935 nr 60 poz. 388
- [N6] *Zarządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 8 lipca 1936 r. w sprawie stosowania normy Polskiego Komitetu Normalizacyjnego PN-B-195*. M.P. 1936 nr 164 poz. 300
- [N7] PN-B-195:1945 *Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Zmiana z kwietnia 1949 r.
- [N8] *Rozporządzenie Ministra Odbudowy z dnia 9 lutego 1946 r. o uchyleniu rozporządzenia Ministra Robót Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r., zawierającego przepisy o granicach wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych*. Dz.U. 1946 nr 13 poz. 95.
- [N9] PN-B-196:1948 *Roboty betonowe i żelbetowe. Warunki techniczne wykonania*.
- [N10] PN-B-03260:1951 *Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N11] PN-B-03260:1954 *Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie (projekt)*.
- [N12] PN-B-06250:1955 *Beton zwykły*.
- [N13] PN-B-03260:1956 *Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N14] PN-B-03261:1958: *Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N15] PN-B-03280:1959 *Konstrukcje żelbetowe prefabrykowane. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N16] PN-B-06250:1963 *Beton zwykły*.
- [N17] PN-B-03264:1969 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe, sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N18] PN-B-06250:1975 *Beton zwykły*.
- [N19] PN-B-03264:1976 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N20] PN-B-03264:1984 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.

- [N21] PN-B-06250:1988 *Beton zwykły.*
- [N22] PN-B-03264:1999 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N23] PN-B-03264:2002 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N24] PN-EN 206-1:2002 *Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność (wersja angielska)*
- [N25] PN-EN 206-1:2003 *Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność (wersja polska)*
- [N26] PN-EN 1992-1-1:2008 *Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu -- Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [N27] PN-EN 206-1:2016-12 *Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.*
- [N28] *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. Teil B. Bestimmungen für Ausführung von ebener Steindecken. Teil C. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton, Berlin, 1925.*
- [N29] PN-H-93215:1949 *Stal węglowa walcowana. Pręty żebrowane do zbrojenia betonu.*
- [N30] PN-H-93215:1957 *Stal walcowana. Pręty kwadratowe żebrowane do zbrojenia betonu.*
- [N31] PN-H-93244:1959 *Stal walcowana. Walcówka i pręty okrągłe żebrowane do zbrojenia betonu.*
- [N32] PN-H-84021:1963 *Stal dla budownictwa. Gatunki.*
- [N33] RWPG PC 586-66 *Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Классификация, сортамент и общие технические требования.*
- [N34] PN-H-93243:1970 *Walcówka i pręty ze stali klasy A-O, A-I i A-II do zbrojenia betonu.*
- [N35] PN-H-93215:1969 *Walcówka i pręty żebrowane ze stali klasy A-III do zbrojenia betonu.*
- [N36] PN-H-84020:1972 *Stal węglowa konstrukcyjna zwykłej jakości ogólnego przeznaczenia. Gatunki.*
- [N37] PN-H-93215:1974 *Walcówka i pręty stalowe do zbrojenia betonu.*
- [N38] PN-H-84023:1981 *Stal określonego zastosowania. Gatunki.*
- [N39] PN-H-93215:1982 *Walcówka i pręty stalowe do zbrojenia betonu.*
- [N40] PN-H-84023-06:1989/Az1:1996: *Stal określonego zastosowania. Stal do zbrojenia betonu. Gatunki.*
- [N41] Świadectwo Dopuszczenia do Stosowania w Budownictwie nr 994/94 *Druty do zbrojenia betonu gładkie i żebrowane o granicy plastyczności 500 MPa o znakach St3S-b-500 i St3SY-b-500. ITB, Warszawa 1994.*
- [N42] Aprobata Techniczna AT-15-2305/96 *Druty do zbrojenia betonu St3S-b-500 i St3SY-b-500. ITB, Warszawa 1996.*
- [N43] Aprobata Techniczna AT-15-2498/97 *Druty do zbrojenia betonu St3S-b-500 i St3SY-b-500 (Re=500 MPa) oraz zbrojeniowe siatki zgrzewane, Warszawa 1997.*
- [N44] PN-ISO 6935-1:1998 *Stal do zbrojenia betonu. Pręty gładkie.*
- [N45] PN-ISO 6935-1/Ak:1998 *Stal do zbrojenia betonu. Pręty gładkie. Dodatkowe wymagania stosowane w kraju.*
- [N46] PN-ISO 6935-2:1998 *Stal do zbrojenia betonu. Pręty żebrowane.*
- [N47] PN-ISO 6935-2/Ak:1998/Ap1:1999 *Stal do zbrojenia betonu. Pręty żebrowane. Dodatkowe wymagania stosowane w kraju.*

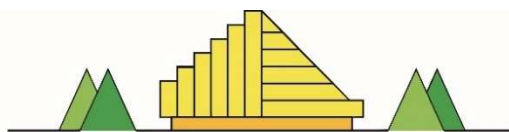
- [N48] DIN 488 Teil 1: *Betonstahl; Begriffe, Eigenschaften, Werkkennzeichen*. Teil 2: *Betonstahl; Betonstabstahl; Maße und Gewichte*.
- [N49] PN-ENV 10080:2004 *Stal do zbrojenia betonu – spajalna stal żebrzana B500 – Warunki techniczne dostawy prętów i siatek zgrzewanych*.
- [N50] PN-H-93247-1:2008 *Spajalna stal B500A do zbrojenia betonu. Część 1: Drut żebrzany*.
- [N51] PN-H-93220:2006 *Stal B500SP o podwyższonej ciągliwości do zbrojenia betonu. Pręty i walcówka żebrzana*.
- [N52] PN-EN 10080:2007 *Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne*.
- [N53] PN-H-93247-2:2008 *Spajalna stal B500A do zbrojenia betonu. Część 2: Zgrzewane siatki zbrojeniowe*.

Strony internetowe

- [W1] <https://ckvuc-architectuur.blogspot.com/p/9-volkelseweg.html>
- [W2] <https://halastulecia.pl/>
- [W3] <https://www.chateau-chazelet.com/en/newpagee87b9f8e>
- [W4] <https://www.google.pl/maps>
- [W5] <https://www.polskicement.pl/historia/>
- [W6] <https://www.wikipedia.pl>

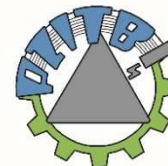


BESKIDY



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE WARSZTATY
PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28÷31 marca 2023 roku



GLIWICE



Paweł ŁUKOWSKI*

MATERIAŁY I TECHNOLOGIE DO NAPRAW KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH I SPRĘŻONYCH

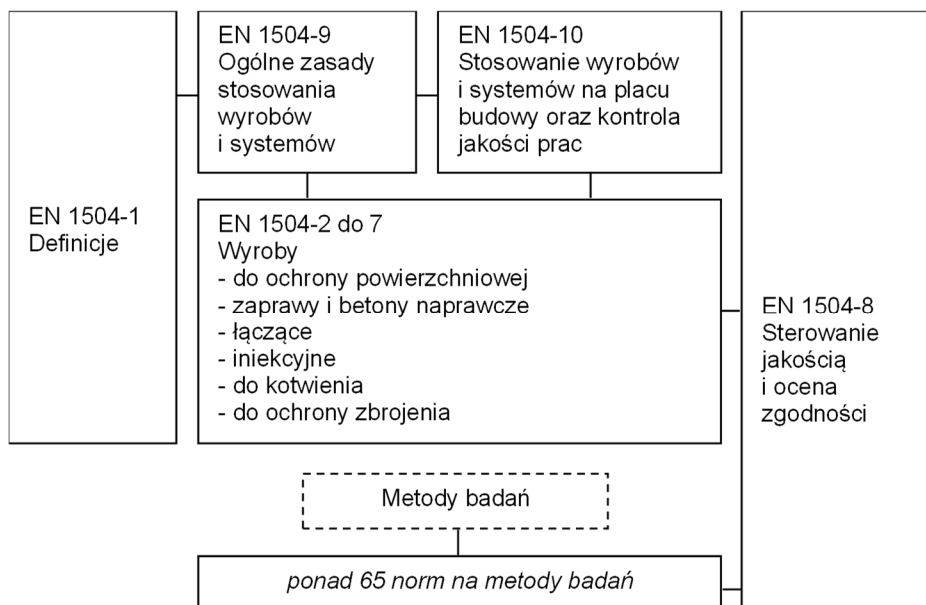
1. Wprowadzenie

Wartość robót związanych z naprawami i ochroną konstrukcji budowlanych sięga nawet 50% wartości całego europejskiego rynku budowlanego [8, 14, 29]. Oprócz kwestii ekonomicznych, dokonywanie napraw stanowi poważne wyzwanie techniczne – są to zadania odpowiedzialne, a zarazem zwykle złożone i trudne. Dobór właściwych materiałów oraz technologii ich wykorzystania jest jednym z kluczowych elementów koniecznych do zapewnienia powodzenia naprawy i/lub ochrony. Wybrane rozwiązania materiałowo-technologiczne powinny bowiem zapewnić nie tylko doraźną skuteczność naprawy, ale także długotrwałą, dobrą współpracę – kompatybilność – z materiałami naprawianymi. Tak rozumiane zagadnienie doboru materiałów do napraw było już w przeszłości prezentowane na ogólnopolskich warsztatach projektanta konstrukcji, ostatnio w roku 2014 [23]. Jednak stały postęp w omawianym obszarze, zarówno dotyczący samych materiałów i technologii, jak i w pewnym stopniu ogólnej koncepcji „zarządzania trwałością” obiektów budowlanych, wymaga niewątpliwie uaktualnienia prezentowanych treści.

Podstawą doboru sposobu naprawy i odpowiednich materiałów pozostaje dziesięcioczęściowy zbiór Norm Europejskich z serii PN-EN 1504 „Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności” (rys. 1). Konsekwentnie aktualizowane, normy te stanowią sformalizowane ujęcie zagadnienia napraw zgodnie ze współczesnym stanem wiedzy i techniki. Założeniem jest dostarczenie całokształtu wiedzy inżynierskiej potrzebnej do utrzymania konstrukcji

* prof. dr hab. inż., Politechnika Warszawska, pawel.lukowski@pw.edu.pl

betonowej. Zestaw norm obejmuje: definicje, wyroby do ochrony powierzchniowej, zaprawy naprawcze, wyroby łączące, iniekcyjne, kotwiące i do ochrony zbrojenia, sterowanie jakością i ocenę zgodności, ogólne zasady stosowania i stosowanie wyrobów na placu budowy. Metody badań zostały ujęte w blisko 70 normach towarzyszących.



Rys. 1. Struktura zbioru norm z serii PN-EN 1504

Istotnym elementem zapewnienia trwałości konstrukcji betonowych jest również Norma Europejska PN-EN 206 „Beton” [N11]. Przed jej wprowadzeniem trwałość była często przyjmowana intuicyjnie jako wielkość wynikowa składu betonu i zakładanej wytrzymałości, a często wręcz z nią utożsamiana. Dopiero w dokumencie interpretacyjnym do dyrektywy 89/106/EWG [28] (obecnie Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego nr 305/2011 [38]) trwałość zdefiniowano jako „zdolność wyrobu do utrzymania wymaganych właściwości użytkowych w czasie, w warunkach możliwych do przewidzenia oddziaływań”. W ślad za tą definicją norma PN-EN 206-1:2003 z początkiem obecnego millennium, wprowadziła oficjalnie projektowanie betonu na trwałość.

Żelbet w warunkach użytkowania podlega działaniu różnorodnych czynników, które mogą prowadzić do jego uszkodzeń (tabl. 1). Poza błędami recepturowymi, na przykład nietrafnym dobraniem klasy ekspozycji [12] oraz technologicznymi (wykonanie, niewłaściwa pielęgnacja), może to być nagłe zadziaływanie czynników mechanicznych, takich jak przeciążenia, uderzenia, wybuch czy wibracja, a także oddziaływanie ognia. Są to sytuacje, w których nawet trwałe beton stają się przedmiotem naprawy. Destrukcyjne oddziaływanie środowiska na materiał prowadzące do obniżenia jego właściwości użytkowych definiuje się jako korozję. Na skutek oddziaływań zewnętrznych może wystąpić korozja chemiczna (beton), korozja elektrochemiczna (zbrojenie), a także korozja fizyczna betonu wywołana cyklicznym pęcznieniem i skurczem – destrukcja mrozowa bądź ciepłno-wilgotnościowa i mające podobny charakter (zmiennie naprężenia) – zmęczenie mechaniczne, oraz erozja – w wyniku ścierania. Niszczenie może też następować w wyniku oddziaływania organizmów żywych (korozja biologiczna), np. owadów, grzybów lub bakterii.

Tablica 1. Typowe przyczyny uszkodzeń betonu i zbrojenia na podstawie PN-EN 1504-9

BETON			
<i>Czynniki mechaniczne:</i> - ścieranie - zmęczenie - uderzenie - przeciążenie - przemieszczenie - wibracja	<i>Inne czynniki fizyczne:</i> - cykliczne zamrażanie/ rozmrężanie - oddziaływania cieplne - skurcz	<i>Czynniki chemiczne:</i> - reakcja alkaliów z kruszywem - siarczany - kwasy - woda miękka - czynniki biologiczne	<i>Ogień</i>
ZBROJENIE			
Karbonatyzacja	Szkodliwe zanieczyszczenia: - wprowadzone podczas produkcji (np. chlorki) - ze środowiska zewnętrznego (np. środki odładzające, woda morską)		Prądy błędzące

Jak wykazuje doświadczenie, najczęstszymi przyczynami niszczenia obiektów betonowych w klimacie umiarkowanym, który występuje w Polsce, są korozja mrozowa, korozja chemiczna, oraz – w przypadku żelbetu – utrata zdolności ochronnych otuliny betonowej wobec zbrojenia w wyniku procesów karbonatyzacji, a także obecność chlorków, zazwyczaj pochodzących z soli odładzających [11, 24].

Tegoroczne Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji otwierają cykl konferencji pod wspólnym tytułem „Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych”; obecne Warsztaty poświęcone są naprawom konstrukcji z betonu. Z tego względu tematyka prezentowanych referatów w znacznym stopniu uzupełnia się i przenika nawzajem. Niniejsze opracowanie, poświęcone doborowi materiałów i technologii naprawczych, ma charakter „horyzontalny” i w znacznym stopniu komplementarny w stosunku do szeregu innych wykładów.

2. Podstawowe pojęcia i definicje

Naprawa jest zazwyczaj rozumiana jako zbiór działań, podejmowanych w celu przywrócenia obiektowi właściwego stanu użytkowania. Odtworzenie całkowicie lub w znacznym stopniu zniszczonego obiektu to rekonstrukcja, przystosowanie konstrukcji do nowych warunków użytkowania wymaga modernizacji, a w przypadku zwiększonych obciążeń – wzmocnienia. W celu poprawy trwałości konstrukcji stosuje się ochronę przed korozją.

W Normach Europejskich z serii PN-EN 1504 podjęto próbę formalnego uporządkowania stanu wiedzy i techniki w zakresie napraw i ochrony przed korozją konstrukcji betonowych. Jednym z elementów tego uporządkowania jest wprowadzenie obszernego zbioru terminów i definicji; niektóre z nich sformułowano w sposób nieco odmienny od tradycyjnego. Na przykład definicja naprawy została rozszerzona (i uproszczona) – w rozumieniu normy to po prostu „usuwanie wad”.

Pierwsza część normy, tj. PN-EN 1504-1 „Definicje” [N1], jest w całości poświęcona terminologii związanej z wyrobami i systemami do napraw i ochrony betonu. W każdej z pozostałych części również przedstawiane są najważniejsze pojęcia należące do zakresu danej normy. Terminy i definicje, podane w różnych częściach normy PN-EN 1504, można podzielić na kilka kategorii (tabl. 2).

Tablica 2. Definicje związane z wyrobami i systemami do napraw i ochrony konstrukcji betonowych wg PN-EN 1504 w ujęciu tematycznym

Pojęcia ogólne		
<i>Naprawa</i>	<i>usuwanie wad</i>	
<i>Ochrona</i>	<i>zapobieganie i ograniczanie powstawania wad</i>	
<i>Konserwacja</i>	<i>okresowe lub stałe prowadzenie napraw lub ochrony</i>	
<i>Wada</i>	<i>stan wymagający interwencji</i>	
<i>Wyrób</i>	<i>składniki przygotowane do stosowania w naprawach lub ochronie konstrukcji betonowych</i>	
<i>System</i>	<i>co najmniej dwa wyroby, stosowane razem lub kolejno</i>	
<i>Technologia</i>	<i>sposób stosowania wyrobu lub systemu</i>	
Definicje dotyczące ogólnego przeznaczenia wyrobów i systemów do napraw i ochrony		
Wyroby i systemy przeznaczone do:	<i>ochrony powierzchniowej</i>	<i>poprawiają trwałość konstrukcji betonowych i żelbetowych</i>
	<i>napraw konstrukcyjnych</i>	<i>zastępują uszkodzony beton i przywracają ciągłość i trwałość konstrukcji</i>
	<i>napraw niekonstrukcyjnych (powierzchniowych)</i>	<i>przywracają właściwy kształt lub estetyczny wygląd konstrukcji</i>
	<i>łączenia konstrukcyjnego</i>	<i>zapewniają trwałą konstrukcyjną przyczepność między betonem a dodatkowo stosowanym materiałem</i>
	<i>iniekcji</i>	<i>wprowadzane do konstrukcji betonowej przez iniekcję, przywracają ciągłość i/lub trwałość konstrukcji</i>
	<i>kotwienia</i>	<i>kotwią zbrojenie w betonie, co zapewnia odpowiednią współpracę obu materiałów oraz wypełniają pustki, co zapewnia współdoksztalcalność stali i betonu</i>
	<i>ochrony zbrojenia</i>	<i>nanoszone na niezabezpieczone zbrojenie w celu ochrony przed korozją</i>
Definicje dotyczące funkcji lub sposobu aplikacji materiału		
Według natury	<i>Spoivo hydrauliczne</i>	<i>reagując z wodą ulega hydratacji z utworzeniem ciała stałego (zazwyczaj jest to cement lub wapno budowlane)</i>
	<i>Spoivo polimerowe</i>	<i>składa się z dwóch komponentów, reaktywnego polimeru oraz utwardzacza lub katalizatora (na przykład żywice epoksydowe, nienasycone poliestrowe, akrylowe lub poliuretanowe)</i>
	<i>Zaczyn cementowy</i>	<i>mieszanina cementu, wody i ewentualnie domieszek</i>
	<i>Zaprawy i betony hydrauliczne</i>	<i>wykonane przez zmieszanie spoiwa hydraulicznego z frakcjonowanym kruszywem</i>
	<i>Zaprawy lub betony polimerowo-cementowe</i>	<i>zaprawy lub betony hydrauliczne modyfikowane przez dodanie polimeru (na przykład żywicy akrylowej lub metakrylowej, kopolimerów winylowych lub styrenowo-butadienowych, lateksów kauczukowych, żywic epoksydowych, i innych)</i>

Tablica 2. cd.

	<i>Zaprawy i betony polimerowe</i>	<i>mieszanki spoiw polimerowych i frakcjonowanych kruszyw, utwardzające się w wyniku reakcji polimeryzacji</i>
Według funkcji lub sposobu aplikacji	<i>Materiał klejący</i>	<i>poprawia adhezję zaprawy lub betonu naprawczego do podkładu betonowego</i>
	<i>Zaprawa lub beton natryskowy</i>	<i>nakładane pod ciśnieniem przy użyciu dyszy</i>
	<i>Wyrób iniekcyjny do przenoszącego siły wypełniania rys, pustek i szczelin w betonie</i>	<i>tworzy połączenie z powierzchnią betonu i przenosi siły</i>
	<i>Wyrób iniekcyjny do elastycznego wypełniania rys, pustek i szczelin w betonie</i>	<i>dostosowuje się do kolejnych odkształceń</i>
	<i>Wyrób iniekcyjny dopasowujący się przez pęcznienie do wypełniania rys, pustek i szczelin w betonie</i>	<i>w stanie utwardzonym może wielokrotnie pęcznieć na skutek adsorpcji wody</i>
	<i>Powłoka wygładzająca</i>	<i>nakładana na powierzchnię w celu wypełnienia pustek, rys i zagłębień lub wyrównania nierównej powierzchni przed zastosowaniem systemu ochronnego</i>
	<i>Powłoka aktywna</i>	<i>zawiera elektrochemicznie aktywne domieszki, działające jako inhibitory lub zapewniające lokalną ochronę katodową zbrojenia stalowego (do tej grupy należą powłoki cementowe ze względu na alkaliczność)</i>
	<i>Powłoka odcinająca</i>	<i>izoluje zbrojenie od wody porowej zawartej w otaczającej je matrycy cementowej</i>
Właściwości wyrobów do napraw i ochrony		
	<i>Ograniczony skurcz/pęcznienie</i>	<i>zdolność dostosowania się wyrobu do naprężeń powodowanych zmianami objętości po związaniu z podkładem betonowym</i>
	<i>Absorpcja kapilarna</i>	<i>zdolność do pochłaniania wody przy braku ciśnienia hydrostatycznego</i>
	<i>Kompatybilność cieplna</i>	<i>zdolność dostosowywania się wyrobu do cyklicznych zmian temperatury po związaniu z podkładem betonowym</i>
	<i>Czas tężenia</i>	<i>czas, po którym zaprawa lub beton hydrauliczny lub polimerowo-cementowy traci urabialność</i>
	<i>Czas otwarty (ang. open time)</i>	<i>maksymalny przedział czasu, w którym jest możliwe osiągnięcie wymaganej przyczepności</i>
	<i>Czas przygotowania wyrobu (ang. pot life)</i>	<i>czas, w którym materiał klejący osiąga w mieszalniku określoną temperaturę</i>
	<i>Czas urabialności (ang. workable life)</i>	<i>czas, w jakim wymieszany materiał klejący pozostaje urabialny w określonych warunkach</i>

Tablica 2. cd.

<i>Iniekowalność</i>	<i>zdolność wyrobu iniekcyjnego do wnikania w głąb rysy, określona przez minimalną szerokość rysy, w stosunku do której wyrób jest przydatny</i>
Definicje dotyczące iniekowalności	
<i>Szerokość rysy</i>	<i>szerokość mierzona na powierzchni betonu</i>
<i>Stopień zawilgocenia rysy</i>	<i>zawartość wody w rysie lub wypływającej z rysy; rozróżnia się warunki: suche (brak wody w rysie), wilgotne (obecność wody na ściankach bocznych rysy), mokre (obecność stojącej wody w rysie) i wypływ wody (woda płynąca przez rysę)</i>
<i>Ruch rysy</i>	<i>zmiana szerokości rysy w czasie</i>
Metody ochrony powierzchniowej betonu	
<i>Impregnacja hydrofobizująca</i>	<i>obróbka betonu nadająca jego powierzchni zdolność odpychania wody, przy czym pory i kapilary nie zostają wypełnione, a jedynie ich ścianki są powleczone preparatem, nie powstaje też ciągła warstewka preparatu na powierzchni betonu</i>
<i>Impregnacja</i>	<i>powierzchniowa obróbka betonu zmniejszająca jego porowatość i wzmacniająca beton powierzchniowo, przy czym pory i kapilary zostają częściowo lub całkowicie wypełnione</i>
<i>Nalożenie powłoki</i>	<i>utworzenie ciągłej warstwy ochronnej na powierzchni betonu</i>
Definicje związane ze stosowaniem wyrobów i systemów na placu budowy	
<i>Podkład</i>	<i>powierzchnia, na której ma być zastosowany wyrób</i>
<i>Połączenie</i>	<i>wynik oddziaływania adhezyjnego między wyrobem a podkładem</i>
<i>Szorstkość</i>	<i>stopień nieregularności powierzchni</i>
<i>Uszorstnianie</i>	<i>usuwanie materiału podkładu do głębokości nie większej niż 15 mm.</i>
<i>Rozpylona mgła</i>	<i>zawiesina w powietrzu odpadu powstającego przy natryskiwaniu betonu lub zaprawy, mogąca tworzyć niepożądaną warstwę na podkładzie</i>
<i>Mokre na mokre</i>	<i>nakładanie zaprawy lub betonu cementowego na powierzchnię podobnego materiału, który jest już związany, ale nie stwardniały</i>
Definicje związane ze sterowaniem jakością	
<i>Zarób</i>	<i>ilość materiału wyprodukowana w trakcie pojedynczej operacji (w przypadku produkcji ciągłej – określona ilość materiału)</i>
<i>Wartość deklarowana</i>	<i>zadeklarowana i udokumentowana przez producenta wartość właściwości identyfikującej lub użytkowej</i>

Tablica 2. cd.

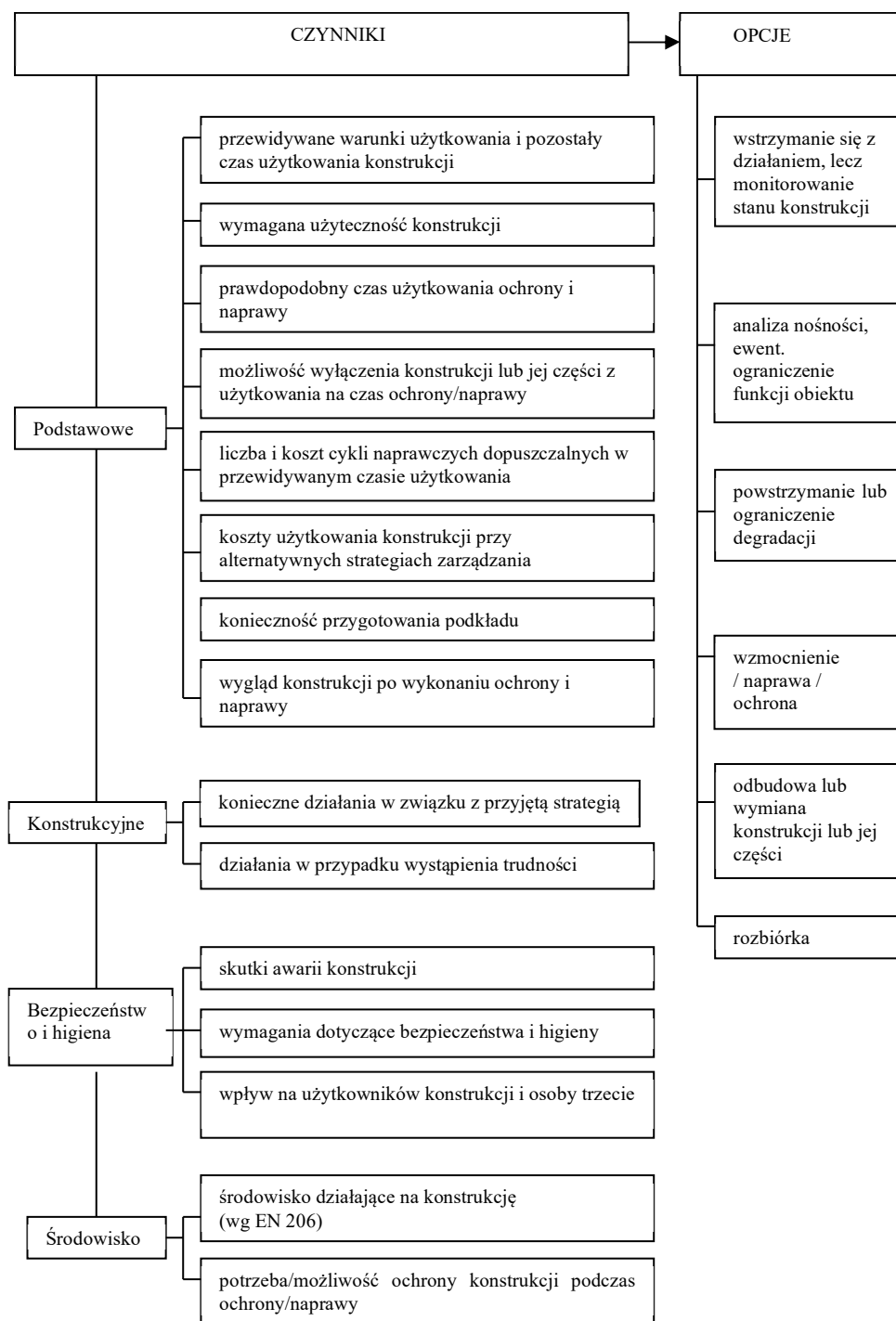
<i>Użyteczność (przydatność)</i>	<i>przydatność wyrobu lub systemu do zapewnienia skutecznej i trwałej naprawy lub ochrony bez niepożądanych skutków wobec naprawianej konstrukcji, innych konstrukcji, pracowników na placu budowy, użytkowników, osób trzecich i środowiska</i>
<i>Wymagania dotyczące użyteczności wyrobu</i>	<i>właściwości wyrobów i systemów, wymagane w celu zapewnienia trwałości i stabilności naprawianego betonu i konstrukcji</i>
<i>Badanie użyteczności</i>	<i>badanie weryfikujące wartość wymaganej właściwości</i>
<i>Badanie identyfikacyjne</i>	<i>badanie weryfikujące deklarowany skład wyrobu lub systemu</i>
<i>Plan jakości</i>	<i>program zapewniający, że działania w ramach danego procesu są podejmowane zgodnie z projektem</i>

W niniejszym rozdziale dokonano próby logicznego uporządkowania zbioru terminów i definicji, zawartego w Normach Europejskich z serii PN-EN 1504. Terminologia ta jest podana w poszczególnych częściach normy w sposób dość chaotyczny. Najwięcej definicji, w tym ogólnych, zawiera PN-EN 1504-1; w pozostałych częściach definiowane są przede wszystkim pojęcia odnoszące się do zakresu danej części. Zbiór ten trudno uznać za kompletny, ale mimo to uściślony przez normę zestaw określeń można uznać za przydatne, a nawet niezbędne, narzędzie komunikacji przy omawianiu zagadnień związanych z naprawami i ochroną konstrukcji betonowych.

3. Strategia i algorytm napraw – współczesne podejście do zapewniania trwałości konstrukcji betonowych

Naprawa ma na celu całkowite lub częściowe przywrócenie obiektowi szeroko rozumianego stanu użytkowania. Skuteczność naprawy jest określona przez wymagania dotyczące przydatności materiału i/lub systemu naprawczego, tzn. mechaniczne, fizyczne i chemiczne właściwości zapewniające trwałość i stabilność naprawianego betonu i całej konstrukcji. Naprawa zasadniczo usuwa skutki uszkodzeń („usuwanie wad” wg PN-EN 1504), ale aby była nie tylko doraźnie skuteczna, ale przede wszystkim trwała, powinna uwzględniać przyczyny ich powstania. Ponadto, *naprawa nie może powodować niepożądanych efektów wobec naprawianej konstrukcji, innych konstrukcji, wykonawców, użytkowników, osób trzecich i środowiska.*

PN-EN 1504 określa cztery rozbudowane grupy czynników, które należy wziąć pod uwagę wybierając strategię zarządzania konstrukcją [21]. Są to czynniki podstawowe (głównie wymagania i koszty), konstrukcyjne, a także bezpieczeństwo i higiena oraz środowisko. Rozważenie tych czynników pozwala wybrać jedną z 6 opcji, od powstrzymania się od działań i poprzestaniu na monitorowaniu konstrukcji, aż do jej częściowej lub całkowitej rozbiórki. Pomiędzy tymi ekstremalnymi sytuacjami rozważany jest zakres naprawy i ochrony lub wzmocnienia (rys. 2). Odpowiednio do rodzaju, przyczyny lub kombinacji przyczyn i odpowiednio do przyszłych warunków użytkowania dobiera się zasadę lub kilka zasad naprawy i/lub ochrony (por. rozdz. 4 i 5).

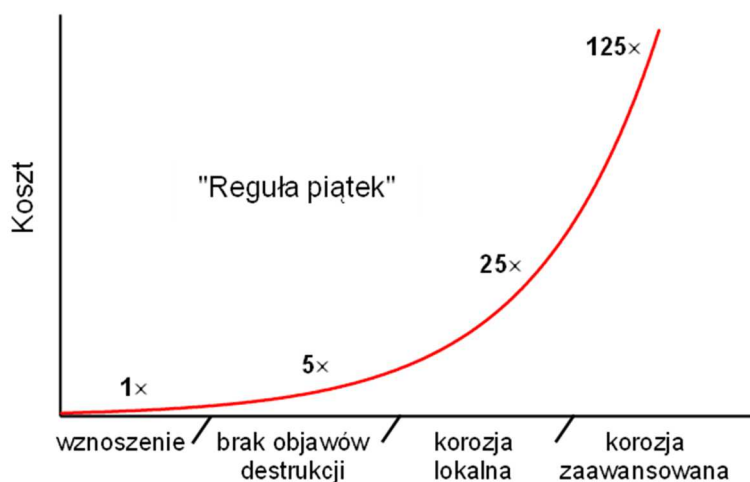


Rys. 2. Czynniki wpływające na decyzję o ochronie/naprawie w ramach strategii zarządzania konstrukcją wg EN 1504-9 [41]

W wyniku przeprowadzonej oceny na ogół wyłania się kilka opcji:

- czekamy przez określony czas,
- ponowna analiza nośności prowadząca – ewentualnie do obniżenia dopuszczalnych obciążeń konstrukcji,
- ochrona/ograniczenie dalszych uszkodzeń, bez naprawy konstrukcji betonowej,
- wzmocnienie lub renowacja części lub całości konstrukcji,
- naprawa części lub całej konstrukcji,
- rozbiórka części lub całości konstrukcji.

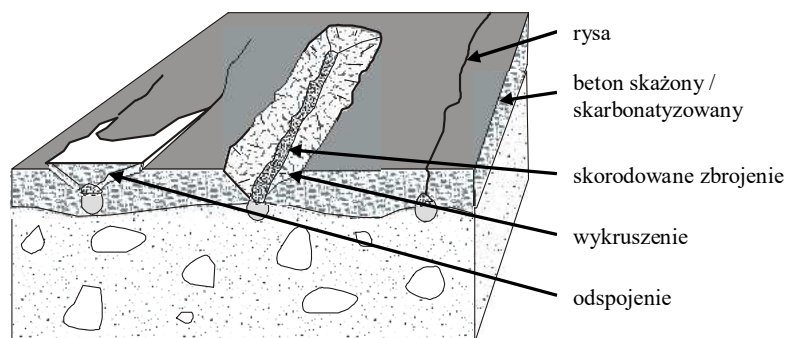
Właściwy wybór zależy między innymi od kosztów naprawy, rozłożenia w czasie kosztów utrzymania i konserwacji w okresie użytkowania, a po naprawie ewentualnych ograniczeń w zakresie obciążeń, ryzyka wystąpienia dalszych uszkodzeń, itp. (te same względy będą towarzyszyły uszczegółowieniu decyzji o naprawie). Różnym fazom powstawania i użytkowania obiektów budowlanych odpowiada właściwa im działalność inżynierska. Przesuwanie odpowiednich działań służących zapewnieniu trwałości na kolejne stadia użytkowania/degradacji obiektu powoduje wykładniczy wzrost kosztów (rys. 3).



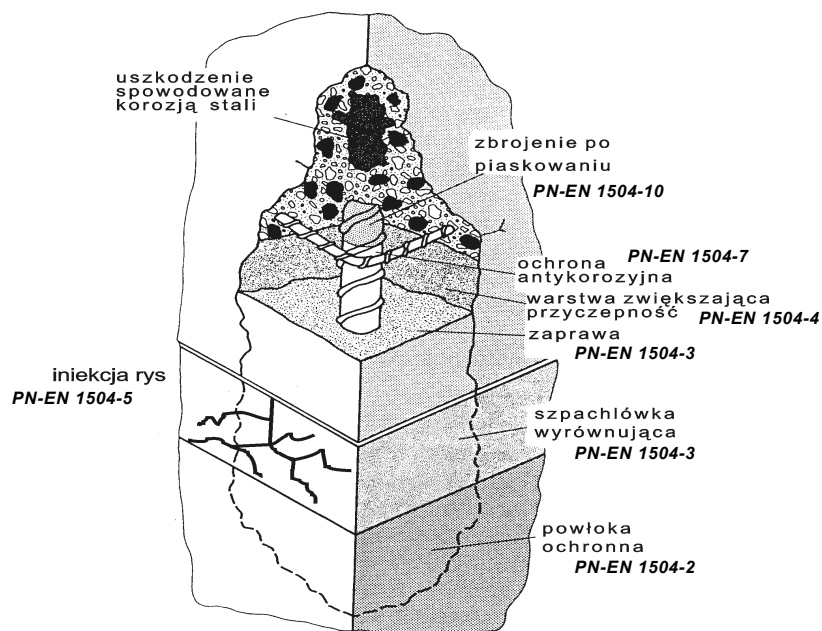
Rys. 3. Przesuwanie działań służących zapewnieniu trwałości na kolejne stadia użytkowania/degradacji obiektu powoduje wykładniczy wzrost kosztów; reguła piątek De Sittera [27]

Do podstawowych rodzajów uszkodzeń elementów betonowych należą ubytki i spękania; ponadto wyróżnia się wady złączy i uszkodzenia powierzchni, takie jak pylenie, wykwit i przebarwienia, złuszczenia, itp. [13] (rys. 4).

Naprawa elementu żelbetowego obejmuje szereg czynności, których zakres zależy od stwierdzonych uszkodzeń. Podstawą doboru materiałów do poszczególnych operacji są odpowiednie części Normy Europejskiej PN-EN 1504 (rys. 5).



Rys. 4. Schematyczne przedstawienie uszkodzeń żelbetu wg [13]

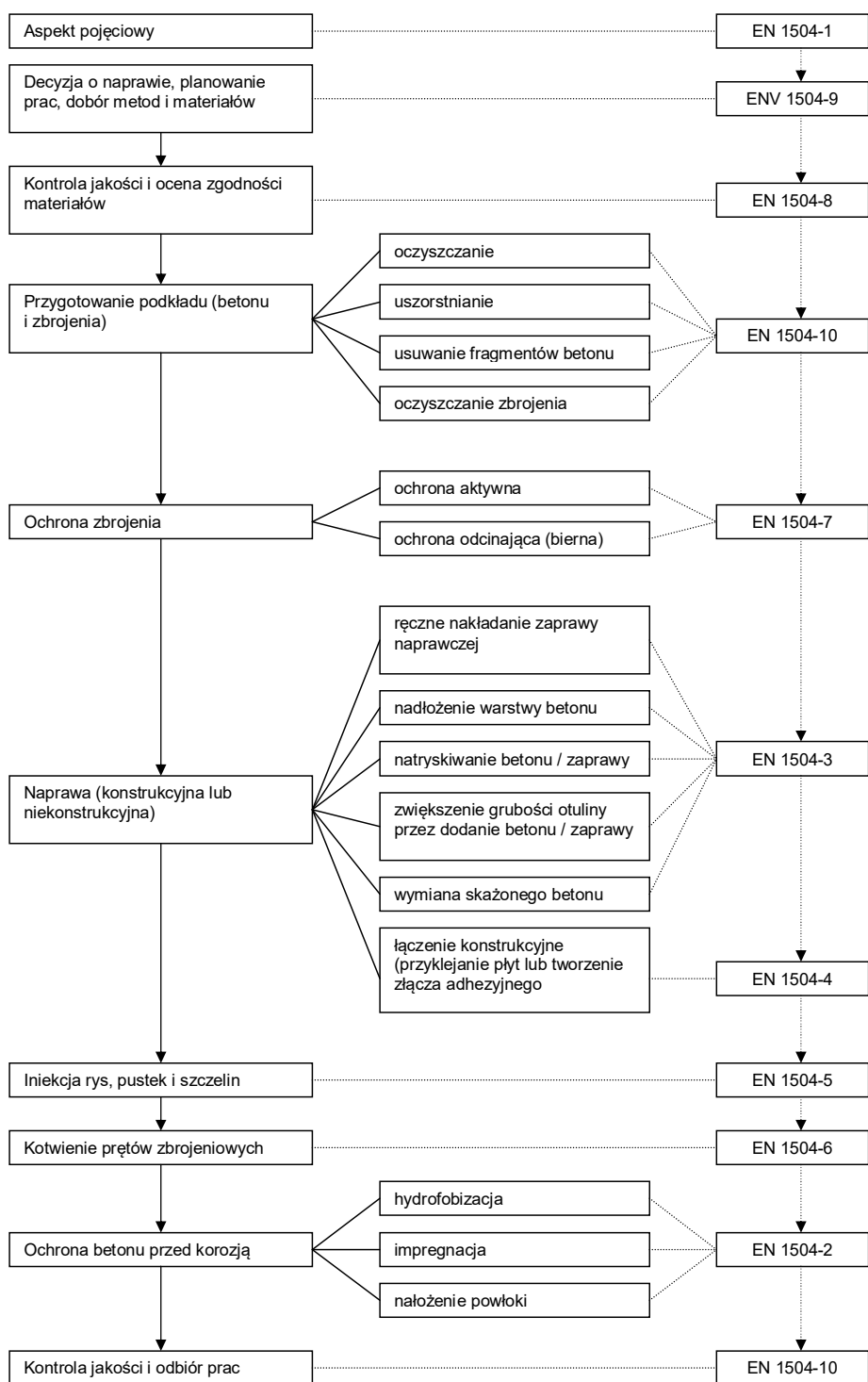


Rys. 5. Naprawa elementu żelbetowego wg [20] z przypisaniem odpowiednich części normy PN-EN 1504

Zgodnie z normą PN-EN 1504-1 i PN-EN 1504-3 [N3] wyróżnia się, w zależności od rodzaju i zakresu naprawianych uszkodzeń:

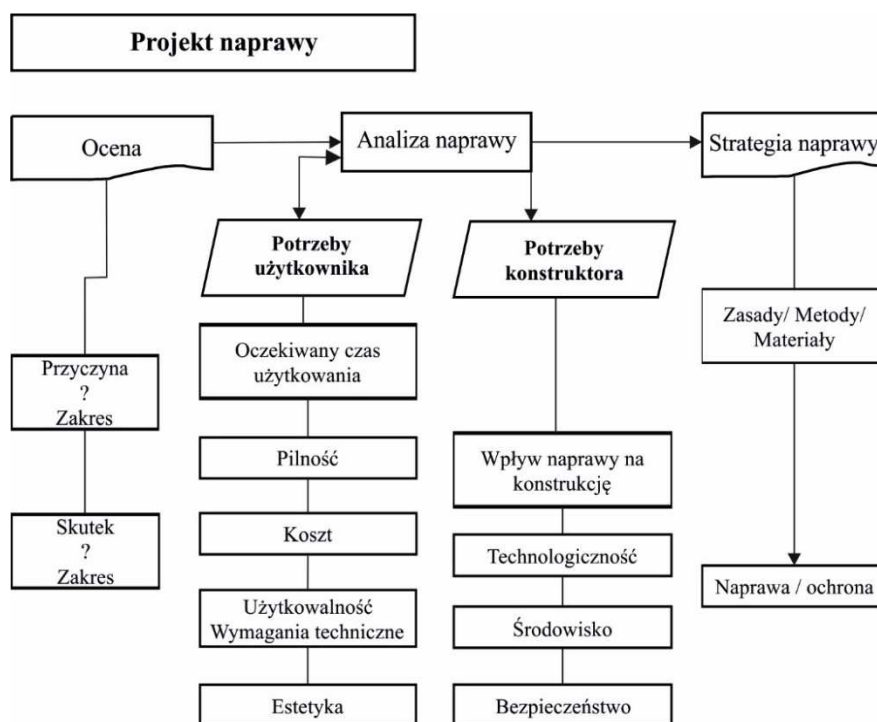
- naprawy niekonstrukcyjne (powierzchniowe, kosmetyczne, reprofilacja), których celem jest przywrócenie kształtu i estetyki obiektu. Naprawy niekonstrukcyjne mogą obejmować zarówno elementy nośne, jak i nienośne, ale bez ingerencji w ich pracę statyczną. Naprawy niekonstrukcyjne wiążą się często z poprawą niektórych funkcji elementu, na przykład zwiększeniem szczelności w celu lepszej ochrony zbrojenia,
- naprawy konstrukcyjne, obejmujące elementy nośne obiektu i związane z ingerencją w ich pracę statyczną. Celem jest uzupełnienie uszkodzonego betonu, poprawa nośności elementu, przywrócenie integralności i trwałości konstrukcji.

Zależnie od przyjętej zasady naprawy i odpowiadającej jej metody naprawy, dobiera się materiały/systemy naprawcze (rys. 6).



Rys. 6.. Etapy naprawy, metody i odpowiadające im normy z serii PN-EN 1504 [25]

Właściwą naprawę powinien poprzedzać odpowiednio przygotowany projekt naprawy (rys. 7).



Rys. 7. Ogólny schemat projektu naprawy wg [13]

W ujęciu syntetycznym, podjęcie decyzji o naprawie i dobór odpowiednich środków tej naprawy wymaga zatem rozważenia w ciągu logicznym kilku zagadnień [14]:


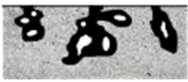
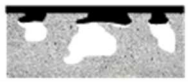


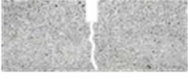






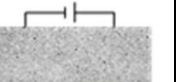



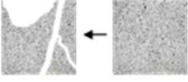
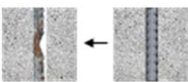
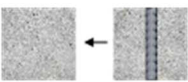


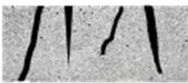








Objawy uszkodzeń; stan konstrukcji → Przyczyny uszkodzeń → Zasada naprawy → Metoda naprawy → Wybór materiału/ systemu naprawczego

Ocenie stanu obiektu i przyczynom powstawania uszkodzeń poświęcony jest obszerny (9 wykładów) dział tegorocznej konferencji Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, zatytułowany „Diagnostyka i ocena stanu technicznego”. W dalszej części niniejszego opracowania skupiono się na doborze zasad, metod i materiałów do napraw.

4. Zasady i metody napraw betonu

W dziewiątej części Normy Europejskiej 1504 („Ogólne zasady dotyczące stosowania wyrobów i systemów”) sformułowano zasady naprawy i ochrony betonu i zbrojenia. Przez „zasady” (ang. *principles*) należy tu rozumieć podstawowe cele – ujęte w kategoriach technicznych – do których dąży się, podejmując naprawę. Uzyskanie tych efektów powinno spowodować przywrócenie stanu użytkowania, a więc zapewnić skuteczną naprawę elementu lub konstrukcji betonowej. Poszczególnym zasadom przypisano sposoby ich technicznej realizacji w postaci odpowiednich metod. Wyróżnia się 6 zasad naprawy betonu (tabl. 3).

Tablica 3. Zasady i metody naprawy betonu wg PN-EN 1504-9

1. Ochrona przed wnikaniem (Protection against Ingress) – PI				
1.1. Impregnacja hydrofobizująca 	1.2. Impregnacja 	1.3. Nakładanie powłok 	1.4. Powierzchniowe zamykanie rys 	
1.5. Wypełnianie rys 	1.6. Przenoszenie rys przez złącza 	1.7. Stosowanie zewnętrznych płyt 	1.8. Stosowanie membran 	
2. Ograniczenie zawilgocenia (Moisture Control) – MC				
2.1. Impregnacja hydrofobizująca 	2.2. Impregnacja 	2.3. Nakładanie powłok 	2.4. Stosowanie zewn. płyt 	2.5. Ochrona elektrochemiczna 
3. Odbudowanie elementu (Concrete Restoration) – CR				
3.1. Ręczne nakładanie zaprawy naprawczej 	3.2. Uzupelnienie warstwy betonu lub zaprawy 	3.3. Natryskiwanie betonu lub zaprawy 	3.4. Wymiana elementów 	
4. Wzmacnianie (Structural Strengthening) – SS				
4.1. Uzupelnienie lub wymiana prętów zbrojeniowych 	4.2. Zakotwienie prętów w otworach w betonie 	4.3. Doklejanie płyt wzmacniających 	4.4. Nadkład zaprawy lub betonu 	
4.5. Iniekcja rys i pustek 	4.6. Wypełnianie rys i pustek 	4.7. Sprężanie (strunobeton lub kablobeton) 		
5. Odporność na czynniki fizyczne (Physical Resistance) – PR				
5.1. Nakładanie powłok 	5.2. Impregnacja 	5.3. Nadkład zaprawy lub betonu 		
6. Odporność na czynniki chemiczne (Resistance to Chemicals) – RC				
6.1. Nakładanie powłok 	6.2. Impregnacja 	6.3. Nadkład zaprawy lub betonu 		

Zasada 1 – Ochrona przed wnikaniem

Wnikające do betonu agresywne substancje powodują korozję zarówno betonu, jak i zbrojenia. Przenikanie tych szkodliwych czynników odbywa się przez rysy oraz przez powierzchnię betonu, jeśli jest ona niedostatecznie szczelna. Naprawa wg Zasady 1 polega zatem na ograniczeniu lub zamknięciu tych kanałów dostępu.

Metoda 1.1 – Impregnacja hydrofobizująca

Impregnacja hydrofobizująca ma na celu nadanie powierzchni betonu zdolności do odpychania wody (rys. 8). Pory i kapilary nie zostają wypełnione, a jedynie ich ścianki są powleczone preparatem, co wystarcza do osiągnięcia założonego celu, ale nie powoduje wzmocnienia warstwy przypowierzchniowej. Hydrofobizacja powierzchni betonu nie przeszkadza w dyfuzji pary wodnej z wnętrza materiału. Impregnacja hydrofobizująca to metoda ochrony czasowej; należy ją powtarzać w określonych odstępach czasu, nie rzadziej niż co kilka lat.



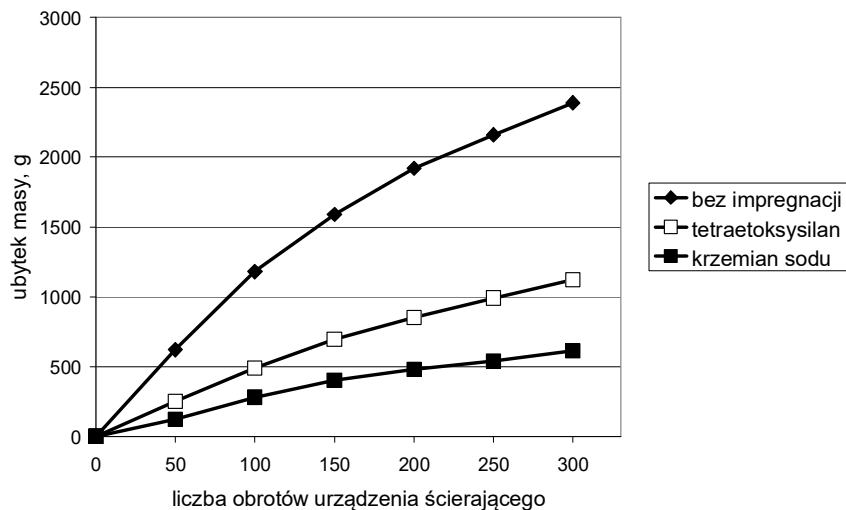
Rys. 8. Powierzchnia betonu po hydrofobizacji wykazuje zdolność do odpychania wody

Metoda 1.2 - Impregnacja

Impregnacja ma na celu zmniejszenie porowatości i wzmocnienie powierzchni betonu. Pory i kapilary zostają częściowo lub całkowicie wypełnione; wg PN-EN 1504-10 [N10] grubość nieciągłej błonki, powstałej na powierzchni betonu w wyniku impregnacji, może wynosić do 0,1 mm. Bezpośrednio po nałożeniu impregnatu powierzchnię betonu można pokryć czystym piaskiem, co zmniejsza różnicę temperatury między otoczeniem a zaimpregnowaną powierzchnią, poprawiając równomierność rozłożenia impregnatu na powierzchni, a także zapobiega jego odparowywaniu. Trzeba jednak zwrócić uwagę, że związanie impregnatu z piaskiem prowadzi do powstania na powierzchni betonu warstwy o dużej przyczepności do podłoża, trudnej do usunięcia. Nie zawsze jest to korzystne [35].

Nanoszenie preparatu, tak jak w przypadku hydrofobizacji, wykonuje się pędzlem lub szczotką, ewentualnie rolką. Impregnat nasycza powierzchniową warstwę betonu na skutek działania sił kapilarnych. Niekiedy stosuje się również ogrzewanie powierzchni, co przyspiesza wnikanie impregnatu.

Impregnacja poprawia trwałość betonu. Podstawowym skutkiem jest uszczelnienie powierzchni; nasiąkliwość betonu zmniejsza się o co najmniej 40% [35]. Warstwa przypowierzchniowa zostaje utwardzona i wzmocniona, co skutkuje również znaczną poprawą odporności na ścieranie (rys. 9), a zatem mniejszym pyleniem betonu. Impregnacja to metoda ochrony czasowej; należy ją powtarzać w określonych odstępach czasu, nie rzadziej niż co kilka lat.

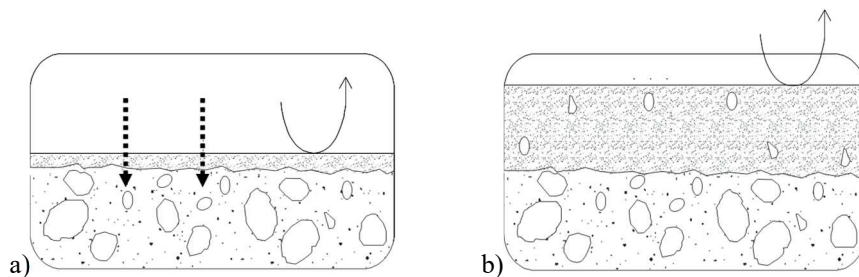


Rys. 9. Ubytek masy próbek betonu niemodyfikowanego i betonu impregnowanego powierzchniowo w badaniu metodą Tabera (na podstawie [30])

Metoda 1.3 – Nakładanie powłok

Nałożenie powłoki polega na utworzenie ciągłej warstwy na powierzchni betonu. *Grubość tej warstwy wynosi zazwyczaj 0,1 mm do 5,0 mm, choć w szczególnych przypadkach może być wymagana grubość większa niż 5 mm.* Technika nakładania powłok jest podobna, jak w przypadku impregnacji, dodatkowo stosuje się nakładanie ciśnieniowe (natrysk).

Tradycyjnie powłoki dzieli się na typowo ochronne – grubowarstwowe, oraz ochronno-dekoracyjne – malarskie, cienkowarstwowe (rys. 10). Powłoki grubowarstwowe mają za zadanie całkowicie, lub niemal całkowicie, odciąć dostęp agresywnych czynników zewnętrznych do powierzchni betonu, natomiast funkcją powłok malarskich jest ograniczenie tego dostępu i poprawa estetyki powierzchni. Podział ten wprowadzono w wycofanej Polskiej Normie PN-B-01813 „Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie – konstrukcje betonowe i żelbetowe – zabezpieczenia powierzchniowe – zasady doboru”. W Normach Europejskich z serii PN-EN 1504 taki podział nie jest stosowany, choć z pewnością jest użyteczny w odniesieniu do doboru rozwiązania materiałowo-technologicznego do naprawy/ochrony betonu.



Rys. 10. Koncepcja powłoki ograniczającej (a) i odcinającej (b) dostęp agresywnych czynników do powierzchni betonu

Metoda 1.4 – Powierzchniowe zamykanie rys

Powierzchniowe zamykanie rys polega na nałożeniu na rysę elastycznej taśmy, która zapobiega wnikaniu do rysy szkodliwych substancji, podobnie jak powłoka ochronna czyni to w stosunku do całej powierzchni elementu betonowego. Jest to metoda szczególnie przydatna w przypadku pojedynczych rys oraz rys o znacznej zmienności rozwarcia.

Metoda 1.5 – Wypełnianie rys

Wypełnianie rys w celu ochrony przed wnikaniem szkodliwych czynników może być wykonane przez iniekcję ciśnieniową lub grawitacyjnie (w przypadku powierzchni poziomych). Materiały do wypełniania rys mogą być do pewnego stopnia elastyczne, co umożliwi ich zastosowanie w przypadku rys ruchomych; jednak zakres dopuszczalnej zmienności rozwarcia rys jest ograniczony.

Metoda 1.6 – Przenoszenie rys przez złącza

Przenoszenie rys przez złącza w celu ochrony przed wnikaniem szkodliwych czynników ma na celu przekształcenie rysy w pracujące złącze, przez poszerzenie rysy i wypełnienie jej wnętrza materiałem uszczelniającym. Przy stosowaniu tej metody konieczne jest upewnienie się, że wykonywane operacje nie wpłyną negatywnie na integralność konstrukcji (np. przez nieplanowane nacięcie zbrojenia).

Metoda 1.7 – Stosowanie zewnętrznych płyt

Zewnętrzne płyty można stosować do każdego rodzaju powierzchni betonowej, ale szczególnie przydatne są w przypadku powierzchni pionowych. Mogą wówczas stanowić okładzinę fasady konstrukcji lub element ściany kurtynowej. Mocowanie płyt do podkładu betonowego wykonuje się przy użyciu łączników mechanicznych albo specjalnych zapraw klejących, zwykle polimerowo-cementowych (ze względu na ich odkształcalność). Zewnętrzne płyty stanowią skuteczną barierę przed wnikaniem cieczy, w mniejszym stopniu dotyczy to gazów.

Metoda 1.8 – Stosowanie membran

Membrana to cienka, zwykle elastyczna, przegroda między dwoma ośrodkami. W celu ochrony betonu membrana może być nakładana w postaci ciekłej lub jako gotowy arkusz, chroniąc powierzchnię przed działaniem szkodliwych substancji oraz ich wnikaniem do wnętrza betonu. W odróżnieniu od sztywnych, płyt zewnętrznych membrany są elastyczne i zdolne do mostkowania rys, dlatego zasadniczo nie wymagają wypełniania rys przed nałożeniem. Wskazane jest natomiast wzmocnienie powierzchni betonu przez impregnację.

Zasada 2 – Ograniczenie zawilgocenia

Ograniczanie zawilgocenia stosuje się w celu ograniczenia szkodliwych reakcji chemicznych i procesów fizykochemicznych przebiegających w obecności wody. W tym celu stosuje się systemy ochrony powierzchniowej, opisane powyżej: impregnację hydrofobizującą (Metoda 2.1), impregnację (Metoda 2.2), nakładanie powłok (Metoda 2.3) i zewnętrzne płyty (Metoda 2.4), oraz ochronę elektrochemiczną.

Zaleca się, aby systemy ochrony powierzchniowej stosowane na powierzchniach pionowych i sufitowych były przepuszczalne dla pary wodnej, tak aby wilgoć mogła być usuwana z betonu, natomiast na górnych powierzchniach poziomych elementów betonowych (np. płyt posadzkowych na parkingach) dopuszcza się stosowanie nieprzepuszczalnych systemów ochrony powierzchniowej. Zaleca się, aby systemy ochrony powierzchniowej nie były stosowane do betonu zawierającego nadmiar wilgoci.

Metoda 2.5. Ochrona elektrochemiczna

Metody elektrochemicznej ochrony betonu nie zostały szczegółowo opisane w normach z serii PN-EN 1504. Jedną z możliwości jest wykorzystanie elektroosmozy, która zachodzi pod wpływem przyłożonego napięcia elektrycznego i polega na przemieszczaniu się fazy ciekłej układu koloidalnego w stosunku do fazy stałej (rozproszonej). W zawilgoconym betonie oznacza to możliwość wyprowadzenia wilgoci na zewnątrz elementu.

Zasada 3 – Odbudowanie elementu betonowego

Usunięcie uszkodzonego betonu i zastąpienie go nowym materiałem wykonuje się, jeśli element betonowy utracił integralność w pewnym obszarze. *Odbudowa uszkodzonego elementu następuje przez uzupełnienie ubytków ręcznie nakładaną zaprawą naprawczą, nadłożenie warstwy betonu lub zaprawy, albo natryskiwanie betonu lub zaprawy. Zakres PN-EN 1504-3 obejmuje materiały odpowiednie do naprawy konstrukcyjnej i niekonstrukcyjnej.* Więcej informacji o betonie natryskowym podano w PN-EN 14487-1 [N13].

Metoda 3.1 – Ręczne nakładanie zaprawy naprawczej

Ręczna aplikacja środka naprawczego jest tradycyjnym sposobem naprawy lokalnych uszkodzeń betonu. Zastosowanie tej metody wymaga odpowiedniego przygotowania naprawianego podkładu betonowego – usunięcia uszkodzonych, luźnych fragmentów, oczyszczenia powierzchni, itd. Po ręcznym nałożeniu zaprawy naprawczej często stosuje się szpachlówki wyrównawcze w celu estetycznego wykończenia naprawionej powierzchni lub jej przygotowania przed zastosowaniem ochrony powierzchniowej.

Metoda 3.2 – Nadłożenie warstwy betonu lub zaprawy

Metoda polega na ułożeniu mieszanki betonowej lub zaprawy na podkładzie betonowym, metodami stosowanymi przy wykonywaniu konstrukcji z betonu. Metoda ta znajduje szczególne zastosowanie przy odbudowie górnych warstw płyt betonowych, z których usunięto beton na dużej powierzchni, a także na powierzchniach pionowych, gdy konieczna jest wymiana betonu do znacznej głębokości. Aby uzyskać właściwe połączenie nowego i starego betonu, należy odpowiednio przygotować podkład betonowy, w tym również przez wypełnienie rys.

Metoda 3.3 – Natryskiwanie betonu lub zaprawy

Natryskiwanie betonu stosuje się zwłaszcza do powierzchni pionowych i sufitowych, gdzie trudno byłoby osiągnąć odpowiednie zagęszczenie mieszanki innymi metodami.

Metoda 3.4 – Wymiana elementów

Całkowite zastąpienie uszkodzonego elementu nowym jest stosowane, jeśli względy techniczne lub ekonomiczne stanowią przeciwskazanie do naprawy.

Zasada 4 – Wzmacnianie konstrukcji

Jeśli konstrukcja lub element nie jest zdolny do przenoszenia działających obciążeń, konieczne jest wzmocnienie.

Metoda 4.1 – Uzupełnienie lub wymiana wewnętrznych lub zewnętrznych prętów zbrojeniowych

Pręty zbrojeniowe mogą zostać wymienione, dodane wewnątrz wzmocnianego elementu, lub dodane na zewnątrz elementu i otoczone warstwą otuliny betonowej. W przypadku

wymiany lub dodania wewnętrznego zbrojenia, konieczne jest usunięcie znacznych ilości betonu.

Metoda 4.2 – Zakotwienie prętów w przygotowanych wcześniej lub wywierconych otworach w betonie

Otwory, w których następuje zakotwienie prętów, mogą być przygotowane w czasie wykonywania elementu lub wywiercone w czasie wzmocnienia. Do zakotwienia prętów stosuje się materiały cementowe, polimerowo-cementowe lub żywiczne. Zakotwione pręty stanowią zbrojenie dodatkowej (nadłożonej) warstwy betonu, wzmocniającej konstrukcję.

Metoda 4.3 – Doklejanie płyt wzmocniających

Płyty wzmocniające są mocowane do podkładu betonowego specjalnymi środkami klejącymi.

Metoda 4.4 – Nadkład zaprawy lub betonu

Nadłożenie zaprawy lub betonu zostało opisane wyżej (Metoda 3.2). W przypadku wzmocnienia konstrukcji nadłożenie warstwy betonu może być wykonane także przez natrysk, jak w Metodzie 3.3. Nadkład betonu nie zastępuje usuniętego, uszkodzonego materiału, ale stanowi nową warstwę układaną na wzmocnianym, odpowiednio przygotowanym, podkładzie betonowym. Wzrasta więc przekrój elementu, a tym samym jego nośność, ale także masa konstrukcji.

Metoda 4.5 – Iniekcja rys i pustek

Iniekcja rys i pustek polega na wprowadzeniu materiału naprawczego do rysy, zwykle przy użyciu specjalnego zestawu przyrządów i ciśnienia większego niż 0,15 MPa, choć stosuje się także iniekcję niskociśnieniową ($p \leq 0,15$ MPa). Materiały do wypełniania rys mogą być do pewnego stopnia elastyczne, co umożliwi ich zastosowanie w przypadku rys ruchomych; zakres dopuszczalnej ruchomości rys jest jednak ograniczony.

Metoda 4.6 – Wypełnianie rys i pustek

Wypełnianie rys i pustek zostało opisane wyżej (metoda 1.5).

Metoda 4.7 – Sprężanie (strunobeton lub kablobeton)

Sprężanie jest skomplikowaną modyfikacją konstrukcji. Dzięki tej metodzie można znacząco zwiększyć nośność konstrukcji, wymaga to jednak jej całkowitego przeprojektowania. Metoda sprężania znajduje zastosowanie zwłaszcza przy wzmocnianiu konstrukcji mostowych, zbiorników, podpór, itp.

Zasada 5 – Zwiększanie odporności na czynniki fizyczne

Zwiększenie odporności fizycznej betonu można osiągnąć stosując powłoki ochronne, impregnację oraz nadkład zaprawy lub betonu. Metody te opisano wyżej.

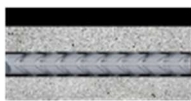
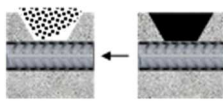
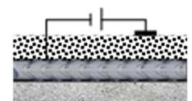

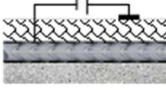

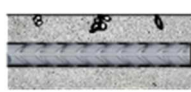


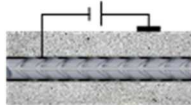


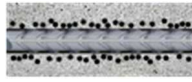
Zasada 6 – Odporność na czynniki chemiczne

Odporność betonu na różne klasy agresji środowiska (klasy ekspozycji) została zdefiniowana w normie europejskiej PN-EN 206 „Beton – wymagania, właściwości, produkcji i zgodność”. W przypadku działania korozyjnych czynników chemicznych należy je zidentyfikować i w razie potrzeby zastosować odpowiednie środki, w tym metody naprawcze. Zwiększenie odporności chemicznej betonu można osiągnąć stosując powłoki ochronne, impregnację oraz nadkład zaprawy lub betonu. Metody te opisano wyżej.

5. Zasady i metody ochrony zbrojenia

W przypadku korozji zbrojenia lub niebezpieczeństwa, że taka korozja wystąpi w przyszłości, należy wybrać co najmniej jedną zasadę dotyczącą ochrony i naprawy w warunkach korozji. W tym zakresie Norma Europejska PN-EN 1504-9 [N9] podaje 5 zasad wraz z odpowiednimi, przypisanymi im metodami (tabl. 4).

Tablica 4. Zasady i metody ochrony zbrojenia wg PN-EN 1504-9

<p>7. Utrzymanie lub przywrócenie stanu pasywnego stali zbrojeniowej (Preserving or Restoring Passivity) – RP</p>		
<p>7.1. Zwiększenie grubości otuliny przez dodanie zaprawy lub betonu</p> 	<p>7.2. Wymiana skażonego lub skarbonatyzowanego betonu</p> 	<p>7.3. Elektrochemi. realkalizacja skarbonatyzowanego betonu</p> 
<p>7.4. Realkalizacja skarbonatyzowanego betonu przez dyfuzję</p> 		<p>7.5. Elektrochemiczne usunięcie chlorków</p> 
<p>8. Podwyższenie oporności elektrycznej otuliny betonowej (Increasing Resistivity) – IR</p>		
<p>8.1. Impregnacja hydrofobizująca</p> 	<p>8.2. Impregnacja</p> 	<p>8.3. Nakładanie powłok</p> 
<p>9. Kontrola obszarów katodowych (Cathodic Control) – CC</p>		
<p>9.1. Ograniczenie dostępu tlenu (na katodzie) przez nasycenie lub zastosowanie powłoki</p> 		
<p>10. Ochrona katodowa (Cathodic Protection) – CP</p>		
<p>10.1. Przyłożenie napięcia elektrycznego</p> 		
<p>11. Kontrola obszarów anodowych (Control of Anodic Areas) – CA</p>		
<p>11.1. Nakładanie na zbrojenie powłoki zawierającej aktywne domieszki</p> 	<p>11.2. Nakładanie na zbrojenie powłoki ochronnej</p> 	<p>11.3. Stosowanie inhibitorów korozji w betonie</p> 

Zasada 7 – Utrzymanie lub przywrócenie stanu pasywnego stali zbrojeniowej

Metody stanowiące realizację tej zasady polegają na obróbce lub wymianie betonu otaczającego zbrojenie w celu zmniejszenia ryzyka korozji.

Metoda 7.1 – Zwiększenie grubości otuliny przez dodanie zaprawy lub betonu

Jeśli zbrojenie jest w stanie pasywnym, dopuszcza się zastosowanie dodatkowej warstwy zaprawy lub betonu nad betonem, który uległ karbonatyzacji, w celu uzyskania dodatkowej ochrony. Jest to więc w istocie nadłożenie betonu lub zaprawy, omówione w rozdz. 4.

Metoda 7.2 – Wymiana skażonego lub skarbonatyzowanego betonu

Wymianę betonu stosuje się, jeśli zbrojenie przestało być chronione na skutek karbonatyzacji lub wniknięcia jonów chlorkowych. Skażony lub skarbonatyzowany beton zastępuje się nowym materiałem. Dodatkowo, może wówczas wystąpić potrzeba zastosowania ochrony powierzchniowej według Zasady 1 (Ochrona przed wnikaniem).

Jeśli jony chlorkowe są nadal obecne w betonie, miejsce naprawione może zostać ponownie skażone. Należy wówczas zastosować inne metody naprawy.

Metoda 7.3 – Elektrochemiczna realkalizacja skarbonatyzowanego betonu

Celem realkalizacji jest podwyższenie zasadowości skarbonatyzowanego betonu i przywrócenie w ten sposób stanu pasywnego zbrojenia. Zasady stosowania metody elektrochemicznej są zawarte w dokumencie PKN-CEN/TS 14038-1 „Procesy realkalizacji elektrochemicznej i usuwania chlorków z żelbetu – Część 1: Realkalizacja”. Zalecenia te nie mają zastosowania do betonu sprężonego, do betonu zawierającego zbrojenia ocynkowane lub pokryte powłoką epoksydową, a także w przypadku korozji spowodowanej skażeniem chlorkami.

Realkalizację żelbetu przeprowadza się przez wytworzenie pola elektrycznego między stalowym zbrojeniem w betonie (elektroda ujemna) a anodą otoczoną przez alkaliczny roztwór elektrolitu, który umieszcza się na powierzchni betonu (elektroda dodatnia). Różnica potencjałów powoduje, że kationy w cieczy porowej przemieszczają się w kierunku zbrojenia, a aniony w kierunku zewnętrznej anody. Podstawą realkalizacji jest przebiegająca na katodzie reakcja, której produktem są jony OH^- , powodujące wzrost pH.

Metoda 7.4 – Realkalizacja skarbonatyzowanego betonu przez dyfuzję

Realkalizacja przez dyfuzję polega na nałożeniu wysokoalkalicznego betonu lub zaprawy cementowej na powierzchni betonu skarbonatyzowanego, co umożliwi transport jonów wodorotlenowych w głąb elementu. Metoda ta jest rzadko stosowana ze względu na ograniczone doświadczenia.

Metoda 7.5 – Elektrochemiczne usunięcie chlorków

Zmniejszenie zawartości jonów chlorkowych w betonie otaczającym zbrojenie (odsalanie) może przywrócić stan pasywny zbrojenia. Elektrochemiczne usuwanie chlorków z otuliny betonowej przeprowadza się za pomocą podobnego układu, jak realkalizację. Należy zwrócić uwagę, że na zewnętrznej anodzie, na skutek utleniania jonów chlorkowych wydziela się chlorowódz, szkodliwy dla betonu i materiału samej elektrody; powierzchnia betonu powinna więc być okresowo zmywana, a elektrolit wymieniany.

Zasada 8 – Podwyższenie oporności elektrycznej otuliny betonowej

Podwyższenie oporności elektrycznej otuliny betonowej hamuje przepływ elektronów na korodującym zbrojeniu (prąd korozyjny), tym samym zmniejszając szybkość korozji. Cel ten

można osiągnąć przez hydrofobizację, impregnację lub nałożenie powłoki, które opisano przy omawianiu metod naprawy betonu.

Zasada 9 – Kontrola obszarów katodowych

Kontrola obszarów katodowych polega *na ograniczeniu dostępu tlenu do wszystkich potencjalnych obszarów katodowych*. W takich warunkach nie mogą powstawać ogniwa korozyjne. Warunkiem jest, aby zbrojenie w danym elemencie było odizolowane od zbrojenia w innych elementach, do których istnieje dostęp tlenu.

Metoda 9.1 – Ograniczenie dostępu tlenu (na katodzie) przez nasycenie lub zastosowanie powłoki

Zabezpieczenie zbrojenia przed dostępem tlenu jest możliwe na dwa sposoby:

- przez nasycenie elementu wodą, co zmniejsza dyfuzję tlenu w głąb otuliny betonowej; metoda ta powinna być brana pod uwagę jedynie wówczas, gdy istnieje możliwość całkowitego zanurzenia danego elementu żelbetowego w wodzie,
- przez zastosowanie szczelnej powłoki na powierzchni betonu; warunkiem skuteczności ochrony jest nieprzerwana ciągłość powłoki i brak dostępu tlenu do zbrojenia innymi drogami.

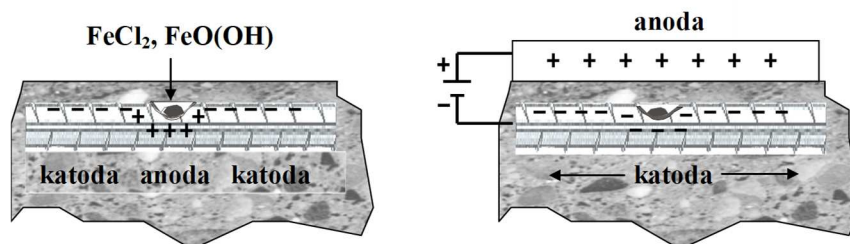
Zasada 10 – Ochrona katodowa

Ochrona katodowa polega na przyłożeniu do zbrojenia ujemnego potencjału, tak aby żaden z potencjalnych obszarów anodowych nie mógł być źródłem elektronów. Taka ochrona jest szczególnie przydatna, gdy występuje znaczne skażenie otuliny betonowej jonami chlorkowymi lub karbonatyzacja aż do głębokości zbrojenia, a zatem w sytuacji dużego zagrożenia korozją. Ochrona katodowa wymaga stałego dostarczania energii do chronionego obiektu. W ochronie katodowej stosuje się różne rozwiązania zewnętrznej anody. Mogą one wykorzystywać wymuszony przepływ prądu z zewnętrznego źródła albo procesy galwaniczne (anoda tracona).

Niektóre rodzaje stali – zwłaszcza stosowanej jako zbrojenie sprężające do strunobetonu – są wrażliwe na napięcie elektryczne, które może wywoływać w nich kruchość wodorową. Ochrony katodowej nie zaleca się zatem w przypadku konstrukcji z betonu sprężonego.

Metoda 10.1 – Przyłożenie napięcia elektrycznego

Ochrona katodowa przy pomocy zewnętrznego źródła prądu stałego nadaje powierzchni stali jednolity potencjał ujemny (rys. 11). W efekcie zanikają lokalne ogniwa korozyjne i proces korozji zostaje zahamowany. Jednak równocześnie następuje też rozpuszczenie warstwek ochronnych na powierzchni stali zbrojeniowej, dlatego ochrona katodowa wymaga stałego dopływu energii elektrycznej. Najczęściej stosuje się anody siatkowe z metali szlachetnych lub ich stopów (platyna, tytan, niob), albo metali pokrytych elektrolitycznie ich tlenkami. Siatki rozpina się na powierzchni betonu i pokrywa powłoką z zaprawy cementowej o grubości ok. 15 mm. Połączenia elektryczne wykonuje się przewodami miedzianymi.



Rys. 11. Koncepcja ochrony katodowej: a) sytuacja pręta niechronionego – lokalna anoda – korozja wżerowa, b) pręt chroniony katodowo – jednolity ładunek ujemny – zahamowanie procesów korozji [10]

Zasada 11 – Kontrola obszarów anodowych

Kontrola obszarów anodowych polega na zapobieganiu elektrochemicznej reakcji anodowej w potencjalnych obszarach anodowych zbrojenia.

Metoda 11.1 – Nakładanie na zbrojenie powłoki zawierającej aktywne domieszki

Powłoka zawierająca aktywne składniki może działać na kilka sposobów:

- aktywne domieszki mogą stanowić inhibitory korozji stali zbrojeniowej;
- powłoka może zapewniać alkaliczny odczyn środowiska, przy którym na stali tworzy się warstewka pasywna. Taką rolę spełnia na przykład nieskarbonatyzowany zaczyn cementowy;
- powłoka może spełniać funkcję traconej elektrody. Metal o niższym potencjale elektrochemicznym (mniej szlachetny) niż żelazo chroni stal zbrojeniową, ponieważ w ogniwie korozyjnym jest anodą. Taki układ nie wymaga dostarczania energii elektrycznej z zewnętrznego źródła prądu;

Powłoki zawierające aktywne składniki nie muszą całkowicie odcinać stali zbrojeniowej od środowiska, toteż są mniej wrażliwe na ewentualne niedoskonałości przy nakładaniu (nieciągłość) niż powłoki ochronne (odcinające), wykorzystywane w metodzie 11.2.

Metoda 11.2 – Nakładanie na zbrojenie powłoki ochronnej

Nałożenie na zbrojenie stalowe powłoki ochronnej ma na celu odizolowanie zbrojenia od czynników korozyjnych, przede wszystkim tlenu i wody. Warunkiem skuteczności metody jest zachowanie ciągłości powłoki oraz brak korozji na powierzchni chronionej stali w czasie nakładania powłoki. Zastosowanie takiej powłoki ochronnej wymaga zatem starannego przygotowania powierzchni zbrojenia oraz szczególnie starannej aplikacji materiału powłokowego.

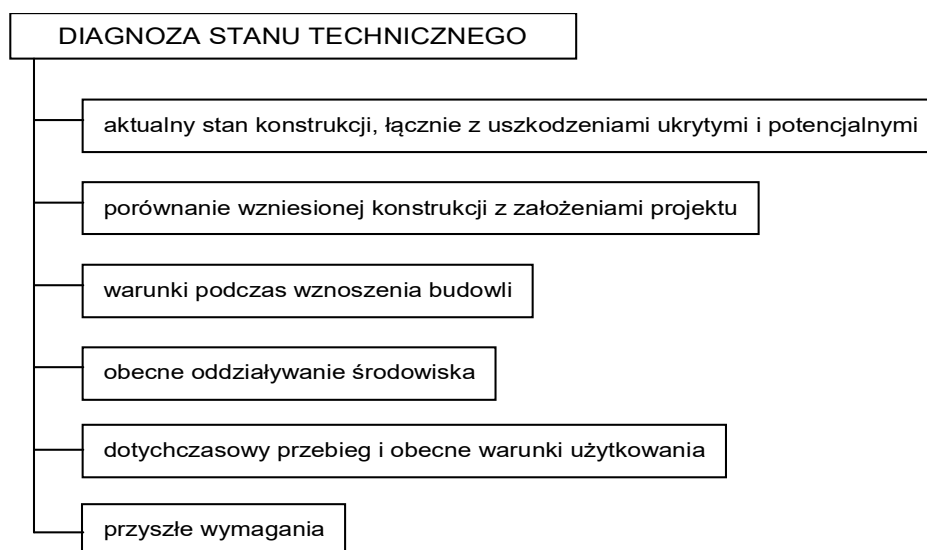
Metoda 11.3 – Stosowanie inhibitorów korozji w betonie

Inhibitory korozji stali stanowią alternatywę wobec innych metod ochrony zbrojenia w żelbecie, przede wszystkim ze względu na koszt i łatwość stosowania. Inhibitory mogą być dodawane do mieszanki betonowej (jako domieszki do betonu) lub nakładane na powierzchnię zbrojenia przed zabetonowaniem, mogą też być dostarczane w zaprawie naprawczej stosowanej przy naprawie elementu żelbetowego.

Obecnie nie są dostępne normy ani dokumenty o podobnym charakterze, w których określono by wymaganą skuteczność tych środków i przede wszystkim metody jej weryfikacji. Można tu korzystać jedynie z dotychczasowych doświadczeń z praktyki budowlanej oraz wyników badań laboratoryjnych [18].

6. Podstawy doboru zasad i metod

Wybór właściwej zasady lub zasad jest najważniejszym elementem projektowania naprawy. Norma PN-EN 1504 ukazuje różne możliwości, nie narzucając jednak konkretnego rozwiązania. Decyzję podejmuje projektant, co nakłada na niego szczególną odpowiedzialność – powinien on opierać się na swojej wiedzy i doświadczeniu, uwzględniając przy tym różne czynniki związane z daną sytuacją, przede wszystkim zaś diagnozę stanu konstrukcji [22, 36] (rys. 12).



Rys. 12. Elementy diagnozy stanu konstrukcji

W odniesieniu do wszystkich wybranych zasad należy określić właściwe metody naprawy i ochrony, biorąc przy tym pod uwagę możliwe niepożądane skutki zastosowania danej metody lub kombinacji metod w specyficznych warunkach konkretnej naprawy, np.:

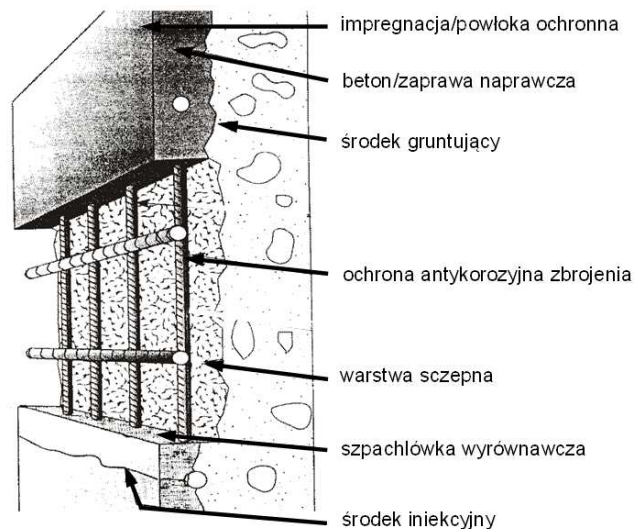
- system do impregnacji hydrofobizującej, stosowany w celu ograniczenia zawilgocenia betonu, może powodować przyspieszenie karbonatyzacji,
- nałożenie powłoki może powodować uwięzienie wilgoci pod powłoką, co prowadzi do utraty przyczepności lub zmniejszenia mrozoodporności, a także odspojenie powłoki i zewnętrznych warstw betonu,
- sprężanie betonu kablami może wywoływać naprężenia rozciągające w konstrukcjach,
- metody elektrochemiczne mogą powodować wzrost kruchości stali sprężającej, alkaliczną reakcję kruszywa, zmniejszenie mrozoodporności na skutek wzrostu zawilgocenia lub, w przypadku konstrukcji podwodnych, korozję przylegających konstrukcji lub statków.

Zaleca się, aby specyfikacja materiałowa zawierała odpowiednie wymagania dotyczące wyrobów i systemów przewidzianych do zastosowania [41]. Wymagania te są ujęte w PN-EN 1504, części od 2 do 7, lub w innych dokumentach o charakterze norm lub aprobat technicznych.

7. Dobór materiałów do napraw i ochrony konstrukcji z betonu

7.1. Ogólne założenia doboru wyrobów i systemów

Dobór materiałów do naprawy i ochrony konstrukcji jest jedną z podstawowych decyzji warunkujących powodzenie operacji [16]. Duża liczba i różnorodność oferowanych rozwiązań materiałowych powoduje, że nierzadko występuje tu „kłopot bogactwa” [13]. Na rynku dostępne są wyroby, które mogą być stosowane pojedynczo, zgodnie ze swoim przeznaczeniem, lub zestawiane w systemy według uznania projektanta naprawy. Producenci materiałów naprawczych i ochronnych z zasady oferują także gotowe systemy, obejmujące wszystkie wyroby niezbędne do przeprowadzenia kompleksowej naprawy i zabezpieczenia konstrukcji z betonu (rys. 13). Korzystanie z takich systemów jest niewątpliwie godne polecenia; są one komponowane przez oferentów w przemyślny sposób, sprzyjający skuteczności naprawy, a przede wszystkim z uwzględnieniem wzajemnej kompatybilności poszczególnych elementów.



Rys. 13. Elementy systemu do naprawy i ochrony konstrukcji żelbetowych

Typowy system do naprawy betonu obejmuje wyroby odpowiadające koncepcji naprawy według Normy Europejskiej PN-EN 1504, spełniające wymagania sformułowane w odpowiednich częściach tej normy. Są to z reguły:

- warstwa szepna, której służy funkcją jest zazwyczaj także zabezpieczenie antykorozyjne zbrojenia (te funkcje mogą też być spełniane przez dwa oddzielne wyroby),
- zaprawa naprawcza do uzupełniania ubytków,
- zaprawa lub szpachlówka wyrównawcza.

W bardziej rozbudowanej wersji system zawiera wyroby, które mogą być stosowane alternatywnie w zależności od potrzeb, na przykład zaprawy „standardowe” lub o podwyższonych parametrach technicznych.

Oprócz systemów przeznaczonych ogólnie do napraw konstrukcji lub elementów z betonu, na rynku dostępne są także zestawy specjalistyczne do napraw szczególnych rodzajów obiektów. Na przykład system do napraw posadzek to zwykle:

- warstwa szepna,
- jastrych (warstwa naprawcza i wyrównawcza),
- materiał do ochrony powierzchniowej.

System taki może również obejmować – zamiast powłoki ochronnej – środek gruntujący, przeznaczony do nałożenia na warstwę naprawczą przed zastosowaniem innego rodzaju wykończenia.

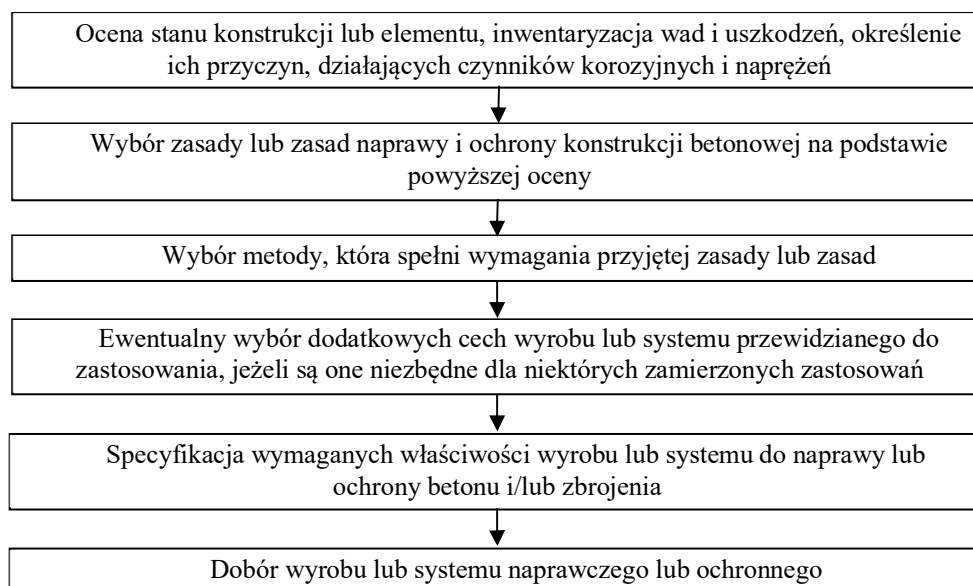
Materiały przeznaczone do ochrony powierzchniowej betonu są włączane do systemów naprawczych lub oferowane jako osobne rozwiązania zabezpieczające. System do ochrony betonu składa się ze środka gruntującego, stanowiącego zazwyczaj impregnat hydrofobizujący, oraz właściwej powłoki cienko- lub grubowarstwowej. Oczywiście, producenci oferują również specjalistyczne wyroby ochronne, nieujęte jak dotąd w PN-EN 1504.

Osobno oferowane są rozwiązania przeznaczone do wzmocnienia konstrukcji, obejmujące kleje konstrukcyjne, tkaniny i maty wraz z żywicami do ich impregnacji, środki do iniekcji konstrukcyjnej (scalającej), taśmy, płyty, itp. Również te wyroby są często oferowane przez producentów w postaci systemów.

O przydatności wyrobu lub systemu decyduje szereg czynników, w tym:

- łatwość stosowania (cechy technologiczne),
- skuteczność ochrony (cechy użytkowe),
- trwałość ochrony.

Wyroby i systemy przewidziane do stosowania należy dobierać biorąc pod uwagę stan podkładu oraz ocenę wad i ich przyczyn. Proces prowadzący do wyboru właściwego systemu lub wyrobu można przedstawić jako logiczny ciąg podejmowanych decyzji (rys. 14).



Rys. 14. Etapy doboru rozwiązania materiałowego naprawy lub ochrony betonu

Dobór materiałów do naprawy i ochrony betonu i zbrojenia powinien uwzględniać konieczność zapewnienia dobrej współpracy wszystkich elementów układu zgodnie z zasadą kompatybilności [16].

Kompatybilność w układzie naprawczym definiuje się jako nieprzekraczanie dopuszczalnych naprężeń i/lub odkształceń w żadnej części układu, w przewidywanym czasie i warunkach użytkowania [7]. Wymagania kompatybilności dotyczą zwłaszcza cech fizykomechanicznych, ale również chemicznych – należy dokładnie sprawdzić, czy wyroby i systemy nie wchodzi w niepożądane procesy fizyczne i reakcje chemiczne między sobą i z materiałami naprawianej konstrukcji betonowej. Kompatybilność w układzie naprawianym odnosi się także do cech elektrochemicznych (np. różnice w środowisku otaczającym zbrojenie mogą prowadzić do powstania ogniw stężeńowych i w rezultacie wzmocnienia procesów korozyjnych) oraz szczelności.

Uzyskanie pełnej kompatybilności jest z reguły trudne [17], jednakże błędy kompatybilności w doborze materiałów mogą być w znacznym stopniu kompensowane przez wysoką adhezję w powstałym złączy. Z tego powodu uzyskanie dużej adhezji materiału naprawczego do podkładu betonowego jest uważane za jeden z głównych czynników wpływających na trwałość napraw [5, 15].

Adhezyjne połączenia materiałów powstają w wyniku stosowania wielu metod naprawy i ochrony. Złącza wymagające dużej adhezji tworzą się między innymi pomiędzy podkładem betonowym a nowym betonem, stałą zbrojeniową, powłokami ochronnymi, elementami wzmacniającymi (płyty, taśmy), itd.

Zwiększenie adhezji można uzyskać przez odpowiednie rozwinięcie powierzchni powodujące mechaniczne klinowanie materiału przez podłoże (adhezja mechaniczna). W praktyce inżynierskiej za miarę adhezji przyjmuje się z reguły przyczepność, a jej wartość zależy od stosowanej metody pomiarów [1] – najczęściej jest to badanie przez odrywanie („pull-off”).

Dążenie do stworzenia warunków do uzyskania możliwie największej przyczepności między materiałem naprawczym, a podkładem betonowym znajduje odzwierciedlenie zarówno w normie PN-EN 1504-10, jak i w wytycznych producentów systemów naprawczych odnośnie do przygotowania podkładu betonowego. Obróbka betonu przed nałożeniem powinna zapewnić *„osiągnięcie wymaganego stanu podkładu w zakresie czystości, szorstkości, zarysowania, wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie, zanieczyszczenia chlorkami lub innymi szkodliwymi substancjami i głębokości ich wnikięcia, głębokości karbonatyzacji, zawilgocenia, temperatury i stopnia skorodowania zbrojenia”*.

W PN-EN 1504-10 podano szczegółowe wymagania dotyczące stosowania wyrobów i systemów na placu budowy (por. rozdz. 8). Jeżeli w miejscu zastosowania nie można osiągnąć warunków spełniających wymagania określone dla wybranego wyrobu lub systemu, należy zastosować alternatywne wyroby (jeśli naprawa jest w ogóle możliwa) lub alternatywne zasady lub metody naprawy, aby osiągnąć zamierzony cel.

7.2. Materiały do ochrony powierzchniowej

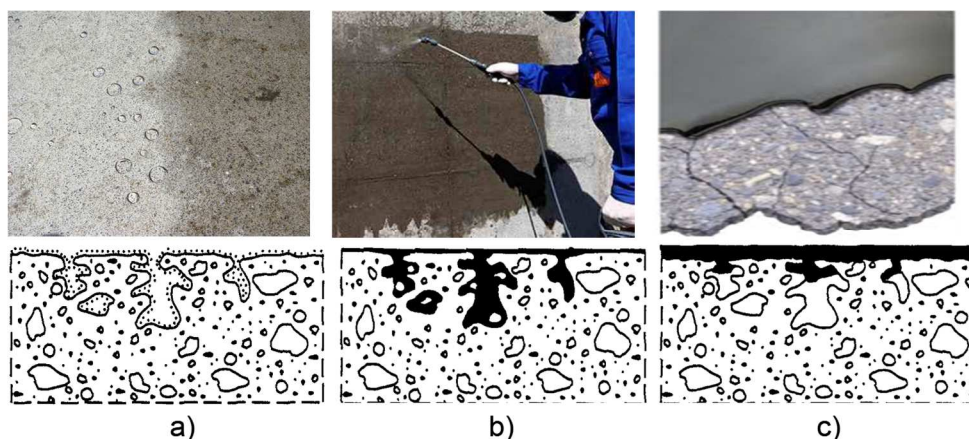
7.2.1. Przesłanki stosowania i rodzaje ochrony powierzchniowej

W normie PN-EN 206 i krajowym uzupełnieniu PN-B-06265 [N12] zdefiniowano podstawowe klasy oddziaływania środowiska ze względu na zagrożenia wobec betonu. W warunkach zagrożeń chemicznych szczególnie istotna dla trwałości konstrukcji betonowych jest klasa ekspozycji XA – agresja chemiczna (tabl. 5). Wyróżniono w niej 3 podklasy: XA1, XA2 i XA3, dotyczące odpowiednio środowiska mało, średnio i silnie agresywnego. Środowiska te definiuje się przez charakterystykę chemiczną, obejmującą zawartość siarczanów, kwasów, dwutlenku węgla oraz jonów amonowych i magnezowych w przypadku wód gruntowych, a przez kwasowość i zawartość siarczanów w przypadku gruntów. Ochrona powierzchniowa betonu jest wymagana w przypadku klasy ekspozycji XA2 i XA3. Zabezpieczenie realizuje się przez ograniczenie (środowisko średnio agresywne) lub odcięcie (środowisko silnie agresywne) dostępu środowiska agresywnego (patrz rozdz. 4).

Tablica 5. Klasy ekspozycji środowiskowej betonu wg PN-EN 206 – agresja chemiczna

<i>Klasa</i>	<i>Charakterystyka środowiska</i>	<i>Przykłady występowania</i>
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>Korozja chemiczna</i>		
<i>Dla betonu podlegającego agresji chemicznej pochodzącej z naturalnych gruntów lub wód gruntowych. Klasyfikacja wód morskich zależy od położenia geograficznego – miejsca zastosowania betonu</i>		
<i>XA1</i>	<i>W warunkach działania środowiska o słabym stopniu agresywności (l_a)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - <i>atmosfera wielkowiejska,</i> - <i>ścieki bytowe,</i> - <i>grunty bagniste</i>
<i>XA2</i>	<i>W warunkach działania środowiska o średnim stopniu agresywności (m_a)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - <i>atmosfera przemysłowa, np. pomieszczenia z „mokrą” produkcją, trzony kominów energetycznych,</i> - <i>zbiorniki retencyjne w kopalniach</i>
<i>XA3</i>	<i>W warunkach działania środowiska o silnym stopniu agresywności (h_a)</i>	<ul style="list-style-type: none"> - <i>wnętrza budynków z produkcją chemiczną i pokrewną</i> - <i>zbiorniki cieczy produkcyjnych</i> - <i>składowiska chemikaliów</i>

Ochrona powierzchniowa ma na celu poprawę trwałości konstrukcji, jest więc wykonywana również w sytuacji, gdy nie stwierdzono (jeszcze) uszkodzeń konstrukcji. Po naprawie uszkodzeń spowodowanych różnymi oddziaływaniami środowiska konstrukcja nadal będzie się znajdowała pod ich wpływem. Z reguły cały element naprawiany chroni się wówczas powierzchniowo [13]. W Normie Europejskiej PN-EN 1504-2 [N2] rozważa się trzy metody ochrony powierzchniowej: impregnację hydrofobizującą, impregnację i nakładanie powłok (rys. 15, tabl. 6). Zwiększenie skuteczności ochrony powierzchniowej realizowane jest często przez stosowanie odpowiednich środków gruntujących. Niektóre warianty wymagają też stosowania odpowiednich materiałów klejących.

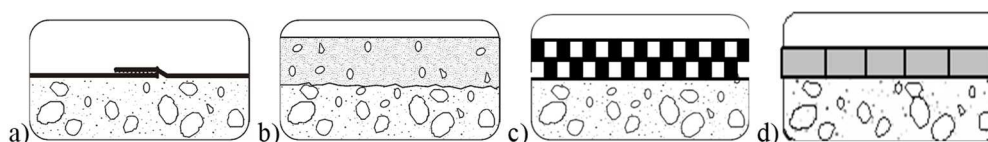


Rys. 15. Sposoby ochrony powierzchni betonu wg PN-EN 1504-2: a) impregnacja hydrofobizująca, b) impregnacja, c) powłoka

Tablica 6. Przypisanie metod ochrony powierzchniowej do zasad naprawy i ochrony betonu i zbrojenia wg EN 1504-9 (zaczernienie oznacza odpowiedniość metody do danej zasady)

Zasada	Hydrofobizacja	Impregnacja	Powłoka
1. Ochrona przed wnikaniem, PI			
2. Kontrola zawilgocenia, MC			
5. Zwiększenie odporności fizycznej, PR			
6. Zwiększenie odporności chemicznej, RC			
8. Podwyższenie oporności elektrycznej przez ograniczenie zawartości wilgoci, IR			

Systemy ochrony powierzchniowej o szczególnych właściwościach (duża chemoodporność, odporność na uderzenia, wysoki stopień wodoszczelności) określa się jako powłoki lub wyprawy specjalne. Są to wyroby nieujęte w PN-EN 1504, na przykład wyprawy (o grubości od 1 do 10 mm), wykładziny (sztywne płyty przyklejone do podłoża), wykleiny z laminatów czy wymurówki (rys. 16).



Rys. 16. Przykłady wyrobów do ochrony powierzchniowej nieujętych w PN-1504: a) wykleina, b) wyprawa, c) laminat, d) wymurówka

7.2.2 Hydrofobizacja

Hydrofobizacja jest najłżejszą metodą ochrony powierzchniowej. Według PN-EN 1504-2 jest to obróbka betonu nadająca jego powierzchni zdolność do odpychania wody (rys. 17). Pory i kapilary nie zostają wypełnione, a jedynie ich ścianki są powleczone preparatem. Nie powstaje ciągła warstewka preparatu na powierzchni betonu, a wygląd zewnętrzny betonu pozostaje niezmienny lub zmieniony w niewielkim stopniu. W wyniku hydrofobizacji uzyskuje się zmniejszenie zwilżalności powierzchni betonu o ponad 90%, zmniejszenie nasiąkliwości betonu o ponad 40% oraz istotne zmniejszenie penetracji chlorków w głąb betonu [2]. Składnikami aktywnymi są najczęściej silany o małej lepkości lub siloksany w postaci emulsji wodnych. Jest to ochrona czasowa, którą należy co kilka lat powtarzać.



Rys. 17. Skuteczność hydrofobizacji: powierzchnia betonu zaimpregnowana preparatami o różnej skuteczności (po lewej i w środku) i nieimpregnowana (po prawej)

W PN-EN 1504-2 podano wymagania dotyczące hydrofobizacji (tabl. 7).

Tablica 7. *Wymagane właściwości użytkowe dotyczące impregnacji hydrofobizującej wg PN-EN 1504-2*

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	<i>Ubytek masy po zamrażaniu-rozmrażaniu w obecności soli (tylko w przypadku konstrukcji, które mogą się stykać z solami odmrażającymi)</i>	<i>PN-EN 13581</i>	<i>Ubytek masy próbki impregnowanej nie wcześniej niż po liczbie cykli większej o 20 niż w przypadku próbki nieimpregnowanej</i>
2	Głębokość impregnacji mierzona na próbce sześcienniej 100 mm z betonu C(0,70)	Głębokość impregnacji mierzy się z dokładnością 0,5 mm przez przełamanie impregnowanej próbki i rozpylenie na powierzchni przełamu wody	Klasa I: < 10 mm, Klasa II: ≥ 10 mm
3	Nasiąkliwość wodą i odporność na alkalia	PN-EN 13580	Nasiąkliwość < 7,5 %, w porównaniu z próbką nieimpregnowaną. Nasiąkliwość po zanurzeniu w roztworze alkaliów < 10%

Tablica 7. c.d.

4	Współczynnik szybkości wysychania	PN-EN 13579	Klasa I: > 30 % Klasa II: > 10 %
5	Dyfuzja jonów chlorkowych	Wg norm i przepisów krajowych. Jeśli absorpcja kapilarna wody wynosi < 0,01 kg/m ² ·h ^{0,5} , dyfuzja Cl ⁻ nie wystąpi	

7.2.3 Impregnaty

Impregnacja to obróbka betonu zmniejszająca jego powierzchniową porowatość i wzmacniająca powierzchnię. Impregnacja może mieć charakter uszczelniający i/lub scalający; powoduje zwykle powierzchniową hydrofobizację betonu oraz wzrost odporności na ścieranie i zmniejszenie pylenia. Pory i kapilary zostają częściowo lub całkowicie wypełnione. Ten rodzaj obróbki zazwyczaj prowadzi do utworzenia nieciągłej, cienkiej warstwy na powierzchni betonu. Jako materiały impregnacyjne stosuje się najczęściej ciekłe preparaty mineralne zawierające krzemiany (silikatyżacja), silikony i siloksany, bądź kompozycje żywiczne (epoksydowe, akrylowe, poliuretanowe) o niskiej lepkości.

Impregnacje uszczelniające przeprowadza się w celu odciążenia dopływu wody w głąb betonu. Mają one na celu wypełnienie porów przypowierzchniowych łącznie z utworzeniem ciągłej cienkiej powłoki. W tym celu stosuje się preparaty żywiczne, na przykład epoksydowe, poliuretanowe i akrylowe o małej lepkości oraz preparaty smołowo-woskowe. Impregnacja uszczelniająca zapobiega nie tylko wnikaniu wody, ale również niektórych substancji chemicznie agresywnych, na przykład chlorków.

W PN-EN 1504-2 podano wymagania dotyczące impregnacji (tabl. 8).

Tablica 8. **Wymagane właściwości użytkowe dotyczące impregnacji** wg EN 1504-2

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Odporność na ścieranie (test Tabera) na 10 mm plastrze pobranym z impregnowanej próbki sześcienną 100 mm z betonu C (0,70)	PN-EN ISO 5470-1	Koło ścierające H22/1000 obrotów/obciążenie 1000 g – co najmniej 30 % poprawa odporności na ścieranie w porównaniu z próbką nieimpregnowaną
2	Przepuszczalność pary wodnej	PN-EN ISO 7783-1 PN-EN ISO 7783-2	Klasa I: $s_D < 5$ m (przepuszczalne) Klasa II: $5 \text{ m} \leq s_D \leq 50$ m Klasa III: $s_D > 50$ m (nieprzepuszczalne)
3	Absorpcja kapilarna i przepuszczalność wody	PN-EN 1062-3	$w < 0,1 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}^{0,5}$
4	<u>Kompatybilność cieplna</u> - Zastosowania zewnętrzne z działaniem soli odładzających: cykle zamrażania-rozmrażania w roztworze soli odładzającej (20 x), cykle burza-deszcz (szok termiczny) (10 x) - Zastosowania zewnętrzne bez działania soli odładzających: cykle cieplne bez działania soli odładzających (20 x)	PN-EN 13687-1 PN-EN 13687-2 PN-EN 13687-3	Po cyklach cieplnych a) brak pęcherzy, rys i odspojień b) średnia przyczepność przy odrywaniu, MPa (w nawiasach najmniejsze akceptowalne wartości pojedynczych pomiarów) przy zastosowaniu na powierzchni: pionowej $\geq 0,8$ (0,5) poziomej bez obciążenia $\geq 1,0$ (0,7) poziomej z obciążeniem $\geq 1,5$ (1,0)
5	Odporność chemiczna (metoda badania nasiąkliwości)	PN-EN ISO 2812-1	Brak widocznych uszkodzeń po 30 dniach działania danego środowiska

Tablica 8. c.d.

6	Odporność na uderzenie mierzona na impregnowanych próbkach z betonu MC (0,40)	PN-EN ISO 6272-1	Brak rys i odspojen po uderzeniach Klasa I: ≥ 4 Nm Klasa II: ≥ 10 Nm Klasa III: ≥ 20 Nm
7	Przyczepność przy odrywaniu od podkładu z betonu C (0,70), pielęgnacja przez 7 dni w warunkach normalnych i starzenie przez 7 dni w temperaturze 70 °C	PN-EN 1542	Średnia przyczepność, MPa (w nawiasach najmniejsze akceptowalne wartości pojedynczych pomiarów) przy zastosowaniu na powierzchni: pionowej $\geq 0,8$ (0,5) poziomej bez obciążenia $\geq 1,0$ (0,7) poziomej z obciążeniem $\geq 1,5$ (1,0)
8	Reakcja na ogień	PN-EN 13501-1	Według klasyfikacji europejskiej
9	Odporność na poślizg	PN-EN 13036-4	Klasa I: ≥ 40 jednostek przy badaniu na mokro (powierzchnie wewnętrzne, zawilgocone) Klasa II: ≥ 40 jednostek przy badaniu na sucho (powierzchnie wewnętrzne, suche) Klasa III: ≥ 55 jednostek przy badaniu na mokro (powierzchnie zewnętrzne)
10	Głębokość impregnacji mierzona na próbce sześcienniej 100 mm z betonu C(0,70)	Głębokość impregnacji mierzy się z dokładnością 0,5 mm przez przełamanie zaimpregnowanej próbki i rozpylenie na powierzchni przełamu wody: ≥ 5 mm	
11	Dyfuzja jonów chlorkowych	Wg norm i przepisów krajowych. Jeśli absorpcja kapilarna wody wynosi $< 0,01 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}^{0,5}$, dyfuzja jonów Cl^- nie wystąpi	

7.2.4. Powłoki ochronne

Powłoki cienkowarstwowe pełnią najczęściej funkcje ochronno-dekoracyjne (powłoki malarskie), zasadniczo w środowiskach o średniej agresywności chemicznej. Nałożenie powłoki polega na utworzeniu ciągłej warstwy ochronnej na powierzchni betonu. Grubość takiej warstwy wynosi zazwyczaj od 0,1 mm do 5,0 mm.

Stosuje się zarówno powłoki mineralne (spoiwem jest cement, zwykle modyfikowany dyspersją polimerową), jak i żywiczne (niekiedy z cementem jako wypełniaczem), na przykład chlorokauczukowe, poliwinylowe, epoksydowe i poliuretanowe, o grubości od 0,2 do 1 mm, a także powłoki bitumiczne o grubości od 0,2 do 2 mm, uzyskiwane przez naniesienie lepików, emulsji i mieszanek bitumicznych [2]. W tej grupie, zwłaszcza w odniesieniu do obiektów mostowych, należy wymienić hydroizolacje:

- powłokowe: mieszanki bitumiczne lub bitumiczno-polimerowe, chemoutwardzalne żywice syntetyczne, izolacyjno-nawierzchnie, w tym cienkowarstwowe nawierzchnie z żywic syntetycznych,
- arkuszowe, termozgrzewalne albo samoprzylepne, w tym papy termozgrzewalne.

W środowiskach silnie agresywnych chemicznie stosuje się powłoki grubowarstwowe lub wyprawy, na przykład z zapraw i betonów żywicznych oraz laminaty żywiczne zbrojone włóknami szklanymi w postaci mat i tkanin. W środowisku silnie agresywnym można również stosować wykleiny z wyrobów rolowych lub arkuszowych (folie) oraz zabezpieczenia z blach, na przykład miedzianych. Wykleiny łączy się szczelnie na zakładkę. Podstawową ich funkcją jest zapewnienie cieczoszczelności, a podstawową zaletą duża podatność na odkształcanie – duża zdolność do mostkowania rys podłoża. Zdolność przenoszenia rys zależy nie tylko od elastyczności danej folii, ale także rośnie wraz z jej grubością. Jednym ze sposobów zapewnienia „pracy na rysie” jest odspojenie odcinka (wprowadzenie środka rozdzielającego) powłoki po obu stronach rysy.

Wyprawy wykonuje się z mieszanek kompozytów mineralnych, mineralno-polimerowych i żywicznych o grubości od 1 do około 10 mm, szczelnie przylegających do podłoża. Nanosi się je techniką murarską lub natryskowo.

Stosuje się także wykładziny z elementów ceramicznych, kamiennych, węglowych, itp., łączonych kitami lub zaprawami mineralnymi lub polimerowymi, oraz wymurówki z cegieł ceramicznych lub bazaltowych.

W Normie Europejskiej PN-EN 1504-2 podano wymagania dotyczące powłok ochronnych (tabl. 9).

Tablica 9. Wymagane właściwości użytkowe dotyczące powłok wg EN 1504-2

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Skurcz liniowy – dla sztywnych systemów (twardość Shore'a $D \geq 60$) przy grubości powłoki ≥ 3 mm	PN-EN 12617-1	$\leq 0,3$ %
2	Wytrzymałość na ściskanie	PN-EN 12190	Klasa I: ≥ 35 N/mm ² (przy obciążeniu ruchem kół poliamidowych) Klasa II: ≥ 50 N/mm ² (przy obciążeniu ruchem kół stalowych)
3	Wsp. rozszerzalności cieplnej (powłoki o grubości ≥ 1 mm)	PN-EN 1770	Sztywne systemy do zastosowań zewnętrznych: $\leq 30 \times 10^{-6}$ K ⁻¹
4	Odporność na ścieranie (test Tabera)	PN-EN ISO 5470-1	Ubytek masy mniejszy niż 3 000 mg z zastosowaniem koła ścierającego H22/1 000 obrotów/obciążenie 1 000 g
5	Badanie metodą nacinania próbek powłoki nałożonej na beton MC (0,40) (suche gładkie powłoki o grubości do 0,5 mm)	PN-EN ISO 2409 szerokość nacięcia 4 mm	Wartość nacięcia poprzecznego: \leq GT 2 Na placu budowy badanie to może zastąpić badanie przyczepności przy odrywaniu.
6	Przepuszczalność CO ₂	PN-EN 1062-6	$s_D > 50$ m
7	Przepuszczalność pary wodnej	PN-EN ISO 7783-1 PN-EN ISO 7783-2	Klasa I: $s_D < 5$ m (przepuszczalne) Klasa II: $5 \text{ m} \leq s_D \leq 50$ m Klasa III: $s_D > 50$ m (nieprzepuszczalne)
8	Absorpcja kapilarna i przepuszczalność wody	PN-EN 1062-3	$w < 0,1$ kg/m ² · h ^{0,5}

Tablica 9. c.d.

9	<p><u>Kompatybilność cieplna</u></p> <p>- Zastosowania zewnętrzne z działaniem soli odladzających: cykle zamrażania-rozmrażania w roztworze soli odladzającej (20 x), oraz cykle burza-deszcz (szok termiczny) (10 x)</p> <p>- Zastosowania zewnętrzne bez działania soli odladzających: cykle cieplne bez działania soli odladzających (20 x)</p> <p>- Zastosowania wewnętrzne: starzenie: 7 dni w temperaturze 70°C</p>	<p>PN-EN 13687-1 PN-EN 13687-2 PN-EN 13687-3 PN-EN 1062-11</p>	<p>Po cyklach cieplnych</p> <p>a) brak pęcherzy, rys i odspojień</p> <p>b) średnia przyczepność, MPa (w nawiasach najmniejsze akceptowalne wartości pojedynczych pomiarów) przy zastosowaniu na powierzchni</p> <p style="text-align: center;">Systemy Systemy ze zdolnością sztywne mostkowania rys lub elastyczne</p> <p>bez obciążenia ruchem $\geq 0,8$ (0,5) $\geq 1,0$ (0,7)</p>
10	Odporność na szok termiczny	PN-EN 13687-5	obciążone ruchem $\geq 1,5$ (1,0) $\geq 2,0$ (1,5)
11	Odporność chemiczna (metoda badania nasiąkliwości)	EN ISO 2812-1	Brak widocznych uszkodzeń po 30 dniach działania danego środowiska
12	Odporność na silną agresję chemiczną Klasa I: 3 dni bez nacisku Klasa II: 28 dni bez nacisku Klasa III: 28 dni z naciskiem	PN-EN 13529	Zmniejszenie twardości o mniej niż 50 % przy pomiarze metodą Buchholza, PN-EN ISO 2815, lub metodą Shore'a, PN-EN ISO 868, 24 h po wyjęciu powłoki z cieczy badawczej.
13	Zdolność do mostkowania rys Po przechowywaniu zgodnie z PN-EN 1062-11:2002, - 7 dni w temperaturze 70 °C dla systemów żywicznych - promieniowanie UV i zawilgocenie dla systemów dyspersyjnych	PN EN 1062-7	Wymagana zdolność do mostkowania rys powinna być dobrana przez projektanta z uwzględnieniem warunków lokalnych (klimat, szerokość i zmiana rozwarcia rys). Po badaniu dla odpowiedniej klasy nie powinny występować żadne uszkodzenia
14	Odporność na uderzenie mierzona na próbkach z betonu MC (0,40) z naniesioną powłoką	PN-EN ISO 6272-1	Brak rys i odspojień po uderzeniach Klasa I: ≥ 4 Nm Klasa II: ≥ 10 Nm Klasa III: ≥ 20 Nm
15	Przyczepność przy odrywaniu od betonu MC (0,40), pielęgnacja: - 28 dni dla systemów cementowych i polimerowo-cementowych - 7 dni dla systemów żywicznych	PN-EN 1542	Wartość średnia, MPa (w nawiasach najmniejsze akceptowalne wartości pojedynczych pomiarów):
			Systemy Systemy ze zdolnością sztywne mostkowania rys lub elastyczne
			bez obciążenia ruchem $\geq 0,8$ (0,5) $\geq 1,0$ (0,7)
			obciążone ruchem $\geq 1,5$ (1,0) $\geq 2,0$ (1,5)

Tablica 9. c.d.

16	Reakcja na ogień	PN-EN 13501-1	Według klasyfikacji europejskiej
17	Odporność na poślizg	PN-EN 13036-4	Klasa I: > 40 jednostek przy badaniu na mokro (zawilgocone powierzchnie wewnętrzne), Klasa II: > 40 jednostek przy badaniu na sucho (suche powierzchnie wewnętrzne) Klasa III: > 55 jednostek przy badaniu na mokro (powierzchnie zewnętrzne)
18	Sztuczne starzenie zgodnie z PN-EN 1062-11:2002 (promieniowanie UV i zawilgoconie) tylko dla zastosowań zewnętrznych Tylko barwa biała i RAL 7030.	PN-EN 1062-11	Po 2 000 h sztucznego starzenia: brak pęcherzy wg PN-EN ISO 4628-2 brak rys wg PN-EN ISO 4628-4 brak złuszczeń wg PN-EN ISO 4628-5 Dopuszczalna nieznaczna zmiana barwy, utrata połysku lub kredowanie
19	Właściwości antystatyczne	PN-EN 1081	Klasa I: > 10 ⁴ i < 10 ⁶ Ω (substancje wybuchowe) Klasa II: > 10 ⁶ i < 10 ⁸ Ω (substancje zagrażające wybuchem)
20	Przyczepność do mokrego betonu MC (0,40)	PN-EN 13578	Po obciążeniu: a) brak pęcherzy wg PN-EN ISO 4628-2 brak rys wg PN-EN ISO 4628-4 brak złuszczeń wg PN-EN ISO 4628-5 b) Przyczepność przy odrywaniu ≥ 1,5 MPa, w ponad 50 % przypadków zniszczenie w betonie
21	Dyfuzja jonów chlorkowych	Wg norm i przepisów krajowych. Jeśli absorpcja kapilarna wody wynosi < 0,01 kg/m ² · h ^{0,5} , dyfuzja jonów Cl ⁻ nie wystąpi	

W przypadku powłok ważną cechą jest zdolność do mostkowania. W normie PN-EN 1504-2 rozróżnia się pięć klas powłok w zależności od szerokości i szybkości ruchu mostkowanej rysy. Odpowiednie badania należy przeprowadzać zgodnie z PN-EN 1062-7 „Farby i lakiery. Wyroby lakierowe i systemy powłokowe stosowane na zewnątrz na mury i beton. Część 7. Oznaczanie właściwości pokrywania rys” [N14] (tabl. 10).

Tablica 10. Warunki badań wg PN-EN 1062-7 (metoda A, ciągłe rozwarcie rysy)

Klasa	Szerokość mostkowanej rysy, mm	Szybkość rozwierania się rysy, mm/min
A 1	> 0,100	–
A 2	> 0,250	0,05
A 3	> 0,500	0,05
A 4	> 1,250	0,5
A 5	> 2,500	0,5

Temperatura badania dla klas od A 2 do A 5: -10 °C (dla klasy A 1: 21 °C). Zainteresowane strony mogą uzgodnić inne temperatury badania, np. 10 °C, 0 °C, -20 °C, -30 °C, -40 °C.
Temperatura badania powinna być podana w nawiasie po symbolu klasy, np. A 4 (-20 °C)

Ważnym parametrem jest także szczelność powłoki (tabl. 11). Najczęściej stosowaną miarą szczelności wobec dwutlenku węgla jest określenie grubości warstwy powietrza, której opór jest równoważny oporowi dyfuzyjnemu powłoki. Przyjmując, że współczynnik dyfuzji CO₂ w powietrzu wynosi ok. 0,16 m²/s, jako warunek szczelności powłoki ochronnej przyjmuje się grubość równoważnej warstwy powietrza nie mniejszą niż S_{DCO₂} > 50 m.

Równie istotna jest przepuszczalność przez powłokę pary wodnej. W typowych warunkach użytkowania konstrukcji żelbetowych zakłada się, że powierzchnia betonu powinna odsychać, to znaczy powinna być przepuszczalna dla pary wodnej. Za dopuszczalny poziom oporu dyfuzyjnego wobec pary wodnej przyjmuje się grubość równoważnej warstwy powietrza nie przekraczającą 4 m. Powłoka zbyt paroszczelna może być nową przyczyną zniszczenia [13]. Dobrym przykładem zróżnicowania wymagań szczelności dla powłok ochronnych są chłodnie kominowe. Powłoka ochronna wewnętrzna powinna być paro- i ciekoszczelna, a zewnętrzna paroprzepuszczalna i ciekoszczelna.

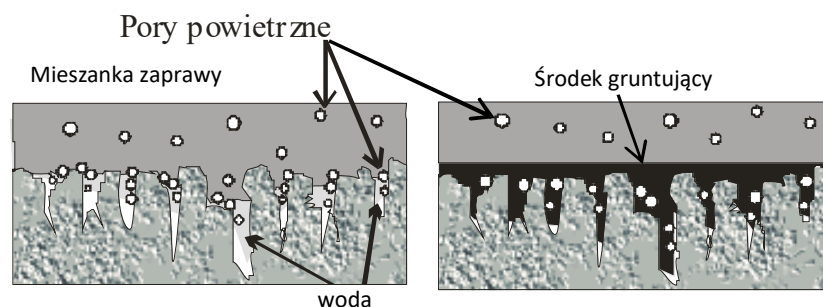
Tablica 11. Szczelność powłok (przykłady, na podstawie [26])

Rodzaj powłoki ze względu na podstawowy materiał	Grubość równoważnej warstwy powietrza, m	
	dyfuzja pary wodnej	dyfuzja dwutlenku węgla
Akrylowe	3,8	140
Poliuretanowe	2,1	190
Winylo-maleinowe	1,8	200
Epoksydowe	3,2	210

7.2.5. Środki gruntujące

Przed nałożeniem powłok ochronnych czy zapraw do uzupełniania ubytków często zaleca się stosowanie środków gruntujących. W praktyce jako warstwy gruntujące, stosuje się najczęściej żywice epoksydowe, lateksy lub kompozyty polimerowo-cementowe. Warstwa taka może związać luźne fragmenty powierzchni podłoża, mostkować rysy podłoża i ujedynolnić właściwości powierzchni, co powoduje wyrównanie poziomu adhezji w całym złączy [31].

Zastosowanie gruntującej warstwy polimerowej może w dużej mierze poprawić jakość złącza adhezyjnego, zmniejszając prawdopodobieństwo powstawania pustek powietrznych wskutek migracji wody z mieszanki w wypadku stosowania zapraw i powłok z kompozytów cementowych (rys. 18).



Rys. 18. Budowa warstw kontaktowych pomiędzy zaprawą a podłożem betonowym, układaną na podłożu niepokrytym i pokrytym polimerowym środkiem gruntującym [37]

7.3. Materiały do napraw konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych – betony i zaprawy naprawcze

Betony i zaprawy naprawcze mogą być stosowane zarówno w naprawach konstrukcyjnych, jak i niekonstrukcyjnych, w obszarach wyznaczonych przez wybrane zasady i odpowiadające im metody, a mianowicie:

Zasada 3 – Odbudowanie elementu betonowego

Metoda 3.1. Ręczne nakładanie zaprawy naprawczej

Metoda 3.2. Nadłożenie warstwy betonu

Metoda 3.3. Natryskiwanie betonu lub zaprawy

Zasada 4 – Wzmacnianie konstrukcji

Metoda 4.4. Dodanie warstwy zaprawy lub betonu

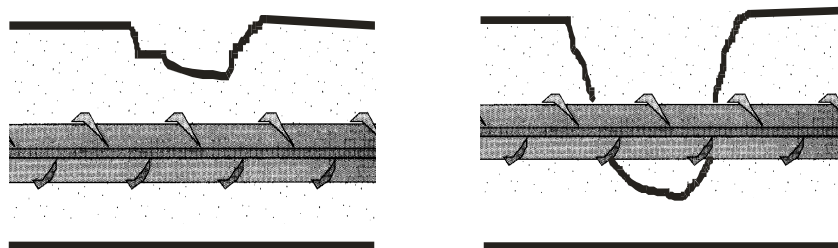
Zasada 7 – Utrzymanie lub przywrócenie stanu pasywnego

Metoda 7.1. Zwiększanie grubości otuliny przez dodanie zaprawy lub betonu

Metoda 7.2. Wymiana skażonego betonu

Beton jest więc nie tylko przedmiotem naprawy, ale również materiałem naprawczym. W PN-EN 1504 rozróżnia się zaprawy i betony hydrauliczne, polimerowo-cementowe [19] i polimerowe [6]. Ta grupa wyrobów i spoiw służących do ich wykonywania została zdefiniowana, w ślad za PN-EN 1504, w tablicy 2.

Wymagania dotyczące właściwości technicznych wyrobów do konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych napraw konstrukcji betonowych są zawarte w PN-EN 1504-3. W zależności od rodzaju i zakresu naprawianych uszkodzeń rozróżnia się (patrz rozdz. 3) naprawy niekonstrukcyjne (bez ingerencji w pracę statyczną naprawianych elementów) i konstrukcyjne – związane z ingerencją w ich pracę statyczną (rys. 19).



Rys. 19. Istota naprawy niekonstrukcyjnej i konstrukcyjnej

W PN-EN 1504-3 sformułowano wymagania wobec wyrobów do napraw niekonstrukcyjnych (klasy R1 i R2) i konstrukcyjnych (klasy R3 i R4); wymagania te zastawiono w tablicy 12. Nie są one szczególnie surowe w stosunku do zapraw i betonów. W odniesieniu do cech technologicznych jedynym szczególnym wyróżnikiem jest **zaprawa lub beton o dużej ciekłości**, zdefiniowana jako *wyrób naprawczy o składzie zapewniającym bardzo dużą ciekłość, wykraczającą poza zakres zwykłych metod badania, który przepływa przez wąskie otwory i wokół obszarów zagęszczonego zbrojenia, nie wykazując samoczynnego wydzielenia się cieczy ani segregacji.*

Tablica 12. *Wymagania użytkowe dotyczące wyrobów do napraw konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych wg PN-EN 1504-3*

Nr	Właściwość użytkowa	Podłoże kontrolne (EN 1766)	Metoda badania	Wymaganie			
				Naprawa konstrukcyjna		Naprawa niekonstrukcyjna	
				Klasa R4	Klasa R3	Klasa R2	Klasa R1
1	Wytrzymałość na ściskanie	Brak	EN 12190	≥ 45 MPa	≥ 25 MPa	≥ 15 MPa	≥ 10 MPa
2	Zawartość jonów Cl ⁻	Brak	EN 1015-17	≤ 0,05 %		≤ 0,05 %	
3	Przyczepność	MC (0,40)	EN 1542	≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa ^a	
4	Ograniczony skurcz/pęcznienie ^{b c}	MC (0,40)	EN 12617-4	Przyczepność po badaniu ^{d e}			Brak wymagań
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa ^a	
5	Odporność na karbonatyzację ^f	Brak	EN 13295	$d_k \leq$ betonu kontrolnego (MC(0,45))		Brak wymagań ^g	
6	Moduł sprężystości	Brak	EN 13412	≥ 20 GPa	≥ 15 GPa	Brak wymagań	
7	Kompatybilność cieplna ^{fh} Część 1, Zamrażanie-rozmrażanie	MC (0,40)	EN 13687-1	Przyczepność po 50 cyklach ^{d e}			Sprawdzenie wizualne po 50 cyklach ^e
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa	
8	Kompatybilność cieplna ^{fh} Część 2, Zraszanie	MC (0,40)	EN 13687-2	Przyczepność po 30 cyklach ^{d e}			Sprawdzenie wizualne po 30 cyklach ^e
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa ^a	
9	Kompatybilność cieplna ^{fh} Część 4, Cykle suszenia	MC (0,40)	EN 13687-4	Przyczepność po 30 cyklach ^{d e}			Sprawdzenie wizualne po 30 cyklach ^e
				≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa ^a	
10	Odporność na poślizg	Brak	EN 13036-4	Klasa I: > 40 jednostek przy badaniu na mokro Klasa II: > 40 jednostek przy badaniu na sucho Klasa III: > 55 jednostek przy badaniu na mokro		Klasa I: > 40 jednostek przy badaniu na mokro Klasa II: > 40 jednostek przy badaniu na sucho Klasa III: > 55 jednostek przy badaniu na mokro	
11	Współczynnik rozszerzalności cieplnej ^c	Brak	EN 1770	Nie wymagane, jeśli przeprowadza się badanie 7, 8 lub 9, w innym przypadku wartość deklarowana		Nie wymagane, jeśli przeprowadza się badanie 7, 8 lub 9, w innym przypadku wartość deklarowana	
12	Absorpcja kapilarna	Brak	EN 13057	≤ 0,5 kg·m ⁻² ·h ^{-0,5}		≤ 0,5 kg·m ⁻² ·h ^{-0,5}	Brak wymagań

Tablica 12. c.d.

^a Osiągnięcie wartości 0,8 MPa nie jest wymagane, jeśli następuje zniszczenie kohezyjne w materiale naprawczym. W takim przypadku wymagana jest minimalna wytrzymałość na rozciąganie 0,5 MPa.
^b Niewymagane przy metodzie 3.3.
^c Niewymagane, jeśli stosuje się cykle cieplne.
^d Wartość średnia przy braku pojedynczych wartości mniejszych niż 75 % wymaganego minimum.
^e Maksymalna dopuszczalna średnia szerokość rysy $\leq 0,05$ mm przy braku rys $\geq 0,1$ mm i braku odspojień.
^f Dla trwałości.
^g Nie stosuje się przy ochronie przed karbonatyzacją, chyba że system naprawczy zawiera system ochrony powierzchniowej o potwierdzonej zdolności ochrony przed karbonatyzacją.
^h Wybór metody zależy od warunków ekspozycji.

7.4. Materiały do łączenia konstrukcyjnego

Materiały klejące do łączenia konstrukcyjnego to zaprawy i betony polimerowe przeznaczone do łączenia materiałów wzmacniających z istniejącą konstrukcją betonową, w tym do:

- przyłączania zewnętrznych płyt ze stali lub innych materiałów (np. kompozytów zbrojonych włóknami) do powierzchni konstrukcji betonowej w celu wzmocnienia,
- łączenia stwardniałego betonu ze stwardniałym betonem, co zazwyczaj ma miejsce przy naprawach i wzmacnianiu elementów prefabrykowanych,
- układania mieszanki betonowej na stwardniałym betonie z wykorzystaniem złącza adhezyjnego, w wyniku czego powstały układ tworzy część konstrukcji i powinien działać jednolicie.

Jako materiały klejące stosuje się zazwyczaj żywice epoksydowe, poliestrowe i akrylowe, metakrylan metylu, poliuretany, silikon, polialkohol winylowy i lateks styrenowo-butadienowy.

Wymagania dotyczące materiałów do łączenia konstrukcyjnego podano w Normie Europejskiej PN-EN 1504-4 [N4] (tabl. 13 i 14).

Tablica 13. *Wymagania dotyczące materiałów klejących stosowanych do doklejania płyt zbrojonych wg PN-EN 1504-4*

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Moduł sprężystości przy zginaniu	PN-EN ISO 178	$\geq 2\ 000$ MPa
2	Wytrzymałość na ścinanie	PN-EN 12188	≥ 12 MPa
3	Czas otwarty	PN-EN 12189	Wartość deklарowana $\pm 20\%$
4	Czas urabialności	PN-EN ISO 9514	Wartość deklарowana
5	Moduł sprężystości przy ściskaniu	PN-EN 13412	$\geq 2\ 000$ MPa
6	Temperatura zeszklenia	PN-EN 12614	$\geq 40^{\circ}\text{C}$
7	Współczynnik rozszerzalności cieplnej	PN-EN 1770	$\leq 100 \times 10^{-6}/\text{K}$
8a	Skurcz całkowity	PN-EN 12617-1	$\leq 0,1\%$
8b	Skurcz całkowity (alternatywna metoda badania)	PN-EN 12617-3	$\leq 0,1\%$

Tablica 13. c.d.

9	Przydatność do zastosowań na powierzchniach pionowych i sufitach	PN-EN 1799	Materiał nie powinien spływać o więcej niż 1 mm przy nałożeniu warstwy o grubości poniżej 3mm.								
10	Przydatność do zastosowań na powierzchniach poziomych	PN-EN 1799	Powierzchnia materiału klejącego po badaniu wyciskania nie powinna być mniejsza niż 3 000 mm ² (średnica 60 mm).								
11	Przydatność do iniekcji	PN-EN 12618-2	Przy badaniu przeprowadzanym na sucho zniszczenie w betonie								
12	Przydatność do zastosowania i pielęgnacji w szczególnych warunkach	PN-EN 12188 Mogą być wymagane warunki otoczenia inne, niż określono w PN-EN 12188	Wytrzymałość na ścinanie przeciętych i sklejonnych beleczek poddanych ściskaniu przy różnych kątach θ nie powinna być mniejsza niż σ_0 , MPa: <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>θ</th> <th>σ_0 (N/mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>50°</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>60°</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>70°</td> <td>70</td> </tr> </tbody> </table>	θ	σ_0 (N/mm ²)	50°	50	60°	60	70°	70
θ	σ_0 (N/mm ²)										
50°	50										
60°	60										
70°	70										
13	Przyczepność	PN-EN 12188	Naprężenie rozciągające przenoszone przez złącze w badaniu przyczepności przez odrywanie nie powinno być mniejsze niż 14 MPa. Wytrzymałość na ścinanie przeciętych i sklejonnych beleczek poddanych ściskaniu przy różnych kątach θ nie powinna być mniejsza niż σ_0 , MPa: <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>θ</th> <th>σ_0 (N/mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>50°</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>60°</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>70°</td> <td>70</td> </tr> </tbody> </table>	θ	σ_0 (N/mm ²)	50°	50	60°	60	70°	70
θ	σ_0 (N/mm ²)										
50°	50										
60°	60										
70°	70										
14	Trwałość (cieplna i wilgotnościowa)	PN-EN 13733 tylko do płyt stalowych	Obciążenie ścinające przy ściskaniu, powodujące zniszczenie próbki stwardniałego betonu po cyklach cieplnych lub cieplno-wilgotnościowych, nie powinno być mniejsze niż wytrzymałość na rozciąganie betonu. Złącze między sklejonymi próbkami stalowymi nie powinno ulegać zniszczeniu po cyklach cieplnych lub cieplno-wilgotnościowych								

Tablica 14. *Wymagania dotyczące materiałów klejących stosowanych do łączenia zaprawy i betonu* wg PN-EN 1504-4

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Moduł sprężystości przy zginaniu	PN-EN ISO 178	$\geq 2\ 000$ MPa
2	Wytrzymałość na ściskanie	PN-EN 12190	≥ 30 MPa
3	Wytrzymałość na ścinanie	PN-EN 12615	≥ 6 MPa
4	Czas otwarty	PN-EN 12189	Wartość deklarowana $\pm 20\%$
5	Czas urabialności	PN-EN ISO 9514	Wartość deklarowana
6	Moduł sprężystości przy ściskaniu	PN-EN 13412	$\geq 2\ 000$ MPa
7	Temperatura zeszklenia	PN-EN 12614	$\geq 40^{\circ}\text{C}$
8	Współczynnik rozszerzalności cieplnej	PN-EN 1770	$\leq 100 \times 10^{-6}/\text{K}$
9a	Skurcz całkowity	PN-EN 12617-1	$\leq 0,1\%$
9b	Skurcz całkowity (alternatywna metoda badania)	PN-EN 12617-3	$\leq 0,1\%$
10	Przydatność do zastosowań na powierzchniach pionowych i sufitach	PN-EN 1799	Materiał nie powinien spływać o więcej niż 1 mm przy nałożeniu warstwy o grubości poniżej 3 mm
11	Przydatność do zastosowań na powierzchniach poziomych	PN-EN 1799	Powierzchnia materiału klejącego po badaniu wyciskania nie powinna być mniejsza niż $3\ 000\ \text{mm}^2$ (średnica 60 mm).
12	Przydatność do iniekcji	PN-EN 12618-2	Przy badaniu przeprowadzonym na sucho zniszczenie w betonie.
13a	Przydatność do zastosowania i pielęgnacji w szczególnych warunkach środowiskowych	PN-EN 12636	Podczas badania rozciągania przy zginaniu próbki betonu stwardniałego sklejonego z betonem stwardniałym zniszczenie w betonie. Podczas badania przyczepności przez odrywanie nowego betonu nałożonego na beton stwardniały zniszczenie w betonie
13b	Przydatność do zastosowania i pielęgnacji w szczególnych warunkach (alternatywna metoda badania)	PN-EN 12615	Podczas badania ścinania zniszczenie w betonie

Tablica 14. c.d.

14a	Przyczepność	PN-EN 12636	Podczas badania rozciągania przy zginaniu próbki betonu stwardniałego sklejonego z betonem stwardniałym zniszczenie w betonie. Podczas badania przyczepności przez odrywanie nowego betonu nałożonego na beton stwardniały zniszczenie w betonie
14b	Przyczepność (alternatywna metoda badania)	PN-EN 12615	Podczas badania ścinania zniszczenie w betonie
15	Trwałość (cieplna i wilgotnościowa)	PN-EN 13733	Obciążenie ścinające przy ściskaniu, powodujące zniszczenie próbki stwardniałego betonu sklejonego z betonem stwardniałym lub próbki nowego betonu nałożonego na beton stwardniały, po cyklach cieplnych lub ciepło-wilgotnościowych, nie powinno być mniejsze niż najniższa wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu nałożonego lub betonu podłoża

7.5. Materiały iniekcyjne

Iniekcja betonu jest stosowana w ramach dwóch zasad naprawy zdefiniowanych w PN-EN 1504-9, a mianowicie ochrona przed wnikaniem (Zasada 1) i wzmacnianie konstrukcji (Zasada 4). Iniekcję stosuje się w celu uniknięcia szkodliwych konsekwencji obecności pustek i rys w betonie, a jej oczekiwane efekty to:

- osiągnięcie nieprzepuszczalności i w ten sposób wodoszczelności betonu,
- uniknięcie wnikania agresywnych czynników, które mogłyby powodować korozję zbrojenia stalowego,
- wzmocnienie konstrukcji przez wzmocnienie betonu.

Z punktu widzenia doboru materiału iniekcyjnego szczególnie istotny jest podział tych wyrobów według sposobu i celu wypełniania rys na następujące kategorie:

- F – wyroby do przenoszącego siły wypełniania rys, pustek i szczelin w betonie, to jest wyroby, które mogą tworzyć połączenie z powierzchnią betonu i przenosić siły,
- D – wyroby do elastycznego wypełniania rys, pustek i szczelin w betonie, to jest wyroby, które mogą dostosowywać się do kolejnych odkształceń,
- S – wyroby dopasowujące się przez pęcznienie do wypełniania rys, pustek i szczelin w betonie, to jest wyroby (żele), które w stanie utwardzonym mogą wielokrotnie pęcznieć na skutek adsorpcji wody, przy czym woda jest wiązana przez składnik wyrobu iniekcyjnego.

Materiały iniekcyjne wg PN-EN 1504-5 [N5] dzielą się na materiały hydrauliczne (H) i polimerowe (P). Odmianą materiałów hydraulicznych są materiały o spoiwie polimerowo-cementowym, w którym modyfikatory polimerowe stanowią współspoiwo ze składnikami mineralnymi. Wśród materiałów polimerowych istnieje duże zróżnicowanie ze względu na budowę chemiczną i mechanizm wiązania, a stąd wynikające różnice w przydatności materiałów do iniekcji.

Jako środki iniekcyjne kategorii D i S mogą być stosowane jedynie wyroby zawierające spoiwo polimerowe.

Przydatność materiałów do iniekcji oceniana jest przez wymagania odniesione do zbioru właściwości, które odpowiadają czterem charakterystykom:

1. Cechy podstawowe jak np.: przyczepność, skurcz, temperatura zeszklenia, wodoszczelność, zawartość chlorków, szczelność.
2. Urabialność określana przez np.: lepkość, podatność materiału do iniekcji w zależności od stanu rys, współczynnik ekspansji.
3. Reaktywność wyrażona za pomocą czasu urabialności, czasu wiązania, szybkości narastania wytrzymałości na rozciągania.
4. Trwałość odniesiona do zmian właściwości stwardniałego materiału w czasie i kompatybilności materiału z betonem.

Przy doborze środka iniekcyjnego należy uwzględnić:

- stopień zawilgocenia rysy; rozróżnia się warunki suche, wilgotne, mokre, wpływ wody,
- zmiany szerokości rysy w czasie.

Norma określa cechy, metody badań i wymagania dla każdej z kategorii materiałów (F, D, S). Dodatkowo w Aneksie B do normy wskazane są metody badań i wymagania do zastosowań specjalnych, na przykład gdy materiał iniekcyjny poddawany jest cykлом termicznym z wysychaniem i nawilgacaniem lub znajduje się w kontakcie z wkładkami polimerowymi.

W praktyce przyjmuje się, że żywice iniekcyjne penetrują wąskie rysy rzędu dziesiątych części mm, a w przypadku niektórych żywic nawet o szerokości 0,01 mm. W praktyce stosuje się je w rysach o rozwartości sięgającej 3 mm. W przypadku wzmacniania betonu wypełnia się żywicami rysy o szerokości nawet do ok. 6 mm. Szersze rysy i pustki iniektuje się mieszankami cementowymi. Jeśli celem jest wzmocnienie, to również szersze rysy wypełnia się żywicami.

Wymagania wobec wyrobów do iniekcji betonu zawiera PN-EN 1504-5 (tabl. 15, 16 i 17).

Tablica 15. *Wymagania dotyczące materiałów iniekcyjnych do przenoszącego siły wypełniania rys (F) wg PN-EN 1504-5*

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Przyczepność przy rozciąganiu (H, P)	PN-EN 12618-2	> 2 MPa (H) > 0,6 MPa (H) dla wyrobów iniekcyjnych przeznaczonych jedynie do wypełniania pustek i szczelin Kohezyjne zniszczenie w podłożu (P)
2	Wytrzymałość na ścinanie (H, P)	PN-EN 12618-3	Zniszczenie jednolite jak w próbce kontrolnej
3	Skurcz objętościowy (P)	PN-EN 12617-2	< 3 %
4	Samoczynne wydzielanie się cieczy (H)	PN-EN 445/3.3	Samoczynne wydzielanie się cieczy po 3 h < 1 % początkowej objętości

Tablica 15. c.d.

5	Zmiana objętości (H)	PN-EN 445/3.4	- 1 % < zmiana objętości < + 5 %
6	Temperatura zeszklenia (P)	PN-EN 12614	> 40°C
7	Zawartość chlorków (H)	PN-EN 196-21	< 0,2 %
8	Iniekowalność w suchy materiał - szerokości rysy: 0,1 mm, 0,2 mm, 0,3 mm: oznaczanie iniekowalności i rozłupywanie (H, P) - szerokości rysy: 0,5 mm - 0,8 mm lub gdy nie stosuje się PN-EN 1771: oznaczanie przyczep-ności przy rozciąganiu (H, P)	PN-EN 1771 PN-EN 12618-2	Klasa iniekowalności: < 4 min. (wysoka iniekowalność) przy szerokości rysy 0,1 mm < 8 min. (iniekcja wykonalna) przy szerokościach rysy 0,2 mm i 0,3 mm Badanie rozłupywania > 7 MPa (P) > 3 MPa (H) Procent wypełnienia rysy > 90 Spełnione wymaganie (1) dotyczące adhezji
9	Iniekowalność w niesuchy materiał - szerokości rysy: 0,1 mm, 0,2 mm 0,3 mm: oznaczanie iniekowalności i rozłupywanie (H, P) - szerokości rysy: 0,5 mm- 0,8 mm lub gdy nie stosuje się PN-EN 1731 (H, P)	PN-EN 1771 PN-EN 12618-2	Klasa iniekowalności: < 4 min. (wysoka iniekowalność) przy szerokości rysy 0,1 mm < 8 min. (iniekcja wykonalna) przy szerokościach rysy 0,2 mm i 0,3 mm Badanie rozłupywania > 7 MPa (P) > 3 MPa (H) Procent wypełnienia rysy > 90 Spełnione wymaganie (1) dotyczące adhezji
10	Lepkość (P)	PN-EN ISO 3219	Wartość deklarowana
11	Czas wypływu (H)	PN-EN 14117	Wartość deklarowana
12	Czas urabialności (H, P)	PN EN ISO 9514	Wartość deklarowana
13	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie polimerów (P)	PN-EN 1543 W temp.: 21 °C oraz w min i max temp. stosowania ± 2°C	Wytrzymałość na rozciąganie > 3 MPa po 72 h w minimalnej temperaturze stosowania lub po 10 h w minimalnej temperaturze stosowania, jeśli dzienny ruch rysy jest większy niż 10 % lub 0,03 mm (biorąc pod uwagę niższą z tych wartości)
14	Czas wiązania (H)	PN-EN 196-3 W temp. jak w (13)	Wartość deklarowana
15	Przyczepność przy rozciąganiu po cyklach cieplnych i wilgotnościowych (H, P)	PN-EN 12618-2	Zmniejszenie przyczepności przy rozciąganiu mniejsze niż 30 % (H) Zniszczenie kohezyjne w podłożu (P)

Tablica 15. c.d.

16	Kompatybilność z betonem (H, P) oznaczana jako przyczepność przy rozciąganiu	PN-EN 12618-2	Zmniejszenie przyczepności przy rozciąganiu mniejsze niż 30 % (H) Zniszczenie kohezyjne w podłożu (P)
(H) Wyrób zawierający spoiwo hydrauliczne; (P) Wyrób zawierający spoiwo polimerowe			

Tablica 16. *Wymagania dotyczące materiałów iniekcyjnych do elastycznego wypełniania rys (D) wg PN-EN 1504-5*

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Przyczepność i zdolność do wydłużenia elastycznych wyrobów iniekcyjnych	PN-EN 12618-1	Przyczepność: wartość deklarowana Wydłużenie: > 10 %
2	Wodoszczelność	PN-EN 14068	Wodoszczelne przy 2×10^5 Pa W zastosowaniach specjalnych: wodoszczelne przy 7×10^5 Pa
3	Temperatura zeszklenia	PN-EN 12614	Wartość deklarowana
4	Iniekowalność w suchy materiał - szerokości rysy: 0,1 mm, 0,2 mm, 0,3 mm: oznaczanie iniekowalności - szerokości rysy: 0,5 mm-0,8 mm lub gdy nie stosuje się PN-EN 1771	PN-EN 1771 Iniekcja między płyty betonowe wg PN-EN 12618-2	Klasa iniekowalności < 4 min (wysoka iniekowalność) przy szerokości rysy 0,1 mm < 8 min (iniekcja wykonalna) przy szerokościach rysy 0,2 mm i 0,3 mm Procent wypełnienia rysy > 90
5	Iniekowalność w niesuchy materiał - szerokości rysy: 0,1 mm i 0,2 mm: oznaczanie iniekowalności - szerokości rysy: 0,5 mm-0,8 mm lub gdy nie stosuje się PN-EN 1771	PN-EN 1771 Iniekcja między płyty betonowe wg PN-EN 12618-2	Klasa iniekowalności < 4 min (wysoka iniekowalność) przy szerokości rysy 0,1 mm < 8 min (iniekcja wykonalna) przy szerokościach rysy 0,2 mm i 0,3 mm Procent wypełnienia rysy > 90
6	Lepkość	PN-EN ISO 3219	Wartość deklarowana
7	Stopień spęcznienia i jego zmiany	PN-EN 14406	Wartość deklarowana
8	Czas urabialności	PN-EN ISO 9514	Wartość deklarowana
9	Kompatybilność z betonem	PN-EN 12637-1	Bez zniszczenia przy badaniu ściskania Rozproszona praca odkształcenia < 20 %

Tablica 17. *Wymagania dotyczące materiałów iniekcyjnych dopasowujących się przez pęcznienie (S) wg PN-EN 1504-5*

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Wodoszczelność	PN-EN 14068 dodatkowo 500 cykli zmian ciśnienia: 15 min przy 75 % ciśnienia maks. – 15 min przy 25 % ciśnienia maks.	Wodoszczelne przy 2×10^5 Pa W zastosowaniach specjalnych: wodoszczelne przy 7×10^5 Pa
2	Oddziaływanie korozyjne	Przepisy krajowe	Brak jakichkolwiek substancji w ilościach, które mogłyby powodować korozję zbrojenia
3	Urabialność – lepkość	PN-EN ISO 3219 lub PN-EN 12618-2	≤ 60 mPa-s Procent wypełnienia rysy > 95
4	Stopień spęcznienia i jego zmiany w środowisku wodnym Zmiany objętości i masy przy wysychaniu na powietrzu i przechowywaniu w wodzie	PN-EN 14498	Wartość deklarowana
5	Czas urabialności	PN-EN ISO 9514	Wartość deklarowana
6	Wrażliwość na wodę: stopień spęcznienia spowodowanego pochłanianiem wody – tak jak zmiany objętości i masy przy wysychaniu na powietrzu i przechowywaniu w wodzie (4)	PN-EN 14498 (przechowywanie według procedury A)	Podczas zanurzenia w wodzie stopień spęcznienia powinien osiągnąć stały poziom
7	Wrażliwość na cykle wilgotnościowe – tak jak zmiany objętości i masy przy wysychaniu na powietrzu i przechowywaniu w wodzie (4)	PN-EN 14498 (przechowywanie według procedury B)	Po cyklach wilgotnościowych bez zmian stopnia spęcznienia spowodowanego zanurzeniem w wodzie
8	Kompatybilność z betonem	PN- EN 12637-1 Przechowywanie: 3 próbki w wodzie wodociągowej, 3 próbki w 1M KOH	Wytrzymałość w porównaniu z próbkami przechowywanymi w wodzie nie powinna się różnić o więcej niż 20 %

7.6. Materiały do kotwienia

Według Normy Europejskiej PN-EN 1504-6 [N6] wyroby do kotwienia stosuje się w celu mocowania żebrowanych stalowych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach żelbetowych. Omawiane w normie wyroby znajdują zastosowanie zwłaszcza do konstrukcyjnego wzmocnienia w celu zapewnienia ciągłości konstrukcji. Wyroby do kotwienia zawierają spoiwo hydrauliczne albo żywicę syntetyczną (najczęściej epoksydową, poliestrową lub metakrylan metylu) lub ich mieszaninę. Przy nakładaniu mają konsystencję ciekłą lub konsystencję zaczynu. Norma formułuje zestaw wymagań stawianych materiałom do kotwienia (tabl. 18).

Tablica 18. *Wymagania dotyczące materiałów do kotwienia* wg PN-EN 1504-6

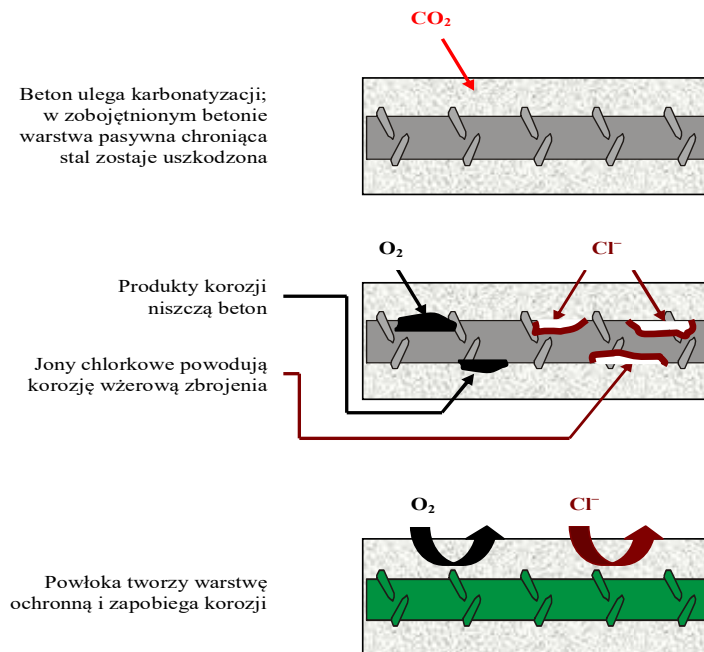
Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Przyczepność przy wrywaniu	PN-EN 1881	Przemieszczenie $\leq 0,6$ mm przy obciążeniu 75 kN
2	Zawartość jonów chlorkowych	PN-EN 1015-17	$\leq 0,05$ %
3	Temperatura zeszklenia (tylko materiały polimerowe)	PN-EN 12614	≥ 45 °C lub o 20°C więcej niż maksymalna temperatura otoczenia w czasie użytkowania konstrukcji (wyższa z tych wartości)
4	Pełzanie pod obciążeniem rozciągającym (tylko materiały polimerowe)	PN-EN 1544	Przemieszczenie $\leq 0,6$ mm przy ciągłym obciążeniu 50 kN przez 3 miesiące

7.7. Materiały do ochrony zbrojenia

Wyroby i systemy do ochrony zbrojenia i/lub innych elementów stalowych przed korozją są stosowane w celu zwiększenia trwałości naprawy (rys. 20). Na oczyszczone zbrojenie nakłada się powłokę ochronną. Zasadnicze znaczenie ma tu nie tylko ochrona stali przed korozją, ale także zapewnienie odpowiedniej przyczepności stali do betonu.

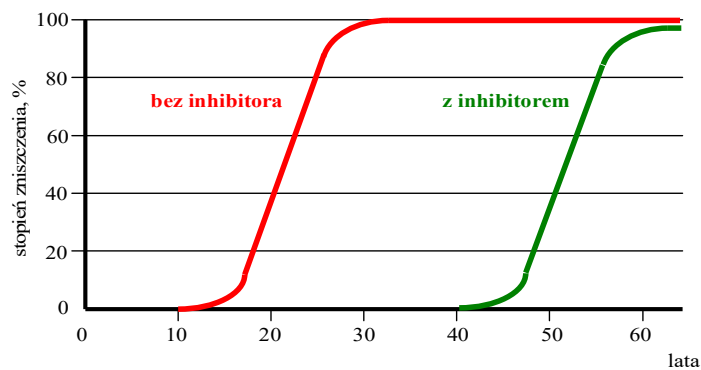
Rozróżnia się:

- *powłoki aktywne*, czyli takie, które zawierają składniki elektrochemicznie aktywne, działające jako inhibitory procesów korozyjnych lub zapewniające lokalną ochronę katodową, oraz
- *powłoki odcinające*, których działanie polega na stworzeniu bariery izolującej zbrojenie od wody porowej zawartej w otaczającej matrycy cementowej oraz wszelkich innych czynników agresywnych.



Rys. 20. Działanie powłoki ochronnej na stali zbrojeniowej

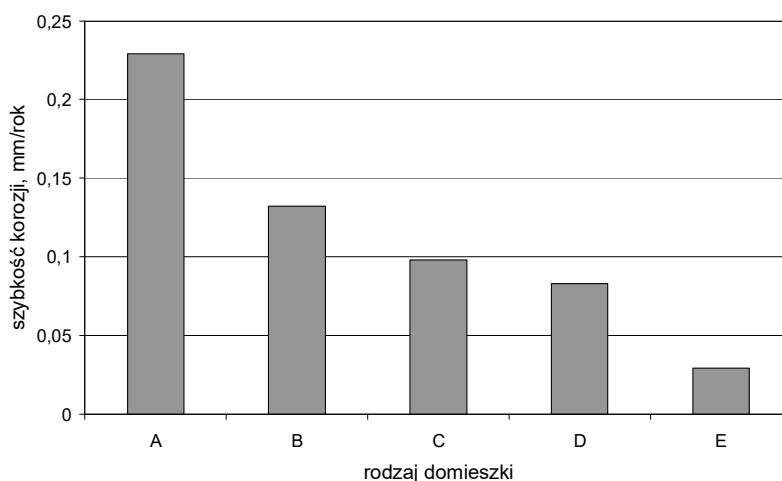
Powłoki aktywne wykonuje się zwykle z kompozytów cementowych lub cementowo-polimerowych. Cement jest w tym przypadku nie tylko spoiwem mineralnym, ale także, ze względu na swoją zasadowość, aktywnym składnikiem powłoki. Powoduje on alkalizację środowiska, pozwalającą na utrzymanie lub przywrócenie warstwy pasywnej na stali. Funkcją polimeru jest poprawa właściwości powłoki, zarówno technologicznych (przyczepność do stali zbrojeniowej), jak i użytkowych (szczelność, wytrzymałość na rozciąganie), co łącznie przyczynia się do poprawy trwałości zabezpieczenia. Powłoka aktywna zawiera również domieszkę inhibitora korozji stali, czyli substancji powstrzymującej elektrochemiczne procesy korozyjne (rys. 21).



Rys. 21. Przykładowy przebieg zniszczenia zbrojenia w żelbecie w warunkach karbonatyzacji betonu i agresji chlorkowej [34]

Powłoki odcinające wykonuje się z kompozytów żywicznych, najczęściej o spoiwie epoksydowym [9]. Powłoki takie mają za zadanie przede wszystkim nie dopuścić czynników agresywnych do powierzchni zbrojenia, zatem ich podstawową cechą powinna być odpowiednia szczelność. Warunkiem skuteczności tej metody jest całkowite oczyszczenie powierzchni stali z ewentualnych produktów dotychczasowej korozji i jej kompletne pokrycie pozbawioną defektów, ciągłą powłoką. Trudności z zapewnieniem wymaganej jakości nałożonej powłoki oraz potencjalnie negatywny wpływ na przyczepność zbrojenia do betonu są przyczyną, dla której rozwiązanie to stosowane jest stosunkowo rzadko.

Inhibitory korozji stali, stanowiące często składnik powłok aktywnych, mogą też być dodawane do mieszanki betonowej w czasie wytwarzania żelbetu. Substancje te stanowią liczną i różnorodną grupę związków chemicznych, o zróżnicowanych mechanizmach działania zabezpieczającego (inhibitory anodowe, katodowe, anodowo-katodowe). Do typowych inhibitorów korozji zbrojenia można zaliczyć azotany(III) (zwłaszcza azotan(III) wapnia), chromiany, fosforany i cyniany, a także substancje organiczne, takie jak trójetanoloamina, skrobia, kazeina lub cytryniany; substancje te są często stosowane w różnych kombinacjach [34] (rys. 22).



Rys. 22. Szybkość korozji stali zbrojeniowej w żelbecie przy zastosowaniu różnych inhibitorów korozji: A – bez domieszki; B – wodorotlenek sodu (1 %); C – wodorotlenek sodu (1%) + cytrynian sodu (1%); D – wodorotlenek sodu (1%) + cytrynian sodu (1%) + cynian sodu (1%); E – wodorotlenek sodu (1%) + cytrynian sodu (1%) + cynian sodu (1%) + tlenek wapnia (0,5%) (na podst. [39])

Wyroby i systemy do ochrony zbrojenia są przedmiotem siódmej części Normy Europejskiej PN-EN 1504 [N7]. W normie określono wymagania dotyczące wyrobów i systemów do wykonywania aktywnych i odcinających powłok ochronnych na niezabezpieczonym zbrojeniu stalowym i wbudowanej stali w naprawianych konstrukcjach betonowych (tabl. 19). Nie obejmuje ona wyrobów do ochrony przed korozją stali sprężającej i stali nierdzewnej.

Tablica 19. *Wymagania dotyczące materiałów do ochrony zbrojenia* wg PN-EN 1504-7

Nr	Właściwość użytkowa	Metoda badania	Wymaganie
1	Ochrona przed korozją	PN-EN 15183	Zabezpieczone strefy stali wolne od korozji, a rdza sięga < 1 mm przy dolnej krawędzi płyty
2	Temperatura zeszklenia (tylko materiały polimerowe)	PN-EN 12614	Co najmniej 10 K powyżej maksymalnej temperatury użytkowania
3	Przyczepność przy ścinaniu (zabezpieczonej stali do betonu)	PN-EN 15184	Naprężenie oznaczane dla zabezpieczonych prętów wynosi w każdym przypadku co najmniej 80 % naprężenia oznaczonego dla prętów niezabezpieczonych przy przemieszczeniu o $\Delta = 0,1$ mm

8. Technologie napraw i ochrony konstrukcji z betonu – wykonywanie robót naprawczych

8.1. Wymagania ogólne

Dziesiąta część normy EN 1504 dotyczy praktycznych aspektów stosowania wyrobów i systemów naprawczych i ochronnych na placu budowy. Podano w niej wymagania dotyczące stanu podłoża przed i podczas prowadzenia robót, obejmujące również stabilność konstrukcyjną, a także wymagania związane z przechowywaniem, przygotowywaniem i stosowaniem materiałów, obejmujące m.in. kontrolę jakości, konserwację, bezpieczeństwo i higienę oraz wpływ na środowisko. Wymagania związane ze stosowaniem materiałów do napraw i ochrony związane są ściśle z zasadami określonymi w PN-EN 1504-9.

Ogólne wymagania dotyczące przeprowadzania napraw i ochrony budowli betonowych są związane ze stanem podłoża, jego zdolnością do przenoszenia obciążeń, ruchów i drgań podczas prac, warunkami otoczenia oraz charakterystyką materiałów występujących w podłożu i stosowanych do naprawy i/lub ochrony. Konieczne jest zapewnienie:

- odpowiedniego stanu podkładu betonowego,
- dobrej współpracy (kompatybilności) między wszystkimi elementami układu, zwłaszcza między podłożem a materiałem naprawczym lub ochronnym,
- właściwego poziomu cech stosowanych materiałów,
- odpowiednich warunków przechowywania i stosowania, takich jak temperatura otoczenia, wilgotność względna, siła wiatru, itp.

W celu zapewnienia właściwego przygotowania i zastosowania wyrobów i systemów do napraw i ochrony konstrukcji, norma zaleca przyjęcie planu zapewnienia jakości; wszelkie prace należy przeprowadzać zgodnie z tym planem oraz zaleceniami podanymi w PN-EN 1504-8 [N8]. Badania sprawdzające obejmują łącznie 45 cech podłoża, otoczenia oraz stosowanych materiałów. Zakres badań uzależniony jest od zasady, której przyporządkowana jest metoda naprawy lub ochrony; w 18 przypadkach metoda badania polega na wizualnym sprawdzeniu danej cechy.

8.2. Przygotowanie podłoża

Szczególną uwagę przywiązuje się do właściwego stanu podłoża betonowego oraz stalowego. Przygotowanie podłoża ma na celu zapewnienie warunków dla właściwego zastosowania materiału do naprawy lub ochrony. Podkład betonowy poddaje się oczyszczaniu i/lub uszorstnianiu; w razie potrzeby usuwa się uszkodzone lub skażone fragmenty betonu. Przygotowanie zbrojenia może obejmować czyszczenie, nakładanie powłoki ochronnej lub wymianę części zbrojenia. Zasadnicze znaczenie ma z jednej strony zapewnienie odpowiedniej przyczepności stali do betonu, z drugiej zaś ochrona stali przed korozją.

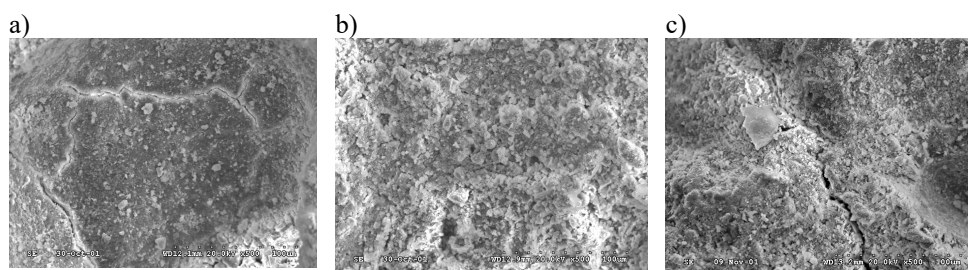
Metodę obróbki powierzchni betonowej wybiera się biorąc pod uwagę oczekiwany efekt (tabl. 20). Podstawowym celem obróbki jest nadanie powierzchni odpowiedniej struktury geometrycznej, usunięcie warstw obniżających przyczepność, uszkodzonego i zniszczonego betonu, a tam gdzie to konieczne również betonu nieuszkodzonego. Szczególnie istotne jest usunięcie betonu, w którym występują mikrorysy lub odspojenia, które zmniejszają przyczepność lub strukturalną jednolitość betonu.

Tablica 20. Metody obróbki powierzchni betonowej zalecane w PN-EN 1504-10

Operacja	OCZYSZCZANIE			
Cel	Usunięcie pyłu, luźnych fragmentów materiału, zanieczyszczeń powierzchni i materiałów zmniejszających przyczepność lub uniemożliwiających zwilżanie przez materiały naprawcze. Usuwanie warstwy betonu do 2 mm.			
Metody	mechaniczne – młotkowanie i ścieranie	oczyszczanie strumieniowo-ściernie (piaskowanie, śrutowanie)	działanie strumieniem wody o ciśnieniu do 18 MPa (do 60 MPa przy ograniczeniu ilości wody)	czyszczenie sprężonym powietrzem lub próżniowe
Operacja	USZORSTNIANIE			
Cel	Uzyskanie powierzchni odpowiedniej dla stosowanych wyrobów i systemów. Powoduje usunięcie betonu do głębokości 15 mm. Tekstura powierzchni powinna być zgodna z wymaganiami producenta wyrobów. Uzyskane uszorstnienie może zależeć od czynników takich jak wytrzymałość podłoża betonowego, wielkość i rodzaj kruszywa, a także wcześniejsze wykończenie powierzchni (np. zacieranie).			
Metody	mechaniczne – młotkowanie i ścieranie	oczyszczanie strumieniowo-ściernie (piaskowanie, śrutowanie)	działanie strumieniem wody o ciśnieniu do 60 MPa	
Operacja	USUWANIE			
Cel	Usunięcie słabego, uszkodzonego lub zniszczonego betonu, a w razie konieczności także betonu nieuszkodzonego. Stopień usunięcia może być ograniczony względami konstrukcyjnymi.			
Metody	mechaniczne – młotkowanie		działanie strumieniem wody o ciśnieniu do 60 MPa (do 110 MPa przy ograniczeniu ilości wody)	

Do metod obróbki powierzchni betonu należą także szczotkowanie, frezowanie, szlifowanie, obróbka płomienna i inne.

Przy doborze obróbki powierzchniowej należy uwzględnić stopień jej agresywności, gdyż niewłaściwie dobrana metoda może spowodować zwiększenie mikrozarzysowania warstwy powierzchniowej (rys. 23) [32, 40].



Rys. 23. Przykłady powierzchni betonu klasy wytrzymałości na ściskanie C20/25 (SEM 500x) po: a) piaskowaniu, b) śrutowaniu, c) frezowaniu (archiwum Zakładu Inżynierii Materiałów Budowlanych WIL PW)

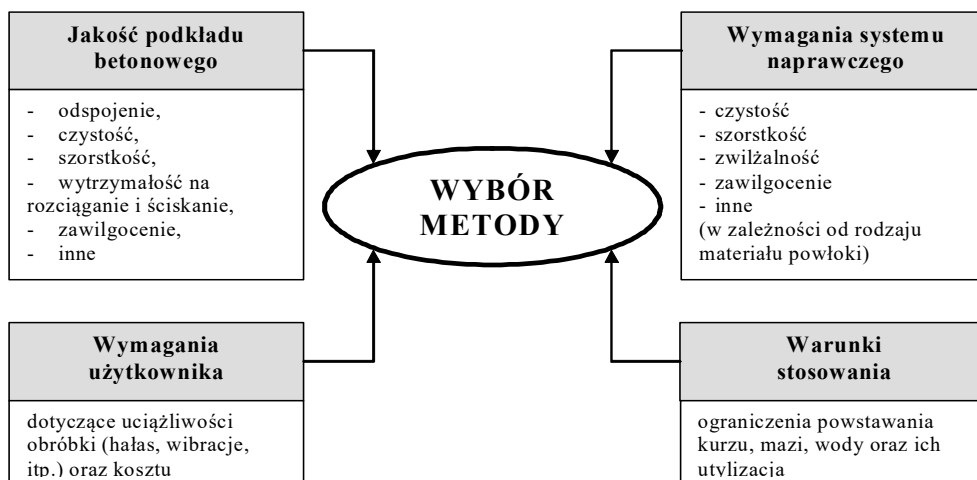
Agresywność danego typu obróbki może być regulowana jej parametrami, np. ciężar młota pneumatycznego lub ciśnienie w obróbce hydrodynamicznej [3]. Można założyć, że dla większości obróbek głębokość ich oddziaływania nie przekracza 25 mm [4]. W razie konieczności powierzchnię betonu po jego uszorstnieniu lub usunięciu fragmentów należy oczyścić, chyba że stosowane są metody z wykorzystaniem wody.

Wpływ uszorstnienia na przyczepność nakładanych materiałów nie jest jednak jednoznaczny [32, 40]. Wzrost uszorstnienia powierzchni (rys. 42) może być korzystny w przypadku podłoży z betonów wyższych klas wytrzymałości [33]. Przeciwną tendencję obserwuje się dla betonów niższych klas, w przypadku których obróbki dające większe uszorstnienie mogą powodować większe uszkodzenie przypowierzchniowej warstwy betonu (mikropęknięcia).

Oprócz wymagań dotyczących jakości powierzchni betonu, przy doborze metody obróbki istotne są również wymagania użytkownika związane z ograniczeniem uciążliwości dla środowiska (rys. 24).

Istotne jest również właściwe przygotowanie powierzchni zbrojenia. *Do oczyszczania prętów zbrojeniowych z objawami korozji lub zanieczyszczonych zmniejszających przyczepność mogą być stosowane dowolne metody oczyszczania, łącznie z oczyszczaniem strumieniowo-ściernym.* Metoda czyszczenia powinna:

- zapewniać usunięcie *rdzy, złuszczeń, zaprawy lub betonu, wszelkich materiałów zmniejszających przyczepność lub uczestniczących w procesach korozyjnych;*
- umożliwiać jednolite oczyszczenie całej powierzchni odsłoniętego zbrojenia z wyjątkiem miejsc, gdzie jest to niewskazane ze względów konstrukcyjnych;
- nie powodować *uszkodzenia zbrojenia ani uszkodzenia lub zanieczyszczenia przyległego betonu lub otoczenia.*



Rys. 24. Czynniki wpływające na wybór metody obróbki powierzchniowej [24]

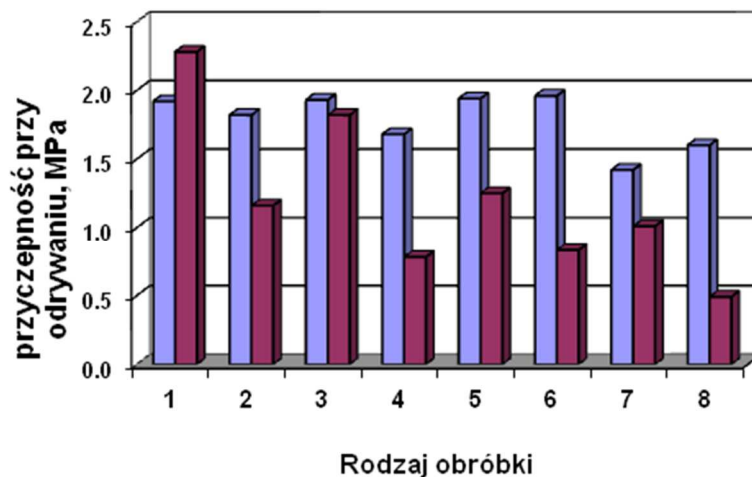
Oczyszczone podłoże powinno być chronione przed dalszym zanieczyszczeniem, z wyjątkiem sytuacji, gdy oczyszczanie jest przeprowadzane bezpośrednio przed zastosowaniem materiału ochronnego lub naprawczego. Jeżeli odsłonięte zbrojenie jest zanieczyszczone chlorkami lub innymi substancjami mogącymi powodować korozję, cała powierzchnia zanieczyszczonego zbrojenia powinna być czyszczona strumieniami wodnymi pod ciśnieniem nie przekraczającym 18 MPa z wyjątkiem sytuacji, gdy stosowane będą elektrochemiczne metody ochrony i naprawy.

Zazwyczaj obszar czyszczenia rozszerza się o 50 mm lub więcej wzdłuż pręta poza strefę korozji. Nakładanie powłok ochronnych na zbrojenie (metoda 11.2) wymaga podłoża oczyszczonego do stopnia Sa2½ (bardzo dokładne oczyszczanie strumieniowe), natomiast stosowanie powłok z aktywnymi domieszkami (metoda 11.1) do stopnia Sa2 (dokładne oczyszczanie strumieniowe).

8.3. Środki gruntujące i warstwy szepne

Przy stosowaniu wyrobów i systemów naprawczych można rozważyć użycie środka gruntującego, poprawiającego przyczepność. Środki gruntujące wzmacniają podkład betonowy, wiążą luźne fragmenty powierzchni podłoża, a także zmniejszają ryzyko powstawania pustek powietrznych wskutek migracji wody z mieszanki (por. rozdz. 7.2.5).

Stosowanie warstwy szepnej (łączącej), zalecanej w niektórych systemach naprawczych, ma zarówno zalety, jak i wady. Z jednej strony wypełnia ona nierówności powierzchni i zwiększa adhezję mechaniczną (klinowanie). Warstwy takie zmniejszają ponadto niekorzystne skutki stosowania agresywnych obróbek, wypełniając większe pęknięcia i wiążąc fragmenty betonu luźno związane z podkładem. Jednakże, warstwa łącząca może także pogarszać przyczepność, jeśli zwiąże przed nałożeniem kolejnych materiałów; staje się wówczas swoim przeciwieństwem – warstwą rozdzielającą. Stosowanie warstwy szepnej przynosi więc korzyści zwłaszcza w przypadku agresywnej obróbki powierzchni betonu (rys. 25).



Rys. 25. Pryczepność przy odrywaniu materiału naprawczego z warstwą szcpepną (kolor niebieski) i bez warstwy szcpepnej (kolor fioletowy): 1 - bez obróbki, 2 - szlifowanie, 3 - piaskowanie, 4 - śrutowanie 20 sekund, 5 - śrutowanie 35 sekund, 6 - śrutowanie 45 sekund, 7 - frezowanie ręczne, 8 - frezowanie mechaniczne

Zgodnie z PN-EN 1504-10, *stosując cementowe wyroby i systemy naprawcze bez środka gruntującego poprawiającego przyczepność, należy pamiętać o wstępnym zwilżeniu powierzchni betonu, jednakże w czasie nakładania powierzchnia betonu powinna być wolna od wody*. Wysuszenie podłoża betonowego może powodować pogorszenie przyczepności wyrobów cementowych i polimerowo-cementowych. Zwilżenie podłoża ma również zapobiegać przemieszczaniu się wody z wyrobu naprawczego do podłoża. Z drugiej strony, obniżenie przyczepności można również zaobserwować w przypadku obecności wody w porach i zagłębieniach warstwy powierzchniowej. Nie należy więc dopuszczać do wyschnięcia powierzchni przed nakładaniem stosowanych wyrobów i systemów. Powierzchniowe pory i zagłębienia nie powinny zawierać wody w czasie nakładania materiału, gdyż może to zmniejszyć przyczepność. Zwilżenie podłoża ma również zapobiegać przemieszczaniu się wody z wyrobu naprawczego do podłoża, co jest szkodliwe z punktu widzenia jego hydratacji.

8.4. Łączenie

Łączenie starego betonu z nowym oraz wyrobami i systemami naprawczymi wymaga uzyskania odpowiedniej jakości podłoża betonowego celem zapewnienia odpowiedniego poziomu przyczepności. Jednym z istotnych parametrów kształtujących przyczepność jest uzyskanie szorstkości powierzchni odpowiedniej dla danego materiału, przede wszystkim uzyskania efektu mechanicznego klinowania. W tym celu należy dobrać odpowiednią obróbkę powierzchniową zgodnie z wytycznymi podanymi w rozdziale 8.2. Uzyskanie odpowiedniej tekstury dotyczy również powierzchni zaprawy lub betonu naprawczego w przypadku stosowania kilku warstw.

8.5. Uzupelnianie ubytków

Uzupelnianie ubytków po odpowiednim przygotowaniu podłoża może być wykonywane przez:

- ręczne nakładanie zapraw lub betonu,
- stosowanie betonu i zapraw natryskowych,
- wylewanie zapraw lub betonu.

Przed nałożeniem materiału naprawczego należy fragmenty usuniętego betonu odpowiednio wyprofilować. Krawędzie w miejscach usuwania betonu powinny być przycięte pod kątem nie mniejszym niż 90° (unikanie podcięć) i nie większym niż 135° (zmniejszenie możliwości odspojenia od podłoża). *Zwiększenie głębokości usuwania betonu może wynikać z konieczności odsłonięcia całego pręta, jeśli stwierdzono jego korozję lub ze względów technologicznych w celu zapewnienia właściwego prześwitu do zagęszczenia mieszanki betonowej. Aby umożliwić właściwe zagęszczenie mieszanki betonowej, prześwit wokół zbrojenia i minimalna odległość między prętem zbrojeniowym a pozostałym podłożem powinna wynosić co najmniej 15 mm lub odpowiadać maksymalnemu rozmiarowi ziarna kruszywa materiału naprawczego powiększonemu o 5 mm, zależnie od tego, która z tych wartości jest większa. Beton skażony chlorkami powinien być usunięty do co najmniej 20 mm z każdej strony zbrojenia.*

W normie PN-EN 1504-10 w załączniku informacyjnym zamieszczono stwierdzenie: *Jeżeli na zbrojeniu nie występuje korozja, można pozostawić beton skarbonatyzowany lub skażony chlorkami pod warunkiem, że stosowane będą metody elektrochemiczne lub beton jest wystarczająco suchy.*

Należy jednak wówczas wziąć pod uwagę zwiększone ryzyko zagrożenia trwałości, zwłaszcza w wyniku przypadkowego zawilgocenia. Warunkiem trwałości jest „beton wystarczająco suchy”, jednakże określenie „wystarczająco” trudno uznać za precyzyjne kryterium.

We wszystkich wypadkach przy doborze materiału należy kierować się zasadą kompatybilności. Jest to szczególnie istotne przy stosowaniu betonów polimerowych, które mają generalnie wyższe współczynniki rozszerzalności cieplnej, większą szczelność wobec pary wodnej i mniejszą odporność na wysoką temperaturę niż ich odpowiedniki cementowe.

W przypadku rozległych ubytków wskazane jest stosowanie betonów i zapraw natryskowych. Mogą być one nakładane metodą mokrą lub suchą. Przy nakładaniu warstwy betonu natryskowego o grubości większej niż 70 mm może wystąpić konieczność wbudowania w te warstwę zbrojenia. Zapobiega to rozwojowi rys skurczowych oraz mechaniczne wzmocnienie połączenia. W przypadku betonu natryskowego, którego kolejne warstwy nakładane są po utwardzeniu warstwy poprzedniej może istnieć konieczność oczyszczenia powierzchni, np. wodą pod niskim ciśnieniem lub sprężonym powietrzem.

Po uzupełnieniu ubytków konieczna jest właściwa pielęgnacja dostosowana do rodzaju materiału naprawczego, istotna dla uniknięcia rys spowodowanych skurczem plastycznym lub skurczem wysychania. Pielęgnację zaprawy i betonu hydraulicznego (CC) przeprowadza się najskuteczniej przez dostarczanie nadmiaru wody na powierzchnię. W czasie hydratacji i procesu utwardzania betonu istotne jest, aby w celu uniknięcia rys termicznych gradient temperatury w konstrukcji był tak niewielki, jak to możliwe. Natomiast, wyroby i systemy zawierające modyfikatory polimerowe (PCC) wymagają specjalnej pielęgnacji ze względu na konieczność zachowania równowagi między potrzebą zatrzymania wody niezbędnej dla dojrzewania cementu a potrzebą zmniejszenia wilgotności, co jest potrzebne dla powstania ciągłej błony polimeru o odpowiedniej wytrzymałości [36].

8.6. Naprawa rys

Zgodnie z PN-EN 1504-10, do napraw rys można stosować iniekcję, nasączenie lub techniki próżniowe. Przed wypełnieniem rysy należy usunąć zanieczyszczenia, takie jak olej lub inne substancje. Dopuszczalna zawartość wilgoci lub wody w rysie zależy od właściwości materiału wypełniającego. Rysy mogą być oczyszczane metodami obejmującymi użycie wody, rozpuszczalników i osuszanie czystym powietrzem pod ciśnieniem. Należy zwrócić uwagę, aby ciśnienie iniekcji nie prowadziło do powstawania dalszych rys lub do innych szkodliwych skutków dla podłoża, innych elementów lub środowiska. Całkowite wypełnienie małych rys o szerokości mniejszej niż 0,1 mm jest często trudne do osiągnięcia. Można w tym przypadku zastosować żywice epoksydowe o małej lepkości lub specjalne mikrozaczyny cementowe.

Jeżeli w czasie wypełniania i utwardzania występują znaczące różnice szerokości rysy, należy tak wybrać czas iniekcji, aby możliwe było przeprowadzenie re-iniekcji w momencie największego rozwarcia rysy, odpowiednio do czasu urabialności wyrobu.

Rysy mogą też wymagać przekształcenia w złącza, jeśli oczekuje się znaczących zmian szerokości rys, np. na skutek efektów cieplnych lub odkształceń konstrukcji.

8.7. Ochrona powierzchniowa

Impregnację i hydrofobizację podkładu betonowego można wykonać przez nakładanie ręczne (pędzlem, szczotką lub rolką, także w postaci żelu), natryskiwanie lub metodą próżniową, stosownie do wytycznych stosowania. Impregnat nasycza powierzchnię warstwy betonu na skutek działania sił kapilarnych. Niekiedy stosuje się również ogrzewanie powierzchni, co przyspiesza wnikanie impregnatu.

Impregnacja z użyciem silanów lub siloksanów może wymagać nakładania materiału w dwóch etapach, metodą mokre na mokre. Zabieg ten poprawia penetrację impregnatu w głąb podłoża betonowego.

Bezpośrednio po nałożeniu impregnatu powierzchnię betonu można pokryć czystym piaskiem, zmniejsza to różnice temperatury między otoczeniem a betonem, poprawia równomierność rozłożenia impregnatu na powierzchni i zapobiega jego odparowywaniu. Związanie impregnatu wymieszanego z piaskiem prowadzi do powstania na powierzchni betonu warstwy kompozytu o dużej przyczepności do podłoża, trudnej do usunięcia; nie zawsze jest to korzystne.

Przygotowanie podkładu betonowego przed nakładaniem powłoki oraz sposób jej aplikacji jest określony w specyfikacji wyrobu. Generalnie powierzchnia podkładu powinna być pozbawiona substancji zmniejszających przyczepność i wystarczająco gładka. Z tego względu konieczne może być wcześniejsze zastosowanie powłoki wyrównującej powierzchnię (według PN-EN 1504 jest to *powłoka wygładzająca, nakładana na powierzchnię dla wypełnienia pustek, rys i zagłębień lub dla wyrównania nierównej powierzchni przed zastosowaniem systemu ochronnego*), a także zastosowanie warstwy gruntującej. Przygotowanie podłoża i technika nakładania powłok jest zasadniczo podobna, jak w przypadku impregnacji; często stosuje się nakładanie ciśnieniowe (natrysk).

Grubość powłoki ochronnej (zdefiniowana w PN-EN 1504 przez przywołanie EN ISO 2808:1999 [N15] jako odległość między jej powierzchnią a powierzchnią podłoża, przy czym jest to pojęcie wyidealizowane, dotyczące powierzchni idealnie równych), maksymalna i minimalna temperatura i zawilgocenie podłoża, jak również temperatura i wilgotność otoczenia powinny być określone w specyfikacji i odpowiednie dla stosowanego materiału powłokowego.

8.8. Przyklejanie płyt

Płyty przyklejane jako zbrojenie zewnętrzne mogą być wykonane z miękkiej stali, kompozytu zbrojonego włóknami lub innego materiału o odpowiedniej wytrzymałości i trwałości. Niezależnie od wybranego materiału istotne jest aby podłoże betonowe charakteryzowało się odpowiednią wytrzymałością. *Slaby, uszkodzony i zniszczony beton powinien być usunięty i zastąpiony nowym. Rysy o szerokości większej niż 0,1 mm powinny zostać wypełnione konstrukcyjnym, kompatybilnym materiałem naprawczym.*

9. Badania i obserwacje wymagane w ramach kontroli jakości

W normie PN-EN 1504-10 podkreśla się, że prace powinny być wykonywane zgodnie z planem jakości przygotowanym w ramach projektu. Kontrola jakości wykonanych prac dotyczy następujących czynników:

- stan podłoża przed i/lub po przygotowaniu;
- dopuszczenie wyrobów i systemów;
- warunki i wymagania przed i/lub podczas stosowania;
- właściwości końcowe w stanie utwardzonym.

Najistotniejszym etapem kontroli jakości jest określenie stanu podłoża przed lub po jego przygotowaniu. W normie zaproponowano łącznie 19 cech, które powinny być sprawdzane. Liczba badanych zależy od przyjętej metody naprawy. W tabelicy 21 przedstawiono zestaw cech badanych w przypadku metod związanych z nakładaniem powłok, wypełnianiem rys, nakładaniem zapraw i betonu oraz doklejeniem płyt. Podobnie liczny zestaw badanych cech zaproponowano do oceny właściwości końcowych w stanie utwardzonym. Można to również w pewnym stopniu traktować jako ocenę doraźną skuteczności naprawy (tabl. 22).

Wyroby i systemy stosowane w trakcie wykonywania prac powinny spełniać wymagania kontroli jakości podane w normie PN-EN 1504, części 2 do 6 i 8. *Wartości maksymalne i minimalne oraz częstość obserwacji lub badań powinna być zgodna ze specyfikacją projektu. Jeżeli w specyfikacji nie określono wartości maksymalnych i minimalnych należy kierować się wytycznymi podanymi w Załączniku informacyjnym A (A.9.2).*

Tablica 21. Zestawienie cech badanych podczas kontroli jakości podkładu betonowego dla wybranych metod naprawczych (wg PN-EN 1504-10)

Nr	Cecha	Metoda badania lub obserwacja	Nakładanie powłok ochronnych	Wypełnianie rys, pustek i szczelin	Nakładanie zaprawy i betonu	Doklejenie płyt
1	Odspojenia	Uderzanie młotkiem (T)	+			+
2	Czystość	Wizualnie (O) Badanie wycierania (T)	+	◆	+	+
3	Nierówność powierzchni	Wizualnie (O)	+			+
4	Szorstkość	Wizualnie (O) Metoda piaskowa (T) Profilometr (T)	◆		◆	+

Tablica 21. c.d.

5	Przypowierzchniowa wytrzymałość na rozciąganie podłoża	„Pull-off” (T)	◆		◆	+
6	Szerokość i głębokość rysy	Czujnik mechaniczny lub elektryczny (O) Wizualnie na rdzeniu (O) Metoda ultradźwiękowa (T)		◆		
7	Odkształcenia rysy	Czujnik mechaniczny lub elektryczny (O)	□	◆	□	◆
8	Zakres drgań	Akcelerometr (O)			□	◆
9	Zawilgocenie podłoża	Wizualnie (O) Analiza laboratoryjna (T) Pomiar oporności (T) Miernik wilgotności względnej (T)	◆	◆		+
10	Temperatura podłoża	Termometr (O)	+	◆	+	+
11	Skarbonatyzowanie	Wskaźnik fenoloftaleinowy (T)			□	◆
12	Zawartość chlorków	Analiza (T) chemiczna			□	◆
13	Zawartość innych zanieczyszczeń	Analiza chemiczna (T)	◆		□	
14	Zanieczyszczenie rysy	Analiza chemiczna (T)		◆		
15	Oporność elektryczna	Metoda Wennera (T)			□	
18	Korozja zbrojenia	Ogniwo pomiarowe (T) Wizualnie (O)				◆
36	Wytrzymałość na ściskanie	Badanie rdzenia (T) Pomiar liczby odbicia (T)			◆	◆
+ we wszystkich przypadkach, ◆ w szczególnych warunkach użytkowania, □ w zastosowaniach specjalnych, T – badanie; O – obserwacja						

Tablica 22. Zestawienie cech badanych podczas kontroli skuteczności wybranych metod naprawy (wg PN-EN 1504-10)

Nr	Cecha	Metoda badania lub obserwacja	Metoda naprawy			
			Nakładanie powłok ochronnych	Wypełnianie rys, pustek i szczelin	Nakładanie zaprawy i betonu	Doklejanie płyt
1	Odspojenia	Opukiwanie młotkiem (T)			+	
15	Oporność elektryczna	Metoda Wennera (T)			□	
29	Grubość powłoki	Wycięcie klina lub określenie zużycia (T)	+			
30	Zdolność krycia	Wizualnie (O)	+			
32	Przepuszczalność wody przez powłokę lub materiał naprawczy lub wypełnioną rysę	Metoda Karstena (T) Pomiar wnikania na próbkach walcowych (T)	◆	◆	◆	
33	Stopień wypełnienia rys	Wizualnie na próbkach walcowych (O) Metoda ultradźwiękowa (T)		◆		
34	Grubość otuliny	Wizualnie (O) lub grubościomierzem (T) na rdzeniu			+	
35	Przyczepność powłoki lub materiału naprawczego	Siatka nacięć (T) "Pull-off" (T)	+		+	
36	Wytrzymałość na ściskanie	Oznaczenie na próbkach walcowych wyciętych z podkładu (T) Metoda sklerometryczna (T)			+	
37	Gęstość stwardniałego betonu	Metoda suszenia (T)			+	
38	Rysy skurczowe	Wizualnie (O) Czujnik mechaniczny (T)			+	

Tablica 22. c.d.

39	Pustki w warstwie materiału naprawczego i pod nią	Metoda ultradźwiękowa (T) Radiografia (T) Wizualnie na próbkach walcowych (O)			◆	
42	Obecność porów w warstwie płyt wzmacniających i pod nią	Impact-echo (T) Opukiwanie młotkiem (T) Metody ultradźwiękowe (T)				+
43	Nośność konstrukcji	Obciążanie próbne				◆
44	Przyczepność materiału wypełniającego rysę do podłoża	Wizualnie na próbkach walcowych (O) Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie na próbkach walcowych (T)		□		
45	Kolor i tekstura powierzchni	Wizualnie			◆	
+ we wszystkich przypadkach, ◆ w szczególnych warunkach użytkowania, □ w zastosowaniach specjalnych, T – badanie; O – obserwacja						

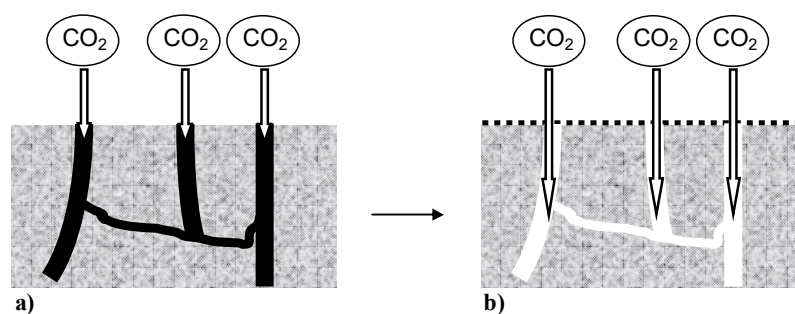
10. Błędy w doborze i zastosowaniu materiałów naprawczych i ochronnych

Naprawy konstrukcji żelbetowych i sprężonych są zadaniem odpowiedzialnym, a zarazem technicznie trudnym. Powodzenie i trwałość naprawy zależy od wielu czynników, spośród których właściwy dobór metod i materiałów stanowi zagadnienie kluczowe. Trzeba jednak pamiętać, że nawet formalnie poprawny wybór nie gwarantuje sukcesu; zastosowanie pewnych metod i materiałów w specyficznych okolicznościach może doprowadzić do nieoczekiwanych skutków, czasem wręcz odwrotnych od zamierzonego.

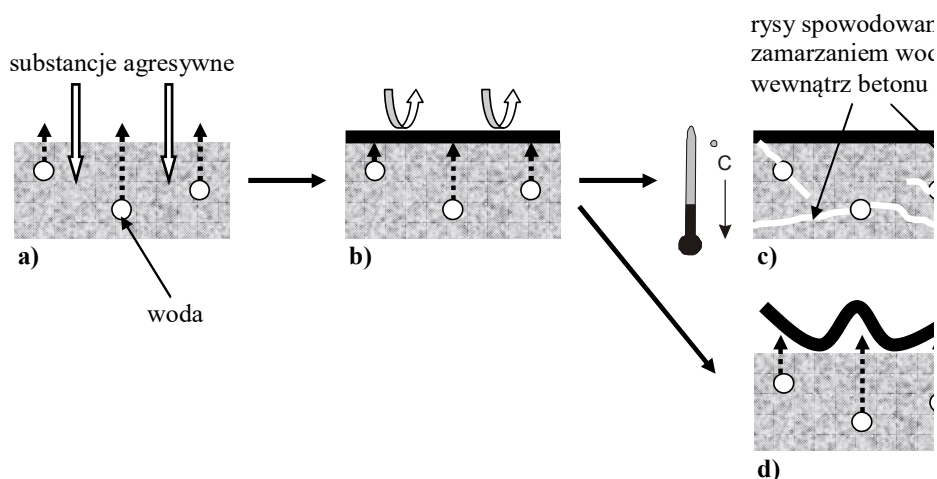
W Normie Europejskiej PN-EN 1504 zaleca się, aby w każdym wypadku brać pod uwagę *wszelkie możliwe niepożądane skutki zastosowania danej metody lub kombinacji metod w specyficznych warunkach konkretnej naprawy.*

Przykłady możliwych niepożądanych efektów obejmują między innymi, następujące przypadki:

- a) *system do impregnacji hydrofobizującej, stosowany w celu ograniczenia zawilgocenia betonu, może powodować przyspieszenie karbonatyzacji* (rys. 26),
- b) *nałożenie powłoki może powodować uwięzienie wilgoci pod powłoką, co prowadzi do utraty przyczepności powłoki lub zmniejszenia mrozoodporności* (rys. 27).



Rys. 26. W zawilgoconym betonie szybkość dyfuzji dwutlenku węgla jest mała (a); po hydrofobizacji beton jest zabezpieczony przed wilgocią, ale szybkość karbonatyzacji gwałtownie wzrasta (b) [24]



Rys. 27. Nałożenie szczelnej powłoki zabezpiecza beton przed wnikaniem agresywnych czynników z otoczenia (a), ale powoduje, że wilgoć zostaje uwięziona wewnątrz betonu (b), co może prowadzić do destrukcji mrozowej (c) lub utraty przyczepności powłoki (d) [24]

Nieuwzględnienie możliwych niepożądanych efektów zastosowania danej metody może doprowadzić do nieskuteczności naprawy lub zabezpieczenia elementu betonowego i szybkiego uszkodzenia, a nawet zniszczenia, zastosowanego wyrobu (rys. 28).

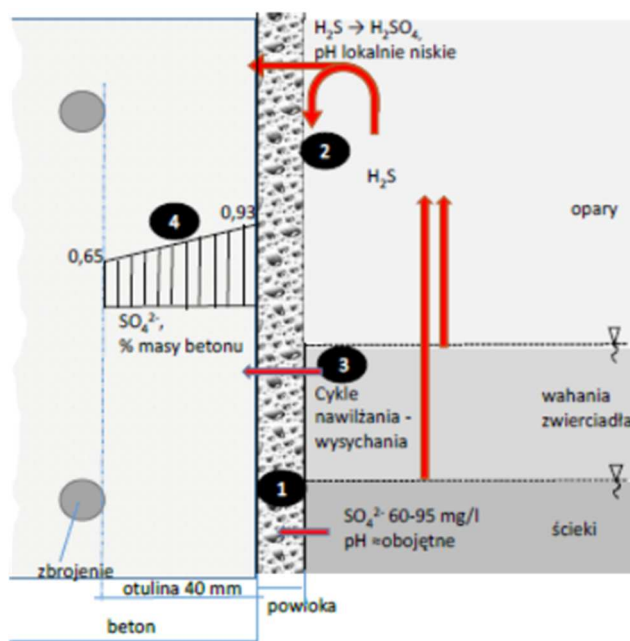


Rys. 28. Zniszczenie paroszczelnej powłoki na zawilgoconym elemencie betonowym

Doświadczenia z praktyki eksperckiej Zakładu Inżynierii Materiałów Budowlanych WIL PW, z której zaczerpnięto poniżej opisane przykłady, wskazują, że nieudane lub tylko częściowo udane naprawy konstrukcji żelbetowych nie są niestety rzadkością. Błędy w doborze materiałów naprawczych lub ochronnych należą do najczęstszych przyczyn tych niepowodzeń. Generalnie, powody niezakończonych sukcesem działań w tym obszarze obejmują:

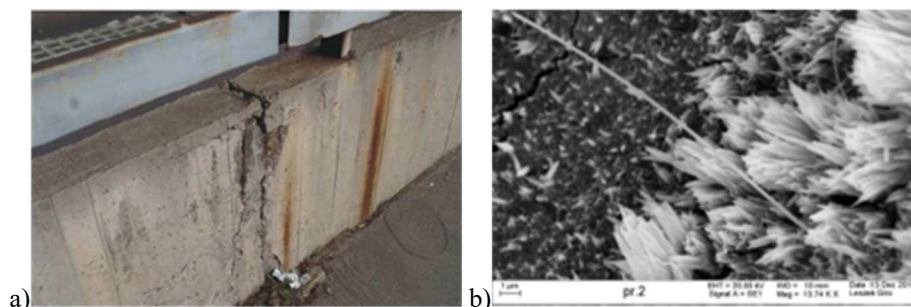
- nietrafny dobór materiałów, którego przyczyną jest zazwyczaj:
 - brak dostatecznego rozpoznania przyczyn powstałych uszkodzeń – niewystarczające uwzględnienie działających czynników korozyjnych,
 - niedostosowanie charakterystyk stosowanych materiałów do warunków użytkowania naprawianego elementu,
 - przedkładanie aspektu ekonomicznego nad wymagania techniczne,
- zaniedbania technologiczne:
 - brak lub niewłaściwe przygotowanie podłoża,
 - prowadzenie prac w nieodpowiednich warunkach (temperatura, wilgotność, itp.),
- niedostateczna staranność lub prowadzenie prac przez niewystarczająco kompetentnych wykonawców.

Pierwszy przykład niepowodzenia naprawy dotyczy żelbetowego zbiornika w oczyszczalni ścieków. Naprawy obiektów w oczyszczalniach należą do szczególnie skomplikowanych ze względu na złożony charakter oddziaływań korozyjnych, jakim są poddawane (rys. 29).



Rys. 29. Przykład analizy czynników korozyjnych i mechanizmów destrukcji żelbetowego zbiornika w oczyszczalni ścieków [42]

Konieczność naprawy wynikała z zaobserwowanych uszkodzeń obiektu (rys. 30).



Rys. 30. Uszkodzenia żelbetowego zbiornika oczyszczalni ścieków: a) widok zewnętrzny, b) mikrostruktura otuliny betonowej z widocznymi skupiskami kryształów ettringitu (korozja siarczanowa)

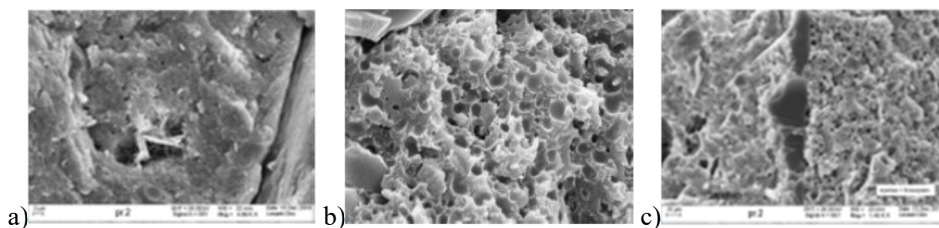
Po dokonaniu naprawy podłoża betonowego, powierzchnie obiektów zabezpieczono powłoką ochronną. Jednakże, nie dostosowano ochrony do występującego zagrożenia czynnikami chemicznymi. Zamiast, zależnie od stopnia agresji środowiska, nałożyć izolację epoksydowo-bitumiczną lub zaprawę epoksydowo-cementową o podwyższonej odporności chemicznej, wykonano jedynie warstwę epoksydowo-bitumiczną na całej zabezpieczanej powierzchni, w dodatku o niedostatecznej grubości.

Przeprowadzone badania wykazały, że praktycznie w całym przekroju otuliny betonowej występuje skażenie jonami siarczanowymi, znacząco przekraczające wartość dopuszczalną, co świadczy o istotnym zagrożeniu betonu korozją siarczanową. Tymczasem z charakterystyki nałożonej powłoki wynika, że wyrób ten nie nadaje się do stosowania w takich warunkach.

Niedostosowanie zastosowanej ochrony powierzchniowej do działających czynników korozyjnych spowodowało ponowne wystąpienie uszkodzeń żelbetowych elementów w oczyszczalni i delaminację powłoki (rys. 31). W betonie stwierdzono nowe gniazda korozji siarczanowej (rys. 32 a). Obserwacje mikroskopowe wykazały, że powłoka ochronna jest w znacznym stopniu porowata (rys. 32 b), przez co niedostatecznie szczelna, potwierdziły też brak dostatecznej adhezji do podkładu betonowego (rys. 32 c).



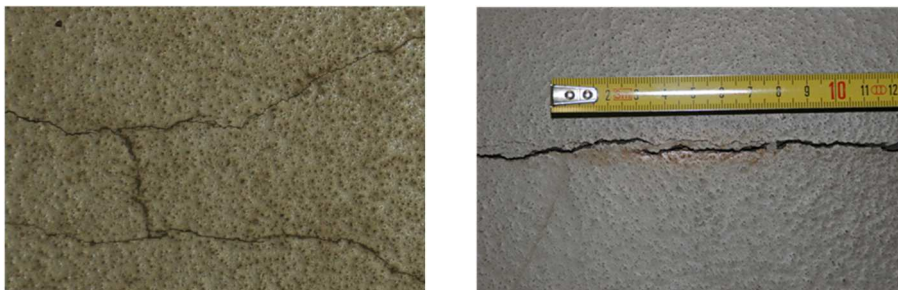
Rys. 31. Ponowne uszkodzenia zbiornika



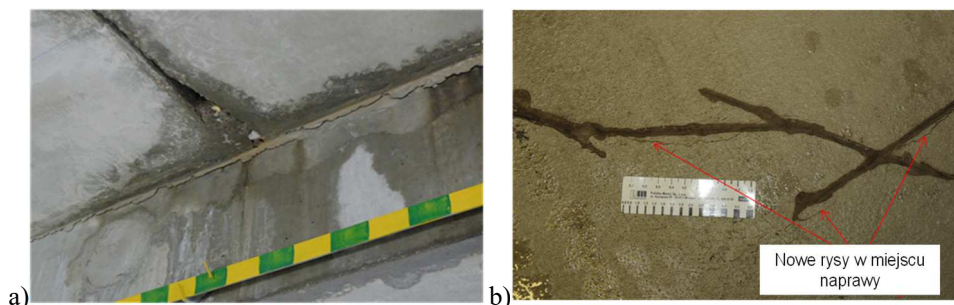
Rys. 32. Obserwacje mikroskopowe: a) rozwijające się gniazda kryształów ettringitu w betonie, b) porowata struktura powłoki ochronnej, c) rozwarstwienie między podkładem betonowym a powłoką ochronną

Częstym przedmiotem napraw są nawierzchnie garaży i parkingów podziemnych. Typowym uszkodzeniem jest zarysowanie wierzchniej warstwy, spowodowane zwykle powstawaniem rys w podkładzie betonowym. Szczególne zagrożenie stanowią tu chlorki ze środków odładzających, transportowane do wnętrza parkingu na oponach wjeżdżających pojazdów wraz z błotem pośniegowym. W razie utraty ciągłości górnej warstwy nawierzchni, mogą one migrować w głąb żelbetowych elementów stropowych, co prowadzi do korozji zbrojenia i uszkodzeń konstrukcji.

W poniższym przypadku pierwotnie powstałe rysy (rys. 33) zostały prowizorycznie naprawione przez wypełnienie preparatem, który jednak nie zapewnił przywrócenia szczelności elementu (rys. 34 a) ani też nie był skuteczny w warunkach rys pracujących, o zmiennej szerokości (rys. 34 b). Spowodowało to po pewnym czasie odtworzenie rys w miejscach naprawianych. Zarysowanie postępowało wraz delaminacją górnej warstwy nawierzchni.

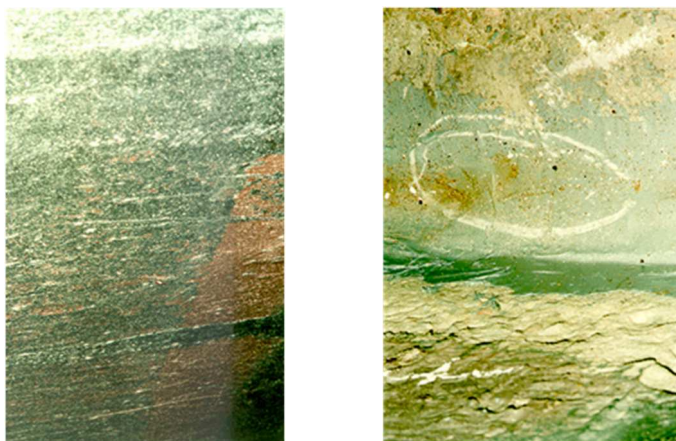


Rys. 33. Rysy pierwotne w górnej warstwie nawierzchni parkingu



Rys. 34. Brak skuteczności naprawy: a) nieszczelność stropu, b) powstawanie rys wtórnych w miejscu nieskutecznej naprawy

Zdarza się, że nieskuteczność naprawy wynika z dążenia do minimalizacji jej kosztu. Zastosowanie cienkiej warstwy malarskiej zamiast powłoki chemoodpornej przy naprawie komory fermentacyjnej w oczyszczalni ścieków doprowadziło jedynie do ukrycia na pewien czas postępującej korozji podkładu (rys. 35). W rezultacie niezbędna była poważniejsza naprawa o większym zakresie – a zatem i większym koszcie.



Rys. 35. Efekty nieskutecznego zastosowania powłoki malarskiej zamiast grubowarstwowej powłoki ochronnej

Właściwie wykonana naprawa i ochrona powierzchniowa zapewnia poprawę trwałości konstrukcji żelbetowej, może też spełniać funkcję estetyczną. Warunkiem skuteczności – kluczem do udanej naprawy – jest właściwy dobór zasady i metody naprawy oraz wyrobów lub systemów do jej przeprowadzenia.

11. Podsumowanie

Beton, najpowszechniej stosowany materiał budowlany, jest względnie tani w produkcji, ale naprawa elementów i konstrukcji z betonu jest skomplikowana i kosztowna, a przy tym nieuchronna – nawet gdyby udało się całkowicie wyeliminować błędy podczas projektowania i wznoszenia, to i tak naprawianie obiektów budowlanych będzie równie powszechne jak ich budowanie.

Trudności techniczne przekładają się na ryzyko niepowodzenia operacji naprawczej. Stosowanie nowoczesnych wyrobów i systemów do naprawy i ochrony betonu przed korozją może znacząco wydłużyć okres poprawnego, bezawaryjnego użytkowania konstrukcji żelbetowych. Wymaga to ścisłego przestrzegania zasad prowadzenia takich działań, w tym zwłaszcza właściwego doboru metod i materiałów naprawczych i ochronnych. Zbiór materiałów naprawczych jest duży i zróżnicowany, a przy tym stale rozszerzany i modyfikowany. Wiele cennego uporządkowania w tym zakresie przyniosła Norma Europejska PN-EN 1504 „Wyroby i systemy do ochrony i naprawy konstrukcji z betonu”. Założeniem PN-EN 1504 jest dostarczenie całości wiedzy inżynierskiej potrzebnej do naprawy i ochrony konstrukcji betonowej. Przed kilku laty wiedza ta w postaci nie tylko informacji, ale przede wszystkim komentarzy, analiz i dyskusji została przedstawiona w książce, której autor niniejszego referatu miał zaszczyt być współautorem [24].

Podstawę wyboru właściwej metody naprawy i zabezpieczenia antykorozyjnego powinno stanowić zrozumienie zależności między przedwczesną lub nieoczekiwaną degradacją betonu a jej przyczynami. Naprawa przez usuwanie wad przywraca konstrukcji właściwy stan użytkowania; ochrona ma na celu zapobieganie bądź ograniczenie skutków działania czynników agresywnych. W każdym przypadku, szczególna odpowiedzialność spoczywa na projektancie i wykonawcy naprawy. To wiedza, doświadczenie i umiejętności, a nierzadko także intuicja inżynierska, są podstawą skutecznego prowadzenia działalności w tym obszarze.

Bibliografia

- [1] Chmielewska B., *On the Methods of Bond strength measurements in concrete repair systems*. Adhesion in Interfaces of Build Materials: a Multi-scale Approach (eds. L. Czarniecki and A. Garbacz), AMSR No. 2 Aedificato Publishers, 2007, str. 29÷46.
- [2] Concrete Society Technical Report 50: *Guide to surface treatments for protection and enhancement of concrete*. Concrete Society, 1997.
- [3] Courard, L., Bissonnette, B. and Belair, N. *Effect of surface preparation techniques on the cohesion of superficial concrete: comparison between jack-hammering and water-jetting*. ICCRRR 2005 International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town, South Africa 2005, str. 1027÷1031.
- [4] Courard L., Garbacz A., Niewięgłowska-Mazurkiewicz A., Piotrowski T., *Inżynieria powierzchni betonu. Część 2. Wpływ obróbki na powstawanie rys*. Materiały Budowlane, Nr 12, 2006, str. 8÷11.
- [5] Czarniecki L., *Adhesion – a challenge for repair*. II International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town 2008.
- [6] Czarniecki L., *Betony polimerowe*. Cement Wapno Beton, Nr 2, 2010, str. 63÷85.
- [7] Czarniecki L.: *Dobór materiałów do napraw konstrukcji żelbetowych – kryterium kompatybilności*. XX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Szczecin – Międzyzdroje 2001, str. 145÷169.
- [8] Czarniecki L.: *Materiały do ochrony powierzchniowej konstrukcji z betonu*. XVII Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”. Ustroń 2002, str. 57÷77.
- [9] Czarniecki L., *Materiały i systemy do napraw i wzmocnień konstrukcji żelbetowych*. XXI Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2006, str. 109÷132.
- [10] Czarniecki L., *Naprawy elektrochemiczne*. Materiały Budowlane, Nr 8, 2001, str. 36÷38.
- [11] Czarniecki L., *Uszkodzenia i naprawy betonu*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 2002, str. 59÷65.
- [12] Czarniecki L. (Edit.), *Praca zbiorowa: Beton według normy PN-EN 206-1 – Komentarz*. PKN i Polski Cement, Kraków 2007.
- [13] Czarniecki L., Emmons P., *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*. Polski Cement, Kraków 2002.
- [14] Czarniecki L., Emmons P.H., Vaysburd A.M., *Materiały do napraw konstrukcji betonowych w ujęciu holistycznym*. Materiały Budowlane, Nr 5, 2000, str. 2÷7.
- [15] Czarniecki L., Garbacz A., *Evaluation of polymer coating – crack-bridging ability*. International Colloquium „Industrial Floors ‘95”, Esslingen 1995, str. 703÷705.

- [16] Czarniecki L., Garbacz A., Łukowski P., Clifton J.R., *Polymer Composites for Repairing of Portland Cement Concrete Compatibility Project*. NIST Report No. NISTIR 6394, United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg 1999.
- [17] Czarniecki L., Głodkowska W., Wiąckowska A., *Problem of compatibility of polymer Composite-cement concrete (PC-CC) system*. International Colloquium: Durability of Polymer Based Composites Systems for Structural Application. Brussels 1991, str. 484÷493.
- [18] Czarniecki L., Królikowski A., Kuziak J., Fleszar A., Kuś S., Garbacz A., Zybura A., *Ocena skuteczności działania migrujących inhibitorów korozji stali w betonie*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
- [19] Czarniecki L., Łukowski P., *Betony polimerowo-cementowe*. Cement Wapno Beton, Nr 5, 2010, str. 243÷258.
- [20] Czarniecki L., Łukowski P., *Naprawy i ochrona betonu zgodnie z PN-EN 1504*. Materiały Budowlane, Nr 2, 2009, str. 1÷4.
- [21] Czarniecki L., Łukowski P., *Ochrona i naprawa jako element strategii zarządzania konstrukcją – Normy Europejskie z serii PN-EN 1504*. VI Konferencja Dni Betonu, Wisła 2010, str. 965÷976.
- [22] Czarniecki L., Łukowski P., *Wdrażanie normy PN-EN 1504-9 do stosowania w Polsce*. Materiały Budowlane, Nr 2, 2010, str. 2÷5.
- [23] Czarniecki L., Łukowski P., Garbacz A., *Materiały do napraw konstrukcji żelbetowych oraz technologie ich stosowania*. W: „Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Konstrukcje żelbetowe, Tom I – Wykłady”, XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji “WPPK’2014”. Szczyrk 2014, str. 99÷180.
- [24] Czarniecki L., Łukowski P., Garbacz A., *Naprawa i ochrona konstrukcji z betonu – Komentarz do PN-EN 1504*. PWN. Warszawa 2016.
- [25] Czarniecki L., Łukowski P., Jasiczak J., *Ochrona przed korozją i naprawa betonowych obiektów oczyszczania ścieków w ramach strategii zarządzania konstrukcją w świetle PN-EN 1504*. Ochrona Przed Korozją, Nr 1, 2013, str. 13÷18.
- [26] Czarniecki L., Ściślewski Z.: *Cechy wyrobów budowlanych w świetle wymagań trwałości budowli*. II Konferencja Naukowo-Techniczna „Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego”, Kielce 1996, t. 2, str. 9÷16.
- [27] L De Sitter, *Durability of concrete structures*. CEB-RILEM Workshop Report, Copenhagen, CEB Bulletin No. 152, 1983.
- [28] *Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych państw członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych (89/106/EEC)*. Bruksela 1989.
- [29] *Euroconstruct Summer Conference Report*, Warszawa 2019.
- [30] Franzoni E., Pigino B., Pistoiesi C., *Ethyl silicate for surface protection of concrete: Performance in comparison with other inorganic surface treatments*. Cement and Concrete Composites, Vol. 44, 2013, str. 69÷76.
- [31] Garbacz A., Górka M., Courard L., *Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair systems*. Magazine of Concrete Research, Vol. 56, 2004, str. 1÷12.
- [32] Garbacz A., Górka M., Courard L., *On the effect of concrete surface treatment on adhesion in repair systems*. Magazin of Concrete Research, Vol. 57, 2005, str. 49÷60.
- [33] Garbacz A., Piotrowski T., Courard L., *Inżynieria powierzchni betonu. Cz. I. Struktura geometryczna powierzchni*. Materiały Budowlane, Nr 9, 2006, str. 3÷7.
- [34] Łukowski P., *Domieszki do zapraw i betonów*. Polski Cement, Kraków 2008.

- [35] Łukowski P., *Modyfikacja materiałowa betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu – Polski Cement, Kraków 2016.
- [36] Łukowski P., *Rola polimerów w kształtowaniu właściwości spoiw i kompozytów polimerowo-cementowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
- [37] Pareek S.N., Ohama Y., Demura K., *Adhesion mechanism of ordinary cement mortar to mortar substrates by polymer dispersion coatings*. 6th International Congress on Polymers in Concrete ICPIIC, Shanghai 1990, str. 442÷449.
- [38] *Regulation (EU) No. 305/2011 of the European Parliament and of the Council of 9 March 2011, laying down harmonized conditions for marketing of construction products and repealing Council Directive 89/106/EEC*. Bruksela 2011.
- [39] Saraswathy V., Muralidharan S., Kalyanasundaram R., Thangavel K., Srinivasan S., *Evaluation of a Composite Corrosion-Inhibiting Admixture and Its Performance in Concrete Under Macrocell Corrosion Conditions*. Cement and Concrete Research, Vol. 31, 2001, str. 789÷794.
- [40] Silfwerbrand J., Paulsson J., *Better bonding of bridge deck overlays*. Concrete International, Nr 10, 1998, str. 56÷61.
- [41] Somerville G., *Management of deteriorating concrete structures*. Taylor & Francis, London and New York 2008.
- [42] Woyciechowski P., Łukowski P., Szmigiera E., Adamczewski G., Chilmon K., Spodzieja S., *Concrete corrosion in a wastewater treatment plant – A comprehensive case study*. Construction and Building Materials, Vol. 303, 2021, No. 124388.

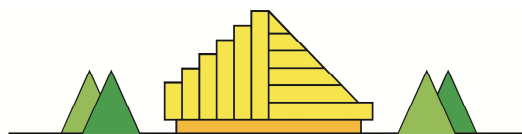
Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] PN-EN 1504-1:2006 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 1. Definicje*. PKN, Warszawa 2006.
- [N2] PN-EN 1504-2:2006 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 2. Systemy ochrony powierzchniowej betonu*. PKN, Warszawa 2006.
- [N3] PN-EN 1504-3:2006 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 3. Naprawy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne*. PKN, Warszawa 2006.
- [N4] PN-EN 1504-4:2006 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 4. Naprawy konstrukcyjne i niekonstrukcyjne*. PKN, Warszawa 2006.
- [N5] PN-EN 1504-5:2006 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 5. Iniekcja betonu*. PKN, Warszawa 2006.
- [N6] PN-EN 1504-6:2007 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 6. Kotwienie stalowych prętów zbrojeniowych*. PKN, Warszawa 2007.
- [N7] PN-EN 1504-7:2007 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 7. Ochrona zbrojenia przed korozją*. PKN, Warszawa 2007.

- [N8] PN-EN 1504-8:2016 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 8. Sterowanie jakością oraz ocena i weryfikacja stałości właściwości użytkowych*. PKN, Warszawa 2016.
- [N9] PN-EN 1504-9:2010 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 9. Ogólne zasady dotyczące stosowania wyrobów i systemów*. PKN, Warszawa 2010.
- [N10] PN-EN 1504-10:2005 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 10. Stosowanie wyrobów i systemów na placu budowy oraz sterowanie jakością prac*. PKN, Warszawa 2005.
- [N11] PN-EN 206:2014 *Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*. PKN, Warszawa 2014.
- [N12] PN-B-06265:2022. *Krajowe uzupełnienie PN-EN 206:2014-04 Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność*. PKN, Warszawa 2022.
- [N13] PN-EN 14487-1:2007 *Beton natryskowy. Część 1. Definicje, wymagania i zgodność*. PKN, Warszawa 2007.
- [N14] PN-EN 1062-7:2005. *Farby i lakiery – Wyroby lakierowe i systemy powłokowe stosowane na zewnątrz na mury i beton – Część 7. Oznaczanie właściwości pokrywania rys*. PKN, Warszawa 2005
- [N15] PN-EN ISO 2808:2020 *Farby i lakiery. Oznaczanie grubości powłoki*. PKN, Warszawa 2020.



BESKIDY



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE WARSZTATY
PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28+31 marca 2023 roku



GLIWICE



**Piotr
WOYCIECHOWSKI***



Maja KĘPNIAK**



Justyna KUZIAK***

KOROZJA BETONU - RODZAJE I OCENA W KONSTRUKCJI

1. Wstęp

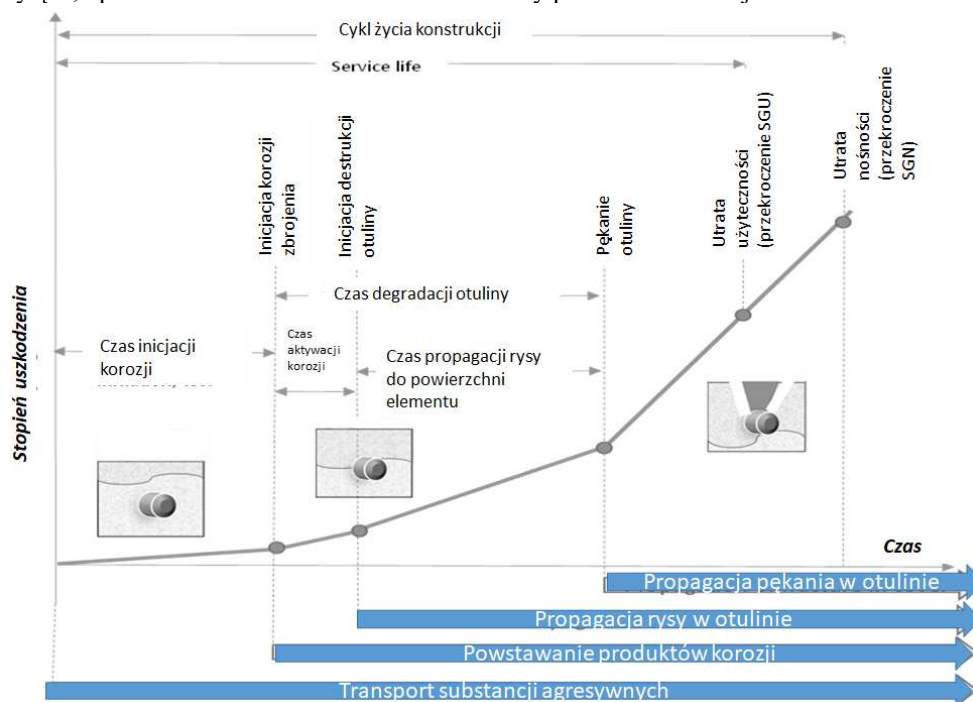
Zagadnienie korozji betonu w konstrukcji rozpatrywane jest zarówno w kontekście przewidywania zagrożeń wynikających z warunków użytkowania obiektu, jak i w kontekście rzeczywistych zjawisk występujących w betonie w toku jego eksploatacji. Podejście do korozji betonu i ochrony przed nią w kontekście projektowania konstrukcyjnego, materiałowego i technologicznego, w obecnych normach oparte jest przede wszystkim o spełnienie rozmaitych wymagań pośrednich, dotyczących składu, składników, innych cech betonu nie związanych bezpośrednio z podatnością/odpornością na czynniki korozyjne. Stąd duża część metod badawczych, które charakteryzują odporność betonu, jest tylko częściowo znormalizowana - często dysponujemy formalnie ustanowioną metodą badawczą ale już nie znajdujemy w normach, a nawet w przepisach branżowych, formalnych kryteriów oceny wyniku badania. Taki stan na początku życia konstrukcji sprawia, że na etapie diagnostyki po eksploatacji ocena stanu korozyjnego betonu nie jest łatwa od strony formalnej – brak jest punktu odniesienia w dokumentacji projektowej czy wykonawczej do cech trwałościowych. Jednocześnie działania diagnostyczne związane z procesami korozyjnymi w betonie trudno rozpatrywać w oderwaniu od kwestii korozji

* prof. dr hab. inż., Politechnika Warszawska, ZIMB, Piotr.Woyciechowski@pw.edu.pl

** dr inż., Politechnika Warszawska, ZIMB, Maja.Kepniak@pw.edu.pl

*** dr inż., Politechnika Warszawska, ZIMB, Justyna.Kuziak@pw.edu.pl

zbrojenia i faktu, że betonowa otulina stanowi główną ochronę wkładki zbrojeniowej przed korozją. Diagnostyka stanu korozyjnego betonu w konstrukcji musi także brać pod uwagę fakt, że korozja jest to proces zachodzący w czasie z różną szybkością, obejmujący także okres inicjacji, w którym zwykle nie ma dostrzegalnych objawów i kolejne okresy przemian fizykochemicznych (rys. 1), w których objawy mogą być skrajnie różne, czasem nawet mylące, np. chwilowe uszczelnienie mikrostruktury produktami korozji.



Rys. 1. Przebieg niszczenia elementu z betonu zbrojonego stalą (na podstawie [1])

Diagnostyka procesów korozyjnych w betonie nie jest zagadnieniem łatwym również ze względu na mnogość mechanizmów korozyjnych, którym beton – jako materiał wielofazowy i niejednorodny – może podlegać. W praktyce diagnostycznej badania nad przyczynami destrukcji betonu w konstrukcji przypominają działania detektywistyczne, czasem określane w literaturze żartobliwym terminem „forensic engineering”.

W dalszej części opracowania zdecydowano przedstawić podstawy niszczenia betonu jako złożonego procesu fizykochemicznego, związanego z transportem cieczy i gazów w mikrostrukturze betonu. Następnie omówiono właściwości betonu wykorzystywane jako miary trwałości na etapie projektowania. W dalszej kolejności przedstawiono cechy betonu i metody ich badania wykorzystywane w diagnostyce in situ i laboratoryjnej. Opracowanie kończą trzy przykłady z praktyki autorów, dotyczące wykorzystania badań i oceny stanu korozyjnego betonu do różnych celów (prognoza trwałości, przyczyna uszkodzeń i zakres odpowiedzialności, oszacowanie wieku betonu).

2. Niszczenie betonu jako proces

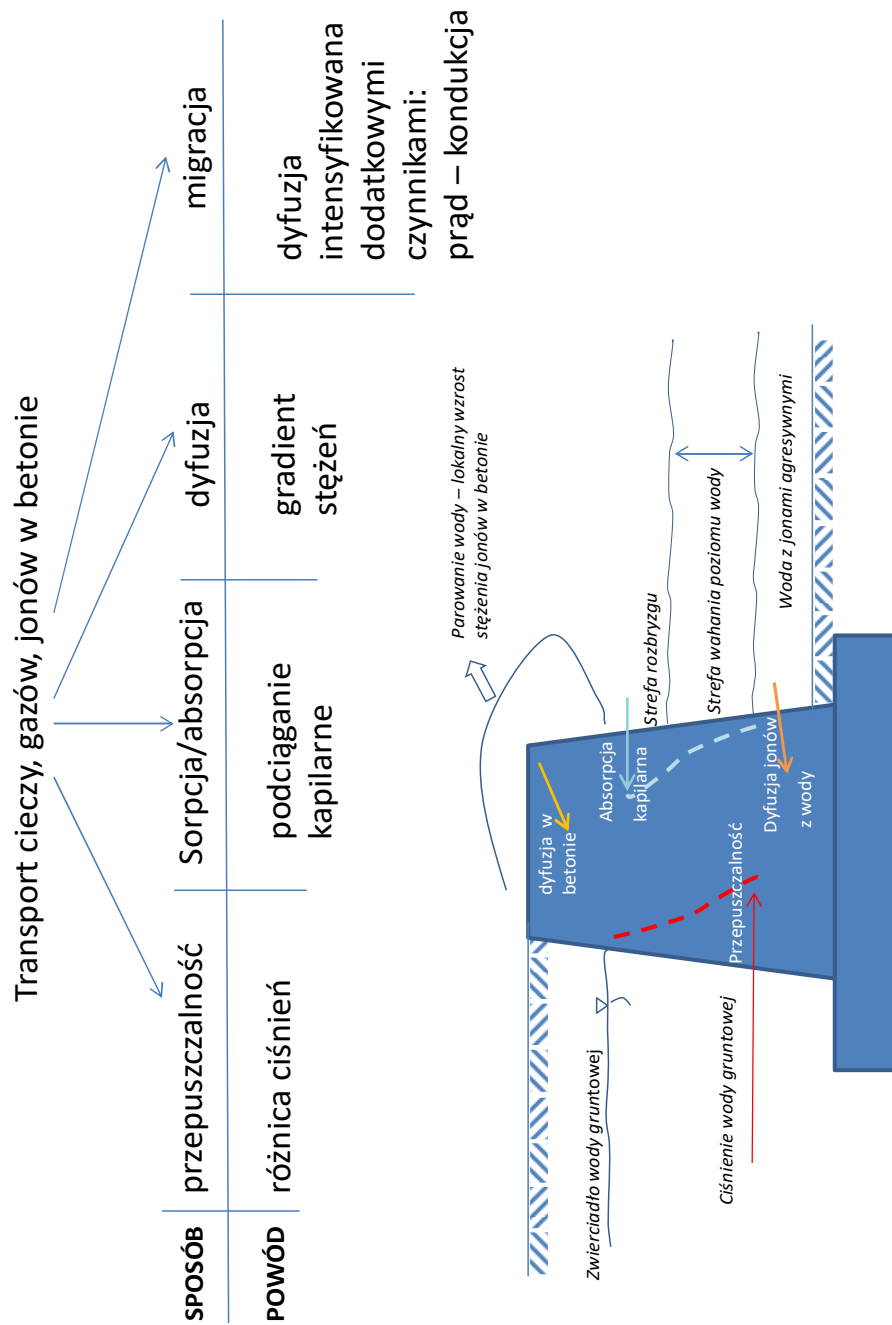
2.1. Właściwości betonu związane z trwałością

2.1.1 Transport w betonie

Degradacja betonu najczęściej spowodowana jest negatywnym oddziaływaniem środowiska na matrycę kompozytu, zarówno powierzchniowo, jak i włąbnie – z uwagi na wnikanie w jego mikrostrukturę. Znane są też mechanizmy degradacji związane z negatywną interakcj składników betonu, takie jak reakcja alkalia - krzemionka czy też oponione formowanie etryngitu, ale i w tym przypadku kwestia transportu jonów, cieczy, roztworów jest kluczowym mechanizmem inicjującym proces. Podobnie rzecz ma się z korozj zbrojenia w żelbecie. Można zatem przyjc, że wszystkie zjawiska niszczenia betonu i żelbetu o podłożu chemicznym i większość – o podłożu fizycznym, są ściśle powiązane z wlcnościami transportowymi matrycy betonowej.

Mechanizmy takie jak np. agresja chemiczna, wymywanie, wnikanie jonów chlorkowych, postęp karbonatyzacji są ściśle zalezne od tego jak łatwo następuje penetracja cieczy lub jonów przez mikrostrukturę porów betonu. Zdolność do penetracji (ang. penetrability) betonu przez ciecze i gazy może być opisywana takimi pojęciami jak: przepuszczalność (ang. permeability), sorpcyjność/absorpcja (ang. sorption/absorption), dyfuzja (ang. diffusion) i migracja (ang. migration).

Ilustracja występowania tych zjawisk na przykładzie morskiego falochronu została przedstawiona na rys. 2, wzorowanym na idei zaczerpniętej z BS 6349-1.[2] Na rysunku pokazano przykładowe sytuacje występowania ronych form transportu cieczy i jonów w rzeczywistej konstrukcji. Nie uwzględniono w tym przykładzie zjawiska migracji, które jest raczej elementem przyspieszonych procedur badawczych (np. dyfuzji chlorków) ni rzeczywistym zjawiskiem w konstrukcji



Rys. 2. Mechanizmy transportu cieczy i jonów w betonie

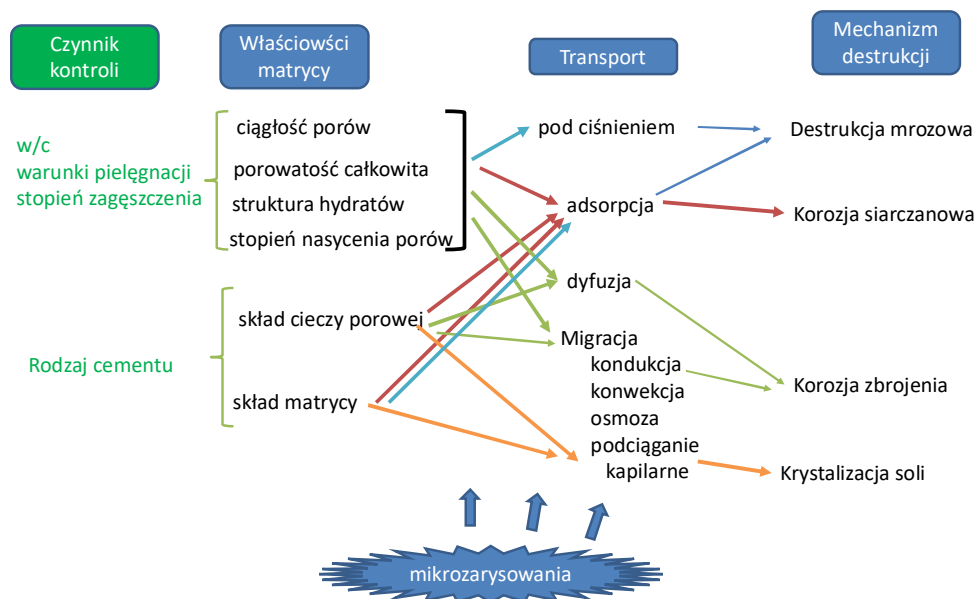
Przepuszczalność to ruch cieczy przez pory w wyniku **gradientu ciśnień w porach** wypełnionych cieczą. Jest on wyrażany np. współczynnikiem przepuszczalności, który wyraża zdolność betonu do transportu cieczy pod ciśnieniem, w warunkach przepływu ustalonego. Uproszczone formy wyrażania tej cechy to rozmaite, arbitralnie przyjęte kategorie czy klasy szczelności, w tym najczęściej wodoszczelności, także te ujęte w normalizacji europejskiej i polskiej (głębokość penetracji wody pod ciśnieniem wg PN-EN 12390-8 [3] czy stopnie wodoszczelności W2-W12 wg archiwalnej normy PN-B-06250) [4]. Przepuszczalność betonu zależy przede wszystkim od jego mikrostruktury, stopnia zawilgocenia oraz charakterystyk cieczy penetrującej beton. W przypadku, kiedy penetrująca ciecz jest agresywna chemicznie, większa przepuszczalność sprzyja szybszemu postępowi korozji i niszczeniu betonu.

Absorpcja (sorpcja, nasiąkanie) występuje, kiedy ciecz znajdzie się w kontakcie z nienasyconym betonem a wnikanie jej do mikrostruktury wynika z **sił podciągania kapilarnego, bez udziału dodatkowego gradientu ciśnień**. Zależy ona od geometrii porów (rozmiary i ciągłość większych kapilar), stopnia ich nasycenia oraz występowania cykli wysychania i zawilgacania. Zjawisko to zależy od tego, jak została ukształtowana w procesie wykonawczym mikrostruktura strefy przypowierzchniowej betonu, a zatem jak przebiegała wczesna pielęgnacja jego powierzchni (kiedy rozpoczęta, jaką metodą, jak długo kontynuowana). Do opisu tej właściwości transportowej betonu wykorzystuje się szereg różnych cech, takich jak nasiąkliwość, współczynnik podciągania kapilarnego, sorpcyjność.

Dyfuzja to proces transportu cieczy, gazów, jonów w porach materiału spowodowany **gradientem stężeń**. Może on występować tak w nasyconych jak i w częściowo nasyconych porach betonu i ma znaczenie przede wszystkim w kontekście transportu jonów soli (np. chlorkowych) ale także dwutlenku węgla (karbonatyzacja). Dyfuzja w ośrodkach porowatych jest opisywana pierwszym i drugim prawem Ficka, ale w mikrostrukturze betonu proces może być zaburzany przez szereg zjawisk, takich jak interakcja dyfundującej substancji ze składnikami betonu, defekty mikrostruktury (rysy i duże pustki), zmiany stanu nasycenia okresowe i lokalne, zmiany w czasie średnic kapilar w wyniku reakcji chemicznych (np. karbonatyzacja) i zjawisk fizycznych (np. skurcz). Stąd uważa się, że prawa Ficka służą do wyznaczania przybliżonego współczynnika dyfuzji różnych substancji w betonie (np. współczynnika dyfuzji chlorków wg PN-EN 12390-11 [5]). W literaturze używa się także pojęć takich jak pozorny lub efektywny współczynnik dyfuzji [6] aby zaznaczyć, że jest to wartość obarczona niepełną adekwatnością praw Ficka do betonu.

Migracja, którą można nazwać także **przyspieszoną dyfuzją, elektrodyfuzją lub kondukcją**, to termin opisujący **ruch jonów w roztworze spowodowany polem elektrycznym**, opisywany równaniem Nernsta-Plancka. Zjawisko kondukcji nie występuje z reguły w konstrukcjach budowlanych, natomiast jest dość szeroko wykorzystywane w metodach badań, jako jeden z mechanizmów przyspieszenia procesu transportu agresywnego czynnika przez pory betonu – na takiej zasadzie oparte są procedury badań współczynnika migracji chlorków wg PN-EN 12390-18 [7].

Transport w betonie najczęściej obejmuje złożone współistnienie wymienionych mechanizmów, zwykle z dominującą rolą któregoś z nich. Identyfikacja głównego mechanizmu transportu agresywnych czynników i roli pozostałych mechanizmów jest podstawą poprawnej diagnostyki obiektu w stanie korozyjnym, ale także powinna być podstawą projektowania materiałowego, konstrukcyjnego i technologicznego obiektu z uwagi na trwałość. Przykłady umiejscowienia i roli transportu w wybranych procesach destrukcyjnych betonu przedstawiono na rys. 3 inspirowanym pracami Claisse (2005) [8]



Rys. 3. Czynniki kształtujące wybrane procesy destrukcji korozyjnej betonu (na podstawie [8])

2.1.2. Właściwości fizyczne i mechaniczne stwardniałego betonu

Oprócz właściwości opisujących przebieg transportu w strukturze betonu, istotny wpływ na przebieg degradacji mają także podstawowe cechy mechaniczne betonu, w tym jego wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie (zginanie), sztywność (moduł sprężystości) oraz cechy opisujące naturalne i wymuszone odkształcenia betonu (skurcz, pęcznienie, odkształcalność termiczna). W tradycyjnym, uproszczonym ujęciu często można spotkać stwierdzenia, że wytrzymałość jest promotorem trwałości i odporności na degradację, a nawet ich gwarantem. We współczesnej technologii betonu jest to podejście daleko nieadekwatne i zbyt uproszczone w świetle różnorodności stosowanych składników podstawowych betonu (zwłaszcza spoiw), możliwości modyfikacji składu wysokospecjalizowanymi domieszkami i dodatkami [9], zaawansowanych technologii w budowania, procedur i środków zagęszczania i pielęgnacji. Ciekawe badania – wskazujące na brak ścisłego związku właściwości transportowych betonu (współczynniki dyfuzji różnych substancji, indeks penetracji tlenu OPI) i wytrzymałości na ściskanie, prowadzili m.in. Nganga, Alexander[10] – wykazując, że nie można stwierdzić takiej korelacji w oderwaniu od innych czynników materiałowych i technologicznych. Liczne publikowane modele tego rodzaju zawsze mają zastosowanie do analizowanej populacji betonów, w której przyjmuje się szereg stałych charakterystyk betonów i ograniczoną liczbę zmiennych. Mimo to, relacje odporności betonu na różne czynniki i wytrzymałości na ściskanie są często wykorzystywane w praktyce np. do oszacowań trwałości, prognoz użytkowania i utrzymania elementów konstrukcji. Ważną cechą mechaniczną betonu w kontekście jego podatności na degradację jest sztywność, zwykle wyrażana jako moduł sprężystości. Znaczenie tej charakterystyki jest istotne przede wszystkim z uwagi na związek z tendencją betonu do zarysowania, które to zjawisko zawsze stanowi inicjację dalszej degradacji. Betony o wysokim module sprężystości są potencjalnie bardziej wrażliwe na zarysowanie,

ponieważ naprężenia rozciągające spowodowane np. skurczem czy termiką, a wynikające z występujących więzów zewnętrznych, są proporcjonalne do modułu sprężystości, a więc większe w przypadku wysokiego modułu. [6].

Spośród cech fizycznych szczególnie ważne są te odnoszące się do opisu mikrostruktury matrycy, w tym porowatość, jej struktura i morfologia porów, a ponadto – w pierwszym przybliżeniu – także gęstość objętościowa [11].

Oprócz cech mechanicznych i fizycznych, kluczowe znaczenie w odniesieniu do degradacji betonu mają charakterystyki chemiczne betonu, w tym udział i postać faz krzemianowych i faz glinianowych (mniej stabilnych termodynamicznie) w matrycy, zawartość portlandytu (podatnego na wymywanie), skład cieczy porowej, odczyn betonu, ciepło hydratacji i przebieg jego wydzielania.

Osobną kategorię cech betonu stanowią właściwości wyrażające bezpośrednio badaną odporność na oddziaływanie agresywnych czynników i zjawisk, prowadzących do niszczenia i utraty trwałości betonu.

Wymienione cechy, zebrane w tab. 1, stanowią podstawę doboru materiałowego i składu betonu na etapie jego projektowania. Ich znajomość jest także istotna w kontekście oceny stanu betonu w konstrukcji po okresie eksploatacji i ustalenia stopnia jego uszkodzenia, ubytku właściwości użytkowych, zaawansowania procesów destrukcyjnych, a w końcu prognoz trwałości i strategii utrzymania i naprawy obiektu.

Tablica 1. Cechy betonu i ich związek z odpornością na niszczenie

Cechy betonu opisujące jego podstawowe funkcje konstrukcyjne, budowę i skład - związane z trwałością pośrednio			Cechy opisujące transport w betonie	Cechy wyrażające bezpośrednio odporność na czynniki agresywne
Mechaniczne, fizyczne	Opis mikrostruktury	Chemiczne		
Wytrzymałość na ściskanie	Porowatość całkowita	Odczyn	Współczynnik filtracji	Mrozoodporność
Wytrzymałość na rozciąganie/zginanie	Wskaźnik rozmieszczenia porów	Skład matrycy	Współczynniki dyfuzji Cl ⁻ , CO ₂	Odporność na karbonatyzację
Moduł sprężystości	Kształt i ciągłość porów	Skład cieczy porowej	Współczynnik migracji Cl ⁻	Odporność na ASR
Skurcz	Gęstość	Ciepło hydratacji	Nasiąkliwość	Odporność na ścieranie
Pęcznienie	Gęstość objętościowa		Sorpcyjność	Odporność na korozję siarczanową
Rozszerzalność termiczna	Charakterystyka rys		Współczynnik podciągania kapilarnego	Odporność na korozję kwasową
			Wodoszczelność/głębokość penetracji wody pod ciśnieniem	Odporność na inne agresywne czynniki chemiczne
			Współczynniki penetracji gazów (powietrza, tlenu)	

Trzeba tu wyraźnie podkreślić, że na etapie projektowym cechy betonu określane są badawczo w odniesieniu do próbek laboratoryjnych, wykonywanych i badanych w warunkach bądź to wyidealizowanych w stosunku do faktycznych warunków w konstrukcji (np. laboratoryjne warunki pielęgnacji w okresie dojrzewania), bądź też w warunkach zintensyfikowanych w stosunku do faktycznych oddziaływań w konstrukcji (np. szybkie cykle mrożenia, wysokie stężenie agresywnego czynnika). Wyniki takich badań służą wykazaniu zgodności betonu z wymaganiami projektu, specyfikacji, normy czy innego dokumentu odniesienia, wykorzystanego w procesie formalnego i technicznego powstawania obiektu. Nie ma natomiast prostych, uniwersalnych mechanizmów, w postaci

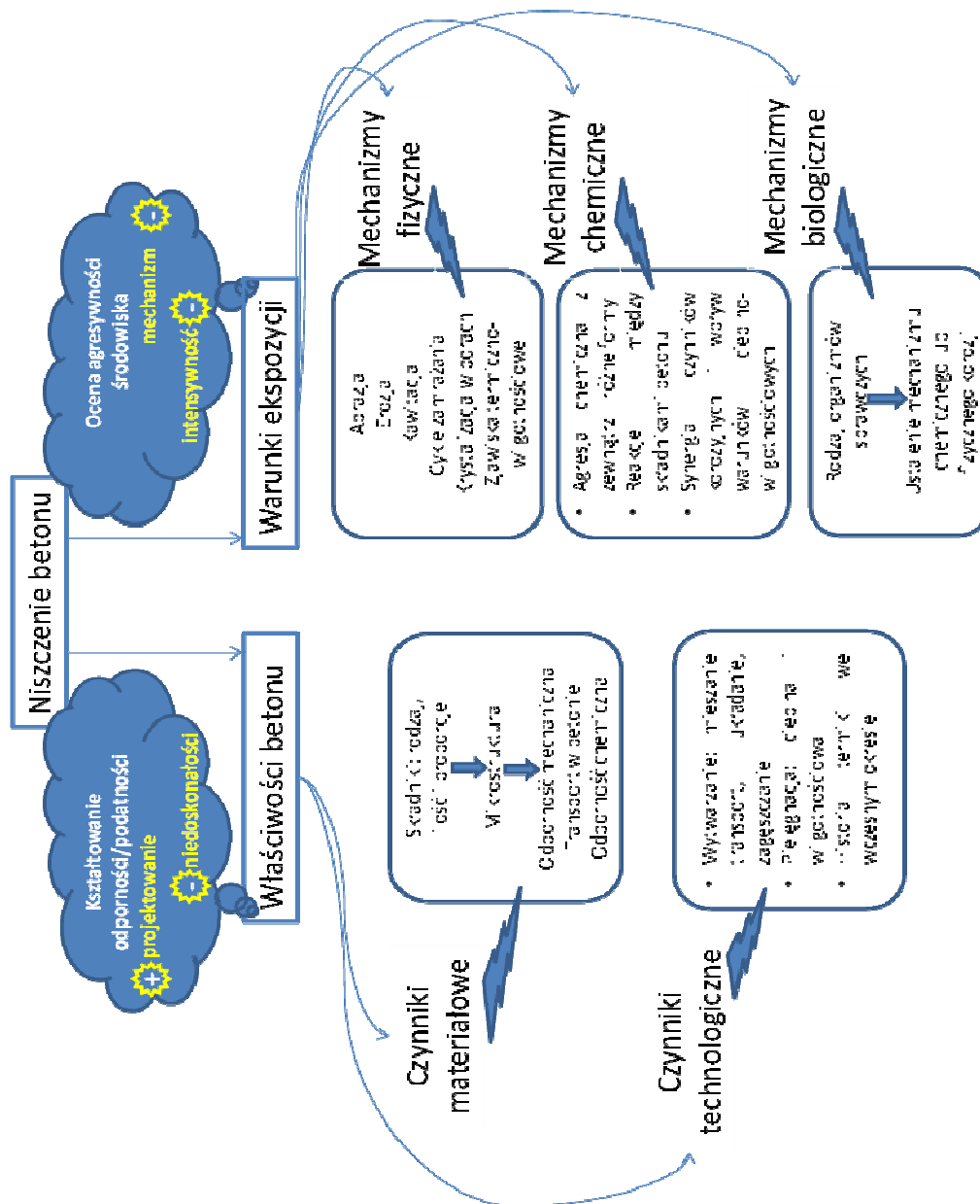
wzorów, modeli zależności czy tablic, które pozwalałyby wynik laboratoryjnego badania z etapu projektowania przeliczać na przebieg destrukcji w eksploatowanym betonie konstrukcji. Najlepiej do takiego celu nadają się cechy opisujące transport w betonie, i w ich przypadku pojawiają się wzory, tab. czy nomogramy służące szacowaniu postępu degradacji. Ale i tu znacznie lepsze jest posłużenie się podobnymi charakterystykami wyznaczonymi na drodze badań „in situ”, bezpośrednio w konstrukcji lub na próbkach wyciętych z konstrukcji.

Tak więc trzeba wyraźnie rozróżnić warsztat badawczy dotyczący projektowania betonu i dotyczący diagnostyki betonu w konstrukcji. W każdym z przypadków przedmiotem oceny są przede wszystkim te same cechy betonu, wymienione w tab. 1, ale metody badań mogą być zupełnie odmienne, ponieważ odmienny jest cel badania. W badaniach diagnostycznych istotą oceny jest stopień zaawansowania diagnozowanych procesów, w następnej kolejności ich przyczyna i – ewentualnie - prognoza ich postępu. Tym celom podporządkowany jest wybór badanych właściwości betonu i dobór metod diagnozy, w tym także metod kompleksowych, które nie skupiają się na określonym procesie, czynniku czy mechanizmie destrukcji a służą ocenie synergicznego skutku różnych współistniejących mechanizmów starzenia.

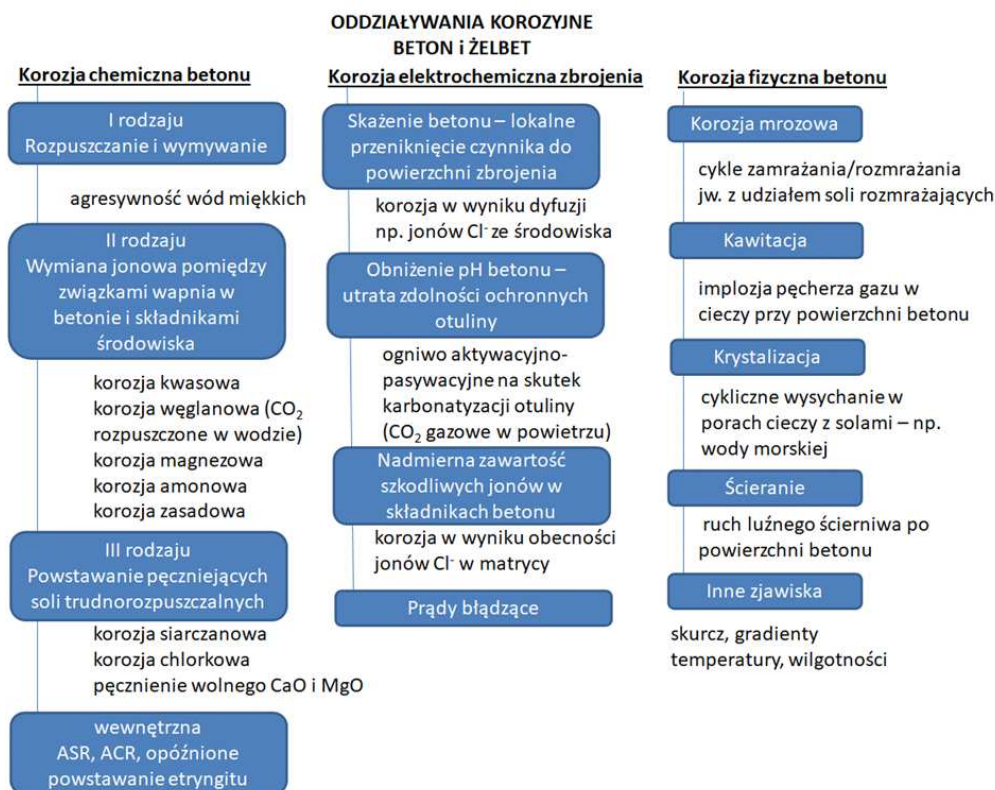
2.2. Mechanizmy degradacji

Niszczenie (degradacja) betonu to proces odbywający się w czasie, polegający na stopniowym pogarszaniu się właściwości, będący wynikiem oddziaływania środowiska i czynników wewnętrznych na materiał ukształtowany w wyniku doboru materiałowego i procesu technologicznego ale obciążony niedoskonałościami, wynikającymi z przebiegu wykonania, jakości materiałów i innych losowych czynników (rys. 4).

Procesy niszczenia betonu, z punktu widzenia mechanizmu można podzielić na dwie główne kategorie: spowodowane zjawiskami fizykomechanicznymi lub spowodowane czynnikami chemicznymi [12] Często wymieniana jest także kategoria czynników biologicznych, ale warto zauważyć, że w tym przypadku żywe organizmy i ich procesy życiowe są najczęściej jedynie źródłem czynnika agresywnego, który inicjuje proces degradacji o mechanizmie chemicznym (np. bakterie siarkowe), czy też znacznie rzadziej - fizykomechanicznym (np. korzenie wrastające w rysy). Oprócz tego, w konstrukcji z betonu zachodzą także procesy chemiczne i fizyczne dotyczące betonu, które wpływają na możliwość wystąpienia korozji chemicznej zbrojenia, a w efekcie wtórnym, z reguły prowadzą do mechanicznej degradacji betonu. Zestawienie oddziaływań korozyjnych w odniesieniu do żelbetu przedstawiono na rys. 5.



Rys. 4. Procesy niszczenia betonu



Rys. 5. Oddziaływania korozyjne wobec betonu i zbrojenia w konstrukcji żelbetowej

Ponieważ niszczenie betonu jest wynikiem interakcji betonu i środowiska (nawet wtedy jeśli mowa jest o korozji wewnętrznej), prawdopodobieństwo wystąpienia uszkodzeń i szybkość ich postępowania zależą zarówno od tego, jak bardzo agresywne jest środowisko, jak i od fizykochemicznej podatności/odporności betonu. W dalszej części opracowania szczególnie omówione zostaną mechanizmy i procesy korozyjne wymienione na rys. 5. Wstępnie sformułowano kilka zasad ogólnych dotyczących przebiegu niszczenia betonu (na podstawie [6]):

- kluczowe jest znaczenie cech opisujących transport cieczy, gazów i jonów w mikrostrukturze betonu, ponieważ każdy z opisanych mechanizmów destrukcji związany jest z transportem;
- niezbędnym czynnikiem większości form niszczenia betonu jest obecność wody w otoczeniu i w porach betonu – w stanie całkiem suchym większość mechanizmów niszczenia nie powoduje istotnych skutków lub po prostu nie może wystąpić (są wyjątki – np. abrazja);
- odporność betonu na destrukcję zależy przede wszystkim od tego, jakie użyto spoiwo do betonu – wiele form destrukcji pod wpływem czynników agresywnych chemicznie jest mniej groźnych w przypadku użycia cementów ze znacznym udziałem składników nie klinkierowych, w tym zwłaszcza typu II, tzn. pucolanowych lub o utajonych właściwościach hydraulicznych;
- dobra odporność betonu zarówno na czynniki fizykomechaniczne jak i chemiczne jest uwarunkowana przede wszystkim zwartą, dobrze zagęszczoną, mało porowatą

mikrostrukturą, uzyskaną w wyniku prawidłowego procesu wbudowania i starannej odpowiednio długo prowadzonej pielęgnacji powierzchniowej (nie wykluczając wewnętrznej) – błędy technologiczne prowadzą do pogorszenia newralgicznej – przypowierzchniowej warstwy betonu, która stanowi swoistą „skórę” betonu, chroniącą zarówno sam beton jak i zbrojenie przed intensywnym działaniem agresywnego środowiska. W tym kontekście trzeba zwrócić uwagę, że wiele cech betonu (np. wytrzymałość, nasiąkliwość objętościowa) dotyczy pewnej jego „objętości” zawartej w próbce, podczas gdy cechy związane z transportem znacznie lepiej charakteryzują strefę przypowierzchniową, ponieważ badanie dotyczy przede wszystkim tej strefy próbki czy konstrukcji.

Zestawienie krótkich charakterystyk mechanizmów i skutków destrukcji betonu przedstawiono w postaci tab. 2. W tablicy zastosowano podział według genezy czynników sprawczych niszczenia betonu, wykraczając znacząco poza zakres środowisk uwzględnionych w PN-EN 206 [13]. Wyróżniono czynniki fizyczne i mechaniczne, czynniki chemiczne (sklasyfikowane według rodzaju korozji betonu – tj. korozji I-go, II-go i III-go rodzaju, za Gruener [14] i Czarnecki, Broniewski [15], z wydzieleniem do osobnej podrupy korozji wewnętrznej) oraz czynniki biologiczne. Do osobnej kategorii przyporządkowano procesy, które dotyczą betonu ale skutkują korozją zbrojenia, a do destrukcji betonu przyczyniają się wtórnie, na skutek pęcznienia produktów korozji stali.

Tablica 2. Mechanizmy niszczenia betonu w czasie eksploatacji – krótka charakterystyka

Mechanizm niszczenia	Opis przebiegu i objawów	Czynniki Sprawcze	Przykłady występowania	Zapobieganie związane z betonem
Niszczenie mechaniczne i fizyczne				
Abrazja	Zużywanie się powierzchniowe betonu na skutek tarcia „na sucho”: przesuwanie, uderzanie (zużycie abrazyjne), toczenie (zużycie toczone) – ubytek masy i wymiarów powierzchniowo lub lokalnie	Ruch pojazdów, maszyn, użytkowników, materiałów sypkich	Nawierzchnie drogowe jezdne i pieszce, monolityczne i prefabrykowane, posadzki przemysłowe, powierzone wewnętrzne zbiorników	odpowiednie zagęszczenie i wykończenie powierzchni, staranna pielęgnacja, Ograniczenie bleedingu
Erozja strumieniowa, udarowo-strumieniowa i hydroabrazja	Zużywanie się powierzchniowe betonu na skutek tarcia płynącej cieczy i cząstek stałych stanowiących zawieszinę w cieczy (omywanie, uderzanie) → ubytek masy i wymiarów powierzchniowo	Zawiesina, zwykle mineralna, najczęściej w wodzie płynącej	Przepusty, kanały, elementy kanalizacji, odwodnienia, budowle hydrotechniczne, filary mostowe, falochrony	odpowiednie zagęszczenie i wykończenie powierzchni, staranna pielęgnacja, Ograniczenie bleedingu
Kawitacja	Niszczenie powierzchni przez falę uderzeniową uwalnianą w wyniku implozji pęcherzy powietrza zawartych w wodzie będącej w ruchu (> 10m/s) przy ich zderzeniu z powierzchnią betonu → lokalne ciśnienie chwilowe do 700 MPa → ubytek masy, wymiarów	Woda płynąca o prędkości > 10 m/s i zawarte w niej pęcherze powietrza	Przelewy zapór, niecki wypadkowe, strome kanały, pochylnie	Projektowanie geometrii obiektu z uwzględnieniem mechaniki płynów; niskie w/c, gładka powierzchnia

Tablica 2. cd

Zamarzanie/rozmarzanie	Cyklicznie: wzrost objętości wody w porach w wyniku przemiany fazowej w lód → naprężenia rozciągające większe niż wytrzymałość na rozciąganie matrycy → zarysowanie → łatwiejszy i głębszy dostęp wody w fazie rozmarzania → propagacja zniszczenia (rysy, łuszczenie powierzchni)	Woda w porach + okresowe przejścia przez 0°C	Powierzchnie niezabezpieczone konstrukcji w warunkach atmosferycznych klimatu obejmującego przejścia przez 0°C	Niskie w/s (w/c), poprawne napowietrzenie, pietlegnacja, mrozoodporne kruszywo
Kryształizacja soli	Kryształizacja soli w porach narażonych na roztwory o dużym stężeniu, przy cyklach zawilgacania i wysychania, prowadząca do lokalnego rozsądzenia porów i łuszczenia	Roztwory soli o wysokim stężeniu	Konstrukcje morskie, obiekty przemysłowe, nawierzchnie drogowe	Niskie w/s (w/c), pietlegnacja,
Skurcz	Zmniejszenie objętości matrycy w wyniku bilansu objętościowego hydratacji (kontrakcja), odparowania nadmiaru wody zarobowej, egzotermicznej natury hydratacji → naprężenia rozciągające → powstanie rys	Naprężenie skurczowe większe niż chwilowa wytrzymałość na rozciąganie	Każdy beton ulega skurczowi ale z różną szybkością i intensywnością	Niskie w/s, rodzaj cementu, włókna, wczesna i intensywna pietlegnacja, modyfikatory ograniczające skurcz lub powodujące ekspansję

Tablica 2. cd

Gradient temperatury eksploatacyjnej	Naprężenia zarysowujące spowodowane różnicą temperatury w obrębie elementu	Długość amplituda temperatury	Nawierzchnie w klimacie o dużej amplitudzie dobowej, termiczne urządzenia technologiczne	Beton o niskiej sztywności i małym współczynniku rozszerzalności termicznej
Szkody ogniowe	Zarysowanie i spalling (w tym eksplozywny) powodowane najpierw ciśnieniem odparowującej wody, a w wyższej temperaturze rozkładem hydratów/kruszyw	Wysoka temperatura	Zdarzenia wyjątkowe - pożar	Niskie w/s, kruszywo węglanowe, włókna
Niszczące chemiczne				
Korozja rodzaju I – hydroliza i rozpuszczanie produktów hydratacji pod wpływem środowiska				
Wymywanie w wodach miękkich i zdemineralizowanych	Dyfuzja jonów Ca^{+} i OH^{-} w porach w stronę od wysokiego stężenia w porach do pobawionego jonów środowiska zewnętrznego → rozpuszczanie hydratów zawierających jony Ca^{+} aby zachować równowagę w roztworze → osłabienie mikrostruktury, wzrost porowatości	Wody miękkie, zdemineralizowane, ubogie w sole, intensyfikujący wpływ rozpuszczonego CO_2	Konstrukcje do transportu wody: rury, kanały, przepusty, obudowy itp., elementy pozostające w kontakcie z wodami podziemnymi lub wypływającymi z podłoża z piaskowców kwarcowych	Dobre zagęszczenie i pielegnacja, niskie w/s

Tablica 2. cd

Korozja rodzaju II – reakcje wymiany jonowej hydrat vs środowisko, z powstaniem produktów rozpuszczalnych			
Agresja wód wysoko zmineralizowanych	Związki magnezu (zwykle $MgSO_4$) w reakcji z portlandytem tworzą brucyt i gips → powoduje to równowagowe uwalnianie wapnia z CSH do roztworu czyli rozkład zaczynu – utrata wytrzymałości	Wody morskie i półsłone bogate w magnez, ścieki z duży stężeniem magnezu	Dobre zagęszczenie i pielegnacja, niskie w/s
Kwasy nieorganiczne i organiczne	Reakcja związków wapnia z kwasami → rozpuszczalne produkty reakcji wymywane z betonu → utrata masy, wytrzymałości, integralności	Silne kwasy, takie jak HCl, HNO_3 , H_2S – roztwory o pH <6,5, roztwory soli kwaśnych (np. amonowych)	Dobre zagęszczenie i pielegnacja, niskie w/s, rodzaj cementu, dodatki mineralne
Korozja węglanowa	CO_2 rozpuszczone w wodzie reaguje z portlandytem → węglan wapnia $CaCO_3$ → dalsza reakcja z rozpuszczonym CO_2 → kwaśny węglan wapnia $Ca(HCO)_3$ → rozpuszczanie w cieczy porowej → ługowanie z betonu → utrata masy i wytrzymałości ale poprzedzona przejściowym wzrostem z powodu zagęszczenia struktury węglanem wapnia	Wody zawierające tzw. CO_2 agresywny (nadmiar w stosunku do ilości równowagowej wynikającej z obecności kwaśnego węglanu)	Dobre zagęszczenie i pielegnacja, niskie w/s, rodzaj cementu
		Konstrukcje morskie, instalacje przemysłowe	
		Obiekty przemysłowe, instalacje kanalizacyjne, obiekty rolnicze	
		Wody bagienne i torfowiskowe, ścieki przemysłowe	

Tablica 2. cd

Korozja amonowa	Portlandyt reaguje z solami aminowymi, tworząc rozpuszczalne sole wapniowe z wydzieleniem amoniaku – wzrost porowatości, spadek wytrzymałości	Sole amonowe np. azotan, chlorek, siarczan, kwaśny węglan	Obiekty przemysłowe, obiekty rolnicze inwentarskie	Dobre zageszczenie i pielęgnacja, niskie w/s, rodzaj cementu
Korozja zasadowa	Wysoko stężone silne zasady mogą prowadzić do zmian rozpuszczalności hydratów oraz do powstawania specyficznych faz monosiarczanowych zawierających jony sodu, co prowadzi do pęcznienia	Zasady sodowa i potasowa o stężeniu >25%; w podwyższonej temp. – agresywne już > 10%	Technologiczne urządzenia przemysłowe	Dobre zageszczenie i pielęgnacja, niskie w/s, korzystne kruszywo wapienne
Korozja rodzaju III – powstawanie pęczniących soli trudno rozpuszczalnych pod wpływem reagentów ze środowiska				
Agresja siarczanowa	Reakcja portlandytu i uwodnionych glinianów wapnia z powstaniem igielkowatego etryngitu (soli Candlota) i płytkowego monosiarczanu – obu z dużą ilością krystalicznie związanej wody → wypełnianie porów (przejęciowe uszczelnienie) a następnie rozsądzanie → postępująca kompleksowa destrukcja matrycy; szczegóły mechanizmu zależą od rodzaju siarczanu i stężenia oraz ilości glinianów w betonie	Wszelkie roztwory zawierające jony siarczanowe, w tym siarczany metali (istotna rola kationów), kwas siarkowy, siarczan amonu (te ostatnie powodują agresję mieszaną)	Zasiarczone wody gruntowe i wody płynące; wody kopalniane, spływy powierzchniowe rolne; ścieki przemysłowe i komunalne	Cement siarczanoodporny, dodatki mineralne – zwłaszcza żużel, niskie w/c, pielęgnacja

Tablica 2. cd

<p>Agresja chlorkowa</p>	<p>Chlorki (np. sodu) reagują z portlandytem z powstaniem chlorku wapnia → chlorek wapnia dalej reaguje z portlandytem i glinianowymi składnikami matrycy z utworzeniem soli Friedla → wypełnianie porów (przejęciowe uszczelnienie) a następnie pęknięcie → destrukcja ale mniej intensywna niż w przypadku siarczanowej</p>	<p>Roztwory o wysokim stężeniu jonów chlorkowych</p>	<p>Woda morską, wody kopalniane, nawierzchnie traktowane chlorkowymi środkami odśnieżającymi</p>	<p>Cement o niskiej zawartości C3A</p>
<p>Korozja wewnętrzna betonu</p>				
<p>Reakcja alkalia-krzemionka</p>	<p>Reakcja aktywnych form krzemionki zawartych w ziarnach kruszywa z wodorotlenkami sodu i potasu zawartymi w cieczy porowej, których źródłem są składniki betonu – głównie cement i dodatki → powstanie pęczniącego żelu alkaliczno-krzemionkowego → pęknięcie ziaren kruszywa i matrycy</p>	<p>Kruszywo z aktywną formą krzemionki + dostęp alkaliów + zawilgocenie + odpowiednia temperatura; Dostęp alkaliów z zewnątrz intensyfikuje przebieg</p>	<p>Każdy element betonowy zawierający reagenty w sprzyjających reakcji warunkach – np. nawierzchnie drogowe</p>	<p>Cementy niskoalkaliczne, dodatki popiołu lotnego i żużla, kruszywo niereaktywne, modyfikatory (np. związki litu) zmieniające produkty reakcji w mniej pęczniące</p>
<p>Reakcja alkalia - węglany</p>	<p>Reakcja ziaren dolomitu lub wapienia z alkaliąmi przebiegająca głównie na powierzchni ziaren – efekty mniej groźne niż w przypadku ASR</p>	<p>Głównie dolomitowe kruszywo</p>	<p>j.w. – rzadkie występowanie</p>	<p>-</p>

Tablica 2. cd

Opóźnione powstawanie etryngitu	Ponowne powstawanie etryngitu w betonie w jakiś czas po zakończeniu obróbki cieplnej w temp > 65°C	Temp. > 65°C w trakcie pielęgnacji i wysoka zawartość siarczanów w cemencie	Prefabrykаты produkowane w warunkach intensywnej obróbki cieplnej (np. sprężone podkłady kolejowe)	Cement o niskiej zawartości siarczanów, niska temperatura obróbki cieplnej
Powstawanie taumazytu	Reakcja uwodnionych krzemianów z jonami SO_4^{2-} i CO_3^{2-} w warunkach wilgotnych i chłodnych → produkt jest miękki, papkowaty →dezintegracja CSH	Rozpuszczalne siarczany i źródło węglanów, np. kruszywo węglanowe + niska temperatura (0-10°C)	Elementy schowane w gruncie, wilgotne, w temp. poniżej 15°C z kruszywem wapiennym, dolomitowym	Kruszywo nie węglanowe, zamienniki cementu takie jak popiół lotny, niskie w/s
Pęcznienie wolnego CaO lub MgO	Opóźniona reakcja wapna z wodą – egzotermiczna i ze wzrostem objętości powodującym pękanie	Zbyt wysoka zawartość wolnego wapna w składnikach	-	Ograniczenie zawartości CaO/MgO w cemencie, dodatkach mineralnych
Niszczzenie biologiczne				
Metabolizm mikroorganizmów i organizmów	Bakterie lub inne organizmy, bytujące na powierzchni betonu, mogą wytwarzać w wyniku metabolizmu związki agresywne chemicznie, najczęściej związki siarki lub kwasy: bakterie siarkowe, gąbki słodkowodne i ślimaki, skątotocza morskie	Środowisko sprzyjające rozwojowi kolonii organizmów: wilgoć, temperatura, dostęp pokarmu	Systemy kanalizacyjne, rury, tunele, zbiorniki, obiekty oczyszczalni ścieków	Cementy siarczanoodporne, niskie w/s, pielęgnacja, dodatki „antybakteryjne”

Tablica 2. cd

Niszczenie mechaniczne	Rozrost roślin w szczelinach/rysach	Środowisko sprzyjające rozwojowi organizmów	Fundamenty, nawierzchnie,	-
Procesy dotyczące betonu – powodujące korozję zbrojenia w betonie				
Karbonatyzacja	Gazowy CO ₂ dyfunduje w porach betonu → reakcja z portlandytem w warunkach średniej wilgotności → krystalizacja węgla wapnia w porach → uszczelnienie mikrostruktury ale obniżenie pH strefy skarbonatyzowanej → utrata zdolności pasywacyjnej otuliny wobec stali → korozja zbrojenia	Atmosferyczne stężenie CO ₂ i wilgotność betonu w zakresie ok. 30-80%	Każdy niezabezpieczony powierzchniowo beton cementowy	Niskie w/s, rodzaj cementu, doszczelnienie matrycy mikrododatkami, intensywna pielęgnacja wczesna
Penetracyjne skażenie otuliny	Dyfuzja jonów ze środowiska przez otulinę → osiągnięcie krytycznego stężenia czynnika agresywnego na powierzchni zbrojenia → inicjacja korozji	Gradient stężeń pomiędzy środowiskiem i otuliną betonową zbrojenia	Elementy żelbetowe w środowisku obciążonym np. jonami chlorkowymi – budowle morskie, elementy narażone na środki odładowe itp.	Niskie w/s, rodzaj cementu, doszczelnienie matrycy, migrujące inhibitory korozji
Czynniki agresywne w składnikach betonu	Jeśli wyjściowe stężenie czynnika korozyjnego w betonie (np. chlorków) jest wystarczające do depastywacji stali, inicjacja korozji zbrojenia jest bardzo szybka	Stężenie czynnika agresywnego łącznie ze wszystkich składników wyższe od krytycznego	Wyłączenie w wyniku błędów na etapie doboru składników i składu	Klasy zawartości chlorków w betonie wg PN-EN 206 (powód zaniechania stosowania CaCl ₂ jako domieszki przeciwmrozowej)

2.3 Uwzględnianie zagrożenia korozją w ujęciu normy PN-EN 206

W podejściu normowym, według PN-EN 206 [13], w projektowaniu betonu uwzględniono tylko część mechanizmów korozyjnych, które mogą wystąpić w eksploatacji betonu.

Korozja chemiczna uwzględniona jest w ramach klas ekspozycji XA i obejmuje 5 czynników agresywnych (tab. 2 wg PN EN 206 [13]). Warto zwrócić uwagę, że tabela definiująca klasy ekspozycji ściśle definiuje nie tylko zakresy stężeń odpowiadających klasom od XA1 do XA2, ale także źródło pochodzenia czynnika agresywnego, tj. woda gruntowa lub grunt. Zapisy normowe ograniczają klasyfikację także w zakresie temperatury wody/gruntu 5-25°C oraz przepływu cieczy tak wolnego, że można ją uznać za wodę stojącą. Takie podejście jest powodem częstych wątpliwości natury formalnej: czy podaną klasyfikację można przyjąć także w przypadku innych źródeł pochodzenia czynnika agresywnego, nie wymienionych w PN-EN 206 [13], takich jak np. środowiska przemysłowe (ścieki, ciecze technologiczne, wody powierzchniowe), a ponadto jak uwzględnić w tej sytuacji kwestię dodatkowego wpływu ruchu cieczy w przypadku wód płynących czy też przepływu w urządzeniach technologicznych. Powszechnie w tej sytuacji projektanci i autorzy specyfikacji korzystają z klas A1-A3 szerzej niż wynika to z zapisów normowych, w tym także przyjmując o stopień wyższą klasę niż wynika to ze stężeń, w przypadku wystąpienia wspomnianych wyżej dodatkowych czynników, nie uwzględnionych w normie.

Tablica 3. Klasy ekspozycji związane z agresją chemiczną wg PN-EN 206 [13]

Czynnik agresywny	Metoda badania wg	Klasa ekspozycji wg PN-EN 206		
		A1	A2	A3
Woda gruntowa				
SO ₄ ²⁻ [mg/l]	EN 196-2	200÷600	>600÷3000	>3000
pH	ISO 4316	6,5÷5,5	>5,5÷4,5	>4,5÷4,0
CO ₂ agresywny [mg/l]	EN 13577	15÷40	>40÷100	>100 do nasycenia
NH ₄ ⁺ [mg/l]	ISO 7150-1	15÷30	>30÷60	>60÷100
Mg ²⁺ [mg/l]	EN ISO 7980	300÷1000	>1000÷3000	>3000 do nasycenia
Grunt				
SO ₄ ²⁻ całkowite ^{a)} [mg/l]	EN 196-2 ^{b)}	200÷3000 ^{c)}	>3000÷12000	>12000÷24000
Kwasowość wg Baumanna-Gullyego [ml/kg]	EN 16502	>200	Nie spotykane w praktyce	
<small>a) Grunty gliniaste o wsp. przepuszczalności poniżej 10⁻⁵ mogą być przesunięte do niższej klasy b) Metod badania przez ekstrakcję SO₄²⁻ kwasem HCl; alternatywnie można ekstrakcję wodną jeśli był stosowana w miejscu stosowania betonu c) W przypadku gdy istnieje ryzyko akumulacji jonów SO₄²⁻ w betonie na skutek cykli nawilżania-wysychania lub podciągania kapilarnego, wartość graniczną 3000 mg/l należy zmniejszyć do 2000mg/l</small>				

Poważnym kłopotem jest także całkowity brak uwzględnienia w normie PN-EN 206 [13] agresji związanej z oddziaływaniem czynników w postaci gazowej, co ma często miejsce w obiektach produkcyjnych, w zbiornikach i kanałach oczyszczalni ścieków oraz wielu innych obiektach. Z braku innych źródeł, autorzy niniejszego opracowania rekomendują korzystanie z oszacowań proponowanych w archiwalnej polskiej normie PN-B-01800 [16] i kolejnych z tej serii (tab. 4).

Tablica 4. Agresywne oddziaływanie gazów na beton wg normy archiwalnej PN-B-01800:1980 [16]

Grupa intensywności agresji	Rodzaj gazu i stężenie mg/m ³	Stopień agresywnego oddziaływania gazów na rodzaj konstrukcji w zależności od wilgotności względnej powietrza LA – niski (low); MA – średni (midium); HA – wysoki (high)					
		Betonowa			Żelbetowa		
		RH < 60%	RH = 60-75%	RH > 75%	RH < 60%	RH = 60-75%	RH > 75%
A	CO ₂ < 2000	Brak agresji	Brak agresji	Brak agresji	Brak agresji	Brak agresji	LA
	SO ₂ < 0,5						
	HF < 0,05						
	H ₂ S < 0,05						
	NO ₂ < 0,1						
	Cl ₂ < 0,1						
	HCl < 0,05						
B	CO ₂ ≥ 2000	Brak agresji	Brak agresji	LA	Brak agresji	LA	MA
	SO ₂ : 0,5 ÷ 10						
	HF: 0,05 ÷ 5						
	H ₂ S: 0,01 ÷ 5						
	NO ₂ : 0,1 ÷ 5						
	Cl ₂ : 0,1 ÷ 1						
	HCl: 0,05 ÷ 5						
C	SO ₂ : 10 ÷ 200	LA	MA	MA	LA	MA	HA
	HF: 5 ÷ 10						
	H ₂ S: 5 ÷ 100						
	NO ₂ : 5 ÷ 25						
	Cl ₂ : 1 ÷ 5						
	HCl: 5 ÷ 10						
D	SO ₂ ≥ 200	MA	HA	HA	MA	HA	HA
	HF ≥ 10						
	H ₂ S ≥ 100						
	NO ₂ ≥ 25						
	Cl ₂ ≥ 5						
	HCl ≥ 10						

Norma ta, jakkolwiek wycofana ze zbioru norm wiele lat temu, stanowi jednak cenne źródło uporządkowanej wiedzy technicznej, która stanowić może podstawę działań tak projektowych jak i diagnostycznych.

Oprócz czynników chemicznych w klasach XA, w normie PN-EN 206 [13] ujęte są także pewne regulacje dotyczące chemicznego oddziaływania korozyjnego jonów chlorkowych oraz karbonatyzacji.

W zakresie wpływu chlorków rozróżnione są w PN-EN 206 [N19] cztery ogólne przypadki: działanie na beton jonów chlorkowych zawartych w wodzie morskiej (klasy XS),

działanie jonów chlorkowych nie pochodzących z wody morskiej (klasy XD), działanie środków odladzających (w domyśle – chlorkowych ale nie tylko) jako czynnik intensyfikujący fizyczną korozję mrozową (klasy XF) oraz efekt chlorków zawartych w betonie, a pochodzących sumarycznie od wszystkich składników betonu (klasy zawartości chlorków). Klasy XD, XS i XF nie odnoszą się do stężenia chlorków, wiążąc stopień zagrożenia degradacją z kierunkiem, intensywnością i sposobem zawilgożenia (suche, umiarkowanie zawilgocone, stale mokre, okresowo zawilgocone itp.). W odniesieniu do klas zawartości chlorków podane są graniczne wartości maksymalnej zawartości łącznej chlorków w betonie, wyrażane jako procent masy cementu (tab. 5).

Tablica 5. Klasy zawartości chlorków w betonie wg. PN-EN 206 [13]

Zastosowanie betonu	Klasa zawartości chlorków ^a	Maks. zawartość Cl ⁻ [% m.c.] ^a
Bez zbrojenia stalowego lub innych elementów metalowych	Cl 1,00	1,00
Ze zbrojeniem stalowym lub innymi elementami z metalu	Cl 0,20	0,20
	Cl 0,40	0,40
Ze stalowym zbrojeniem sprężającym	Cl 0,10	0,10
	Cl 0,20	0,20

a klasa zawartości chlorków odpowiednia dla betonu o specjalnym zastosowaniu zależy od postanowień przyjętych w kraju stosowania betonu

b w przypadku stosowania dodatków typu II i ich uwzględnieniu w masie cementu, zawartość chlorków odnosi się do całkowitej masy cementu i uwzględnionych dodatków

Warto zwrócić uwagę, że podane graniczne zawartości jonów chlorkowych pochodzących ze składników nie są jednoznacznie tożsame z sumaryczną dopuszczalną (tzn. bezpieczną korozyjnie) ilością chlorków, które mogą wnikać w beton drogą migracji, aczkolwiek często przyjmuje się tak w działaniach diagnostycznych i prognostycznych dotyczących trwałości. Chlorki zawarte w składnikach betonu mogą być związane chemicznie i ich wpływ na procesy korozyjne jest bardziej złożony i rozciągnięty w czasie, podczas gdy chlorki ze środowiska migrują w postaci jonowej w wodzie, co ułatwia ich korozyjne działanie. Pomimo tych zastrzeżeń, przyjmowanie w diagnostyce i prognozach trwałości wspólnej granicy zawartości chlorków, sumarycznej - niezależnie od źródła ich pochodzenia, jest błędem w stronę bezpieczną.

W zakresie zagrożenia degradacją karbonatyzacyjną norma PN-EN 206 [13] odnosi się jedynie do naturalnych – atmosferycznych stężeń dwutlenku węgla, różnicując klasy XC1 do XC4 jedynie pod względem intensywności i sposobu zawilgożenia betonu, jako czynników istotnie wpływających na szybkość postępu jego karbonatyzacji.

Zapewnienie trwałości betonu w ujęciu normy PN-EN 206 [13] dotyczy aspektu materiałowego i polega na ustaleniu właściwej dla analizowanego przypadku klasy ekspozycji (lub kombinacji klas) i uwzględnieniu wymagań wobec składu i cech betonu, wskazanych w normie oraz jej Krajowym Uzupełnieniu (PN-B-06265 [17]). Wymagania w każdej z klas dotyczą: maksymalnej dopuszczalnej wartości w/c, minimalnej zawartości cementu w betonie, minimalnej klasy wytrzymałości na ściskanie oraz doboru zalecanego rodzaju cementu. W niektórych klasach pojawiają się dodatkowe rekomendacje dotyczące jakości kruszywa (XF i XM), napowietrzenia betonu (XF) czy też siarczanoodporności cementu (klasy XA jeśli wynikają z zawartości siarczanów). Oprócz ochrony materiałowej wynikającej z zasad normy PN-EN 206 [13], zapewnienie trwałości konstrukcji z betonu

wymaga także uwzględnienia ochrony konstrukcyjnej wg zasad Eurokodu 2 (grubość otuliny i maksymalna szerokość rysy w klasach ekspozycji) oraz rozważenia potrzeby ochrony powierzchniowej betonu wg zasad norm serii PN-EN 1504 [18].

Podejście normy PN-EN 206 [13] do ochrony materiałowej nie zakłada sprawdzania trwałości w warunkach badania odporności na czynniki agresywne. Takie sformułowanie wymagań w normie czyni trudniejszym powiązanie badawcze etapu projektowania betonu z etapem diagnostycznym. Na etapie projektowania wymagania normowe wobec stwardniałego betonu stawia się zwykle w stosunku do cech wytrzymałościowych. Najnowsze „Krajowe uzupełnienie do normy PN-EN 206” [17] rozszerza te możliwości o zdefiniowanie i formalne ustanowienie stopni mrozoodporności do F300, które stanowią miarę odporności na korozję mrozową. Oprócz tego istnieje szereg norm, które pozwalają przeprowadzić w ustalony sposób badanie odporności na różne czynniki agresywne, ale nie zawierają żadnych odniesień do oceny wyniku, czy też przyporządkowania go do wymagań wynikających z okoliczności eksploatacyjnych. Miejscem formułowania takich wymagań powinny być regulacje branżowe, takie jak na przykład „Wzorce i standardy (WiS) rekomendowane przez Ministra właściwego ds. transportu”, które jednak, podobnie jak normy, są przeznaczone do dobrowolnego stosowania. Oznacza to, że nie stanowią one obligatoryjnych przepisów techniczno-budowlanych (PTB) w rozumieniu ustawy – Prawo budowlane oraz że nie zwalniają osób wykonujących samodzielne funkcje techniczne w budownictwie z odpowiedzialności zawodowej. Przykładowo, w WiS WR-M-32 „Wytyczne projektowania zabezpieczenia antykorozyjnego betonowych elementów drogowych obiektów inżynierskich” [19], jako cechy mierzalne, służące do kontroli wymagań w zakresie trwałości wykorzystano, oprócz klasy wytrzymałości na ściskanie, tylko dwie charakterystyki: stopnie mrozoodporności wg PN-B-06265 [17] oraz głębokość penetracji wody pod ciśnieniem wg PN-EN 12390-8 [20] (tab. 6).

Tablica 6. Wymagania dotyczące betonu wg WiS WR-M-32 „Wytyczne projektowania zabezpieczenia antykorozyjnego betonowych elementów drogowych obiektów inżynierskich” (na podstawie [19])

Wymaganie podstawowe			
Funkcja i zbrojenie betonu	Klasa ekspozycji	Klasa wytrzymałości na ściskanie	
Beton konstrukcyjny (BK)	każda	Zgodna z projektem i z klasami ekspozycji	
Beton sprężony	każda	≥ C30/37	
Beton inny niż sprężony	każda	≥ C25/30	
Wymagania dodatkowe			
Szczegółowe warunki ekspozycji środowiskowej		Stopień mrozoodporności	Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem wg PN-EN 12390-8, [mm]
BK narażony na zamrażanie-rozmrażanie	XF1	≥F100	-
	XF2 i XF3	≥F150	-
	XF4	≥F200	-
BK narażony na środowisko agresywne chemicznie	XA1	-	≤60
	XA2	-	≤50
	XA3	-	≤40
BK narażony na korozję spowodowaną chlorkami	XD	-	≤40
	XS	-	

Jak widać z powyższego przeglądu metody diagnostyki korozyjnej i oceny stanu zaawansowania procesów korozyjnych w obiekcie eksploatowanym muszą opierać się nie tylko na narzędziach wykorzystywanych w projektowaniu betonu, w odniesieniu do których sformułowano wymagania wobec ocenianego betonu. Konieczne jest w tym celu szczegółowe rozpoznanie rodzaju, mechanizmu i skutków korozji, z wykorzystaniem metod i procedur często nienormowych, ściśle związanych z określonym urządzeniem lub autorskich wynikających z wiedzy i doświadczenia diagnosty, zawsze dobranych do rodzaju uszkodzeń i przewidywanej przyczyny głównej i przyczyn ubocznych uszkodzenia.

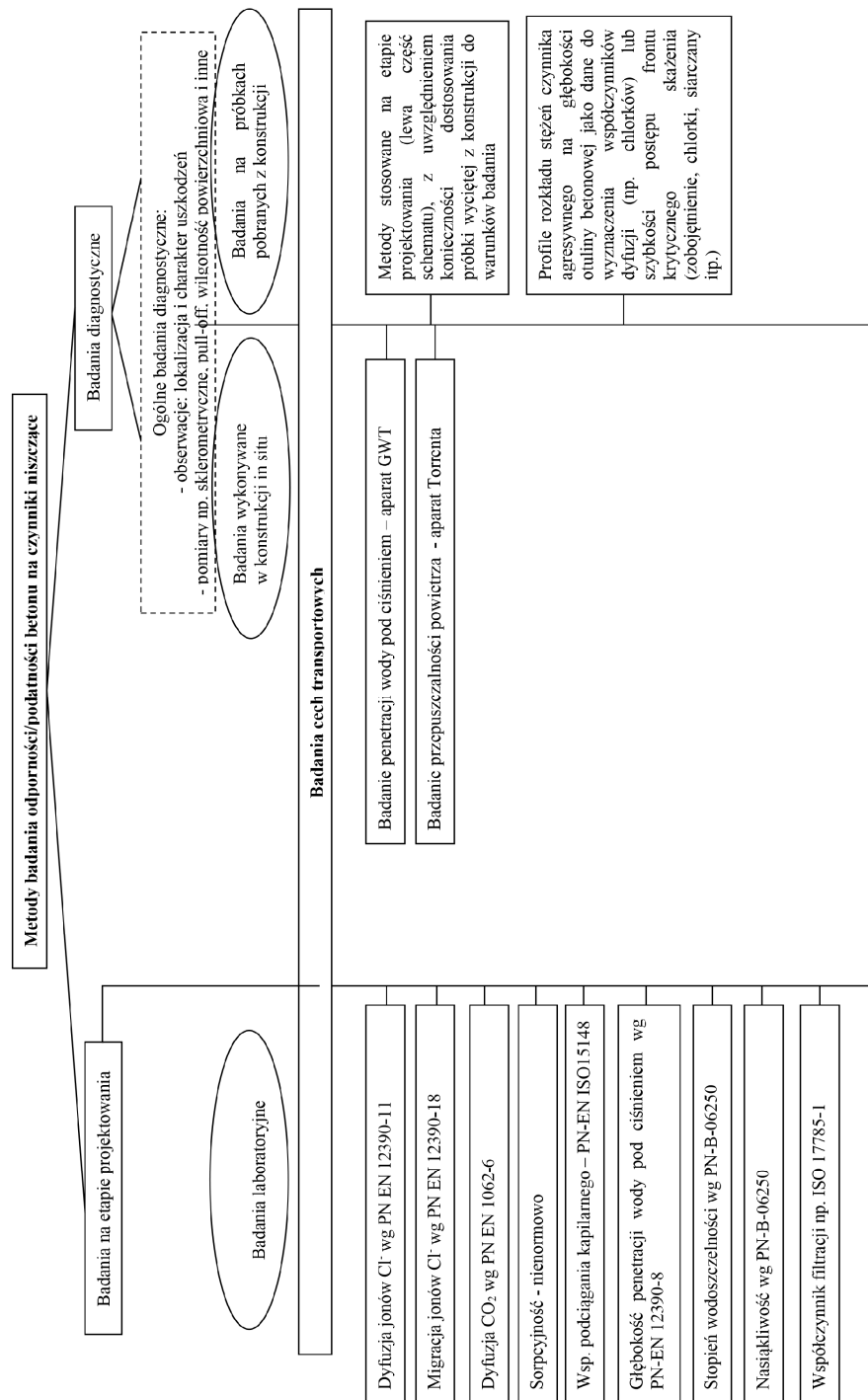
3. Badania betonu związane z korozją - etap projektowania/wykonywania vs etap diagnostyczny

Badania betonu związane z określeniem przyczyn, przebiegu i skutków oddziaływania różnych czynników niszczących wykonywane są zarówno na etapie projektowania, doboru materiałowego i wznoszenia obiektu, jak i na etapie eksploatacji obiektu, przewidywania resztkowego czasu użytkowania, planowania strategii utrzymania, projektowania napraw i remontów obiektu. Metody badawcze, które można wykorzystać na obu etapach są generalnie podobne, ale występuje szereg różnic. Na pierwszym etapie generalnie dominują badania przeprowadzane na próbkach wykonanych specjalnie do tego celu podczas projektowania lub w toku kontroli wykonawczej. W etapie eksploatacyjnym badania dotyczą bądź to próbek pobranych (wyciętych, odkutych) z konstrukcji i badanych laboratoryjnie, bądź też badania odbywają się „in situ” bezpośrednio na betonie obiektu.

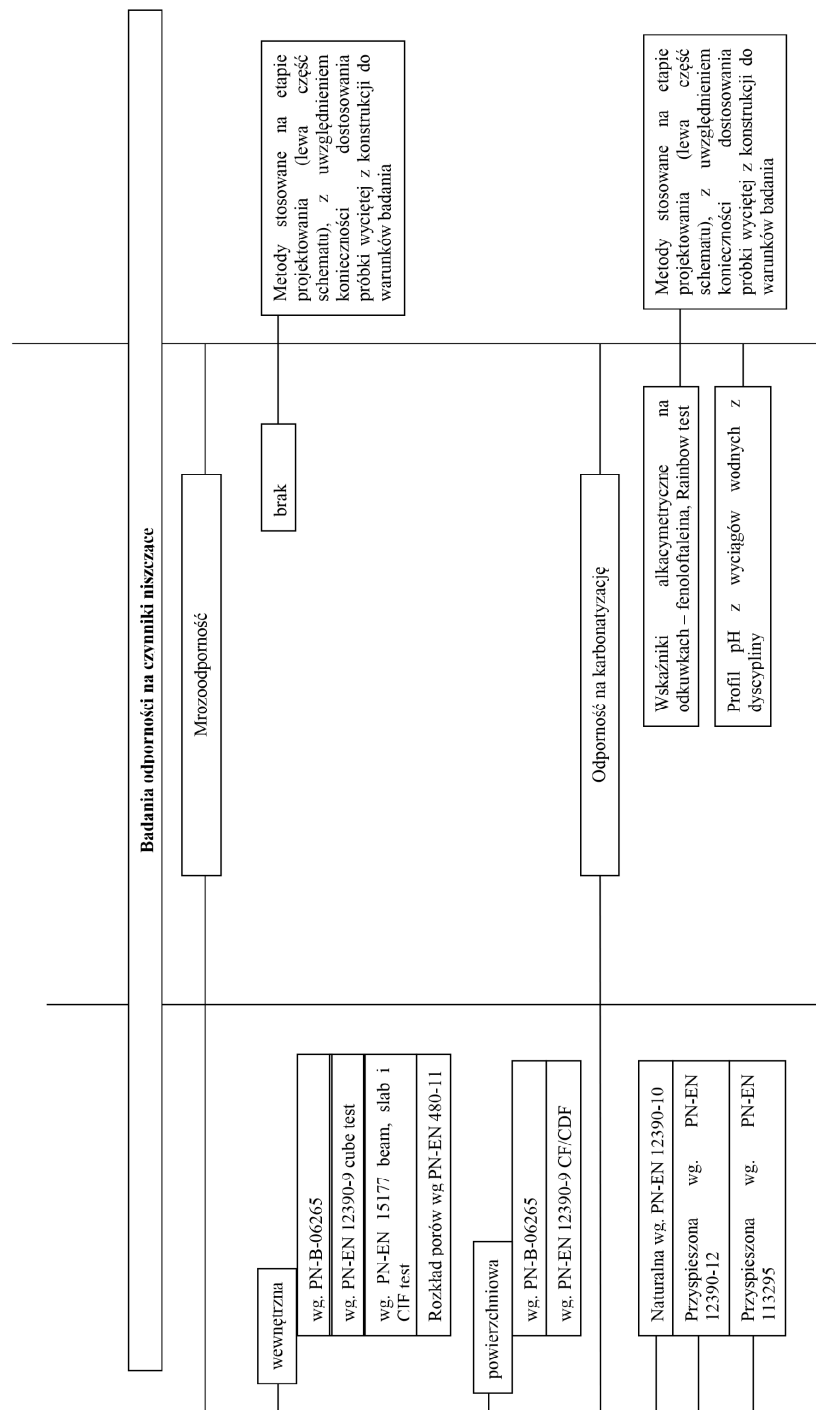
Metody badań próbek laboratoryjnych z etapu 1 w większości można także wykorzystać w badaniach diagnostycznych, ale sens takiego badania i interpretacja jego wyników mogą być całkowicie różne. próbki pobrane z konstrukcji, to beton, który ma za sobą jakiś okres eksploatacji, a zatem i przemian, które jej towarzyszą – zarówno starzeniowych negatywnych, jak i – rzadziej – korzystnych. Tak więc np. badanie mrozoodporności takiej próbki nie może służyć potwierdzeniu, że beton miał stopień mrozoodporności F150. Natomiast przeprowadzenie takiego badania i jego wynik mogą być cenne np. z punktu widzenia prognozy dalszego użytkowania czy też prognozy trwałości elementu.

Na etapie diagnostycznym korzysta się natomiast z całej gamy metod, których głównym celem jest identyfikowanie skutku i przyczyny zaobserwowanego niszczenia betonu, w tym przede wszystkim badania skażenia chemicznego, obrazu zniszczeń w mikrostrukturze oraz zmian właściwości w wyniku procesu niszczenia. Na schemacie (rys. 6) przedstawiono przegląd metod badawczych stosowanych w obu etapach – projektowym i diagnostycznym.

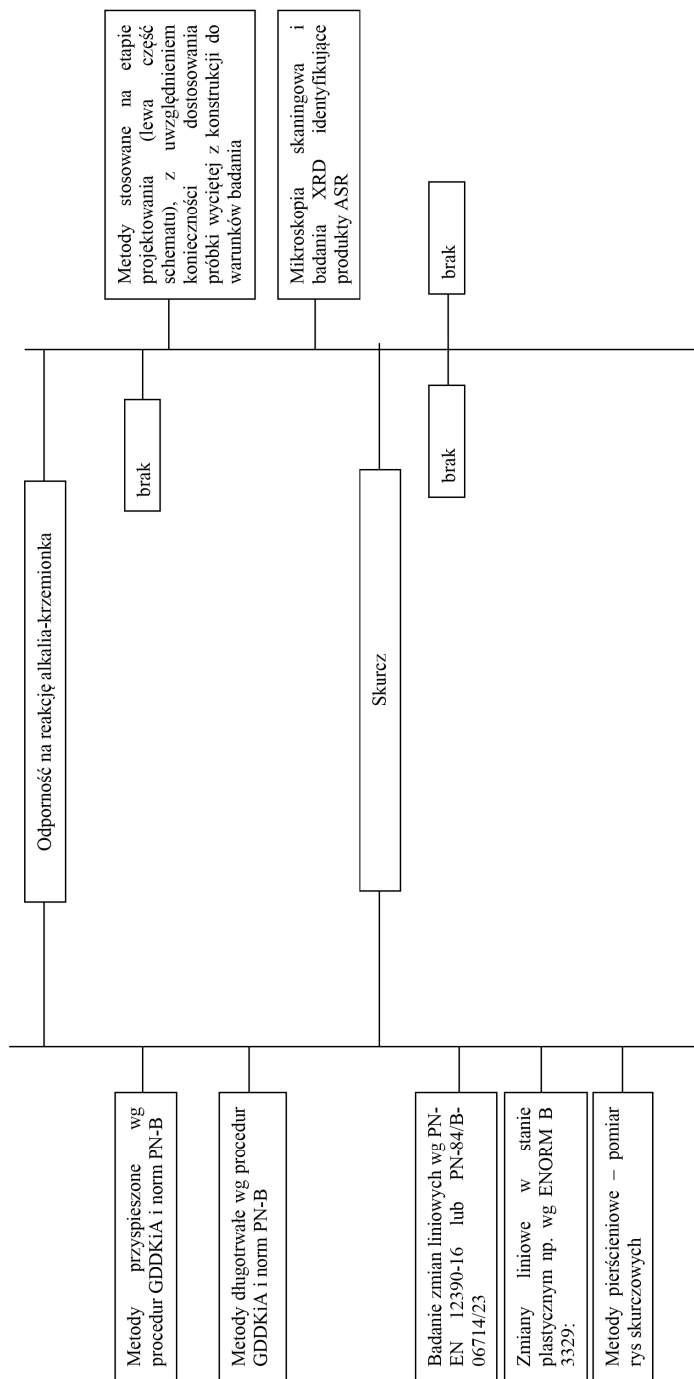
W kolejnych rozdziałach omówiono wybrane z wymienionych metod bardziej szczegółowo – rozdz. 4 poświęcono badaniom wykonywanym na etapie projektowania i wznoszenia obiektu a rozdział 5 – badaniom wykonywanym na etapie diagnostyki betonu eksploatowanego.



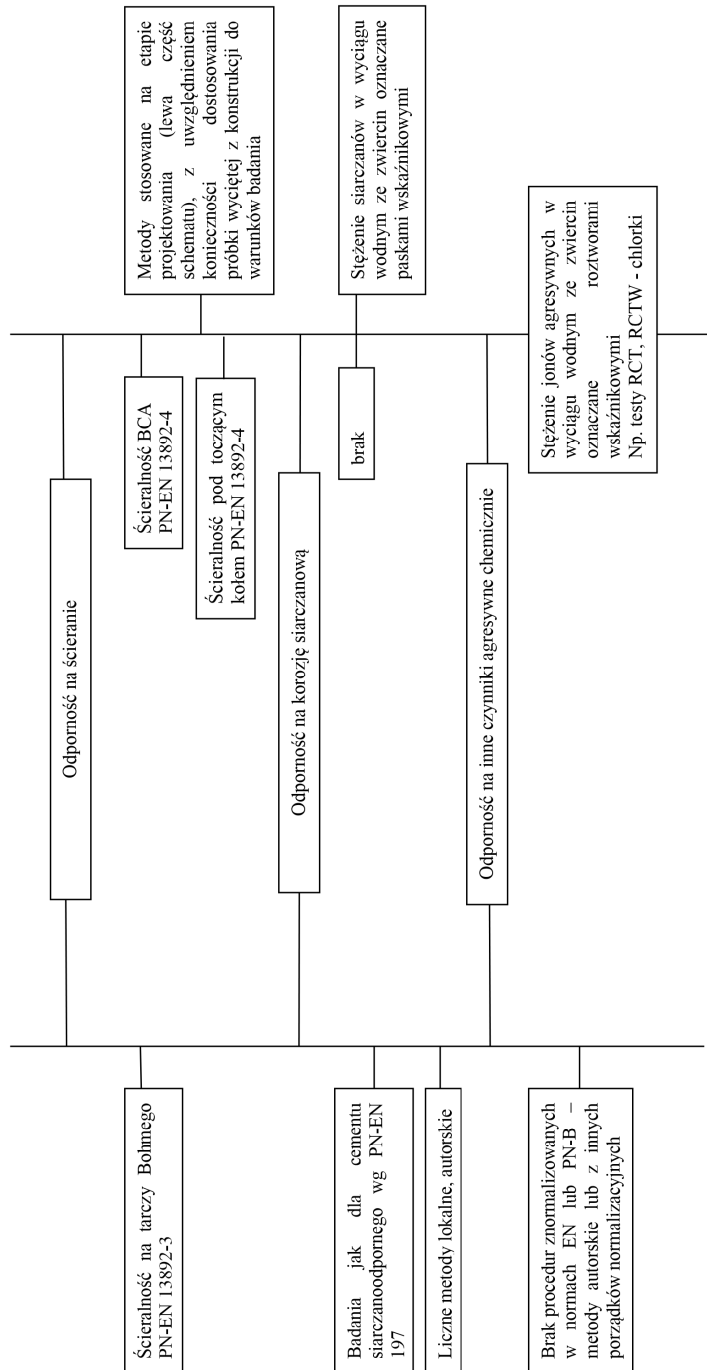
Rys. 6. Metody badań i diagnostyki odporności/podatności betonu na czynniki niszczące



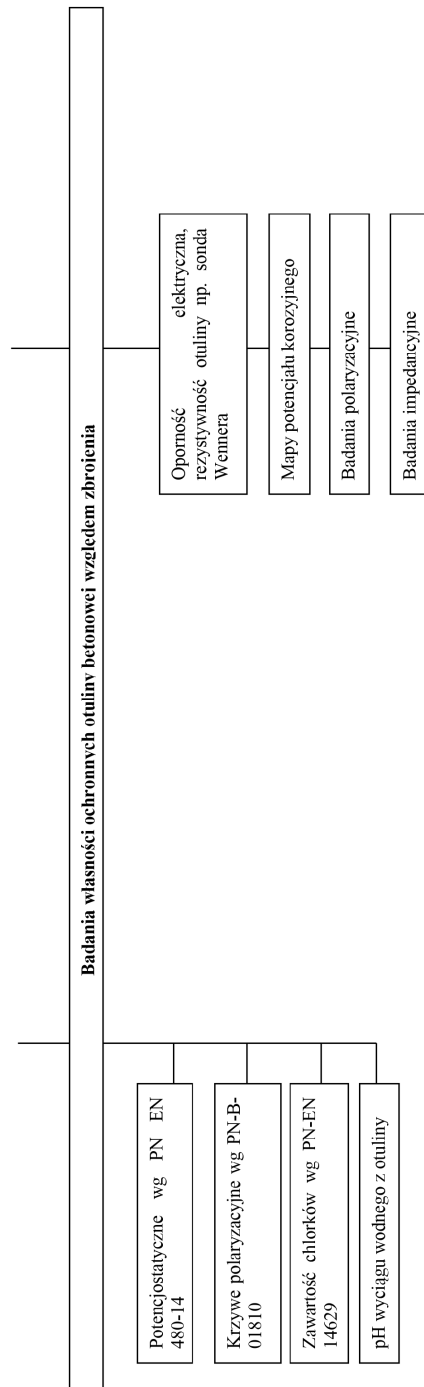
Rys. 6. cd. Metody badań i diagnostyki odporności/podatności betonu na czynniki niszczące



Rys. 6. cd. Metody badań i diagnostyki odporności/podatności betonu na czynniki niszczące



Rys. 6. cd. Metody badań i diagnostyki odporności/podatności betonu na czynniki niszczące



Rys. 6. cd. Metody badań i diagnostyki odporności/podatności betonu na czynniki niszczące

4. Badania betonu związane z korozją wykonywane na etapie projektowania/wykonywania

4.1 Przewidywanie odporności betonu na oddziaływania fizyczne

4.1.1 Badania mrozoodporności

W polskich warunkach atmosferycznych powszechnie występującym oddziaływaniem jest cykliczne zamarzanie i rozmarzanie wody zawartej w strukturze betonu - około 100 przejść przez 0°C w ciągu roku. Woda zmieniając stan skupienia zwiększa swoją objętość o około 9%, co może mieć destrukcyjny wpływ na beton. Beton mrozoodporny jest odporny na działanie cyklicznego zamarzania i rozmarzania przy udziale środków odladzających lub bez ich udziału.

Metody badania mrozoodporności (Tab.7) można podzielić uwzględniając dwa kryteria podziału:

- ✓ Charakter metody badawczej: pośredni lub bezpośredni,
- ✓ Rodzaj mrozoodporności: wewnętrzna lub zewnętrzna.

Charakter bezpośredni polega na poddaniu próbek obciążeniu o charakterze zbliżonym do oddziaływań rzeczywistych, np. poddanie próbek działaniu cyklicznego zamrażania/rozmarzania w obecności wody.

Charakter pośredni polega na ocenie właściwości mieszanki betonowej lub betonu, której związek z mrozoodpornością betonu został potwierdzony, np. ocena zawartości powietrza w mieszance betonowej lub charakterystyka porów w stwardniałym betonie.

Mrozoodporność wewnętrzna betonu definiowana jest na podstawie ewentualnych spękań betonu, spowodowanych powstaniem naprężeń, które lokalnie przekraczają wytrzymałość na rozciąganie betonu. Oceniana jest na podstawie spadku wytrzymałości lub dynamicznego modułu sprężystości.

Mrozoodporność zewnętrzna (powierzchniowa) betonu oceniana jest na podstawie ubytku masy złuszczonego materiału z powierzchni badanej próbki.

Tablica 7. Przykładowe metody badania mrozoodporności betonu

Lp.	Metoda pomiaru	Klasyfikacja	Zasada
1	Badanie odporności betonu na działanie mrozu wg Załącznika N normy PN-B-06265 tzw. „metoda zwykła” [17]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności wewnętrznej i zewnętrznej	Cykle zamrażania-odmrażania polegają na kolejnym zamrażaniu całej próbki w powietrzu i odmrażaniu jej w wodzie, a okres trwania pełnego cyklu wynosi co najmniej 6 godzin
2	Badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie – rozmarzanie w obecności soli odladzających wg Załącznika O normy PN-B-06265 „metoda powierzchniowa” [17]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności zewnętrznej	Poddanie powierzchni próbki uzyskanej z przecięcia prostopadle do kierunku formowania, zamrażaniu i rozmarzaniu w obecności warstwy o grubości 3 mm dejonizowanej wody lub 3% roztworu chlorku sodu (NaCl).

Tablica 7. cd

3	Badanie mrozoodporności wg CEN/TS 12390-9:2007 metoda „Cube test” [21]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności zewnętrznej	Poddanie zamrażaniu i rozmrażaniu próbek zanurzonych w dejonizowanej wodzie lub 3% roztworze chlorku sodu (NaCl).
4	Badanie mrozoodporności wg CEN/TS 12390-9:2007 metoda „CF/CDF” [21]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności zewnętrznej	Poddanie powierzchni próbki uzyskanej przez rozdzielanie formy sześcienną o boku 150 mm przez centralnie umieszczoną w formie płytę PTFE, zamrażaniu i rozmrażaniu w obecności warstwy o grubości 3 mm dejonizowanej wody (metoda CF) lub 3% roztworu chlorku sodu (NaCl) (metoda CDF).
5	Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „Beam Test” [22]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności wewnętrznej	Określany jest względny dynamiczny moduł sprężystości próbki betonowej po 7, 14, 28, 42 i 56 cyklach zamrażania i odmrażania w wodzie destylowanej.
6	Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „Slab test” [22]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności wewnętrznej	Próbki betonu o wymiarach 150×150×50 mm pokrywa się 3 mm warstwą dejonizowanej wody lub 3% roztworem chlorku sodu (NaCl) i poddaje się 56 cyklom zamrażania-odmrażania. Mrozoodporność jest określana na podstawie zmian długości próbki lub dynamicznego modułu sprężystości wyznaczonego na podstawie pomiaru częstotliwości podstawowej poprzecznej (metoda FF) lub czasu przepływu impulsu ultradźwiękowego (metoda UPTT)

Tablica 7. cd

7	Badanie mrozoodporności wg CEN/TR 15177 metoda „CIF-TEST” [22]	Metoda bezpośrednia, Ocena mrozoodporności wewnętrznej	Badanie polega na poddaniu powierzchni próbki pokrytej 3 mm warstwą dejonizowanej wody lub 3% roztworu chlorku sodu (NaCl), 56 cyklom zamrażania-rozmrażania. Powierzchnia próbki uzyskana jest przez rozdzielanie formy sześcienniej o boku 150 mm przez centralnie umieszczoną w formie płytę PTFE (rys. 9). Mrozoodporność jest oceniana w oparciu o pomiar zmian długości próbki lub dynamicznego modułu sprężystości wyznaczonego na podstawie pomiaru częstotliwości podstawowej poprzecznej (FF) lub czasu przepływu impulsu ultradźwiękowego (UPTT) po 56 cyklach zamrażania-rozmrażania
8	Określenie mrozoodporności na podstawie analizy jakościowej i ilościowej porów PN-EN 480-11 [23]	Metoda pośrednia, Ocena mrozoodporności wewnętrznej	Analizie podlega rozkład oraz ilość porów w przekroju betonu. W sposób korelacyjny określana jest zależność mrozoodporności od charakterystyki porów

Norma PN-EN 206 [13] nie definiuje metodyki badania mrozoodporności ani kryteriów jej oceny. Odnosi się do kryteriów pośrednich uzależnionych od klasy ekspozycji (XF1-XF4). Formuluje wymagania odnośnie maksymalnego w/c, minimalnej zawartości cementu, minimalnej klasy wytrzymałości, odpowiedniego napowietrzenia mieszanki betonowej oraz doboru jakościowego kruszywa.

W celu określenia odporności betonu na działanie cyklicznego zamrażania/rozmrażania konieczne jest skorzystanie z zapisów krajowych norm i specyfikacji technicznych. Norma PN-B-06265 (Beton - Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność - Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08) [17] podaje metodykę badania mrozoodporności oraz kryteria oceny na podstawie których definiuje klasy i kategorie mrozoodporności.

Zgodnie z PN-B-06265 **stopień mrozoodporności** to symbol literowo-liczbowy (od F25 do F300) klasyfikujący beton pod względem odporności na działanie mrozu, np. w symbolu F150 liczba po literze F oznacza liczbę cykli zamrażania-rozmrażania próbek betonowych.

Kategoria mrozoodporności na cykliczne zamrażanie-rozmrażanie w obecności soli odladzających to symbol literowo-liczbowy (od FT0 do FT2) klasyfikujący beton pod względem jego odporności na cykliczne zamrażanie-rozmrażanie w obecności soli odladzających.

Poniżej kolejno omówiono szczegółowo wybrane metody wymienione wcześniej w tab. 7.

Badanie odporności betonu na działanie mrozu wg Załącznika N normy PN-B-06265 tzw. „metoda zwykła” [17]

Metoda badania odporności betonu na działanie mrozu wg normy PN-B-06265 [N21] jest metodą bezpośrednią pozwalającą zarówno na ocenę mrozoodporności wewnętrznej (ocena wytrzymałości) jak i zewnętrznej betonu (obserwacja wizualna oraz pomiar zmian masy próbki). Badanie polega na weryfikacji zaprojektowanego stopnia mrozoodporności (F) betonu. Stopień mrozoodporności betonu odpowiada wskaźnikowi N, który jest równy liczbie przewidywanych lat użytkowania konstrukcji, przy czym liczbę tę należy zwiększyć o 50 jeśli beton jest narażony na kapilarne podciąganie wody lub o 100 jeśli beton znajduje się w strefie wahań poziomu wody lub środków rozmrażających (Tab.8).

Tablica 8. Stopnie mrozoodporności betonu

Wskaźnik N	Stopień mrozoodporności
Do 25	F25
26 ÷ 50	F50
51 ÷ 75	F75
76 ÷ 100	F100
101 ÷ 150	F150
151 ÷ 200	F200
Ponad 200	F300

Cykle zamrażania-rozmrażania polegają na kolejnym zamrażaniu całej próbki w powietrzu i rozmrażaniu jej w wodzie, a okres trwania pełnego cyklu wynosi co najmniej 6 godzin.

Do wykonania badania należy przygotować 12 próbek pochodzących z jednej partii betonu. Próbki mogą być sześciennie lub walcowe. Minimalny wymiar boku/średnicy próbki wynosi 100 mm. Norma PN-B-06265 dopuszcza wykorzystanie tzw. wieku równoważnego, tzn. rozpoczęcie badania po 56 lub 90 dniach w przypadku użycia do betonu cementów innych niż portlandzki. Próbki przed badaniem należy nasycić wodą przez co najmniej 7 dni. Sześć próbek pozostaje w wodzie w temperaturze $18\pm 2^{\circ}\text{C}$ przez cały czas badania – „świadki”. Drugi zestaw próbek po powierzchniowym osuszeniu należy zważyć a następnie umieścić w komorze i poddać cyklom zamrażania-rozmrażania (Rys.7). Zmrażanie przebiega w powietrzu w temperaturze $-18\pm 2^{\circ}\text{C}$ przez 4 godziny, a rozmrażanie w wodzie w temperaturze $18\pm 2^{\circ}\text{C}$ przez 2 do 4 godzin. Po ostatnim cyklu dokonuje się ponownego ważenia próbek oraz poddaje je badaniu wytrzymałości na ściskanie. Ocenia się stan próbek (Rys. 8), a następnie oblicza się średni ubytek masy oraz średnią różnicę wytrzymałości na ściskanie w odniesieniu do próbek „świadków”.

Stopień mrozoodporności betonu uznaje się za osiągnięty, jeżeli po wymaganej w jego symbolu liczbie cykli zamrażania/rozmrażania próbek betonowych, spełnione zostaną wszystkie następujące warunki:

- ✓ próbki nie wykazują pęknięć,
- ✓ łączna masa ubytków betonu w postaci zniszczonych narożników i krawędzi, odprysków, itp. nie przekracza 5% masy próbek przed rozpoczęciem cykli zamrażania/odmrażania,
- ✓ obniżenie wytrzymałości na ściskanie w stosunku do wytrzymałości próbek niezamrażanych nie jest większe niż 20%.



Rys. 7. Komora z próbkami w trakcie badania mrozoodporności betonu metodą zwykłą PN-B-06265 – widoczne spękania powierzchni



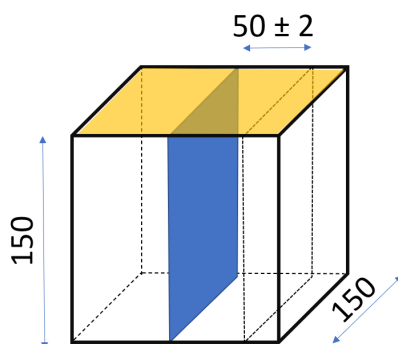
Rys. 8. Próbką po badaniu mrozoodporności – powierzchnia próbki uległa wyraźnemu uszkodzeniu świadczącemu o niespełnieniu wymagań

Badanie odporności betonu na cykliczne zamrażanie – rozmrażanie w obecności soli odładzających wg Załącznika O normy PN-B-06265 „metoda powierzchniowa” [17]

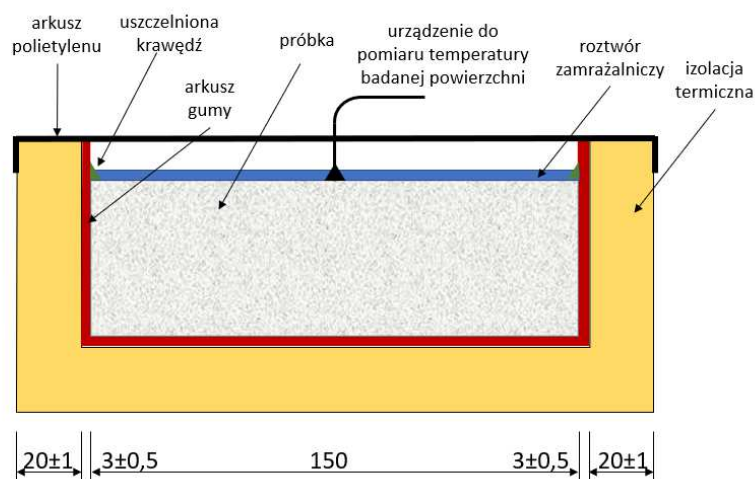
Badanie pozwala na ocenę mrozoodporności zewnętrznej. Polega na poddaniu powierzchni próbki uzyskanej z przecięcia badanej próbki betonowej zamrażaniu i odmrażaniu pod warstwą dejonizowanej wody lub 3% roztworu chlorku sodu o grubości 3 mm. Odporność na zamrażanie i rozmrażanie jest oceniana przez pomiar masy materiału złuszczonego z badanej powierzchni po 56 cyklach zamrażania-rozmrażania. Do badania należy przygotować cztery kostki o boku 150 mm, przez pierwsze 24 godziny należy próbki pielęgnować w formach pod przykryciem, następnie 7 dni w wodzie o temp. $20\pm 2^{\circ}\text{C}$, a następnie od 7 do 21 dnia w komorze klimatycznej. W 21 dniu należy wyciąć próbkę o grubości 50 ± 2 mm. Próbki o grubości 50 ± 2 mm należy wycinać prostopadłe do górnej powierzchni formowania, w taki sposób, aby przecięcie znajdowało się w środku sześcianu

(Rys. 9). Badanie należy przeprowadzić na czterech próbkach wyciętych po jednej z każdej kostki. Próbkę z wyjątkiem powierzchni przecięcia zabezpiecza się materiałem wodoszczelnym, a następnie styropianem o grubości 20 ± 1 mm lub innym materiałem o równoważnej izolacyjności cieplnej (rys. 10). Badanie rozpoczyna się gdy wiek próbki osiągnie 28 dni lub wiek równoważny wg Pn-B-06265 jak w metodzie zwykłej.

Próbki są nasycane wodą dejonizowaną o temp. $20 \pm 2^\circ\text{C}$, przez czas 72 ± 2 h. Warstwa wody dejonizowanej powinna mieć grubość około 3 mm. Cykle zamrażania/odmrażania rozpoczynają się, gdy próbki mają 31 dni. Wodę dejonizowaną na powierzchni próbki zamienia się na warstwę roztworu zamrażalniczego o średniej grubości 3 mm. Jeden cykl zamrażania- rozmrażania trwa 24 godziny. Zakres temperatury w 1 cyklu wynosi od $20 \pm 4^\circ\text{C}$ do $-20 \pm 2^\circ\text{C}$. Po 7, 14, 28, 42 i 56 cyklach dokonuje się pomiaru masy materiału złuszczonego z badanej powierzchni. Oblicza się skumulowaną ilość złuszczonego materiału na jednostkę powierzchni po n cyklach w kg/m^2 , dokonując oceny wyniku wg kryteriów podanych w Tab.9.



Rys. 9. Położenie badanej powierzchni oraz badanej powierzchni próbki, kolor niebieski – powierzchnia cięcia, kolor żółty – górna powierzchnia formowania



Rys. 10. Schemat układu, stosowany przy badaniu odporności betonu na cykliczne zamrażanie i rozmrażanie

Tablica 9. Kryteria zgodności oceny odporności próbek betonu na cykliczne zamrażanie-rozmrażanie w obecności soli odładzających wg [17]

Kategoria	Ubytek masy po 28 cyklach m_{28}	Ubytek masy po 56 cyklach m_{56}	Stopień ubytku m_{56}/m_{28}
FT0	brak wymagań	brak wymagań	brak wymagań
FT1	wartość średnia $\leq 1,0 \text{ kg/m}^2$, przy czym żaden pojedynczy wynik $> 1,5 \text{ kg/m}^2$	brak wymagań	brak wymagań
FT2	średnia $\leq 0,5 \text{ kg/m}^2$	wartość średnia $\leq 1,0 \text{ kg/m}^2$, przy czym żaden pojedynczy wynik $> 1,5 \text{ kg/m}^2$	$\leq 2,0$

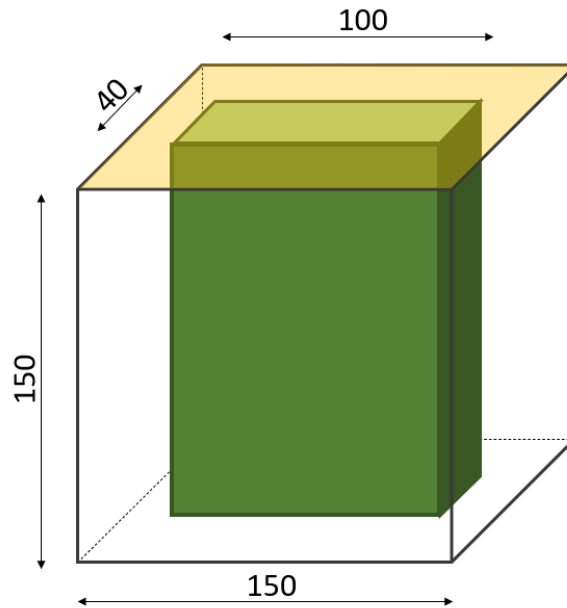
Oznaczenie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie

Opis metodyki badawczej zawarty jest w PN-EN 480-11: 2008 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Metody Badań. Część 11: Oznaczenie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie [23].

Norma opisuje metodę oznaczania struktury porów powietrznych w próbce stwardniałego betonu zawierającego wprowadzone powietrze. Struktura porów opisana jest za pomocą następujących parametrów: całkowitej zawartości powietrza, powierzchni właściwej system porów powietrznych, wskaźnika rozmieszczenia, rozkładu wielkości porów powietrznych, zawartości mikroporów.

Próbki stwardniałego napowietrzonego betonu przecina się prostopadle do pierwotnej, odsłoniętej, górnej powierzchni, aby uzyskać próbkę do analizy. Próbki następnie są szlifowane i polerowane w celu uzyskania płaskiej powierzchni zglądu odpowiedniego do badań mikroskopowych. Strukturę porów powietrznych bada się, prowadząc obserwacje wzdłuż serii linii pomiarowych przebiegających równoległe do pierwotnej, odsłoniętej, górnej powierzchni. Rejestruje się liczbę porów powietrznych przeciętych tymi liniami pomiarowymi oraz długość każdej cięciwy poru. Następnie dokonuje się analizy matematycznej zarejestrowanych danych i opisuje system porów za pomocą wymaganych parametrów. Dopuszczalne są inne metody zliczania porów, jeśli zostało wykazane, że wyniki nie odbiegają od otrzymywanych opisaną metodą.

Do badania należy przygotować dwie próbki o wymiarach nie mniejszych niż 150 mm. Dopuszczalne są kostki lub walce. Po co najmniej 7 dniach pielęgnacji betonu należy wyciąć próbki do badania o wymiarach około 100 mm szerokości i 150 mm wysokości oraz 40 mm grubości, w przybliżeniu do środka każdej próbki, tak aby cztery powierzchnie cięcia były prostopadle do powierzchni będącej górną powierzchnią wylewaną podczas wytwarzania betonu (Rys.11).



Rys. 11. Wykonanie próbki do badania 150 mm x 100 mm na 40 mm z próbki sześcienniej 150 mm, górna powierzchnia formowania – kolor żółty

Powierzchnię pomiarową należy szlifować na mokro aż stanie się gładka. Następnie można ją poddać obróbce w celu uzyskania lepszego kontrastu. Próbkę do badania umieszcza się na stoliku krzyżowym w taki sposób, aby linie pomiarowe, wzdłuż których ma być prowadzona obserwacja, przebiegały równoległe do pierwotnej górnej powierzchni próbki. Minimalna długość pomiaru każdej badanej próbki wynosi 1200 mm, co odpowiada 12 liniom pomiarowym po 100 mm każda. W dolnej i w górnej części zglądu wyznacza się po cztery linie pomiarowe w odstępach po 6 mm. Pozostałe linie pomiarowe wyznacza się w środkowej części zglądu. W przebiegu linii pomiarowych określa się długości cięciw przeciętych porów, a następnie na tej podstawie określa wymagane parametry.

Aktualnie w normach nie ma granicznych wartości parametrów charakterystyki porów, które warunkowałyby uzyskanie mrozoodporności betonu. Zgodnie z badaniami naukowymi [24,25,26] aby uzyskać beton mrozoodporny należy spełnić wymagania:

1. Parametr obliczany, określający zawartość powietrza w porach powietrznych o średnicy do 0,3 mm (300 μm). Wartość tego parametru uzyskuje się podczas obliczania rozkładu porów powietrznych. Zawartość mikroporów $A_{300} \geq 1,5\%$
2. Wskaźnik rozmieszczenia obliczany na podstawie pomiarów:

- Dla klasy mrozoodporności XF4 $\bar{L} \leq 0,200$ mm
- Dla klasy mrozoodporności XF3 $\bar{L} \leq 0,250$ mm

Wymagania te pojawiają się również w Specyfikacjach technicznych GDDKiA [27].

4.1.2. Badania odporności na ścieranie

Norma PN-B-06265 (Beton - Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność - Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A2:2021-08 [17] wprowadza dodatkową klasę

ekspozycji związanej z oddziaływaniem środowiska – klasę z uwagi na agresję wywołaną ścieraniem. Występuje ona w przypadku powierzchni narażonych na ścieranie wynikające z ruchu pojazdów lub inne czynniki ścierające, jak np. powierzchnie przelewów.

W zakresie badania nawierzchni i posadzek betonowych zaliczanych do klasy ekspozycji XM1 ÷ XM3 można stosować metody badań opisane w normach: PN-EN 13892 [28,29,30] oraz PN-EN 14157 [31]. Duża różnorodność proponowanych w ramach tych norm metod badawczych pozwala na dobór metodyki badań z uwzględnieniem mechanizmów zużycia i wielkości obciążenia [32,33].

Badanie odporności na ścieranie podkładów betonowych za pomocą tarczy **Boehmego** zgodnie z normą PN-EN 13892-3 [28] jest najpowszechniejsze i stosowane w Polsce od dziesięcioleci. W tej metodzie próbki umieszcza się w przyrządzie Boehmego (rys.12) na torze badań, na który nasypało standardowy materiał ścierny (syntetyczny korund). Następnie uruchamia się tarczę i poddaje próbki obciążeniu ściernemu wynoszącemu 294 N w ciągu danej liczby cykli. Odporność na ścieranie wg Boehmego jest mierzona na górnej powierzchni 3 próbek uformowanych lub wyciętych. Jako próbki należy stosować sześciiany o długości krawędzi $(71 \pm 1,5)$ mm. Powierzchni badana powinna być równoległa i płaska. Próbkę poddaje się 16 cyklom badania po 22 obroty w każdym. Na podstawie ubytku masy oraz średniego zmniejszenia grubości próbki określa się objętość startego materiału w $\text{cm}^3/50 \text{ cm}^2$, a wartość ta stanowi podstawę określenia klasy ścieralności wg Tab.10.



Rysunek 12. Urządzenie do pomiaru ścieralności – tarcza Boehmego

Tablica 10. Klasy ścieralności wg metody Boehmego (PN-EN 13892-3 [28])

Klasa ścieralności	A22	A15	A12	A9	A6	A3	A1,5
Objętość startego materiału [$\text{cm}^3/50 \text{ cm}^2$]	22	15	12	9	6	3	1,5

Badanie pod naciskiem toczącego się koła **RWA** (Rolling Wheel Abrasion), zgodnie z PN-EN 13892-5 [29], jest wykorzystywane w przypadku podkładów podłogowych z materiałów cementowych i żywic syntetycznych. W metodzie RWA próbka podkładu o wymiarach 500 x 500 mm i grubości co najmniej 50 mm umieszczana jest na specjalnym stole obrotowym i poddawana obciążeniu stalowym kołem z siłą 2000 N. Koło porusza się po powierzchni próbki ruchem wzdłużnym, wykonując 10 000 cykli. Czas badania jednej próbki wynosi około 24 godziny). Obciążenie jest tak przekazywane, aby działało na powierzchnię 1100 cm^2 . Wynikiem badania jest średnia głębokość powstałego ubytku próbki, na podstawie której oblicza się objętość startego materiału, stanowiąca podstawę oceny klasy ścieralności (Tab.11).

Tablica 11. Klasy odporności na ścieranie pod naciskiem toczącego się koła
(PN-EN 13892-5 [29])

Klasa ścieralności	RWA300	RWA100	RWA20	RWA10	RWA1
Objętość startego materiału [cm ³]	300	100	20	10	1

Odporność na ścieranie powierzchni wg metody **BCA** (British Cement Association) zgodnie z PN-EN 13892-4 [30] jest oceniana na podstawie pomiaru średniej głębokości ścierania za pomocą maszyny badawczej z trzema kołami ze stali hartowanej, które przy określonej ilości obrotów i ustalonym obciążeniu obracają się po obszarze badania w kształcie pierścienia. Metoda ta jest zalecana do badania ścieralności podkładów na bazie cementu i materiałów żywicznych. Badanie BCA przeprowadza się na minimum 3 próbkach kwadratowych o boku 500 mm i grubości co najmniej 50 mm. Możliwe, i często stosowane w praktyce, jest także badanie BCA bezpośrednio na nawierzchni betonowej lub posadzce. Czas badania jednej próbki wynosi 15 min. Odczytuje się głębokość ubytku za pomocą mikrometru i specjalnego szablonu, który wyznacza 8 niezależnych miejsc pomiarowych, zlokalizowanych po okręgu. Wynikiem badania jest średnia głębokość ścierania powierzchni podana z dokładnością do 10 µm, stanowiąca podstawę określenia klasy ścieralności wg Tab.12.

Tablica 12. Klasy odporności na ścieranie wg BCA (PN-EN 13892-4 [30])

Klasa ścieralności	AR6	AR4	AR2	AR1	AR0,5
Maksymalna głębokość ubytku [µm]	600	400	200	100	50

4.2. Przewidywanie odporności betonu na czynniki chemiczne

4.2.1 Stężenie początkowe czynników korozyjnych w betonie i jego składnikach

Na etapie projektowania składu betonu, w normach dotyczących jego składników formułowane są wymagania odnośnie ie zawartości chlorków i siarczanów, których nadmiar w betonie grozi korozją zbrojenia lub betonu. Oprócz wymagań odnośnie składników, osobno formułowane są także wymagania odnośnie sumarycznej zawartości chlorków w betonie. Odnośnie siarczanów takie wymagania nie są w normach formułowane. Wiedza o wyjściowych zawartościach obu tych czynników korozyjnych w betonie przed obciążeniem go wpływami środowiska może być bardzo istotna na etapie diagnostycznym – niestety zwykle dane takie nie są dostępne po latach eksploatacji betonu. Najczęściej przyjmuje się wtedy do celów porównawczych maksymalne dopuszczalne zawartości, bądź pobiera się próbkę referencyjną z takiego miejsca, w którym beton był osłonięty przed oddziaływaniem środowiska.

Zawartość chlorków w składnikach betonu

Aby zapewnić trwałość konstrukcji żelbetowej na etapie projektowania składu betonu należy wziąć pod uwagę zawartość chlorków w poszczególnych składnikach betonu. Ich suma nie powinna przekroczyć dopuszczalnej zawartości chlorków w betonie określonej w normie PN-EN 206[13]. W dokumentach normalizacyjnych dostępne są dopuszczalne zawartości chlorków w poszczególnych składnikach oraz wykaz norm z procedurami ich oznaczania (Tabl. 13).

Tablica 13. Dopuszczalne zawartości chlorków w składnikach betonu i wykaz norm z procedurami ich oznaczania

Składnik		Dopuszczalna zawartość Cl ⁻ [%]	Oznaczenie Cl ⁻ wg	Cl ⁻ rozpuszczalne w
Kruszywo wg PN-EN 12620+A1 [34]		brak wymagań	PN-EN 1744-1+A1	wodzie
			PN-EN 1744-5	kwasicie
Cement wg PN-EN 196-1 [35]		0,1*	PN-EN 196-2	kwasicie
Popiół lotny wg PN-EN 450-1:2012 [37]		0,1		
granulowany żużel wielkopiecowy wg PN-EN 15167-1:2007 [38]		0,1		
Pył krzemionkowy PN-EN 13263-1+A1 [39]		0,3**		
Domieszki wg PN-EN 934-1 [40]		0,1***	PN-EN 480-10	wodzie
Woda wg PN-EN 1008 [41]	do betonu sprężonego	0,05	PN-EN 196-2	
	do betonu zbrojonego	0,10		
	do betonu niezbrojonego	0,45		

* cement CEM III może zawierać więcej niż 0,10% chlorków, lecz wówczas należy podać maksymalną zawartość chlorków

** albo nie większa niż wartość ustalona przez producenta

*** jeśli zawartość jonów chlorkowych jest większa niż 0,10% masy, zadaniem producenta betonu jest zadeklarowanie zawartości charakterystycznej jako górnej granicy

W normach z serii EN w wymaganiach chemicznych dotyczących kruszywa do betonu (w PN-EN 12620+A1 [34]) nie ma wymagań określających dopuszczalne zawartości chlorków. Obecne są jedynie zapisy wskazujące metody badania chlorków, jeżeli jest wymagana znajomość ich zawartości dla poszczególnych zastosowań. Chlorki rozpuszczalne w wodzie należy oznaczać zgodnie z PN-EN 1744-1+A1 [42], a chlorki rozpuszczalne w kwasie w kruszywach z recyklingu zgodnie z PN-EN 1744-5 [36]. Procedura oznaczania chlorków rozpuszczalnych w wodzie przeznaczona jest do badania kruszyw, w których zawartość chlorków wynika z kontaktu z zasoloną wodą (np. kruszywa wydobywane z morza). Chlorki wypłukuje się z kruszywa wytrząsając próbkę kruszywa (zawierającą całe ziarno) z wodą przez 60 min. Następnie ekstrakty przesącza się i oznacza się chlorki metodą Volharda. Pobraną próbkę przesącza zakwasza się roztworem HNO₃. Chlorki strąca się mianowanym roztworem AgNO₃ i miareczkuje mianowanym roztworem NH₄SCN w obecności siarczanu(VI) amonu i żelaza(III) jako wskaźnika. Metodą alternatywną oznaczania chlorków w kruszywie jest ich oznaczanie w ekstraktach metodą potencjometryczną. Chlorki miareczkuje się w tej metodzie mianowanym roztworem AgNO₃ przy użyciu potencjometru i odpowiedniej elektrody jonoselektywnej i elektrody odniesienia. Ponadto w normie PN-EN 1744-1 [42] znajduje się jeszcze jedna alternatywna metoda oznaczania chlorków. Jest ona uproszczona i szybsza w stosunku do omówionych już metod. Badanie to może być przeznaczone do wstępnej oceny kruszywa i do fabrycznej kontroli produkcji. Próbkę kruszywa jest szybko ekstrahowana (20 wstrząsów). Oznaczenie

chlorków w ekstrakcie przeprowadza się metodą Mohra – próbkę ekstraktu miareczkuje się mianowanym roztworem AgNO_3 w obecności K_2CrO_4 jako wskaźnika.

Chlorki w cemencie, a także popiołach lotnych, granulowanym żużlu wielkopiecowym, pyłe krzemionkowym i w wodzie oznacza się metodą Volharda zgodnie z normą PN-EN 196-2 [43]. Rozpuszczone na gorąco w roztworze kwasu azotowego(V) chlorki strąca się mianowanym roztworem AgNO_3 . Mieszaninę gotuje się 1-2 minuty, a następnie przesącza się. Schłodzony przesącz miareczkuje się mianowanym roztworem NH_4SCN w obecności siarczanu(VI) amonu i żelaza(III) jako wskaźnika.

Rozpuszczalne w wodzie chlorki w domieszkach do betonu oznacza się miareczkując potencjometrycznie mianowanym roztworem AgNO_3 zgodnie z procedurą opisaną w normie PN-EN 480-10 [44]. Norma ta zawiera 3 procedury różniące się przygotowaniem próbki domieszki w zależności od jej składu.

Zawartość siarczanów w składnikach betonu

Dopuszczalne zawartości siarczanów w poszczególnych składnikach betonu są zróżnicowane dla różnych wariantów danego składnika w dość szerokim zakresie (tab. 14).

Tablica 14. Dopuszczalne zawartości siarczanów w składnikach betonu

Składnik		Dopuszczalna zawartość SO_3 [%]	Oznaczenie siarczanów wg	
Kruszywo oprócz żużla wg PN-EN 12620+A1 [34]	$\text{AS}_{0,2}$	0,2	EN 1744-1 ** (siarczany rozpuszczalne w wodzie)	
	$\text{AS}_{0,8}$	0,8		
	$\text{AS}_{\text{Deklarowana}}$	> 0,8		
	AS_{NR}	brak wymagań		
Żużel wielkopiecowy chłodzony powietrzem	$\text{AS}_{1,0}$	1,0		
	$\text{AS}_{\text{Deklarowana}}$	> 1,0		
	AS_{NR}	brak wymagań		
Kruszywa z recyklingu	$\text{SS}_{0,2}$	0,2	EN 1744-1 *** (siarczany rozpuszczalne w kwasie)	
	SS_{NR}	brak wymagań		
Popiół lotny wg PN-EN 450-1:2012 [36]		3,0	EN 196-2	
granulowany żużel wielkopiecowy wg PN-EN 15167-1:2007 [37]		2,5	EN 196-2	
Pył krzemionkowy PN-EN 13263-1+A1 [38]		2,0	EN 196-2	
Cement wg PN-EN 196-1 [35]	CEM I, CEM II*, CEM IV, CEM V, cementy powszechnego użytku odporne na siarczany	32,5 N 32,5 R 42,5 N 42,5 R 52,5 N 52,5 R	3,5	
	CEM III*		4,0	
	Domieszki wg PN-EN 934-1 [39]		brak wymagań	
	Woda wg PN-EN 1008 [40]		0,17 (0,2% SO_4^{2-})	EN 196-2

* Cementy CEMII/B-T i CEM II/B-M z udziałem $T > 20\%$ oraz cement CEM II/C mogą zawierać do 4,5% siarczanów w przeliczeniu na SO_3

** Jeśli jest to wymagane w kruszywie oznacza się zawartość siarczanów rozpuszczalnych w wodzie wg PN-EN 1744-1+A1. Siarczany wyplukuje się z wyplukuje się z kruszywa

wytrząsając próbkę kruszywa (całe ziarna) z wodą. Następnie oznacza zawartość siarczanów w ekstrakcie.

***Jeśli jest to wymagane zawartość siarczanów rozpuszczalnych w kwasie w kruszywie z recyklingu oznacza się wg PN-EN 1744-1+A1. Badanie przeprowadza się na sproszkowanej próbce kruszywa.

4.2.2. Metody badania odporności na karbonatyzację

Karbonatyzacja, czyli przemiany fizykochemiczne betonu zachodzące pod wpływem oddziaływania dwutlenku węgla zawartego w powietrzu, to najczęściej występujący mechanizm zagrożenia trwałości konstrukcji żelbetowych [44,45,46,47]. Zjawisko karbonatyzacji ma miejsce w każdej powierzchniowo niezabezpieczonej konstrukcji z betonu, ponieważ prawie każdy obiekt budowlany jest całkowicie lub częściowo zanurzony w atmosferze, której składnikiem jest CO₂ o stężeniu wystarczającym do zainicjowania i postępu tego procesu. Karbonatyzacja betonu to proces o złożonym, determinowanym przez wiele czynników, przebiegu i równie złożonym wpływie na beton i jego właściwości [N66, N67, N68]. Przebieg karbonatyzacji w czasie związany jest z szeregiem czynników o charakterze materiałowym, technologicznym i środowiskowym. Beton jest materiałem niejednorodnym i w związku z tym front karbonatyzacji nie ma przebiegu liniowego. Normowe metody określenia średniego frontu karbonatyzacji są zróżnicowanymi algorytmami postępowania. Różnią się sposobem uwzględnienia występowania na linii frontu karbonatyzacji ziaren kruszywa oraz lokalnych obniżen frontu karbonatyzacji. Różnią się również liczbą i ułożeniem linii pomiarowych. Takie zróżnicowane podejścia skutkują zmiennością wyniku określenia średniego frontu karbonatyzacji, a jednocześnie charakteryzuje się losowością wyników.

Aktualne oraz obowiązujące w przeszłości znormalizowane metody badawcze odporności na karbonatyzację betonu różnią się nie tylko sposobem przygotowania próbek (czas kondycjonowania, temperatura, wilgotność, zabezpieczenie parafiną, rozmiar i kształt próbek), przebiegiem karbonatyzacji (czas ekspozycji, stężenie CO₂, wilgotność) ale również techniką pomiaru zasięgu karbonatyzacji. Różnice dotyczą: sposobu wykreślenia linii frontu karbonatyzacji (uwzględnienie ziaren kruszywa grubego, porowatego kruszywa lub pustek powietrznych, odrzucenie z pomiarów naroży), liczby punktów pomiarowych i ich rozmieszczenia oraz dokładności, z którą należy przedstawiać wyniki (Tab.15).

Tablica 15. Normowe metody badania odporności betonu na karbonatyzację

Lp.	Norma	Warunki karbonatyzacji	Kształt i sposób przygotowania próbki	Sposób pomiaru głębokości
1	PN-EN 13295: 2005 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczenie odporności na karbonatyzację [48]	Przyspieszone badanie laboratoryjne. Próbki poddawane są działaniu atmosfery zawierającej 1% CO ₂ w temperaturze (21±2)°C, przy wilgotności RH (60±10)%.	W przypadku zaczynu, zaprawy lub betonu o D _{max} ≤ 10 mm beleczka 40 mm x 40 mm x 160 mm, w przypadku betonów o D _{max} > 10 mm minimalne wymiary próbki 100 mm x 100 mm x 400 mm. Przed badaniem przechowywanie w warunkach suchych 14 dni. Próbki niezabezpieczone parafiną.	Głębokość karbonatyzacji mierzy się przez nałożenie wskaźnika fenoloftaleinowego na powierzchnię świeżego przełamu próbki. Ta sama próbka może być używana kilkakrotnie do pomiaru wzrastającej w czasie głębokości karbonatyzacji, przed każdym pomiarem usuwa się cienką warstwę próbki. Dla każdego kolejnego boku długość równoległej do krawędzi próbki granicy zabarwienia należy podzielić na cztery równe odcinki, wyznaczając w ten sposób 5 punktów pomiarowych. W każdym z tych punktów należy dokonać pomiaru z dokładnością do 0,1 mm. Gdy front karbonatyzacji zostanie przerwany kruszywem grubym należy linię karbonatyzacji przeprowadzić przez kruszywo łącząc granicę po obu jego stronach. W miejscach występowania pustek w betonie lub fragmentów porowatego kruszywa może wystąpić większa głębokość karbonatyzacji. Jeżeli wartości maksymalnego zagłębienia karbonatyzacji są mniejsze niż 4 mm dla betonu lub 1,5 mm dla zaprawy, wyników można nie brać pod uwagę. Jeżeli są większe należy podać oszacowaną maksymalną głębokość karbonatyzacji. Średni wynik karbonatyzacji jest określany z dokładnością do 0,5 mm.

Tablica 15. cd

2	<p>PN-EN 12390-10: 2019-02 Badania betonu. Część 10: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację w warunkach stężeń dwutlenku węgla na poziomie atmosferycznym [49]</p>	<p>Karbonatyzacja w warunkach naturalnych</p> <hr/> <p>Karbonatyzacja w warunkach komory: stężenie CO₂ (0,040±0,001) %</p> <hr/> <p>Próbka jest przechowywana w warunkach laboratoryjnych (T = (20±2)°C; RH = (65±5)%) przez (16±2)h przed badaniem.</p>	<p>W normie przewidziano badanie próbek prostopadłościennych o długości co najmniej 350 mm oraz krótszych bokach co najmniej 4 długości maksymalnego wymiaru ziarna kruszywa. Próbki niezabezpieczane parafiną.</p>	<p>Głębokość frontu karbonatyzacji jest określana w 3 punktach dla każdej ze ścian próbki. Długość boku próbki należy podzielić na cztery równe części, a następnie wykonać pomiar w 0,25; 0,5 oraz 0,75 długości boku próbki. Wyniki należy zanotować z dokładnością do 0,5 mm. Średni wynik pomiaru należy podać z dokładnością do 0,1 mm. Gdy front karbonatyzacji zostanie przerwany kruszywem grubym należy linię karbonatyzacji przeprowadzić przez kruszywo łącząc granicę po obu jego stronach. Jeżeli wartości maksymalnego zagłębienia karbonatyzacji są mniejsze niż 4 mm wyników można nie brać pod uwagę. Jeżeli są większe należy podać oszacowaną maksymalną głębokość karbonatyzacji.</p>
3	<p>PN-EN 12390-12: 2020-06 Badania betonu. Część 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację – Przyspieszona metoda karbonatyzacji [50]</p>	<p>Przyspieszone badanie laboratoryjne. Przed badaniem próbki kondycjonowane są w warunkach laboratoryjnych przez 14 dni (temp od 18°C do 25°C, wilgotność względna od 50% do 65%). Pomiar dokonywany jest po 7, 28 i po 70 dniach przechowywania w komorze w temperaturze (20±2)°C, przy wilgotności RH (57±3)% zawierającej (3,0±0,5)% CO₂.</p>	<p>W normie przewidziano badanie próbek: 2 prostopadłościennych lub 5 cylindrycznych o długości co najmniej 280 mm oraz krótszych bokach co najmniej 3 długości maksymalnego wymiaru ziarna kruszywa lub 8 sześciennych o boku długości co najmniej 3 długości maksymalnego wymiaru ziarna. Referencyjny wymiar próbki to 100 mm. Próbki niezabezpieczane parafiną.</p>	<p>Głębokość karbonatyzacji mierzy się w 3-5 punktach na każdej z 4 powierzchni graniastosłupa, połowy sześciannu lub rozciętej powierzchni walca. Aby zlokalizować te punkty, długość krawędzi należy podzielić na około 4 równe odcinki. Pomiaru należy dokonać z dokładnością do 0,5 mm. Gdy front karbonatyzacji zostanie przerwany kruszywem grubym należy linię karbonatyzacji przeprowadzić przez kruszywo łącząc granicę po obu jego stronach. Jeżeli wartości maksymalnego zagłębienia karbonatyzacji są mniejsze niż 4 mm wyników można nie brać pod uwagę. Jeżeli są większe należy podać oszacowaną maksymalną głębokość karbonatyzacji. Średni wynik pomiaru należy podać z dokładnością do 0,1 mm.</p>

Tablica 15. cd

4	PN EN 12390 - 12 Projekt obowiązujący od 2010 r. do 2020 r. [51]	Badanie przebiega jak wyżej z wyjątkiem stężenia CO ₂ w czasie badania, które powinno wynosić (4,0±0,5)%.	Próbki jak wyżej z wyjątkiem możliwości zabezpieczenie dwóch równoległych boków parafiną.	Pomiar przebiega jak wyżej, z wyjątkiem próbek, które zostały zabezpieczone parafiną, wtedy pomiaru dokonuje się prostopadle do niezabezpieczonych ścian próbki. Projekt normy nie zwiększa liczby pomiarów na jednej ścianie w przypadku próbek zabezpieczanych, ale jednocześnie wymaga 20 pomiarów dla jednej próbki.
5	ISO 1920-12: 2015 Testing of concrete. Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete. Accelerated carbonation method [52]	Przyspieszone badanie laboratoryjne. Czas przechowywania w komorze karbonatyzacyjnej wynosi 70 dni. Próbki są kondycjonowane przed badaniem przez 14 dni w warunkach laboratoryjnych. W komorze w temperaturze (22±2)°C, przy wilgotności RH (55±5)% zawierającej (3,0±0,5)% CO ₂ . W przypadku lokalizacji w klimacie gorącym warunki w komorze mogą ulec zmianie na temperaturę (27±2)°C, przy wilgotności RH (65±5)%. Pomiaru głębokości karbonatyzacji dokonuje się w 56, 63 i 70 dniu przechowywania w komorze.	Badanie przeprowadzane jest na 2 próbkach sześciennej lub prostokątnych h. Wymiar próbek w przekroju powinien wynosić co najmniej 100 mm, a długość próbek prostokątnych h powinna wynosić co najmniej 400 mm. Przed badaniem dwie równoległe ściany mogą zostać poddane parafinowaniu.	Pomiaru głębokości karbonatyzacji dokonuje się w pięciu miejscach na każdej ze ścian w przypadku gdy próbka nie była zabezpieczona parafiną lub w 10 miejscach na każdej z niezabezpieczonych parafiną ścian gdy próbka była zabezpieczana parafiną. W celu zlokalizowania punktów pomiaru należy podzielić boki próbki na odpowiednio 6 lub 11 odcinków. Punktami pomiarowymi są punkty centralne. Pomiaru należy dokonać z dokładnością do 0,5 mm.

Wszystkie omówione metody normowe bazują na jakościowej analizie chemicznej. Podstawą tej metod są wskaźniki chemiczne do oceny odczynu betonu, które zmieniają zabarwienie przy określonej granicznej wartości pH. Do wyznaczania przebiegu granic wartości pH w betonie można wykorzystać szereg różnych wskaźników alkacymetrycznych.

Naturalne pH betonu wynosi ok. $12,5 \div 13,0$ i jest to poziom zapewniający pasywujące działanie otuliny w stosunku do zbrojenia. Uznaje się, że już obniżenie pH poniżej 11,0 stanowi początek zagrożenia procesami korozyjnymi w zbrojeniu, a wartości pH na poziomie $9,0 \div 10,0$ uważa się za graniczne, poniżej których następuje utrata zdolności ochronnych otuliny [44]. W praktyce pomiarowej stosowane są głównie cztery rodzaje wskaźników: fenoloftaleinowy („deep purple test”, graniczna wartość pH = $\sim 8,5$), tymoloftaleinowy (graniczne pH = $\sim 10,5$), tymolofenoloftaleinowy (graniczne pH = $\sim 9,5$) oraz tzw. „wskaźnik tęczy” („Rainbow test”), który pozwala zidentyfikować na przełomie próbki orientacyjny zasięg pH w interwale co 2 (tzn. przybliżone granice pH = 12; 10; 8) [44,53,54,55]. Wskaźnik tęczy jest stosowany w diagnostyce eksploatowanych konstrukcji, a interpretacja wyniku jest często trudna, ze względu na rozmyte granice stref barwnych i płynne przechodzenie jednego koloru w drugi wraz ze zmianą pH na głębokości betonu. W analizowanych metodach normowych stosowana jest fenoloftaleina. W wyniku zastosowania tego wskaźnika uzyskuje się wyraźnie zarysowane strefy barwne (nieskarbonatyzowaną strefę w kolorze purpurowym o $\text{pH} < 8,5$ oraz skarbonatyzowaną strefę niezabarwionego betonu). Granica tych dwóch stref jest wyraźnie zarysowana co pozwala na wykreślenie wyraźnej linii frontu karbonatyzacji (rys.13).



Rys. 13. Obraz próbki z naniesiony wskaźnikiem fenoloftaleinowym

Jak dotąd żadne przepisy normowe, czy branżowe nie sformułowały żadnych kryteriów oceny wyniku badań głębokości karbonatyzacji, którąkolwiek z wymienionych metod.

4.2.2. Metody badań odporności betonu na wnikanie chlorków

Metody badania transportu jonów chlorkowych w betonie można podzielić na długotrwałe, oparte na badaniu dyfuzji lub przyspieszone, wykorzystujące zjawisko migracji chlorków w polu elektrycznym. Rezultatem tych badań jest wyznaczenie parametru będącego miarą odporności betonu na wnikanie chlorków. Może nim być:

- efektywny (pozorny) współczynnik dyfuzji chlorków,
- współczynnik migracji chlorków,
- przepuszczalność jonów chlorkowych przez beton,

- zawartości chlorków na określonej głębokości betonu.

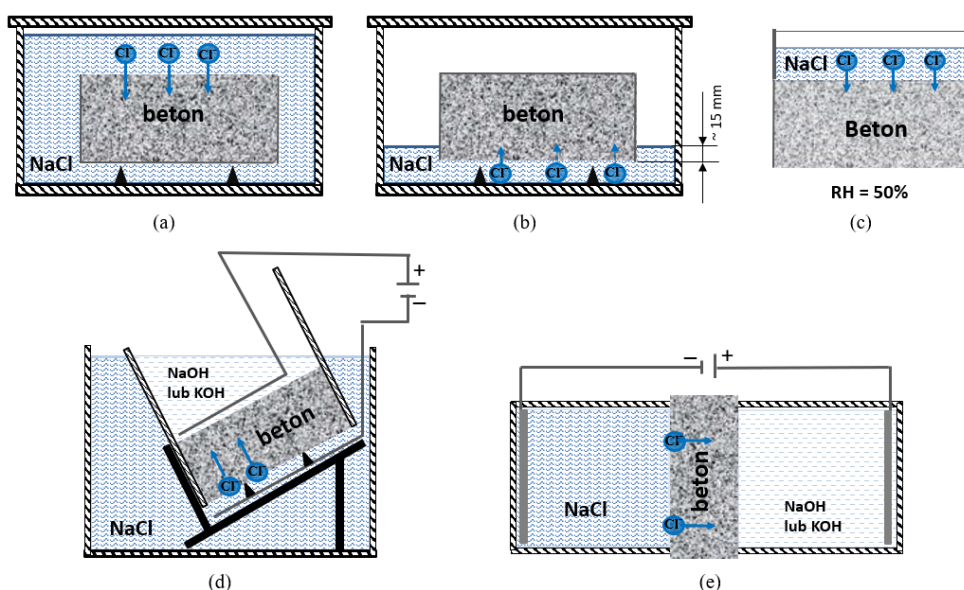
W ostatnich latach w normalizacji europejskiej pojawiły się trzy normy, ale w praktyce badawczej stosowane są także dawniejsze procedury z norm ASTM, NT i regulacji AASHTO (Tab.16).

Tablica 16. Porównanie normowych metod badania wnikania jonów Cl⁻

Sposób transportu chlorków	Badanie wg normy	Wyznaczany parametr	Czas trwania badania	Stężenie roztworu NaCl	Powierzchnia ekspozycyjna na roztwór NaCl	Nasylenie próbki wodą lub roztworem	Mierzony parametr
Dyfuzja	PN-EN 12390-11	współczynnik dyfuzji Cl ⁻ w stanie nieustalonym	90 dni	3%	cięta	tak (woda + 18 h w Ca(OH) ₂)	%Cl ⁻ na 8 głębokościach betonu
			35 dni	16,5%			
	NT Build 443	efektywny współczynnik dyfuzji Cl ⁻	≥ 35 dni wymian a roztworu co 35 dni	165 g/dm ³ (ok. 16,5%)	cięta	tak (woda)	%Cl ⁻ na 6 głębokościach betonu
	ASTM C1556 – 11a	pozorny współczynnik dyfuzji Cl ⁻	≥ 35 dni	165 g/dm ³ (ok. 16,5%)	górną – zacierana (oryginalna)	tak (Ca(OH) ₂)	%Cl ⁻ na 8 głębokościach betonu
sorpcja + dyfuzja	PN-EN 13396	zawartość chlorków na 3 głębokościach	6 m-cy	3%	górną – zacierana (oryginalna)	tak (wodą próżniowo)	zawartość chlorków
	ASTM C1543-10a	zawartość Cl ⁻ na 4 głębokościach	3 m-ce – lata	3%	górną	Nie	zawartość chlorków
Migracja	AASHTO T 259	zawartość Cl ⁻ na 4 głębokościach	90 dni	3%	górną	Nie (kondycjonowanie w RH 50%)	zawartość chlorków
	PN-EN 12390-18	współczynnik migracji Cl ⁻	6-168 h zależnie od przewo dności betonu	5%	cięta	Tak (woda próżniowo)	głębokość penetracji chlorków
	NT Build 492	współczynnik migracji Cl ⁻	6-96 h zależnie od przewo dności betonu	10%	cięta	tak (Ca(OH) ₂ próżniowo)	głębokość penetracji chlorków
	AASHTO T 277/ ASTM C 1202	odporność betonu na penetrację Cl ⁻	6 h	3%	górną – zacierana (oryginalna)	tak (próżniowo)	natężenie prądu (co 30 min) 6V

Efektywny (pozorny lub w stanie nieustalonym) współczynnik dyfuzji (D_{eff}) chlorków określa szybkość transportu jonów chlorkowych w betonie. D_{eff} zależy przede wszystkim od porowatości betonu (liczby, wielkości i krętości porów), a także od zdolności stwardniałego zaczynu cementowego do wiązania jonów chlorkowych, która zależy od składu fazowego

cementu i stosowanych dodatków. Procedury wyznaczania D_{eff} znajdują się w normach PN-EN 12390-11 [5], ASTM C1556 – 11a [56] oraz NT Build 443 [57]. Procedury badań dyfuzji chlorków w betonie wg wymienionych norm wykazują duże podobieństwo. Próbkę betonu (odwiertny z konstrukcji lub zaformowane próbki laboratoryjne) nasycy się wodą lub nasyconym roztworem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ aby transport chlorków nie zachodził na drodze sorpcji. Powierzchnię próbki, przez którą mają wnikać chlorki pozostawia się niezabezpieczoną, a pozostałą powierzchnię uszczelnia się (żywicą epoksydową lub poliuretanową lub parafiną). Próbkę zanurza się w roztworze chlorku sodu o stężeniu 3 lub 16,5% na 90 lub co najmniej 35 dni (Rys. 14a), w zależności od normy (Tab. 16). Wg PN-EN 12390-11 [5], próbkę można zanurzyć w roztworze NaCl całkowicie lub do wysokości ok. 15 mm (Rys. 14b).



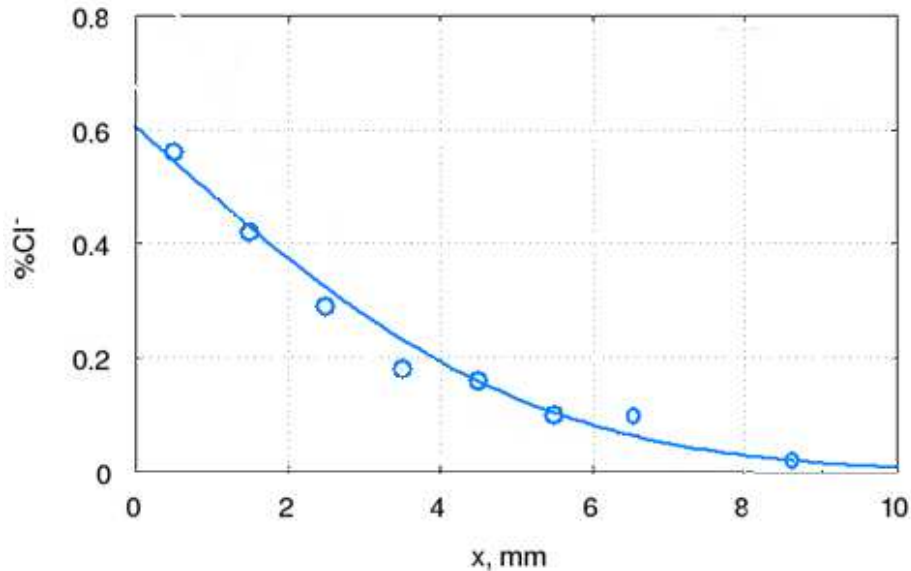
Rys. 14. Schematy układów do badania transportu jonów chlorkowych wykorzystujących zjawiska dyfuzji (a, b), sorpcji (c) i migracji (d, e)

Po wyjęciu próbek z roztworu NaCl pobiera się warstwy betonu z różnej głębokości poprzez zeszlifowanie kolejnych warstw betonu, a następnie oznacza się zawartość chlorków rozpuszczalnych w kwasach (wg. PN-EN 14629 [58]). Sporządza się profil chlorków w betonie czyli zależność zawartości chlorków od odległości od powierzchni betonu (Rys. 15), a następnie otrzymaną zależność dopasowuje się do równania:

$$C_x = C_i + (C_s - C_i) \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{nns}}t}} \right] \right) \quad (1)$$

gdzie:

- C_x - stężenie chlorków na głębokości x , % masy betonu,
- C_s - stężenie chlorków przy powierzchni betonu, % masy betonu,
- C_i - początkowe stężenie chlorków w betonie, % masy betonu,
- x - głębokość w betonie, m,
- D_{nns} - współczynnik dyfuzji w stanie nieustalonym, m^2s^{-1} ,
- t - czas ekspozycji, s



Rys. 15. Zależność zawartości chlorków w betonie od odległości od powierzchni betonu (punkty) dopasowana do równania (1) (linia)

Procedury wyznaczania współczynnika dyfuzji chlorków w betonie różnią się stężeniem roztworu NaCl, czasem trwania badania, geometrią i rozmiarem próbek betonowych, ich przygotowaniem (nasączenie wodą lub $\text{Ca}(\text{OH})_2$ nas.) oraz rodzajem powierzchni poddanej badaniu. W procedurach wg PN-EN 12390-11 [5] i NT Build 443 [57] chlorki wnikają do betonu przez powierzchnię powstałą po przecięciu próbek, natomiast w badaniu wg ASTM C1556 – 11a [56] ekspozycji na chlorki poddawana jest oryginalna (zacierana) powierzchnia próbek. Tak odmienne podejście skutkuje uzyskaniem różnych wartości D_{eff} , a co za tym idzie różnym czasem trwałości konstrukcji, która może być szacowana na podstawie D_{eff} . Wartości tego parametru uzyskane dla powierzchni oryginalnych (zacieranych i stykających się z powierzchnią formy) są większe niż dla powierzchni przecięcia próbek [59].

Wartość D_{eff} maleje w czasie w związku z postępowaniem hydratacji spoiwa i karbonatyzacji betonu, zwłaszcza w przypadku betonów z takimi dodatkami jak popiół lotny czy żużel wielkopiecowy. Zmiany te należy uwzględnić przy szacowaniu trwałości betonu na podstawie D_{eff} . Wpływ wieku betonu na D_{eff} określa parametr m ($D_{\text{eff}} = D_{\text{eff}0} (t_0/t)^m$), gdzie $D_{\text{eff}0}$ to wartość D_{eff} wyznaczona w wieku betonu t_0). Wartość m zależy przede wszystkim od rodzaju cementu i w/c. Najmniejsze wartości parametru m otrzymywane są dla cementu CEM I. Wynoszą one od 0,1 do 0,34. W przypadku betonu z dużym dodatkiem popioły lotnego wartość m może wynosić nawet 0,99 [60]. W tab. 15 podano wartości parametru m zalecane przez fib przy ocenianiu czasu użytkowania konstrukcji narażonej na działanie chlorków.

Tablica 17. Przykładowe wartości parametru m [60]

Beton na cemencie	Wartość m we wzorze (2)
CEM I $0,40 \leq w/c \leq 0,60$	0,30
CEM I + popiół lotny ($k = 0,5$) $0,40 \leq w/c \leq 0,62$	0,60
CEM III/B $0,40 \leq w/c \leq 0,60$	0,45

Wartość D_{eff} zależy także od temperatury. W celu uwzględnienia wpływu temperatury na D_{eff} w warunkach rzeczywistych korzysta się ze wzoru (2):

$$D_{\text{eff}} = k_e D_{\text{eff}0} k_t (t_0/t)^m \quad (2)$$

gdzie: k_e to parametr opisujący wpływ temperatury otoczenia na D_{eff} , a k_t to parametr przeniesienia wyników badań na rzeczywistą sytuację w konstrukcji [60]. Parametr k_e oblicza się ze wzoru (3):

$$k_e = \exp \left[b_e \left(\frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T_{\text{real}}} \right) \right] \quad (3)$$

w którym: T_{ref} – temperatura, w której wykonuje się badanie wyznaczania D_{eff} ($T_{\text{ref}} = 293$ K), T_{real} – średnia temperatura otoczenia konstrukcji, a b_e to zmienna, której wartość średnia wynosi 4800 K [59].

Oprócz badań, których celem jest określenie szybkości wnikania chlorków poprzez wyznaczenie efektywnego współczynnika dyfuzji, można znaleźć w dokumentach normalizacyjnych także procedury podobnych badań ale zakończonych jedynie określeniem zawartości chlorków na określonej głębokości betonu. Procedura takiego badania znajduje się w normie PN-EN 13396 [61]. Badanie przeznaczone jest do określania odporności na wnikanie jonów chlorkowych do wyrobów i systemów (CC, PC i PCC) przeznaczonych do ochrony i naprawy betonu. Cylindryczne próbki nasycone wodą pod próżnią umieszcza się w 3% roztworze NaCl. Po 28 dniach, 3 i 6 miesiącach próbki wyjmuje się z roztworu i pobiera próbki z 3 głębokości (pomiędzy 0 a 2 mm, 4 a 6 mm i 8 a 10 mm) do badania zawartości chlorków rozpuszczalnych w kwasach (wg PN-EN 14629 [58]). Zgodnie z Uwagą 3 „Zaleca się, aby wyniki uzyskane dla trzech poziomów głębokości wykazywały spadek zawartości jonów chlorkowych dla kolejnych poziomów” [58].

Wśród metod badania wnikania chlorków do betonu jest także test, w którym chlorki wnikają do betonu na drodze dyfuzji i sorpcji. W badaniu wg ASTM C1543 [62] stosuje się próbki betonu w stanie nienasyconym. Na górnej powierzchni próbki montuje się zbiornik, który wypełnia się 3% roztworem NaCl (Rys.14c). Boczne powierzchnie próbki są uszczelnione, natomiast dolna jest pozostawiona niezabezpieczona i wystawiona na działanie atmosfery o RH = 50%. Skutkuje to wysuszeniem próbki, a w konsekwencji, wilgoć z wnętrza próbki jest podciągana kapilarnie w kierunku powierzchni dolnej, zwiększając przepływ roztworu ze zbiornika na próbkę. Po 3 miesiącach trwania testu należy pobrać próbki z 4 głębokości i oznaczyć w nich zawartość chlorków. Kolejne oznaczenia można wykonać po 6 i 12 miesiącach, a następnie w odstępach 12-miesięcznych. Bardzo podobne badanie znajduje się w normie AASHTO T 259 [63] – w tej procedurze precyzyjnie określono warunki wilgotnościowe kondycjonowania próbek (RH = 50%), czas wnikania chlorków wynosi 90 dni, a próbki pobiera się z 2 głębokości betonu (1.6-13 mm oraz 13-25 mm). Zarówno badanie wg ASTM C1543 [62] jak i wg AASHTO T

259 [63] wykonuje się w celu porównania odporności różnych betonów na wnikanie chlorków. Badania te można wykonywać także na próbkach z różnego rodzaju powłokami. Na wstępie obu dokumentów znajduje się informacja, że badanie nie służy do wyznaczenia czasu użytkowania badanego betonu.

Badania dyfuzyjne są długotrwałe i kosztowne, dlatego często zamiast nich stosuje się przyspieszone badania wnikania chlorków do betonu, tj. badania migracji chlorków w zewnętrznym polu elektrycznym. Wartości współczynnika migracji chlorków są większe od współczynnika dyfuzji chlorków w danym betonie. Ma to m.in. związek z czasem trwania badania i zmianami D_{eff} w czasie. Badanie migracji jest krótkotrwałe (6 h - 7 dni) i pozwala na wyznaczenie niemal „chwilowego” współczynnika migracji, podczas gdy badania dyfuzji są długotrwałe (35-90 dni) i dostarczają informacji o uśrednionej wartości D_{eff} , która na początku testu jest większa niż na końcu.

W metodach migracyjnych służących do wyznaczenia współczynnika migracji chlorków, wg normy NT Build 492 [64] i opartej na niej normie PN-EN 12390-18 [7], nasączone wodą próbki betonu umieszcza się pomiędzy roztworem zawierającym chlorki, a roztworem bez chlorków. Do elektrod znajdujących się w roztworach przykładają się potencjał elektryczny 30 V i mierzy natężenie przepływającego prądu. Na jego podstawie ustala się wartość potencjału stosowanego podczas testu (od 10 do 60 V) w celu wywołania migracji chlorków (Rys.14d) oraz czas trwania testu (od 6 do 168 h). Po zakończeniu migracji próbki betonu rozłupuje się. Na uzyskane w ten sposób przełamy betonu nanosi się roztwór 0,1 M AgNO_3 . Powierzchnia próbki w której stężenie niezwiązanych przez beton chlorków przekracza ok. $0,07 \text{ mol/dm}^3$ przyjmuje kolor jasnoszary, a pozostała część powierzchni (z mniejszą zawartością chlorków) barwi się na kolor brązowy (Rys.16). Na podstawie zabarwienia przełamu betonu określa się głębokość, na którą wniknęły jony chlorkowe (grubość warstwy zabarwionej na kolor jasnoszary), a następnie oblicza się współczynnik migracji M_{nss} ze wzoru (4):

$$M_{\text{nss}} = \frac{RT}{zFE} \cdot \frac{x_a - \alpha \sqrt{x_a}}{t} \quad (4)$$

gdzie:

$$E = \frac{U}{h} \quad (5)$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{RT}{zFE}} \cdot \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2x_a}{c_0} \right) \quad (6)$$

M_{nss} – współczynnik migracji (w stanie nieustalonym), m^2/s ,

z – ładunek jonów, dla chlorków $z = 1$,

F – stała Faradaya, $F = 9,648 \times 10^4 \text{ J}/(\text{V} \cdot \text{mol})$,

U – wartość bezwzględna stosowanego napięcia V,

R – stała gazowa, $R = 8,314 \text{ J}/(\text{K} \cdot \text{mol})$,

T – średnia wartość temperatury roztworów, K,

h – grubość próbki (m),

x_a – średnia wartość głębokości penetracji chlorków, m,

t – czas trwania badania, s,

erf^{-1} – odwrotność funkcji błędu,

c_a – stężenie chlorków, przy którym zmienia się kolor, $c_a \approx 0,07 \text{ mol/dm}^3$,

c_0 – stężenie chlorków w roztworze, z którego migrowały do betonu, mol/dm^3



Rys. 16. Przełam próbki betonu po badaniu migracji po naniesieniu roztworu 0,1 M AgNO_3 . Żółtą krzywą zaznaczono głębokość, na którą wniknęły chlorki

Testy wg AASHTO T 277/ASTM C 1202 [65] wykorzystują migrację chlorków w plastrach betonu o grubości 50 mm i średnicy 100 mm do szybkiej oceny przewodności elektrycznej betonu, na podstawie której ocenia się odporność betonu na wnikanie chlorków. Test trwa jedynie 6 h. Badanie prowadzi się w układzie, którego uproszczony schemat pokazano na rys. 14e. Stosuje się napięcie 60 V. W trakcie testu mierzone jest natężenie prądu w 30-minutowych interwałach. Następnie obliczany jest całkowity ładunek przechodzący przez próbkę (wzór 7), który stanowi miarę przewodnictwa elektrycznego betonu w czasie trwania badania.

$$Q = 900 (I_0 + 2I_{30} + \dots + 2I_{330} + I_{360}) \quad (7)$$

gdzie:

Q – przepuszczony ładunek (C),

I_0 – natężenie prądu (A) zaraz po podłączeniu napięcia do układu,

I_t – natężenie prądu (A) w czasie t od podłączenia napięcia do układu.

W zależności od całkowitego ładunku przechodzącego przez próbkę, przepuszczalności chlorków przez beton określona jest jako wysoka, średnia, niska, bardzo niska lub pomijalna (tab. 18).

Tablica 18. Zależność przepuszczalności chlorków przez beton od przechodzącego przez próbkę betonu ładunku elektrycznego [65]

Przechodzący ładunek [C]	Przepuszczalność jonów chlorkowych
> 4000	Wysoka
2000-4000	Średnia
1000-2000	Niska
100-1000	Bardzo niska
< 100	Pomijalna

Wyniki przewodności elektrycznej betonu zazwyczaj wykazują dobrą korelację z wynikami testów dyfuzyjnych. Wyniki pomiaru mogą nie być miarodajne jeśli do produkcji betonu stosowano domieszki zawierające sole (np. domieszki przyspieszające wiązanie cementu zawierające azotany czy tiocyjany sodu). W przypadku takich betonów zalecane są badania próbek betonu o identycznym składzie ale bez domieszki zawierającej sole lub badania dyfuzji chlorków. Badanie przewodności elektrycznej betonu było pierwotnie przeznaczone do oceny materiałów alternatywnych dla cementu.

Niekonwencjonalna metoda badań

Badania normowe dotyczące odporności betonu na chlorki dotyczą jedynie szybkości wnikania chlorków do betonu i są prowadzone ze względu na ryzyko inicjacji korozji stalowego zbrojenia przez chlorki. Zjawisko korozji betonu pod wpływem działania chlorków nie jest brane pod uwagę w tych badaniach. Mimo braku normowych metod badania odporności betonu na korozję chlorkową, można takie badania spotkać w literaturze przedmiotu. Badania odporności na korozję chlorkową betonu mogą być prowadzone wg metody badania starzenia kamienia naturalnego pod działaniem mgły solnej tj. wg PN-EN 14147 [66]. Wg Horszczaruk i in. [67] jest to odpowiednia metoda symulacji erozji solnej powodującej wietrzenie solankowe podwodnych betonów naprawczych. Takie betony zawierają niewielką ilość zbrojenia, a korozja chemiczna betonu pod wpływem soli z wody morskiej, prowadząca do zmniejszenia wytrzymałości betonu i pogorszenia walorów estetycznych, jest istotnym problemem. Badanie wg PN-EN 14147 [66] obejmuje 60 cykli składających się z 4 h oddziaływania na próbki mgły solnej i 8 h suszenia. Temperatura w komorze podczas cyklu powinna wynosić $35\pm 5^{\circ}\text{C}$. Po każdym 15 cyklach próbki ocenia się wizualnie, a po 60 cyklach próbki płucze się i waży.

4.2.3. Metody badań odporności betonu na siarczany

Zazwyczaj metody badania odporności betonu na siarczany obejmują zanurzenie próbek zaprawy lub betonu w roztworze zawierającym jony siarczanowe, co prowadzi do ich wnikania do wnętrza próbek. Badania takie pozwalają na uzyskanie, po kilku miesiącach do ponad roku zanurzenia, informacji o zmianie długości próbek lub ilości jonów siarczanowych w próbce. Ocenia się również wygląd próbek [68]. Dyfuzja jonów siarczanowych w betonie jest procesem stosunkowo powolnym. W badaniach oddziaływania siarczanów na beton w celu zintensyfikowania procesów korozyjnych stosowane są znacznie wyższe niż spotykane w warunkach polowych stężenia siarczanów, prowadzenie badań w podwyższonych (30°C) lub obniżonych (5°C) temperaturach, skrócenie czasu dojrzewania próbek oraz zwiększenie w/c w celu uzyskania bardziej porowatego materiału. Reprezentatywność takich badań często jest kwestionowana. Np. zmiana stężenia jonów siarczanowych w środowisku w którym znajduje się beton powoduje nie tylko zmianę szybkości dyfuzji i reakcji ze stwardniałym zaczynem cementowym ale także zmianę mechanizmu korozji siarczanowej. W zależności od stężenia siarczanów, głównym produktem korozji siarczanowej jest gips lub etryngit.

W procedurach normowych nie uwzględniono agresji siarczanowej z roztworów kwasowych, co jest typowe dla warunków rzeczywistych (np. korozja pod wpływem kwaśnych deszczy zawierających kwas siarkowy). W badaniach wg większości norm siarczany wnikają do betonu z roztworów obojętnych, które alkalizują się w kontakcie z próbkami betonowymi.

Normowe metody badania odporności cementu i kompozytów cementowych na siarczany zostały zebrane w tab. 19.

Tablica 19. Normowe metody badania odporności cementu i kompozytów cementowych na siarczany

Badanie wg normy	Próbka	Pielęgnacja	Czas trwania badania	Roztwór siarczanu	Rodzaj ekspozycji	Mierzony parametr	Uwagi
PN-B-19707	zaprawa 20x20x160 mm	w wodzie	1 rok	Na ₂ SO ₄ 16g/l SO ₄ ²⁻	zanurzenie	zmiana długości próbek	badana odporność cementu
PN-EN 1367-2	kruszywo 10-14 mm	płukanie, suszenie	10 dni	nas. MgSO ₄	cykle zanurzania i suszenia	ubytek masy	badana odporność na czynniki atmosferyczne
ASTM C 452 i CSA A3004-C6	zaprawa z cementu z dodatkiem siarczanów (7% m.c. SO ₃) 25 x 25 x 285 mm	22-23 h w formie + min. 30 min. w wodzie	min. 14 dni	0% (woda wymieniana co 7 dni)	Zanurzenie	zmiana długości próbek	ocena cementu portlandzkiego
ASTM C 1012/C1 012M	zaprawa 25 x 25 x 285 mm	23,5 h w formie (T=35°C) + w nas. Ca(OH) ₂ (23°C) do osiągnięcia R _c = 20 MPa	min. 6 m-cy	3,4% SO ₄ ²⁻ (50 g/l Na ₂ SO ₄ , dopuszcz. inne siarczany)	Zanurzenie	czas do zmiany długości próbek o 0,1%	ocena cementu z pucolanami i żużlem
CSA A3004-C8	zaprawa 25 x 25 x 250 mm	j.w.	12-18 m-cy	j.w.	zanurzenie T = 23°C lub 5°C	j.w.	ocena cementu
SN 505262-1	beton 150x150x150 mm	RH = 90%, T = 20°C	4 tygodnie	5% Na ₂ SO ₄	4 cykle suszenia-nasączenia	ekspansja, masa, wytrzymałość na ściskanie	ocena betonu
USBR 4908	beton, cylindry fi 150 mm i h 300 mm	23°C: 24h w formie +13 i RH 100% + 14 d. RH 100%	m-celata - do osiągnięcia zmiany wysokości próbek 0,5%	2,1% i 10% Na ₂ SO ₄	zanurzenie lub cykle nasączania-suszenia	czas do zmiany długości próbek o 0,5%	ocena betonu
GB 749-1965	zaprawa 10x10x30 mm	1 dzień w formie + 14 dni w wodzie	6 m-cy	b.d.	zanurzenie	wytrzymałość i na zginanie	norma nieaktualna

Wśród polskich norm budowlanych nie ma dokumentu dotyczącego badania odporności betonu na siarczany. W normie PN-B-19707 [69] można znaleźć jedynie procedurę badania odporności cementu na siarczany, a w normie PN-EN 1367-2[70] procedurę badania odporności kruszywa na czynniki atmosferyczne na podstawie oddziaływania roztworu siarczanu magnezu na kruszywo.

Metodę opisaną w PN-B-19707 [69] można stosować do wszystkich rodzajów cementu i spoiw hydraulicznych. Przedmiotem badań są zaprawy (próbki 20x20x160 mm zakończone

czopami), które po 28 dniach dojrzewania w wodzie mierzy się w aparacie Graff-Kaufmana, a następnie 3 próbki umieszcza w roztworze siarczanu sodu, a 3 próbki odniesienia w wodzie. Następnie, co cztery tygodnie przez okres roku, wykonuje się kolejne pomiary długości próbek w celu określenia ich ekspansji na skutek działania siarczanów. Cement jest odporny na siarczany, jeżeli zmiana długości próbek po 52 tygodniach ekspozycji w roztworze Na_2SO_4 nie przekracza 0,5%. Bardzo podobna procedura badania znajduje się w projekcie normy ENV 196-X.

Badanie kruszywa wg PN-EN 1367-2 [70] polega na poddaniu próbki kruszywa 5 cyklom zanurzenia w nasyconym roztworze MgSO_4 i suszenia w suszarce w $T = 110 \pm 5^\circ\text{C}$. Co ciekawe, badanie to ma na celu ocenę mrozoodporności kruszywa, a nie odporności betonu z takim kruszywem na korozję siarczanową. Na skutek cyklicznej krystalizacji i uwodnienia siarczanu magnezu w porach kruszywa następuje jego destrukcja (rozdrobienie). Miarą destrukcji jest ubytek masy kruszywa po badaniu (wyrażona w procentach ilość powstałego materiału o rozmiarze ziaren mniejszych niż 10 mm). W zależności od ubytku masy wyróżnia się 4 kategorii MS (tab. 20). Na podstawie wyniku tego badania określa się mrozoodporność betonu. Taka ocena mrozoodporności jest szczególnie przydatna, jeśli kruszywo może być narażone na działanie wody morskiej lub soli odladzających. Kategorie MS_{35} , MS_{25} i MS_{18} odpowiadają odpowiednio kategoriom F_4 , F_2 i F_1 .

Tablica. 20. Kategorie maksymalnych wartości w badaniach siarczanem magnezu [70]

Ubytek masy kruszywa, %	Kategoria MS
≤ 18	MS_{18}
≤ 25	MS_{25}
≤ 35	MS_{35}
> 35	$\text{MS}_{\text{Deklarowana}}$
Brak wymagań	MS_{NR}

W zagranicznych dokumentach normalizacyjnych można znaleźć zarówno metody badań odporności cementu jak i betonu na siarczany.

Norma ASTM C 452 [71] dotyczy badania odporności cementu portlandzkiego na siarczany. Przedmiotem badania są próbki zaprawy wykonane z użyciem mieszaniny cementu i gipsu, w takich proporcjach, aby zawartość siarczanów w przeliczeniu na SO_3 wynosiła 7% m.c. Próbki rozformowuje się po 22-23 h i umieszcza na co najmniej 30 min. w wodzie. Po 24 h od wymieszania składników zaprawy należy zmierzyć długość próbek. Następnie próbki są umieszczane w wodzie na 14 dni. Woda jest wymieniana co 7 dni. Po 14 dniach określa się zmianę długości próbek. Test można prowadzić dłużej w celu uzyskania dodatkowych informacji. Podobna procedura badania znajduje się w kanadyjskiej normie CSA A3004-C6 [72]. Gips wprowadzony jako składnik zaprawy reaguje z jeszcze niehydratyzowanymi składnikami cementu. Należy zwrócić uwagę, że wprowadzenie siarczanów na etapie wykonywania zaprawy znacznie się różni od ich wnikania ze środowiska dlatego badaniu wg ASTM zarzuca się brak reprezentatywności rzeczywistych warunków, w których zachodzi korozja siarczanowa betonu.

Badanie wg ASTM C 452 [71] jest przeznaczone do oceny tylko cementu portlandzkiego. Jest nieodpowiednie do oceny odporności cementów wieloskładnikowych, zawierających dodatki pucolanowe i żużel. Takie cementy zgodnie z wytycznymi ASTM należy oceniać wg metody opisanej w ASTM C 1012 [73]. Przedmiotem badań wg [71] są zaprawy $25 \times 25 \times 285$ mm, które poddaje się badaniu odporności na siarczany po osiągnięciu

wytrzymałości na ściskanie $20,0 \pm 1,0$ MPa (mierzonej przy użyciu kostek $50 \times 50 \times 50$ mm wykonanych z tej samej zaprawy). Belecзки zanurza się w roztworze $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ o stężeniu 0,352 M ale metoda dopuszcza stosowanie także innych stężeń jonów siarczanowych i innych soli, np. MgSO_4 . Po zanurzeniu beleczek w roztworze siarczanowym wykonuje się pomiary rozszerzalności w ustalonych odstępach czasu: po 1, 2, 3, 4, 8, 13 i 15 tygodniach oraz 4, 6, 9, 12, (i ewentualnie po 15 i 18) miesiącach. Klasę odporności cementu na siarczany określa się zgodnie z ACI 201.2R-01 [74] w zależności od czasu ekspozycji w siarczanach, po którym zmiana długości próbek wyniesie 0,1% (klasa 1 – $t > 6$ m-cy, klasa 2 – $t > 12$ m-cy, klasa 3 – $t > 18$ m-cy).

Podobna procedura badania znajduje się w normie kanadyjskiej AN/CSA-A3004-8 [75]. W normie tej znajduje się także druga procedura badania, która różni się temperaturą badania – próbki zaprawy zanurza się w roztworze siarczanów w temperaturze 5°C . Temperatura wpływa na mechanizm korozji siarczanowej. W temperaturze pokojowej powstaje głównie etryngit, natomiast w obniżonej temperaturze taumazyt. W warunkach rzeczywistych beton rzadko jest narażony na siarczany tylko w temperaturze bliskiej pokojowej.

W badaniu wg szwajcarskiej normy SN 505262-1 [76] próbki betonowe poddawane są przyspieszonej agresji siarczanów w wyniku czterech cykli suszenia w temperaturze 50°C przez 120 ± 2 h i pełnego zanurzenia w 5% roztworze siarczanu sodu przez okres 48 ± 2 h. Następnie próbki betonowe są pozostawione całkowicie zanurzone w roztworze siarczanów przez okres dwóch miesięcy.

Przedmiotem badania wg USBR 4908 [77] są cylindry betonowe (średnica - 150 mm, wysokość - 300), które są zanurzane w roztworach siarczanu sodu o stężeniu 2,1% i 10%. Metodę można stosować do oceny betonów zawierających cementy portlandzkie i wielokładnikowe. Norma przewiduje trzy różne metody badania:

- A: zanurzenie próbek w 2,1% roztworze Na_2SO_4 ,
- B: zanurzenie próbek w 10% roztworze Na_2SO_4 ,
- C: cykle nasączania i suszenia - 6 h zanurzenia w 2,1% roztworze Na_2SO_4 i 8 h suszenia w temperaturze 54°C .

Parametrem mierzonym jest ekspansja próbek. Badanie prowadzi się do osiągnięcia zmiany długości próbek 0,5%. Względna odporność na atak siarczanów jest oparta na czasie ekspozycji do osiągnięcia ekspansji 0,5%. Metody A i B pozwalają uzyskać wynik badania ok. 6 razy szybciej niż metoda C.

Większość procedur badania odporności opiera się na pomiarze ekspansji próbek. Natomiast w badaniu wg nieaktualnej chińskiej normy GB 749-1965 wyznacza się współczynnik korozji będący stosunkiem wytrzymałości zaprawy ($10 \times 10 \times 30$ mm, $s/k=1:3,5$) na zginanie po 6 miesiącach zanurzenia w roztworze i wytrzymałości na zginanie próbek o tym samym wieku zanurzonych w wodzie. Jeżeli współczynnik korozji jest mniejszy niż 0,80, uznaje się, że rozważany cement ma słabą odporność na siarczany. Kryterium oceny wydaje się jasne ale nie określono stężenia roztworu siarczanów. W aktualnej normie GB/T 749-2001 [78] znajduje się procedura badania podobna do procedury wg ASTM oceniająca odporność cementu na siarczany na podstawie ekspansji próbek zaprawy.

Badania nienormowe

Główną wadą normowych badań odporności cementu/betonu na siarczany jest długi czas trwania badania. Dlatego w literaturze można znaleźć propozycję metod przyspieszonych. Autorzy pracy [79] proponują skrócenie badania odporności cementu na siarczany poprzez stosowanie próbek stwardniałych zaczynów cementowych. Próbki mają zmniejszony przekrój (10×10 mm), co intensyfikuje wpływ agresywnego środowiska na wynik badania.

Ponadto skrócono czas pielęgnacji próbek do 7 dni. Po tym czasie próbki 10x10x40mm zanurza się w roztworze Na_2SO_4 o stężeniu 50g/l ($T = 23^\circ\text{C}$). Przez pierwsze 2 tygodnie wykonuje się pomiar długości próbek 5 razy w tygodniu, a następnie co 2 tygodnie aż do zaobserwowania zniszczeń. Po każdym pomiarze wymienia się roztwór siarczanów na świeży. Wyniki badania są zgodne z wynikami otrzymanymi wg ASTM C1012, natomiast czas badania jest 3-5 razy krótszy.

W pracy [80] w celu przyspieszenia destrukcji siarczanowej, przed dłuższą ekspozycją na roztwór siarczanów, wysuszone (4 tygodnie w $T = 60^\circ\text{C}$) próbki betonowe są nasączone roztworem 8,9 g/l Na_2SO_4 pod próżnią przez 48 h, co znacząco przyspiesza transport siarczanów w betonie. Następnie próbki umieszczane są na 12 tygodni w roztworze 8,9 g/l Na_2SO_4 . Roztwór jest wymieniany co 4 tygodnie, a dodatkowo przez cały czas trwania testu kontrolowane jest pH roztworu i utrzymywane na poziomie $\text{pH} = 7$ przez dodawanie odpowiednich ilości kwasu siarkowego. Po 12 tygodniach wyznacza się zmianę długości próbek, masy próbek i wytrzymałości na ściskanie.

Transport siarczanów w kompozytach cementowych bywa także przyspieszany przez migrację podobnie jak chlorki w badaniach odporności betonu na ich wnikanie. W pracy [81,82] próbki zaprawy o wymiarach 40x40x60 mm umieszczano w naczyniu dwukomorowym analogicznym jak do badania migracji chlorków (Rys.14e). W komorze z katodą znajdował się 5% roztwór Na_2SO_4 , a w anodowej 2,8 M NaOH. W trybie pulsacyjnym stosowano napięcie prądu 30 V (20 s i 20 s przerwy). Skutki działania siarczanów na próbki oceniono na podstawie badań wytrzymałości na ściskanie i zginanie. Oceniano także szybkość wnikania siarczanów na podstawie wykonanych profili rozkładu stężenia jonów siarczanowych w zależności od głębokości próbki.

Autorzy pracy [79] zauważają, że stosowanie zaostzonych warunków badań odporności betonu na siarczany (znacznie zwiększone stężenie siarczanów) może powodować zmianę mechanizmu destrukcji siarczanowej i wyniki badań laboratoryjnych mogą w takiej sytuacji różnić się od badań terenowych w rzeczywistych warunkach. Na odporność betonu na siarczany wpływa odporność stwardniałego zaczynu na siarczany, a także szybkość wnikania siarczanów w beton (zarówno na drodze sorpcji jak i dyfuzji). Dlatego w pracy [79] zaproponowano aby w celu określenia odporności betonu na siarczany określić: współczynnik dyfuzji siarczanów w betonie, badanie sorpcji wody oraz odporność betonu na siarczany w cyklach nasączania-suszenia.

Badania nienormowe odporności na siarczany w środowisku kwasowym

Żadne z badań normowych nie uwzględnia agresji siarczanowej w środowisku kwaśnym. Natomiast w literaturze można znaleźć metody badania wpływu kwaśnych deszczy zawierających kwas siarkowy na beton. Wartość pH kwaśnych deszczy wynosi pomiędzy 3 a 5 [83]. W testach laboratoryjnych w celu przyspieszenia procesów korozyjnych stosuje się zaostzone warunki badań – badania nad oddziaływaniem kwaśnych deszczy prowadzi się przy użyciu roztworów o obniżonym pH nawet do wartości 1.0. Jako roztwory symulujące kwaśne deszcze są stosowane najczęściej roztwory zawierające kwas azotowy i siarkowy [83,84]. W pracy [84] próbki betonu zanurzano w roztworach kwasów o pH od 1 do zawierające kwas siarkowy(VI) i azotowy(V) w stosunku molowym 9:1; pH roztworu wynosiło od 1.5 do 3,5 [84].

Na przebieg korozji siarczanowej wpływa także przeciwjon obecny w stosowanym siarczanie. W warunkach rzeczywistych przeciwjonem, oprócz Na^+ , bywają jony Mg^{2+} , NH_4^+ . Na przykład betonowe elementy rur kanalizacyjnych są narażone na środowisko korozyjne o obniżonym pH, zawierające m.in. jony SO_4^{2-} , Mg^{2+} , NH_4^+ . Obecny stan normalizacji polskiej i ogólnoeuropejskiej nie obejmuje kompleksowej procedury badania chemoodporności (w szczególności kwasoodporności) betonu cementowego

przeznaczonego do produkcji elementów kanalizacyjnych. Metodę oceny chemoodporności betonów w takim środowisku zaproponowano w pracy [85]. Metoda przeznaczona jest do badania betonów cementowych o różnych spoiwach oraz różnych proporcjach składników. Nasączone wodą próbki betonu 100 x 100 x 100 mm zanurza się w 4 roztworach: kwasu siarkowego(VI) o stężeniu molowym równym 0,005 mol/dm³, siarczanu magnezu o stężeniu molowym równym 0,21 mol/dm³, siarczanu amonu o stężeniu molowym równym 0,21 mol/dm³ oraz mieszaniny wyżej wymienionych roztworów w proporcji 1:1:1 na co najmniej 20 tygodni. Roztwory okresowo się wymienia. Po tym czasie należy ocenić zmianę wytrzymałości betonu na ściskanie oraz wygląd próbek.

4.2.4. Badania odporności na reakcję alkalia-krzemionka

Zgodnie z normą PN-EN 12620+A1:2010 [34] jeśli jest to wymagane, reaktywność alkaliczną kruszyw należy oceniać zgodnie z przepisami obowiązującymi w miejscu stosowania. W aktualnych normach PN-EN dotyczących wymagań dla betonu i kruszyw nie ma procedur badań oceniających reaktywność kruszywa, a krajowe normy dotyczące oceny reaktywności kruszyw - PN-B-06714-46 [86], PN-B-06714-47 [87] i PN-B-06714-34:1991/Az1 [88] - zostały wycofane. Dlatego w Polsce badania reaktywności kruszyw wykonuje się najczęściej zgodnie z metodami opisanymi w amerykańskich normach ASTM C1260 [89] (badanie wydłużenia beleczek z zaprawy pod wpływem NaOH) i ASTM C1293 [90] (badanie betonu) [91] lub wg procedur RILEM. W ostatnich latach powstało 5 procedur RILEM dotyczących badania reaktywności kruszywa. Podstawową metodą służącą do klasyfikacji kruszywa pod względem reaktywności wg zaleceń RILEM jest metoda petrograficzna (RILEM AAR-1 [92]) polegająca na określeniu składu mineralogicznego kruszywa. Również w dokumentach ASTM (ASTM C 295[93]) można znaleźć wskazówki do badania petrograficznego kruszywa. Badanie to umożliwia identyfikację reaktywnych minerałów takich jak opal, chalcedon, krystobalit, trydymit, krzemionka opalowa, szkło wulkaniczne i sztuczne, drobnokrystaliczny dolomit, kryptokrystaliczny kwarc. Analizę petrograficzną przeprowadza się przy użyciu technik mikroskopowych. Pomocniczo można stosować dyfraktometrię rentgenowską (XRD), skaningową mikroskopię elektronową (SEM), skaningową mikroskopię elektronową sprzężoną z mikroanalizą rentgenowską (SEM/EDX), czy fluorescencyjną analizę rentgenowską (XRF).

Zalecenia dotyczące analizy petrograficznej można również znaleźć w Procedurze Badawczej GDDKiA PB/3/18 . Stanowi ona załącznik 3 w dokumencie „Wytyczne Techniczne klasyfikacji kruszyw krajowych i zapobiegania reakcji alkalicznej w betonie stosowanym w nawierzchniach dróg i drogowych obiektach inżynierskich” GDDKiA [94], który powstał w 2019 roku i wg autorów stanowi uzupełnienie zapisów norm PN-EN 206 [13] i PN-EN 12620 [34]. Dokument ten zawiera także opis dwóch procedur badania reaktywności kruszyw oraz dwóch procedur oceny potencjalnej reaktywności mieszaniny kruszyw, cementu i dodatków mineralnych. Pierwsza procedura „Procedura badawcza GDDKiA PB/1/18” dotyczy przyspieszonej metody badania reaktywności kruszyw. Wynik badania otrzymuje się po 16 dniach od wykonania próbek zaprawy. Badania nie należy stosować do oceny reaktywności kruszyw węglanowych. Procedura badawcza jest oparta na metodach badań wg ASTM C1260 [34] i RILEM AAR-2 [95]. Przedmiotem badań są beleczki z zaprawy o wymiarach 25x25x285 mm wykonane z cementu CEM I 52,5 lub 42,5 R o minimalnej zawartości alkaliów wynoszącej 0,9±0,1 wyrażonej jako Na₂O_{eq.} zawartości alkaliów. Badane kruszywo kruszy się, aby uzyskać ziarna w rozmiarze od 125 μm do 4 mm. Zaprawy rozformowuje się po 24 h i umieszcza się w wodzie destylowanej o temperaturze 80°C. Warunki te utrzymuje się przez 24 h. Po tym czasie próbki wyjmuje się,

mierzy się ich długość i umieszcza w 1 M roztworze NaOH o temperaturze 80°C i umieszcza w komorze termostatycznej. Okresowo mierzy się długość próbek. Na podstawie wydłużenia próbek po 14 dniach w roztworze NaOH określa się kategorię reaktywności kruszywa (Tab. 21).

W przypadku obserwacji znacznego wydłużenia próbek, należy wykonać dodatkowe badania, aby potwierdzić, że wydłużenie nastąpiło z powodu reakcji kruszywo-alkalia. Badania potwierdzające taką przyczynę ekspansji próbek, to badania petrograficzne, chemiczne mające na celu identyfikację produktów korozji oraz dane z eksploatacji w warunkach rzeczywistych. W przypadku zmiany długości o 0,08-0,20% zaleca się wydłużenie testu do 28 dni oraz badanie metodami długoterminowymi (według GDDKiA PB/2/18 [94], ASTM C1293 [90] RILEM AAR-3 [96]).

Tablica 21. Kategorie reaktywności kruszywa badanego zgodnie z Procedurą badawczą GDDKiA PB/1/18 [94]

Kategoria reaktywności kruszywa	Rodzaj kruszywa	14-dniowa zmiana długości, ΔL , %
Niereaktywne – R0	grube	$\Delta L \leq 0,10$
	drobne	$\Delta L \leq 0,15$
Umiarkowanie reaktywne – R1	grube	$0,10 < \Delta L \leq 0,30$
	drobne	$0,15 < \Delta L \leq 0,30$
Silnie reaktywne - R3	grube i drobne	$0,30 < \Delta L \leq 0,45$
Bardzo silnie reaktywne – R3	grube i drobne	$\Delta L > 0,45$

Procedury długoterminowe dotyczą badania beleczek z betonu, który został wykonany przy użyciu badanego kruszywa. Zawartość alkaliów jest zwiększona w betonie w wyniku dodania NaOH do wody zarobowej, tak aby zawartość $\%Na_2O_{aq}$ wynosiła do 1,3% masy cementu (Tab. 21). Procedura Badawcza GDDKiA PB/2/18 [94] jest wzorowana na badaniach wg ASTM C1293 [90] i RILEM AAR-3 [96]. Badanie trwa 365 dni. Próbkę betonu po rozformowaniu i zmierzeniu są umieszczane w komorze termostatycznej ($T = 38^\circ C$, $RH > 95$) w pojemniku nad lustrem wody. Okresowo wykonuje się pomiary długości i masy próbek. Kategorię kruszywa określa się na podstawie wydłużenia próbek po 365 dniach (Tab. 22). W przypadku wolno reagujących kruszyw badania można prowadzić do 2 lat. W przypadku badania kruszyw węglanowych stosuje się mniejszą zawartość alkaliów.

Tablica 22. Kategorie reaktywności kruszywa badanego zgodnie z Procedurą badawczą GDDKiA PB/2/18 [94]

Kategoria reaktywności kruszywa	zmiana długości po 365 dn, ΔL , %
Niereaktywne – R0	$\Delta L \leq 0,04$
Umiarkowanie reaktywne – R1	$0,04 < \Delta L \leq 0,12$
Silnie reaktywne - R2	$0,12 < \Delta L \leq 0,24$
Bardzo silnie reaktywne – R3	$\Delta L > 0,24$

Oprócz badań reaktywności kruszywa prowadzi się także badania potencjalnej reaktywności mieszaniny cementu, dodatków mineralnych i kruszywa, aby ocenić zdolność pucolan i mielonego granulowanego żużla wielkopiecowego do kontrolowania ekspansji spowodowanej reakcją alkalia-kruszywa. Procedury takich badań są opisane w normie ASTM C1567 [97] i wzorowanej na niej Procedurze badawczej GDDKiA PB/4/18 [94] i są

analogiczne do ASTM C1293 [90] i GDDKiA PB/1/18 [94]. Różnią się jedynie spoiwem zawierającym dodatki mineralne.

Określenie potencjalnej reaktywności mieszaniny kruszyw mineralnych w warunkach cyklicznego oddziaływania temperatury 60°C w roztworze NaOH zawiera również procedura GDDKiA PB/5/18 [94] zgodna z RILEM AAR-12 [98]. Próbki betonu po rozformowaniu są kondycjonowane przez 28 dni (6 dni T=20°C i RH > 95%, 14 dni T=20°C i RH = 65%, 6 dni T=60°C i RH > 98, 1 dzień T=20°C i RH > 98%), a następnie poddawane co najmniej 10 14-dniowym cyklom suszenia (5 dni T=60°C i RH < 10%), nasycania 3 lub 10% NaCl (2 dni, T=20°C), ogrzewania (6 dni T=60°C i RH > 98%) i chłodzenia (1 dzień T=20°C i RH > 98%). Wykonuje się pomiary długości próbek, masy i częstości drgań rezonansowych. Zgodnie z wytycznymi GDDKiA kruszywo nie wykazuje podatności na reakcje alkalia-kruszywo, jeżeli po 10 cyklach średnie wydłużenie próbek nie przekracza 0,030% oraz średni spadek modułu sprężystości próbek nie przekracza 20%. Jeżeli oceniane parametry przekraczają graniczne wartości, zalecane jest potwierdzenie obecności składników reaktywnych za pomocą analizy petrograficznej.

W tab. 23 porównano krajowe i najczęściej stosowane w Polsce zagraniczne metody badania odporności na reakcję alkalia-krzemionka.

Tablica 23. Porównanie metod badania reaktywności kruszywo-alkalia

Badanie wg	Przedmiot badań	%Na ₂ O _{aq} w cemencie	Warunki badań	Mierzony parametr
RILEM AAR-1 [92] ASTM C 295 [86]	kruszywo	-	badanie petrograficzne	określeniu składu mineralogicznego kruszywa
PN-B-06714-46	Kruszywo o rozmiarze ziaren > 1 mm	-	Kruszywo drobne: zanurzenie przez 1 h w 4% NaOH w 90°C Kruszywo grube: wydzielenie reaktywnych krzemieni oraz zanurzenie pozostałości na 1 h w 10% NaOH w 90°C	Ubytek masy Oznaczenie zawartości reaktywnych krzemieni (tylko w kruszywie grubym)
PN-B-06714-47 [87]	Kruszywo	-	zanurzenie kruszywa przez 24 h w 1 M NaOH w 80°C	Oznaczenie zawartości krzemionki w roztworze po reakcji kruszywa z NaOH.
ASTM C1260-22 [89]	zaprawa 25x25x285 mm	b.d	24 h w formie (20°C), 24 h w wodzie (80°C), 14 dni w 1 M NaOH (80°C)	Wydłużenie próbek (po 14 dniach w NaOH)
RILEM AAR-2 [95]	Zaprawa 25x25x285 mm 40x40x160 mm	≥ 1,0		
GDDKiA PB/1/18 [94]	zaprawa 25x25x285 mm	0,9		

Tablica 23. cd

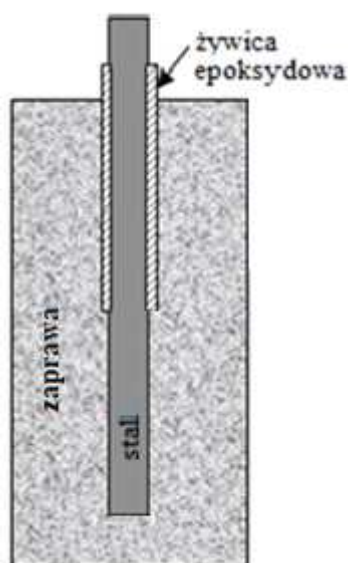
PN-B-06714-34:1991/Az1 [88]	Beton 25x25x250 mm	1,2	Beleczki w pojemniku nad lustrem wody, T = 36-40°C	Wydłużenie próbek (pomiar do 180 dni)
ASTM C1293 [90]	Beton 75x75x285 mm	1,25	24 h w formie (20°C), w pojemniku nad lustrem wody 20°C przez 6 dni, później 38°C. RH 100%	Wydłużenie próbek (pomiar 1 rok lub 2 lata)
RILEM AAR-3 [96]	Beton 75x75x250 mm	0,9–1,3 lub 2-5kg/m ³	24 h w formie (23°C), potem w pojemniku nad lustrem wody 38°C. RH 100%	Wydłużenie próbek (pomiar 1 ro)
GDDKiA PB/2/18 [94]	Beton 75x75x(250±50) mm	1,25	24 h w formie (23°C), potem w pojemniku nad lustrem wody 38°C. RH 100%	Wydłużenie próbek (pomiar 1 rok)
RILEM AAR-4.1 [99]	75x75x250 mm	0,9–1,3	24 h w formie (23°C), potem w pojemniku nad lustrem wody 60°C. RH 100%	Wydłużenie próbek (pomiar 20 tygodni)
GDDKiA PB/4/18 [94]	Procedura badawcza jak w GDDKiA PB/1/18, przy czym zapraw zawiera popiół lotny lub granulowany żużel wielkopieczowy			
ASTM C1567 [97]	Procedura badawcza jak w ASTM C1260, przy czym zapraw zawiera popiół lotny lub granulowany żużel wielkopieczowy			
GDDKiA PB/5/18 [94]	Beton 75x75x(250±50) mm	0,9	24 h w formie, 28 dni wstępnego kondycjonowania (zmiennne warunki T i RH), następnie 10 14-dniowych cykli suszenia-nasycania 3 lub 10% NaCl, ogrzewania (T = 60°C) i chłodzenia	Wydłużenie próbek, zmiana masy i częstotści drgań rezonansowych
RILEM AAR-12 [98]	Beton 75x75x250 mm	≥ 1,0		
RILEM AAR-5 [100]	Beton 40x40x160 mm	1,5	jak w RILEM AAR-2, metoda do oceny kruszywa zawierającego węglany	

4.2.5 Badania elektrochemiczne

Badania elektrochemiczne dotyczą przede wszystkim przebiegu korozji zbrojenia i nie mówią nic bezpośrednio o odporności/podatności betonu na korozję, ale na etapie projektowania betonu mogą dostarczać istotnych informacji o zdolnościach ochronnych betonu względem stali, pozwalają porównać różne rozwiązania materiałowe betonu pod względem własności ochronnych, stanowiąc cenne uzupełnienie informacji o trwałości korozyjnej całego układu zbrojenie-otulina.

Na etapie projektowania składu betonu z zastosowaniem nowych składników, np. domieszek, dodatków, przeprowadza się badanie elektrochemiczne stali w projektowanym betonie, ewentualnie zaprawie lub wyciągu wodnym z zaprawy lub betonu, w celu oceny wpływu badanych składników betonu na korozję zbrojenia stalowego. W dokumentach normalizacyjnych obowiązujących w Polsce znajdują się 2 metody badań, które można

zastosować do oceny oddziaływania korozyjnego wpływu składników betonu na stal zbrojeniową. Norma PN-EN 480-14 [101] dotyczy badania domieszek do betonu. Obligatoryjnie metodę stosuje się do oceny domieszek, które zawierają substancje inne niż wskazane na liście aprobowanej i liście deklarowanej zawartych w normie. Oddziaływanie korozyjne domieszek przeprowadza się na podstawie badania potencjostatycznego stali (pręt gładki ze stali miękkiej niskowęglowej, np. S235JRG1 – rys. 17) umieszczonej w zaprawie zawierającej badaną domieszkę. Badanie prowadzi się w układzie trój elektrodowym – elektrodą pracującą jest zbrojenie próbki, jako elektrodę odniesienia stosuje się najczęściej nasyconą elektrodę kalomelową, elektrodę chlorosrebrową, a przeciwelektrodę stanowi płytka ze stali nierdzewnej typu X2CrNi-11 (Rys. 18). Próbki, których schemat przedstawiono na rysunku xxx, po rozformowaniu umieszcza się na 24 h w nasyconym roztworze $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Po tym czasie zbrojenie polaryzuje się aż osiągnie potencjał 500 mV względem standardowej elektrody wodorowej. Potencjał ten utrzymuje się przez 24 h i rejestruje się prąd płynący pomiędzy zbrojeniem a przeciwelektrodą. Po zakończeniu badania próbkę rozbija się i ocenia wizualnie stan zbrojenia. Zgodnie z wymaganiami wg normy PN-EN 934-1 [39] maksymalna wartość gęstości prądu zarejestrowanego między 1 a 24 h badania nie powinna przekraczać 10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Dodatkowe wskazówki do interpretacji tego badania można znaleźć w pracy [102]. Zgodnie z tą pracą maksymalny 10-12 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ wskazuje na słabą korozję a powyżej 25 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ na intensywną korozję zbrojenia.

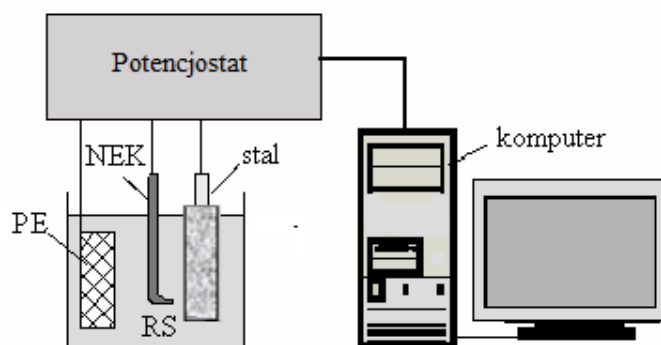


a)



b)

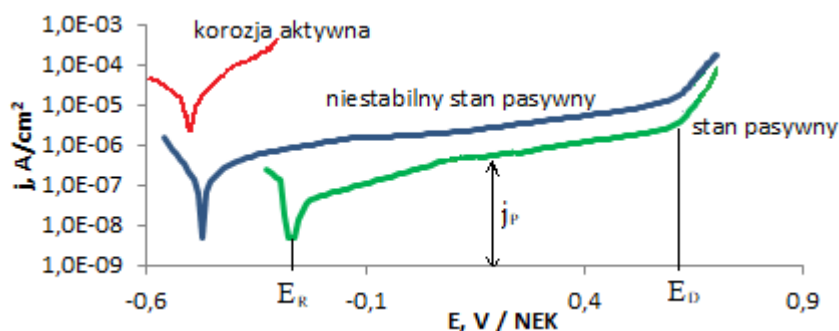
Rys. 17. Próbki stosowanej do badania potencjostatycznego a) schemat, b) próbki rzeczywiste



Rys. 18. Schemat trójelektrodowego układu do elektrochemicznych pomiarów korozji zbrojenia (NEK – nasyczona elektroda kalomelowa, PE – przeciw elektroda (siatka Pt lub blacha ze stali nierdzewnej))

Drugą znormalizowaną metodą pomiarów korozyjnych jest pomiar krzywej polaryzacji stali wg normy PN-86-B-01810 [103]. Jest to norma wycofana i niezastąpiona żadną inną normą ale badanie w niej opisane nadal jest wykonywane w celu określania zdolności ochronnych otuliny wobec zbrojenia. Badanie można przeprowadzać na próbkach zapraw, betonu lub w wyciągach wodnych z badanych betonów. W przypadku badań w zaprawach i w betonie stosuje się próbki podobne jak przy badaniu potencjostatycznym (Rys. 17) i przed pomiarem umieszcza się je na 24 h w wodzie destylowanej. Następnie wykonuje się pomiar krzywej w układzie trójelektrodowym (jak badanie potencjostatyczne – rys. 18). W przypadku badań w wyciągach wodnych, wyciąg sporządza się z próbki rozkruszonego betonu po usunięciu kruszywa grubego. Następnie próbkę miele się i odsiewa przez sito o oczkach 0,2 mm. Uzyskany proszek zalewa się wodą destylowaną w stosunku 1-3 części masy proszku na 10 części masy wody. Mieszaninę pozostawia się do osiągnięcia stałego pH, a następnie przesącza. Uzyskany przesącz jest wyciągiem wodnym z badanego betonu, w którym zanurza się elektrodę pracującą. Pomiar krzywej polaryzacji wykonuje się po ustabilizowaniu się potencjału korozyjnego stali (zmiana potencjału korozyjnego $< 2\text{mV/h}$). Krzywe polaryzacji (rys 19) rejestruje się zazwyczaj w zakresie potencjałów od $-1000\div-100\text{ mV}$ względem potencjału korozyjnego (stacjonarnego) stali do ok. 800 mV względem NEK. Po zarejestrowaniu krzywej polaryzacji przeprowadza się korektę o omowy spadek potencjału, a następnie wyznacza się parametry opisujące zachowanie korozyjne stali, tj.:

- potencjał stacjonarny (E_R),
- potencjał pasywacji (E_P),
- potencjał przebiccia (E_D),
- gęstość prądu pasywacji (j_p).



Rys. 19. Krzywe polaryzacji stali w betonie w stanie pasywnym, niestabilnym stanie pasywnym i aktywnie korodującej

Zgodnie z normą PN-86-B-01810 [103] uznaje się, że powierzchnia stali jest spasywowana jeżeli spełnione są wszystkie warunki przedstawione w tablica 24.

Tablica 24. Wymagane wartości parametrów krzywej polaryzacyjnej stali w stanie pasywnym

Parametr	Wartości parametru dla stali w stanie pasywnym
E_R vs NEK, mV	> - 350
E_P vs NEK, mV	> - 300
E_D vs NEK, mV	450 - 700
j_p , $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ dla stali sprężającej	< 10
j_p , $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ dla stali zwykłej	< 15

Ponadto, mimo że norma tego nie wymaga, dodatkowo wyznacza się gęstość prądu korozji (j_{kor}), która jest miarą szybkości procesu korozji. Można spotkać różne wytyczne dotyczące gęstości prądu korozji dla stali w stanie pasywnym. Zazwyczaj przyjmuje się, że j_{kor} dla stali w stanie pasywnym przyjmuje wartości do $0,1 \mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$ [39, 104].

Badania nienormowe

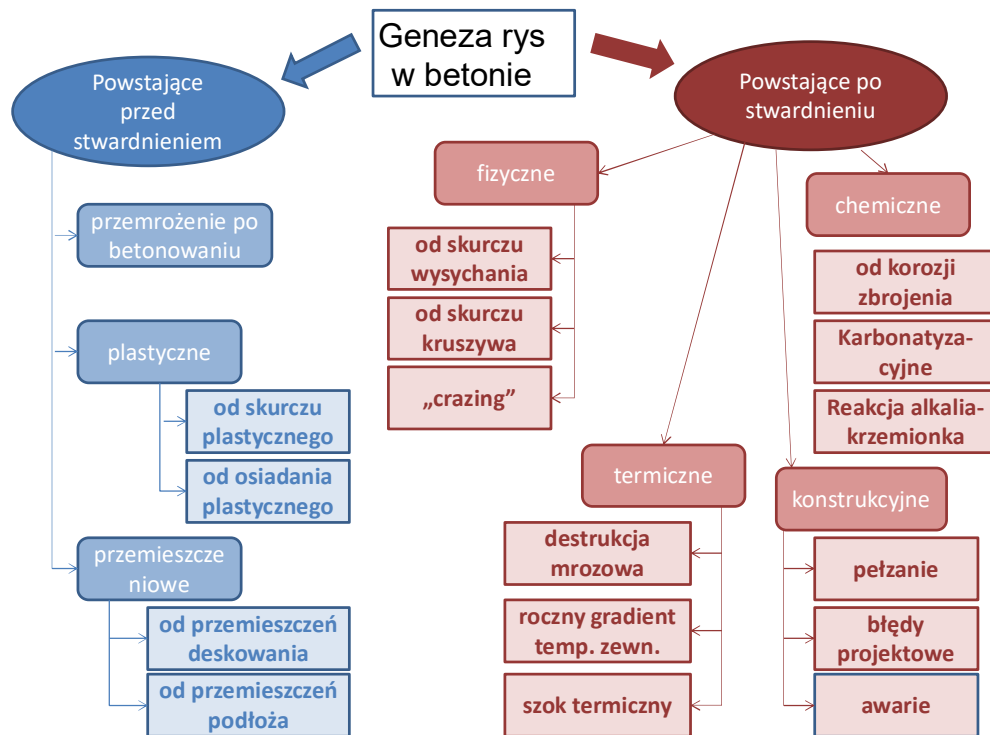
W celu oceny składników betonu (także inhibitorów korozji) na korozję stali, oprócz badań krzywych polaryzacyjnych, które są badaniami niszczącymi, przeprowadza się w laboratoriach także badania takie jak badania elektrochemicznej spektroskopii impedancyjnej, badania oporu polaryzacji, badania grawimetryczne. Badania te są wykonywane dla stali w zaprawach lub w betonie, czasami narażonych na cykle nasączenia i suszenia albo na działanie roztworu zawierającego jony chlorkowe bądź dla stali w wyciągach wodnych z betonów lub innych roztworach symulujących ciecz porową betonu. Roztwór, który dobrze odwzorowuje ciecz porową betonu można uzyskać metodą Wieczorka przez próżniowe zatężenie wyciągu wodnego z betonu [102].

5. Badania wykorzystywane w diagnostyce stanów korozyjnych betonu w konstrukcji

5.1 Badania in-situ

5.1.1 Obserwacje lokalizacji i charakteru uszkodzeń

Każde działanie diagnostyczne musi być zapoczątkowane wizją lokalną, która – na podstawie obserwacji objawów uszkodzeń i zmian konstrukcji i materiału, prowadzi do wytypowania kierunków diagnostyki badawczej i pomiarowej. Często wstępna wizja lokalna poprzedza szczegółową inwentaryzację widocznych nieprawidłowości diagnozowanego elementu. W przypadku betonu pierwszym objawem, na który należy zwrócić uwagę podczas wizji lokalnej są zarysowania. Ich lokalizacja, kierunki przebiegu, natężenie występowania, a także wygląd krawędzi i obecność przebarwień, wysoleń itp. z reguły umożliwiają wstępne sformułowanie hipotez co do ich genezy (rys. 20)



Rys. 20. Geneza powstawania rys w betonie

Efektom wizji lokalnej jest zwykle mapa zarysowań widocznych/dostępnych powierzchni betonu, nazywana w wielu opracowaniach eksperckich katastem rys (rys. 21). Stanowi on wyjściowy materiał do wyboru rodzaju i lokalizacji kolejnych działań diagnostycznych i analiz pracy konstrukcji, jak również może być traktowany jako stan odniesienia, w przypadku ponownej diagnostyki obiektu np. po naprawach lub po kolejnym okresie eksploatacji.



Rys. 21. Przykład fragmentu katastru rys stropu kondygnacji podziemnej budynku biurowego

Kolejnym elementem wizji lokalnej są obserwacje uszkodzeń powierzchniowych betonu, takich jak złuszczenia, wykruszenia, raki powierzchniowe oraz obecność objawów zanieczyszczeń chemicznych (rdza, kryształy soli itp.). Analiza makroskopowa charakteru tych uszkodzeń może sugerować mechanizm destrukcji i decydować o rodzaju dalszych badań mikrostrukturalnych lub chemicznych.

Ważnym elementem wizji lokalnej jest identyfikacja stanu zawilgocenia betonu, zarówno w odniesieniu do zawilgocenia powierzchniowego, jak i w kontekście objawów przeciekania czy wyciekania wody oraz wymywania składników betonu.

Kolejnym elementem obserwacji podczas wizji lokalnej jest geometria elementu, konstrukcji, obiektu, w tym odkształcenia, wyboczenia, osiadania, ukształtowanie powierzchni (np. spadki) umożliwiające gromadzenie się na powierzchni zanieczyszczeń lub wody.

W trakcie wizji lokalnej zwraca się także uwagę na przebarwienia, stan ewentualnych warstw zabezpieczających powierzchniowo, stan elementów z innych materiałów stykających się z betonem itp.

Na etapie wizji lokalnej podstawowym sposobem działania jest obserwacja oraz prosty pomiar geometryczny (liniowy – łąta, taśma miernicza, poziomica, skalowana lupka lub wzornik do pomiaru szerokości rys) a także tzw. opukiwanie, pozwalające wykryć płytkie delaminacje w układach warstwowych.

W dalszym etapie diagnostyki wszystkie wskazane wyżej obserwacje można i należy pogłębić przy wykorzystaniu zaawansowanych technik badawczych i pomiarowych, w kierunku, który wynika z wniosków z analizy wstępnej.

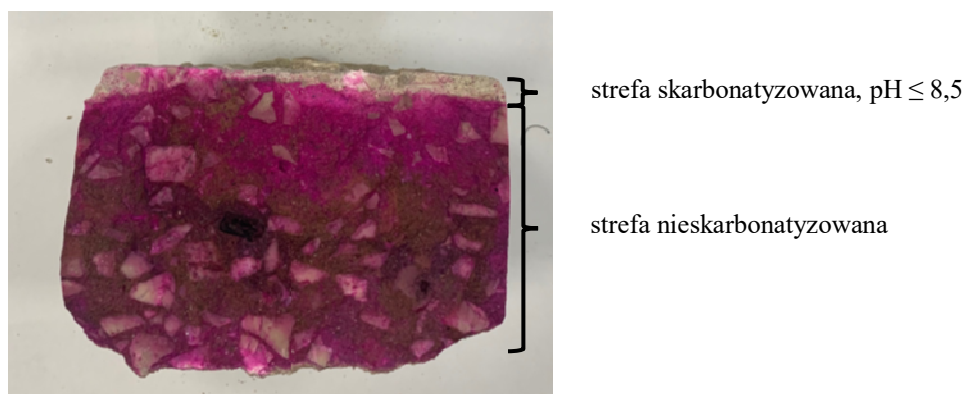
5.1.2. Badanie polowe zmian chemicznych na odkuwkach i zwiercinach

W diagnostyce stanów korozyjnych betonu stosuje się badania obejmujące szereg szybkich testów z wykorzystaniem wskaźników chemicznych służących do oceny pH betonu (głębokość karbonatyzacji) i zawartości jonów takich jak chlorki, siarczany, azotany i azotyny.

Karbonatyzacja

Oznaczenie głębokości karbonatyzacji betonu można wykonać w warunkach polowych przeprowadzając test z fenoloftaleiną, tymoloftaleiną lub test tęczowy. Testy te wykonuje się na próbce powstałej w wyniku odkucia betonu na badaną głębokość. Należy wybrać miejsce nieuszkodzone, nieobjęte naciekami lub wykwitami. Z powierzchni odkuwki usuwa się przy pomocy pędzla luźne fragmenty betonu. Badaną powierzchnię zwilża się wodą, a następnie spryskuje się roztworem wskaźnika. Badanie można także przeprowadzić na przełamie odwiertu pobranego z konstrukcji.

W przypadku testu z fenoloftaleiną wskaźnikiem jest roztwór fenoloftaleiny w etanolu wg PN-EN 14630 [105]. Po 10-30 s ocenia się zabarwienie betonu (Rys.22). Beton zabarwiony na kolor czerwono-fioletowy uznaje się za nieskarbonatyzowany, a brak zabarwienia powierzchni betonu wskazuje na $\text{pH} \leq 8,5$. Za głębokość karbonatyzacji przyjmuje się zmierzoną suwmiarką grubość warstwy niezabarwionego betonu. Analogicznie wykonuje się test z tymoloftaleiną, przy czym beton nieskarbonatyzowany barwi się na kolor niebieski. Tymoloftaleina ma wyższe pH zmiany barwy niż fenoloftaleina. Brak zabarwienia betonu wskazuje na $\text{pH} < 10,5$.



Rys. 22. Przełam odwiertu pobranego z betonu pokryty fenoloftaleiną

Test tęczowy (Rainbow-Test) umożliwia wyznaczenie profilu karbonatyzacji i precyzyjniejsze określenie głębokości, na której otulina betonowa traci swoje właściwości ochronne w stosunku do zbrojenia. Po spryskaniu powierzchni odkuwki wskaźnikiem przeznaczonym do tego testu zabarwia się ona na różne kolory w zależności od pH betonu (Rys.23, Tab. 25). Przyjmuje się, że stal jest zagrożona korozją jeśli pH betonu jest mniejsze od 11,8.



Rys. 23. Przykład profilu rozkładu pH w próbce betonu [106]

Tablica 25. Interpretacja wyników testu tęczowego

Kolor					
pH	5	7	9	11	13
Ocena	beton skarbonatyzowany, zbrojenie zagrożone korozją		możliwa korozja zbrojenia		beton niesarbonatyzowany, chroni zbrojenie przed korozją

Wartość pH betonu można także określić sporządzając wyciąg wodny z betonu (procedura jak przy przygotowaniu próbek do badań zawartości soli, opisana poniżej) i umieszczając w nim papierek wskaźnikowy do pomiaru pH lub za pomocą przenośnego pH-metru. Pobierając próbki betonu z różnych głębokości i sporządzając z nich wyciąg wodny można określić profil pH betonu.

Skażenie betonu solami (chlorki, siarczany, azotany)

Ocenę skażenia betonu chlorkami, siarczanami (VI), azotanami(V) i azotanami(III) przeprowadza się na próbkach betonu pobieranych poprzez nawiercenie elementu za pomocą wiertła Ø16. Masa pobranej próbki powinna wynosić ok. 10 g. W celu sporządzenia uproszczonego profilu stężenia jonów w betonie zalecane jest pobranie próbek z 3 głębokości w jednym punkcie pomiarowym z:

- z warstwy przy powierzchniowej 0,5cm oraz z głębokości
- z warstwy odpowiadającej połowie grubości otuliny,
- z warstwy odpowiadającej grubości otuliny.

Próbkę należy rozdrobnić w moździerz lub przy pomocy młotka, aby nie zawierała większych kawałków materiału. Próbki wilgotne należy wysuszyć przed badaniem.

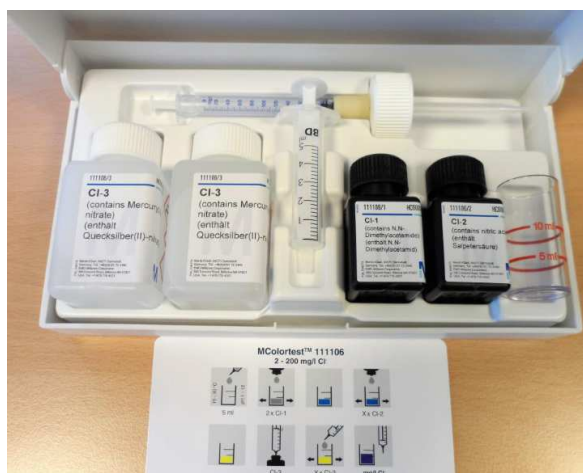
Próbkę betonu o masie 10 g umieszcza się w zlewce i dopełnia wodą destylowaną do 100 ml. Mieszaninę miesza się bagietką około pół minuty, następnie czeka się ok 5-10 min. W tym czasie stałe cząsteczki materiału opadają na dno zlewki. Następnie roztwór sączy się przez lejek z sączkiem do probówek. Do oznaczania zawartości poszczególnych jonów pobiera się 5 ml otrzymanego przesącza (wyciągu z betonu).

Oznaczanie chlorków

Zawartość chlorków w betonie ocenia się ze względu na ocenę zagrożenia korozją zbrojenia inicjowaną chlorkami. Szczególnie pożądana jest znajomość zawartości chlorków

na głębokości zbrojenia. Zawartość chlorków w betonie bierze się także pod uwagę, zgodnie z wytycznymi PN-EN 1504-10 [107], przy podejmowaniu decyzji o usunięciu betonu w ramach prowadzonych napraw konstrukcji.

Oznaczenia zawartości chlorków w betonie w warunkach polowych można przeprowadzić za pomocą zestawu Aquamerck Chlorid-Test 111132, zawierającego trzy wskaźniki. Do zlewki zawierającej 5 ml wyciągu z betonu dodaje się wskaźniki zgodnie z instrukcją producenta. Następnie próbkę miareczkuje się mianowanym roztworem azotanu(V) rtęci za pomocą pipety będącej w zestawie do badania (Rys. 24)



Rys. 24. zestawu Aquamerck Chlorid-Test 111132 [106]

Zawartość chlorków w roztworze podstawowym odczytuje się ze skali pipety. Odczytany wynik należy pomnożyć przez 10, aby otrzymać zawartość chlorków w badanej próbce betonu (% masy betonu). Dopuszczalne zawartości chlorków w betonie wg PN-EN 206 [13] podane są jako zawartość procentowa chlorków w odniesieniu do masy cementu. Wartość tę można obliczyć znając zawartość cementu w betonie. Jeśli nie posiada się informacji o składzie betonu, można założyć, że do produkcji betonu używa się od 250 kg cementu dla elementów niezbrojonych do 400 kg dla elementów sprężonych w przeliczeniu na 1 m³ betonu. Gęstość pozorną betonu zakład się na poziomie 2500 kg/m³. Zgodnie PN-EN 14629 w przypadku betonu zwykłego przyjmuje się zawartość cementu w betonie wynoszącą 14%, co odpowiada 350 kg cementu w 1 m³ betonu o gęstości 2400kg/m³.

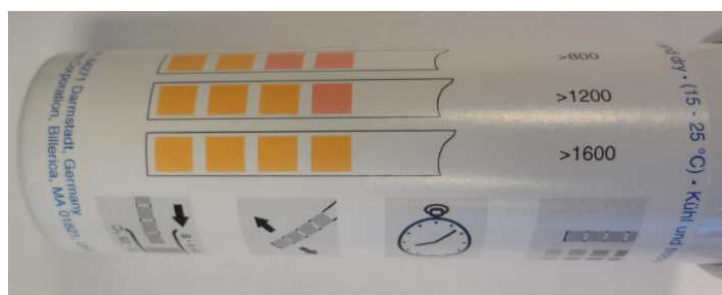
Należy zwrócić uwagę, że w szybkim teście polowym Aquamerck oznacza się jedynie chlorki rozpuszczalne w wodzie (z wodnego wyciągu z betonu), podczas gdy zgodnie z procedurą badania chlorków w betonie wg PN-EN 14629 [58] oznacza się chlorki rozpuszczalne w kwasach (próbki betonu rozpuszcza się w roztworze kwasu azotowego(V) na gorąco). Wynik testu Aquamerck może być więc zaniżony w porównaniu do badania normowego wg PN-EN 14629 [58]. Ponadto wynik testu Aquamerck jest mniej dokładny – ma to związek ze stosowaniem urządzeń pomiarowych o mniejszej dokładności (np. w laboratorium chemicznym przy analizie ilościowej niedopuszczalne jest odmierzanie objętości za pomocą zlewki). Niewątpliwymi zaletami testu Aquamerck są prostota i krótki czas wykonania.

Innym testem, który może być stosowany do oznaczania chlorków w betonie w warunkach polowych jest Rapid Chloride Test Kit – RCT. Zestaw ten umożliwia zarówno oznaczanie chlorków rozpuszczalnych w wodzie jak i w kwasach (zawiera różne rodzaje

cieczy ekstrakcyjnych, w których umieszcza się próbkę betonu). Pomiar stężenia chlorków wykonuje się za pomocą skalibrowanej (przy użyciu 4 roztworów o znanym stężeniu Cl⁻) elektrody jonoselektywnej. Do badania używa się małej próbki betonu (1,5 g) wydzielonej z pobranych 10 g betonu.

Oznaczanie siarczanów

Siarczany w wyciągu z betonu można oznaczać za pomocą odpowiednich pasków wskaźnikowych np. pasków Merckoquant Sulfate – test 110019 (rys. 25). Badanie przeprowadza się na wyciągu wodnym z betonu, którego pH ustawiono w zakresie 4-8 dodając krople kwasu winowego. W tak przygotowanym roztworze zanurza się pasek wskaźnikowy na kilka sekund. Po 2 minutach wybiera się zestaw kolorów najbardziej odpowiadający kolorom skali na opakowaniu, co może okazać się problematyczne.



Rys. 25. Opakowanie pasków Merckoquant Sulfate – test 110019 [106]

Jeśli badanie przeprowadza się na wyciągu wodnym otrzymanym przez umieszczenie 10 g betonu w zlewce i dopełnieniu jej do 100 ml, odczytany wynik zawartości siarczanów w roztworze należy pomnożyć się przez 10. Przyjęło się, że zawartość siarczanów w przeliczeniu na SO₃ w betonie nie powinna przekraczać 0,5% [108], chociaż dopuszczalna zawartość siarczanów w betonie zależy od rodzaju, klasy i zawartości cementu. Wynosi ona w zależności od rodzaju i klasy cementu 3,5, 4,0 lub 4,5% masy cementu.

Zawartość jonów siarczanowych przelicza się na SO₃ mnożąc wynik przez stosunek mas molowych jonu siarczanowego i trójtlenku siarki (tj. 0,833).

Oznaczanie azotanów

Zawartość azotanów (NO₃⁻ i NO₂⁻) można określić przy użyciu pasków Merckoquant Nitrate – test 110020 (rys. 26). Badanie przeprowadza się podobnie jak oznaczanie siarczanów, przy czym nie ma potrzeby ustawiania pH wyciągu z betonu. Pasek zanurza się w wyciągu z betonu i po minucie porównuje ze skalą na opakowaniu. Wynik odczytany z opakowania mnoży się przez 10 (jeśli 100 ml wyciągu z betonu sporządzono z 10 g betonu). Przyjęło się, że zawartość azotanów w elementach betonowych nie powinna przekraczać 0,15% [102].



Rys. 26. Opakowanie pasków do oznaczania zawartości azotanów [106]

Większość chemicznych badań polowych cechuje prostota i krótki czas wykonania ale też niska precyzja. Mimo to pozwalają one na miejscu przynajmniej wstępnie ocenić stan betonu, jako wskazówka co do zakresu dalszych badań.

5.1.3. Inne polowe badania seminieniszczące wspomagające diagnostykę korozyjną

Wiele metod badań seminieniszczących jest stosowanych do oceny stanu korozyjnego zbrojenia w konstrukcji, np. pomiary potencjału stacjonarnego, badania polaryzacyjne, impedancyjne, galwanostatyczne – są one szczegółowo omówione m.in. w [104,109].

Spośród metod elektrochemicznych, metodą, która służy badaniom betonu jest pomiar rezystywności otuliny. Wynik tego pomiaru także służy diagnostyce zagrożenia korozyjnego zbrojenia, ale dostarcza dodatkowych informacji o stanie samego betonu, jako iż jego rezystywność, przewodność zależy nie tylko od wilgotności ale także od charakterystyki chemicznej betonu, w tym skażenia chemicznego i stopnia zaawansowania karbonatyzacji. Tak więc pomiary elektrooporowe mogą dostarczać kompleksowej (bez definiowania powodu) informacji o zmianach w betonie, świadczących o przebiegającym w nim procesie korozyjnym. W praktyce diagnostycznej w konstrukcji stosuje się kilka wariantów metody: dwuelektrodową, jednoelektrodową oraz czteroelektrodową. Wszystkie oparte są o przepływ niskonapięciowego prądu zmiennego przez beton między elektrodami. Wynikiem pomiaru jest wielkość rezystywności otuliny betonowej, która wiązana jest przede wszystkim ze zdolnością do ochrony zbrojenia przed korozją, ale może także być skorelowana z rozkładem pH czy też stężeniem jonów chlorkowych na grubości otuliny. W metodzie dwuelektrodowej w nawierconych otworach konstrukcji umieszcza się metalowe elektrody i mierzy się spadek napięcia po przepływie prądu między elektrodami przez beton. W metodzie jednoelektrodowej jako jedną z elektrod wykorzystuje się zbrojenie konstrukcji a druga – mocowana jest na powierzchni betonu. Metoda 4-punktowa przy użyciu aparatu Wennera zakłada przyłożenie do powierzchni betonu liniowo rozmieszczonych czterech elektrod – prąd płynie pomiędzy zewnętrznymi elektrodami a pomiar spadku napięcia wykonywany jest pomiędzy elektrodami wewnętrznymi.

Szereg metod seminieniszczących dotyczących cech mechanicznych betonu może być także stosowanych wspomagająco w diagnostyce korozyjnej, przede wszystkim w celu oceny skutków zachodzącego procesu niszczenia. Szczególnie przydatny jest tu test pull-off, którego podstawowym zastosowaniem jest ocena układów warstwowych, pomiar przyczepności powłok, adhezji międzywarstwowej itp. W diagnostyce procesów korozyjnych rola tego badania jest nieco inna – służy ono do oceny wytrzymałości na rozciąganie strefy przypowierzchniowej betonu. Pozwala ono skwantyfikować w jednostkach wytrzymałości stopień osłabienia mikrostruktury betonu w wyniku korozji w najistotniejszej z uwagi na trwałość strefie konstrukcji – to jest w otulinie. Alternatywne badania odwiertów rdzeniowych zwykle dostarczają bardziej globalnej informacji o cechach mechanicznych betonu, podczas gdy z punktu widzenia strategii napraw i prognoz trwałości szczególnie istotne jest osłabienie otuliny. Technika badania, obejmująca także możliwość wstępnego obwodowego nacięcia wgłębnego miejsca badania, pozwala w pewnym stopniu zdefiniować zasięg badania w głąb betonu, co można wykorzystać w celach diagnostycznych. Badanie polega na przymocowaniu do powierzchni betonu mocnym klejem krążka stalowego z nagwintowanym, centralnie umieszczonym uchwytem. Następnie krążek (po związaniu kleju) jest odrywany osiowo wraz z przyległym betonem – zniszczenie następuje w wyniku przekroczenia naprężeń rozciągających w najslabszym przekroju w głębi betonu, w płaszczyźnie mniej więcej równoległej do powierzchni krążka.

Miejsce badania jest wstępnie nacięte wiertnicą wzdłuż obwodu krążka badawczego w głąb betonu. Informacją z badania jest nie tylko wielkość przypowierzchniowej wytrzymałości na rozciąganie, ale także lokalizacja w betonie strefy zniszczenia, wskazująca na najsłabsze miejsce, które można interpretować wraz z innymi badaniami w diagnostyce korozyjnej.

5.1.4. Badania nieniszczące jako narzędzie wspomagające diagnostykę korozyjną

Badania nieniszczące są to takie badania, w ramach których nie pobiera się próbki a oznaczenia cech betonu prowadzi się bezpośrednio w konstrukcji stosując narzędzie diagnostyczne powierzchniowo ale w sposób umożliwiający wnioskowanie w głąb elementu. Klasyfikacja metod tych badań i ich przeznaczenia dostępna jest w wielu publikacjach m. in. Drobca [110,111], Runkiewicza [112], Garbacza [113]. Ich zastosowanie w diagnostyce betonu jest bardzo szerokie ale większość tych metod służy oszacowaniu cech mechanicznych betonu, wykrywaniu wad (pustek, delaminacji, mostków termicznych itp.), lokalizacji i charakterystyce zbrojenia. Nie są one natomiast podstawowym narzędziem diagnostyki stanów korozyjnych betonu, mogą być przydatne przede wszystkim w ocenie skutków i zasięgu zniszczenia w wyniku postępu zjawisk korozyjnych.

Do grupy badań nieniszczących można także zaliczyć badania in-situ przepuszczalności wody i gazów przez beton, takie jak badanie aparatem GWT czy też aparatem Torrenta.

GWT mierzy wnikanie wody w testowaną powierzchnię pod przyłożonym ciśnieniem. Komora ciśnieniowa mocowana jest szczelnie do podłoża betonowego za pomocą dwóch zacisków lub przy pomocy płyty ssącej. Komorę napełnia się wodą, aż na manometrze pojawi się żądane ciśnienie wody. Gdy woda wnika w beton, założone ciśnienie jest utrzymywane za pomocą wciskania tłoka do komory. Ruch tłoka kompensuje objętość wody wnikającej w materiał. Rejestruje się ruch tłoka w funkcji czasu, a prędkość przemieszczania się tłoka w $\mu\text{m/s}$ wykorzystuje się jako miarę szczelności betonu [114].

W aparacie Torrenta przepływ gazu (powietrza) wywołany jest podciśnieniem w głowicy mocowanej na powierzchni betonu, wytwarzanym za pomocą pompy próżniowej. Po osiągnięciu podciśnienia 30 do 50 hPa i wyłączeniu pompy próżniowej, następuje spontaniczne wyrównanie podciśnienia do ciśnienia atmosferycznego. Rejestrowana przez urządzenie intensywność i przebieg wyrównywania ciśnień wynika z przepuszczalności betonu i stanowi podstawę obliczenia współczynnika przepuszczalności kT wyrażanego w m^2 [115,116].

Oba powyższe rodzaje badań dostarczają relatywnie szybkiej informacji o podatności betonu na przepływ cieczy lub gazów w betonie, a zatem pośrednio o intensywności transportu czynników agresywnych, co może być cenną informacją uzupełniającą w diagnostyce, której celem są prognozy trwałości.

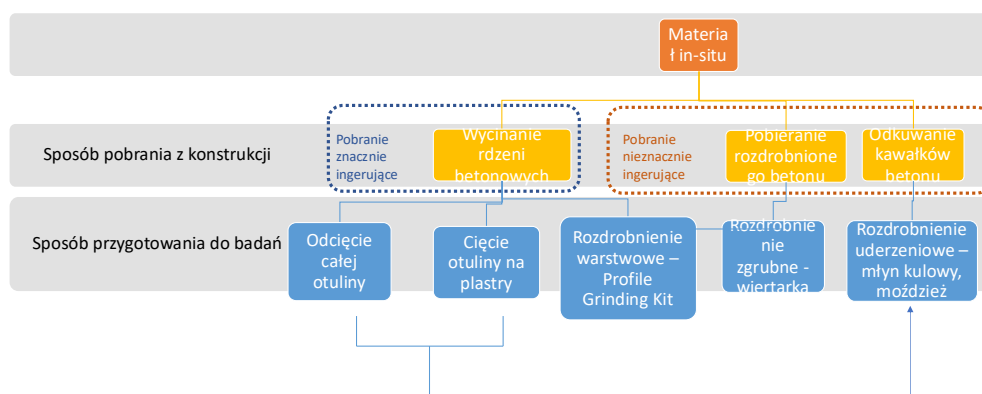
5.2. Badania próbek pobranych z konstrukcji

5.2.1. Przygotowanie materiału do badań

Przygotowanie materiału do badań obejmuje ustalenie reprezentatywnych miejsc pobrania z uwagi na cel badania i pobranie materiału w sposób wynikający ze specyfiki metody badawczej, a następnie laboratoryjną obróbkę pobranego materiału, w celu uzyskania próbki w wymaganej postaci, kształcie i wielkości. Do badań cech mechanicznych pobiera się próbki o kształcie regularnym, zwykle odwierty rdzeniowe. Działanie to jest opisane szeregiem norm, obejmujących zarówno pobranie próbki, jak i jej

laboratoryjne badanie oraz sposób oceny wyniku – zagadnienie to wykracza poza temat niniejszego opracowania.

Próbki walcowe mogą także służyć jako wyjściowy materiał do uzyskania porcji materiału do innych badań – np. w wyniku cięcia ich na plastry lub rozdrobnienie warstwowe metodą szlifowania/ścierania cienkich warstw materiału (rys. 28).



Rys. 28. Sposoby przygotowania do badań próbek pobranych z konstrukcji

Dobłą praktyką w wyborze miejsc badania betonu pod kątem oceny stanu korozyjnego jest prowadzenie badań równoległe w obszarach widocznej degradacji betonu i w obszarach wykonanych z tego samego betonu ale nie wykazujących objawów uszkodzenia. Przebieg i zaawansowanie procesów korozyjnych można wtedy ocenić porównawczo, co ułatwia zarówno diagnozę przyczyn, jak i prognozy trwałościowe.

5.2.2. Badania dyfuzji i migracji

5.2.3 Badania składu

Z punktu widzenia diagnostyki korozyjnej betonu w zakresie badań składu najczęściej wykonuje się oznaczenia dotyczące zawartości chlorków i siarczanów w betonie, omówione poniżej. Badania ilościowego udziału w składzie betonu głównych składników np. wg Instrukcji ITB 277 [117] lub innymi metodami omówionymi w [110], wykonuje się rzadziej, zwłaszcza, że błąd metody jest duży – z akceptowalną dokładnością można wyznaczyć przede wszystkim zawartość grubszych frakcji kruszywa, zaś błąd oceny zawartości cementu wynosi 1/5 – 1/4 jego udziału w betonie, co ogranicza przydatność wyniku. W metodzie tej rozpatrywane są dwa warianty. W pierwszym wariantcie zakłada się, że kruszywo jest całkowicie nierozpuszczalne w HCl (np. kruszywo kwarcowe), a spoiwo jest całkowicie rozpuszczalne w HCl. Podczas badania próbki betonu wykonuje się oznaczenie części rozpuszczalnych w kwasie oraz oznacza się straty prażenia (głównie ubytek masy wody związanej przez cement). Zawartość spoiwa w betonie może być szacowana jako różnica zawartości części rozpuszczalnych i strat prażenia. Drugi wariant uwzględnia rozpuszczalność kruszywa w HCl (np. kruszywo węglanowe). W takim przypadku w celu zwiększenia dokładności oznaczania należy wprowadzić odpowiednią poprawkę określoną na podstawie bezpośredniej analizy kruszywa (oznaczenie części rozpuszczalnych) lub na podstawie dostępnych danych. Zawartość kruszywa węglanowego, które jest rozpuszczalne w kwasie, można oznaczyć stosując analizę termiczną.

Zawartość chlorków w betonie

Oznaczanie chlorków w betonie jest jednym z najczęściej wykonywanych badań chemicznych podczas diagnostyki konstrukcji betonowych. Badanie to wykonywane jest ze względu na określenie zagrożenia korozją zbrojenia w żelbecie. Oznaczenie zawartości chlorków w otulinie betonowej zalecane jest zwłaszcza na głębokości zbrojenia (przy powierzchni zbrojenia). Często oznacza się chlorki na kilku głębokościach betonu, aby uzyskać profil zawartości chlorków w betonie (zależność zawartości chlorków od odległości od powierzchni betonu). Na podstawie profilu chlorków w betonie można, korzystając z II prawa Ficka, oszacować efektywny współczynnik dyfuzji chlorków, a następnie szacować czas do osiągnięcia dopuszczalnego stężenia chlorków na głębokości zbrojenia, a tym samym oceniać pozostały czas użytkowania konstrukcji.

Próbki betonu do oznaczania chlorków pobiera się z konstrukcji najczęściej w postaci zwiercin lub odwiertów rdzeniowych. W przypadku pobierania zwiercin zalecana średnica narzędzia do wiercenia zależy od maksymalnego wymiaru ziarna, np. w przypadku betonu zawierającego kruszywo o maksymalnym wymiarze ziarna 20 mm zaleca się wiertło o średnicy 20 mm. Zwykle pobiera się ok 10-20 g próbki aby zapewnić reprezentatywność wszystkich składników betonu. Zwierciny do badań pobiera się często z kilku głębokości (przynajmniej dwóch) z czego jedna jest z głębokości równej grubości otuliny aby ocenić stężenie chlorków przy powierzchni zbrojenia.

Odwierty rdzeniowe pobrane do badań oznaczania zawartości chlorków można pociąć na plastry (nie używając płynu chłodzącego) w celu wyznaczenia zmian zawartości chlorków w zależności od odległości od powierzchni betonu. Dokładniejszą charakterystykę profilu chlorków w betonie można uzyskać pobierając próbki betonu przez ścieranie cienkich warstw betonu (0,5-2,0 mm) za pomocą urządzeń typu Profile Grinder. Urządzenia tego typu mogą być stosowane do pobierania próbek z odwiertów w laboratorium, a także bezpośrednio z konstrukcji.

Procedury oznaczania chlorków w betonie i zaprawie znajdują się w normie PN-EN 14629 [58]. Chlorki wg tych procedur oznacza się metodą Volharda (metoda A) lub stosując miareczkowanie potencjometryczne (metoda B). Obie metody dotyczą badania chlorków rozpuszczalnych w kwasie, więc sumy chlorków wolnych i związanych przez stwardniały zaczyn cementowy.

Niezależnie od stosowanej metody oznaczenia (metody A czy B) sproszkowaną próbkę betonu lub zaprawy o masie od 1 do 5 g rozpuszcza się na gorąco (co najmniej 3 min. w stanie wrzenia) w roztworze kwasu azotowego(V). W metodzie Volharda chlorki strąca się dodając nadmiar mianowanego roztworu AgNO_3 (w punkcie 3.1 normy PN-EN 14629 [58] dotyczącym stosowanych odczynników prawdopodobnie podano niewłaściwe stężenie tego roztworu – powinno być $0,1 \text{ mol/dm}^3$, tak jak w treści wykonania oznaczania w metodzie B). Następnie mieszaninę miareczkuje się mianowanym roztworem tiocyjanianu amonu w obecności siarczanu(VI) amonu i żelaza(III) jako wskaźnika. Takie samo postępowanie należy także przeprowadzić z roztworem, do którego nie dodano betonu (próba zerowa). Zawartość chlorków (%Cl) oblicza się ze wzoru:

$$\%Cl = 3,545 \cdot f \cdot (V_0 - V) / m \quad (8)$$

gdzie:

f – stężenie molowe roztworu NH_4SCN [mol/dm^3],

V_0 – objętość roztworu NH_4SCN zużyta do miareczkowania próby zerowej [ml],

V – objętość roztworu NH_4SCN zużyta do miareczkowania próbki [ml],

M – masa próbki betonu (lub zaprawy) [g].

W metodzie B próbkę po rozpuszczeniu miareczkuje się potencjometrycznie (z użyciem potencjometru i odpowiedniej elektrody jonoselektywnej i elektrody odniesienia) mianowanym roztworem AgNO_3 . Punkt końcowy miareczkowania wyznacza się metodą pierwszej pochodnej – w punkcie końcowym następuje największa zmiana potencjału przypadająca na objętość dodawanego roztworu mianowanego. Takie samo postępowanie należy także przeprowadzić z roztworem, do którego nie dodano betonu (próba zerowa). Na podstawie objętości zużytego do miareczkowania roztworu AgNO_3 oblicza się zawartość chlorków w betonie. Wzór podany w normie PN-EN 14629 [58] zawiera błąd i stężenie chlorków wychodzi przeciwne (ujemne). Zawartość chlorków należy obliczyć ze wzoru:

$$\% \text{Cl} = 3,545 \cdot f \cdot (V - V_0) / m \quad (9)$$

gdzie:

f – stężenie molowe roztworu AgNO_3 [mol/dm^3],

V – objętość roztworu AgNO_3 zużyta do miareczkowania próbki [ml],

V_0 – objętość roztworu AgNO_3 zużyta do miareczkowania próby zerowej [ml],

M – masa próbki betonu (lub zaprawy) [g].

Zawartość chlorków w betonie można oznaczać także szybszymi metodami, przeznaczonymi do badań polowych (opisanymi wcześniej), jednak ich dokładność jest mniejsza. Poza tym w większości badań polowych, a także w części badań laboratoryjnych określana jest zawartość chlorków rozpuszczalnych w wodzie, która może być mniejsza niż zawartość chlorków rozpuszczalnych w kwasie. Zawartość chlorków rozpuszczalnych w kwasie jest całkowitą zawartością chlorków (wolnych i związanych przez metrycę cementową) i do niej odnoszą się dokumenty normalizacyjne dotyczące dopuszczalnych zawartości chlorków w cemencie i w betonie. W związku z tym przyjmując normowe dopuszczalne zawartości chlorków, powinno się wykonywać oznaczenia chlorków rozpuszczalnych w kwasie. Z drugiej strony chlorki związane chemicznie przez stwardniałą matrycę cementową nie stanowią zagrożenia korozyjnego dla stali. Zawartość chlorków rozpuszczalnych w wodzie może być traktowana jako przybliżenie zawartości wolnych chlorków. Korozja stali jest inicjowana przez chlorki jeśli stężenie wolnych chlorków przy powierzchni stali przekroczy wartość krytyczną. Jednak dokumenty normalizacyjne nie podają krytycznej zawartości wolnych chlorków w betonie.

Dopuszczalne zawartości chlorków w betonie są podane w normie PN-EN 206 [13] oraz w szeregu innych norm krajowych w odniesieniu do masy cementu (tab. 26).

Aby porównać wynik oznaczenia chlorków w betonie z wymaganiami normowymi należy przeliczyć otrzymany wynik oznaczenia na $\% \text{Cl}^-$ w betonie w odniesieniu do masy cementu. Do tego potrzebna jest znajomość zawartości cementu w betonie. Zawartość cementu w betonie można uzyskać z dokumentów budowy, a jeśli nie są one dostępne, można założyć określoną zawartość cementu (w przypadku betonu zwykłego można założyć zawartość cementu w betonie wynoszącą 14%) lub wyznaczyć przez analizę chemiczną. W tym celu można zastosować metodę opisaną w instrukcji ITB nr 277/1986 [117], omówioną w 5.2.3. Zawartość cementu w betonie można także oceniać stosując techniki analizy obrazu [120]. Procedura takiego badania polega na barwieniu zaczynu cementowego, skanowaniu powierzchni próbki i analizie obrazu. Do barwienia próbek można użyć np. czerwieni alizarynowej S, która barwi zaczyn na fioletowo.

Tablica 26. Dopuszczalne zawartości chlorków w betonie wg różnych dokumentów normalizacyjnych

Dokument odniesienia	Kryterium doboru klasy zawartości chlorków	Klasy zawartości Cl ⁻	Cecha kryterialna	Dopuszczalna zawartość Cl ⁻ , % m.c.	
Norma europejska: EN 206 [13]	Bez zbrojenia stalowego lub innych elementów metalowych z wyjątkiem uchwytów odpornych na korozję	Cl 1,0	Maksymalna dopuszczalna zawartość Cl ⁻ odniesiona do masy cementu, określana jako suma zawartości chlorków w składnikach betonu (bez podania metody badania)	1,0	
	Ze zbrojeniem stalowym lub innymi elementami metalowymi	Cl 0,20		0,20	
		Cl 0,40		0,40	
	Ze stalowym zbrojeniem sprężającym	Cl 0,10		0,10	
Cl 0,20		0,20			
Krajowe uzupełnienie niemieckie do EN 206: DIN 1045-2 [118]	Bez zbrojenia stalowego lub innych elementów metalowych z wyjątkiem uchwytów odpornych na korozję	Cl 1,0		1,0	
	Ze zbrojeniem stalowym lub innymi elementami metalowymi	Cl 0,40		0,40	
	Ze stalowym zbrojeniem sprężającym	Cl 0,20		0,20	
Krajowe uzupełnienie brytyjskie do EN 206: BS 8500-1 [119]	Strunobeton lub beton zbrojony poddawany obróbce cieplnej	Cl 0,10		0,10	
	Żelbet z cementem SRPC*	Cl 0,20		0,20	
	Żelbet ze zwykłą stalą węglową	Cl 0,30	0,30		
		Cl 0,40	0,40		
	Kablobeton	Brak inf.	Ustalać indywidualnie		
ACI 318-05 Building code requirements for structural concrete [120]	Beton sprężony	-	Maksymalna dopuszczalna zawartość Cl ⁻ w betonie rozpuszczalnych w wodzie , w odniesieniu do m_{cementu}	0,06	
	Żelbet narażony na Cl ⁻ w użytkowaniu	-		0,15	
	Żelbet użytkowany w warunkach suchych lub chroniony od wilgoci	-		1,00	
	Inne konstrukcje żelbetowe	-		0,30	
AS1379 Specification and supply of concrete [121]	Beton zbrojony i sprężony	-	Maksymalna dopuszczalna zaw. Cl ⁻ rozp. w kwasie w odniesieniu do 1 m ³ betonu	0,8 kg/m ³ betonu	
ACI 222R-01 Protection of metals in concrete against corrosion [122]	Beton sprężony	-	Maksymalna dopuszczalna zawartość Cl ⁻ w betonie rozpuszczalnych w wodzie lub w kwasie , w odniesieniu do m_{cementu}	woda	kwas
	Żelbet w warunkach mokrych	-		0,06	0,08
				0,08	0,10
Żelbet w warunkach suchych	-	0,15	0,20		

Zawartość siarczanów w betonie

Oznaczenia siarczanów w betonie przeprowadza się w przypadku podejrzenia, że przyczyną uszkodzeń betonu jest korozja siarczanowa. Norma PN-EN 206 [13] nie zawiera wymagań dotyczących dopuszczalnej zawartości siarczanów w betonie. Natomiast w normach dotyczących składników stosowanych do produkcji betonu znajdują się dopuszczalne zawartości siarczanów. W diagnostyce betonu często jako dopuszczalną zawartość siarczanów w przeliczeniu na SO_3 przyjmuje się wartość 0,5%. Taka ilość siarczanów w betonie zwykłym o zawartości cementu wynoszącej 14% (zawartość, którą wg PN-EN 14629 można przyjąć przy przeliczeniu zawartości chlorków w betonie na masę cementu) może wynikać z dopuszczalnej zawartości siarczanów w cementach portlandzkich (za wyjątkiem CEM III) i powszechnego użytku odpornych na siarczany klas 32,5 N, 32,5 R i 42,5 N. Dopuszczalna zawartość siarczanów w przeliczeniu na SO_3 w tych cementach wynosi 3,5%, co w przypadku betonu zawierającego taki cement odpowiada zawartości 0,5% masy betonu zawierającego 14% cementu w 1 m^3 . Cementy wyższych klas i cement CEM III mają większą dopuszczalną zawartość siarczanów więc w ich przypadku zawartość siarczanów w betonie może być odpowiednia wyższa. Ponadto w składzie betonu są także inne składniki, w których także dopuszcza się pewną zawartość siarczanów. W związku z tym w betonie można spotkać stężenia siarczanów pochodzących ze wszystkich składników większe niż przyjmowane 0,5% masy betonu. Biorąc pod uwagę minimalne i maksymalne dopuszczalne zawartości siarczanów w składnikach betonu wzorcowego o składzie założonym w tab. 26 i gęstości 2400 kg/m^3 , można obliczyć maksymalną zawartość siarczanów w takim betonie. Zawartość siarczanów w betonie wynikająca tylko z ich dopuszczalnych zawartości w cemencie może wynosić od 0,51 do 0,66% w przeliczeniu na SO_3 w zależności od zastosowanego cementu. Biorąc pod uwagę obecność siarczanów w innych składnikach betonu, zawartość siarczanów w betonie może być jeszcze wyższa. W przypadku przyjęcia minimalnych dopuszczalnych zawartości siarczanów w składnikach betonu zawartość siarczanów w przeliczeniu na SO_3 wynosi niemal 0,7%. Natomiast w przypadku maksymalnych dopuszczalnych zawartości siarczanów $\% \text{SO}_3$ może wynosić aż 1,3%. Aby ocenić, czy zawartość siarczanów w betonie wynika z zawartości siarczanów w jego składnikach, czy z agresji środowiska należy zbadać próbki pobrane z różnych głębokości betonu i porównać wyniki oznaczeń.

Zawartość siarczanów w betonie oznacza się tak jak w cemencie stosując metodę badania opisaną w normie PN-EN 196-2 [37]. Jest to metoda grawimetryczna. Polega na rozpuszczeniu próbki betonu w roztworze kwasu solnego na gorąco. Następnie mieszaninę się przesącza. Jony siarczanowe w przesączu doprowadzonym do pH 1-1,5 strąca się roztworem chlorku baru na gorąco. Powstały osad siarczanu baru odsącza się, następnie praży do stałej masy i oblicza zawartość siarczanów na podstawie zmierzonej masy osadu. Wynik podaj się w przeliczeniu na SO_3 korzystając ze wzoru:

$$\% \text{SO}_3 = 34,4 \cdot m_{\text{BaSO}_4} / m \quad (10)$$

gdzie:

$\% \text{SO}_3$ – zawartość procentowa siarczanów w betonie w przeliczeniu na SO_3 [%],

m_{BaSO_4} – masa osadu siarczanu baru [g],

m – masa betonu [g].

Tablica 27. Siarczany w betonie mogące pochodzić ze składników betonu

Skład betonu (na 1 m ³)		Minimalna dopuszczalna zawartość SO ₃ , %		Minimalna dopuszczalna zawartość SO ₃ , %	
Składnik	m, kg	%SO ₃	mSO ₃ w składniku, kg	%SO ₃	mSO ₃ w składniku, kg
cement	350	3,5	12,25	4,5	15,75
woda	157,5	0,17	0,26	0,17	0,26
kruszywo	1933	0,2	3,87	0,8	15,46
domieszka	35	-	0	-	0
Zawartość SO ₃ w betonie		Obliczone na podstawie minimalnych dopuszczalnych zawartości SO ₃ w składnikach		Obliczone na podstawie maksymalnych dopuszczalnych zawartości SO ₃ w składnikach	
mSO ₃ w 1 m ³ betonu, kg		16,38		31,48	
%SO ₃ - pochodzące z cementu		0,51		0,66	
%SO ₃ – całkowita		0,68		1,31	

5.2.4. Badania mikrostrukturalne

Badania mikrostruktury betonu stanowią istotne narzędzie diagnostyki korozyjnej zarówno w kontekście ustalania przyczyn destrukcji, jak i przewidywania jej dalszego postępu. Obserwacje mikroskopowe z wykorzystaniem mikroskopu optycznego pozwalają przede wszystkim zaobserwować skutki korozji w postaci różnej skali defektów, rys, i innych nieciągłości. Do oceny szczegółowej przydatny jest mikroskop skaningowy, który pozwala zaobserwować w strukturze betonu postać i rozmieszczenie produktów ewentualnej korozji, zaś przystawka EDS umożliwia półilościową ocenę składu chemicznego (pierwiastkowego) w wybranych punktach mikrostruktury, co może być podstawą identyfikacji rodzaju korozji oraz stopnia zaawansowania procesu korozyjnego. Ocena składu fazowego matrycy, a więc występujących w niej związków chemicznych, w tym także w ujęciu ilościowym, możliwa jest z wykorzystaniem metod rentgenograficznych (dyfrakcja rentgenowska XRD, fluorescencja rentgenowska XRF), termograwimetrycznych (TG, DTG, DTA), spektroskopii w podczerwieni (FTIR), gammadensytometrii. Szczegółowe opisy tych metod i ich zastosowania diagnostycznego wykraczają poza zakres tego opracowania.

6. Przykłady wykorzystania badań stanu korozyjnego betonu w diagnostyce obiektów budowlanych

6.1. Profil rozkładu stężeń chlorków w otulinie jako narzędzie prognozy trwałości

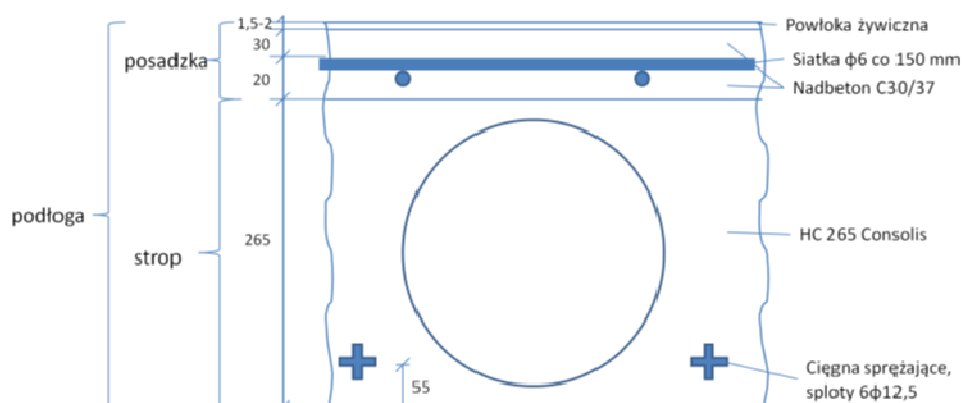
Jony chlorkowe pochodzące ze środowiska zewnętrznego są jednym z częściej występujących agresywnych chemicznie obciążeń konstrukcji z betonu. Podstawowy problem stanowi tu zagrożenie korozją zbrojenia. Do celów diagnostycznych i prognostycznych można przyjmować, że moment inicjacji korozji zbrojenia wywołanej chlorkami, to moment osiągnięcia stężenia krytycznego (maksymalnego dopuszczalnego) jonów chlorkowych na powierzchni pręta zbrojeniowego. Podstawowym zagadnieniem jest

ustalenie krytycznej zawartości chlorków w betonie. W rozdziale 5.2.3 zestawiono dopuszczalne zawartości chlorków w betonie wg różnych dokumentów normalizacyjnych i w różnych sytuacjach.

Zawartość chlorków w próbkach pobranych z konstrukcji w postaci odwiertów, może być zasadniczo oznaczana dwiema metodami: chlorki rozpuszczalne w wodzie, chlorki rozpuszczalne w kwasie. Oznaczanie metodą „rozpuszczalne w wodzie” daje wyniki z reguły zaniżone o 20-30%.

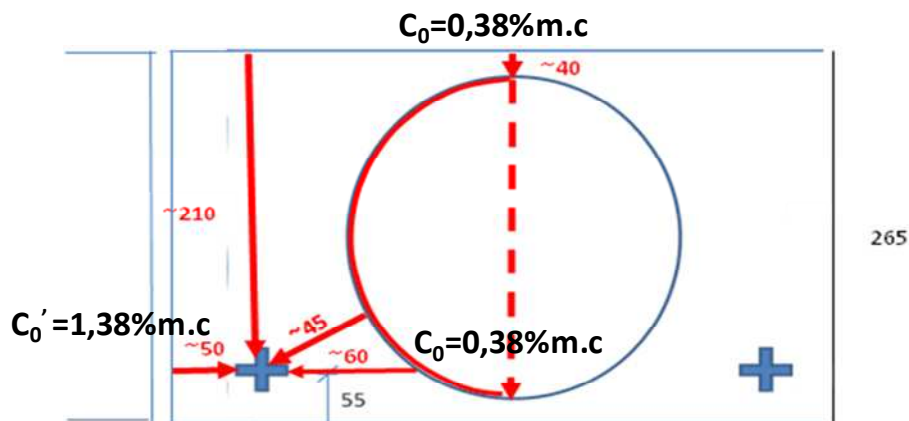
Wyznaczenie rozkładu stężeń w otulinie na różnych głębokościach od powierzchni elementu do powierzchni zbrojenia (tzn. od górnej powierzchni odwiertu prostopadle w głąb) pozwala stworzyć profil, z którego – korzystając z zależności wynikających z praw Ficka, można wyznaczyć rzeczywisty współczynnik dyfuzji jonów chlorkowych w betonie. Taki współczynnik może służyć do określenia szybkości postępu frontu krytycznego stężenia chlorków w betonie, a zatem do oszacowania czasu pozostałego do inicjacji korozji chlorkowej zbrojenia.

W omawianym przykładzie [124] przedmiotem oszacowania były sprężone kanałowe płyty stropowe w podziemnym wielostanowiskowym garażu wielokondygnacyjnym. Uproszczoną konstrukcję takiego stropu przedstawiono na rys. 29



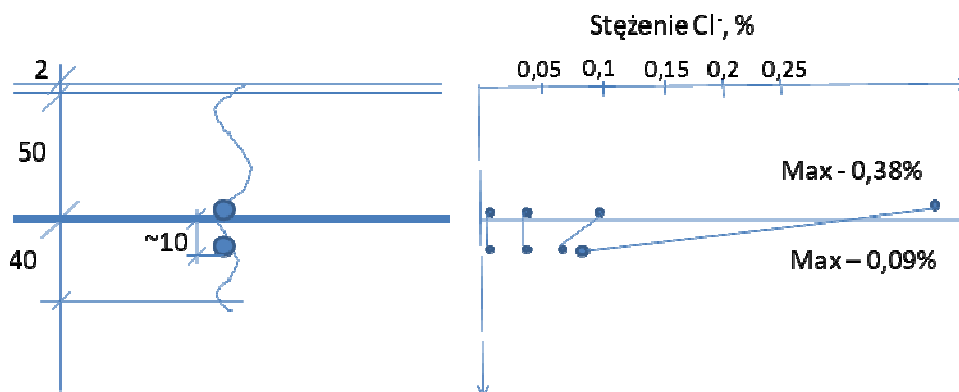
Rys. 29. Konstrukcja analizowanego stropu

Przeprowadzono badania stężenia chlorków na powierzchni betonu (w cienkiej warstwie zaczynu pobranej z powierzchni płyt kanałowych – uzyskując wyniki jak na rys. 30.



Rys. 30. Stężenia chlorków na skażonych powierzchniach płyty kanałowej i potencjalne drogi ich transportu dyfuzyjnego do zbrojenia sprężającego

Ponadto przeprowadzono także pomiary stężenia chlorków na różnych głębokościach betonu od powierzchni skażonej, pobierając zwierzeciny warstw o grubościach 1-2 mm, w celu sporządzenia profilu skażenia chlorkami – zakres zmienności w różnych profilach przedstawiono na rys. 31.



Rys. 31. Zakres zmienności stężeń chlorków w strefie nadbeton-beton prefabrykatu (stropowej płyty kanałowej)

Szybkość wnikania jonów chlorkowych w beton można określić przy pomocy współczynnika dyfuzji D , który można wyznaczyć np. z równania:

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (11)$$

gdzie:

- $C(x, t)$ – stężenie jonów chlorkowych na głębokości x po czasie t , %
- C_0 – stężenie jonów chlorkowych w warstwie przypowierzchniowej betonu, %
- D – współczynniki dyfuzji, cm^2/s
- t – czas migracji, lata
- x – droga migracji jonów chlorkowych w betonie, cm

Do wyznaczenia wartości współczynnika dyfuzji jonów chlorkowych w betonie płyt sprężonych przyjęto następujące założenia:

$$t = 5 \text{ lat,}$$

$$C(1,0 \text{ cm, } 5 \text{ lat}) = 0,09\%$$

$$C_0 = 0,16\% \text{ - średnie stężenie Cl- na powierzchni prefabrykatu}$$

Uśredniona wartość współczynnika dyfuzji wyznaczona z powyższych danych wynosi $D=0,95 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Do prognozy trwałości przyjęto następujące założenia:

- Krytyczne stężenie jonów Cl- w betonie $C(x,t) = 0,1\% \text{ m.c.}$
- współczynnik dyfuzji betonu $D=0,95 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$
- maksymalne stężenie chlorków w kanale lub na powierzchni prefabrykatu $C_0 = 0,38\% \text{ m.c.}$
- maksymalne stężenie chlorków w złączu płyt $C_0' = 1,38\% \text{ m.c.}$

Dla najkrótszych dróg migracji (wg rys. 30), określono orientacyjną liczbę lat do zaistnienia warunków umożliwiających zainicjowanie korozji cięgien (tab. 28).

Tablica 28. Oszacowanie czasu do zainicjowania korozji cięgien

Założenia do prognozy: stężenie krytyczne jonów Cl ⁻ : $C(x,t) = 0,1\% \text{ m.c.}$, wsp. dyfuzji: $D=0,95 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$,		Droga migracji, mm			
		45	50	55	60
Czas do osiągnięcia stężenia krytycznego w poziomie cięgien, lata	$C_0 = 0,38\% \text{ m.c.}$, migracja przez ścianki i kanał płyty	27	-	40	48
	$C_0' = 1,38\% \text{ m.c.}$, migracja przez zaprawę w złączu i ściankę boczną	-	13	-	-

Trwałość płyt sprężonych w warunkach zagrożenia korozją chlorkową cięgien sprężających w najbardziej pesymistycznym wariancie (wnikanie chlorków od strony złącza pomiędzy prefabrykatami) prognozuje się na 13 lat, co stanowi ok. 25% oczekiwanej trwałości. W innych wariantach czas ten jest dłuższy tzn. ok. 50% i 80% oczekiwanej trwałości, a nawet osiąga wartość bliską projektowanemu okresowi użytkowania, wynoszącemu 50 lat.

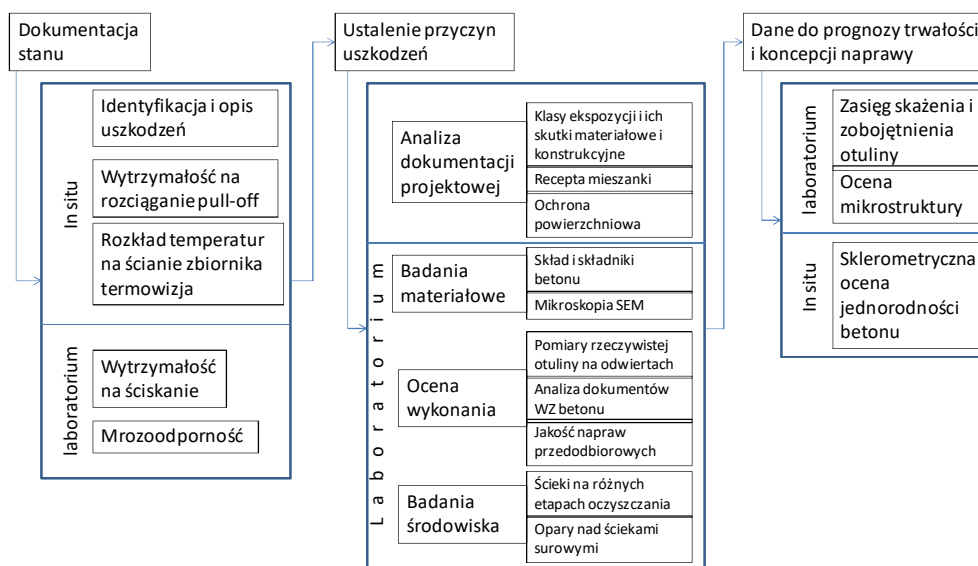
Przedstawione rozumowanie może stanowić przydatne narzędzie w ustalaniu strategii zarządzania utrzymaniem obiektu, decyzji o terminie, sposobach i miejscach napraw, czy też stanowić ogólny element ekspertyz typu due diligence.

6.2. Badania środowiskowe i badania chemiczne oraz mikrostrukturalne jako narzędzie ustalenia rodzaju i przyczyn korozji chemicznej

W oczyszczalni miejskiej będącej przedmiotem niniejszego przykładu (omawianego w publikacji autorów tego opracowania w C&BM [125]), w trzecim roku jej użytkowania, w niektórych żelbetonowych zbiornikach technologicznych stwierdzono znaczne uszkodzenia betonu. Na wewnętrznych powierzchniach tych zbiorników, po krótkim okresie eksploatacji, ubytki otuliny zbrojenia obejmowały dużą powierzchnię a ich zasięg w głąb betonu na podstawie wizualnej oceny zgrubnej oszacowano miejscami na 1-2cm. Przedmiotem analizy jest ocena środowiskowych i materiałowych przyczyn wystąpienia bardzo szybkiego postępu destrukcji betonu.

W obiektach, w których stwierdzono liczne uszkodzenia betonu przeprowadzono następujące działania (rys. 32):

- ogólną ocenę stanu technicznego wewnętrznych betonowych powierzchni zbiorników oczyszczania wstępnego na podstawie inspekcji,
- zebranie informacji o konstrukcji na podstawie archiwalnej dokumentacji technicznej,
- analizę środowiska oddziałującego na beton w konstrukcji, w tym badania laboratoryjne próbek ścieków pobranych na różnych etapach procesu technologicznego oczyszczania oraz badania laboratoryjne próbek środowiska gazowego pobranego z nadzwierciadła ścieków;
- badania betonu obejmujące:
 - ocenę makroskopową powierzchni,
 - oszacowanie składu betonu,
 - ocenę wytrzymałości na ściskanie na podstawie odwiertów rdzeniowych,
 - ocenę jednorodności cech mechanicznych na podstawie badań sklerometrycznych
 - ocenę przypowierzchniowej wytrzymałości na rozciąganie,
 - ocenę odporności na działanie cykli zamrażania i odmrażania
- analizę przyczyn uszkodzeń na podstawie wyników badań materiałowych oraz wyników analizy środowiska oddziałującego na obiekt.



Rys. 32. Schemat sekwencji działań diagnostycznych i prognostycznych

Objawy uszkodzeń, zinwentaryzowane na wewnętrznych powierzchniach obiektów były rozległe i głęboko ingerujące w konstrukcję (rys. 33).



Rys. 33. Fragment ściany zbiornika z głębokimi ubytkami betonu otuliny zbrojenia

Wstępne badania próbek betonu ze stref nie narażonych na agresję środowiska, analiza dokumentacji projektowej i wykonawczej wykazały, że na tych etapach nie popełniono błędów projektowych i materiałowych dotyczących betonu, jego składu, składu i wbudowania. Kluczowe zatem stało się ustalenie rodzaju korozji – zarówno z uwagi na ustalenie jej przyczyny (i zakresu odpowiedzialności), jak i sposobu naprawy oraz ochrony obiektu przed dalszą destrukcją.

W dalszym toku ekspertyzy podjęto badania nad charakterystyką środowiska oddziałującego na beton.

Celem badań było dokonanie oceny jakości ścieków dopływających do oczyszczalni miejskiej. Pobrano dwie próbki chwilowe ścieków: na wejściu do oczyszczalni, oznaczone jako Wejście i po przejściu przez piaskownik oznaczone jako Piaskownik oraz uśrednioną próbkę dobową ścieków oznaczoną jako Mieszane, umieszczając „sampler” do próbkowania w strefie początkowej układu technologicznego, tj. w obszarze oznaczonym jako Wejście.

W pobranych ściekach wskaźniki chemiczne oznaczono następującymi metodami (tab. 28): pH – potencjometrycznie PN - EN ISO 10523:2012, pE- Przewodność właściwą – konduktometrycznie PN-EN-27888:1999, CO₂ wolny PN-C-04547-01:1974, CO₂ agresywny PN-C-04547-03:1974, zasadowość PN EN ISO 9963-1:2001+Ap1:2004, chlorki metodą miareczkową wg Mohra PN-ISO 9297:1994, siarczany metodą turbidymetryczną w aparacie HACH DR 2000, wapń i magnez PN-ISO 6059:1999, twardość ogólna PN-ISO 6059:1999, azotu amonowego PN-ISO 7150:2002, azotu azotanowy (V) PN-82/C-04576.08, fosfor ogólny PN EN ISO 6878:2006+Ap1:2012+Ap2:2012, fosfor fosforanowy PN-EN ISO 15681-1:2006 Ap1:2012+Ap2:2012, zawiesiny ogólne PN EN 872:2005+Ap1:2007, BZT5 PN EN 1899-1:1999, PN EN 1899-2:1999, ChZT PN-ISO 15705:2005, TOC – w aparacie firmy Shimadzu5000. Wyniki zestawiono w tab. 29.

Tablica 29. Zawartość czynników agresywnych w ściekach

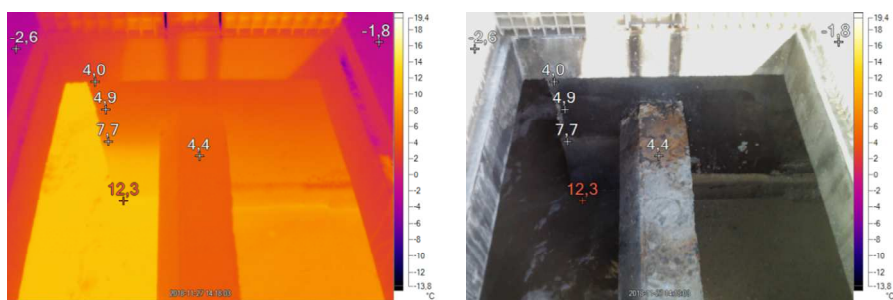
Czynnik agresywny	Zakres zawartości w ściekach	Ocena zagrożenia wobec betonu
Siarczany	60 ÷ 95 mg/l	Brak zagrożenia wg PN-EN 206 (zagrożenie przy zawartości > 200 mg/l)
pH	7,2 ÷ 8	Brak zagrożenia wg PN-EN 206 (zagrożenie przy pH < 6,5)
CO ₂ agresywny	15,4 ÷ 46,2 mg/l	Zagrożenie – klasa ekspozycji XA1 (przy zawartości 15 ÷ 40 mg/l) lub XA2 (przy zawartości 40 ÷ 100 mg/l) wg PN-EN 206
NH ₄ ⁺	Azot amonowy: 70÷100mg/l, co oznacza po przeliczeniu: 90÷130mg/l NH ₄ ⁺	Duże zagrożenie – klasa ekspozycji XA3 (przy zawartości 60 ÷ 100 mg/l) i poza skalą (> 100 mg/l) wg PN-EN 206
Mg ²⁺	50 ÷ 60 mg/l	Brak zagrożenia wg PN-EN 206 (zagrożenie przy zawartości > 300 mg/l)

Próbki powietrza pobrano bezpośrednio nad powierzchnią ścieków w pięciu lokalizacjach w obszarze zbiorników 01/1 i 02/2. Oznaczano stężenie siarkowodoru, amoniaku i dwutlenku węgla w strefie nad powierzchnią zwierciadła ścieków (tab. 30).

Tablica 30. zawartość czynników agresywnych w powietrzu nad zwierciadłem ścieków

Czynnik agresywny	Zakres zawartości w przestrzeni nad ściekami	Ocena zagrożenia wobec betonu
Siarkowódór H ₂ S	14 ÷ 33 mg/m ³	Średnie zagrożenie korozyjne (m _a) dla betonu, silne zagrożenie korozyjne (h _a) dla żelbetu
Amoniak NH ₃	80 ÷ 320 µg/m ³	Brak zagrożenia
Dwutlenek węgla CO ₂	730 ÷ 1342 [mg/m ³]	Brak zagrożenia dla betonu, słabe zagrożenie korozyjne (l _a) dla żelbetu

Podczas pobierania próbek ścieków i powietrza wykonano dodatkowo pomiar termowizyjny rozkładu temperatury na powierzchni ścian zbiornika. Przy zewnętrznej temperaturze powietrza ok. -2÷-3°C powierzchnia ścian zbiornika w strefie uszkodzeń wynosiła +4-6°C (rys. 33), ze względu na dodatnią temperaturę płynących ścieków.



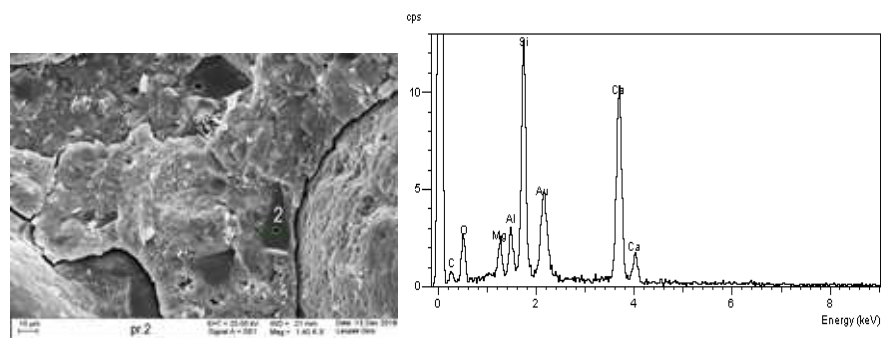
Rys. 33. Termowizyjne pomiary ścian uszkodzonego zbiornika

Analizując rozkład temperatury na wysokości ściany należy się jednak spodziewać, że już mróz rzędu -8°C może powodować spadek temperatury powierzchni ściany poniżej 0°C w obszarach największych uszkodzeń.

W celu potwierdzenia użycia zgodnych ze specyfikacją i projektem składników betonu przeprowadzono ocenę makroskopową odwiertów, zbadano metodą dyfraktometrii rentgenowskiej skład i wykonano analizę SEM/EDS betonu z obszaru nieskorodowanego. Odwiert wykorzystano także do weryfikacji grubości otuliny zbrojenia, potwierdzając, że zgodnie z projektem wynosiła ona 4cm.

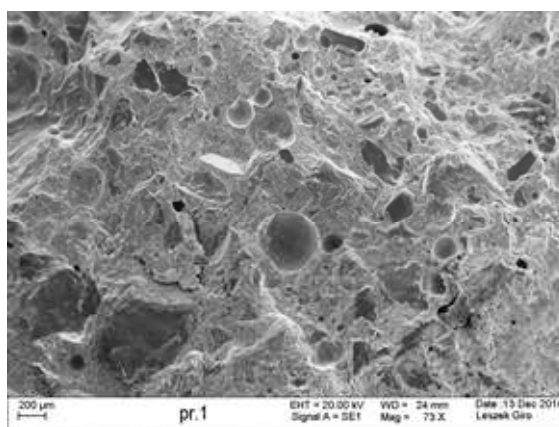
Ocena makroskopowa potwierdziła, że w betonie użyto kruszywo granitowe o uziarnieniu maksymalnym do 16 mm, a jasna barwa zaczynu odpowiada typowemu obrazowi betonu z cementem zawierającym żużel hutniczy.

Dyfraktogram próbki pochodzącej z obszaru nie dotkniętego korozją (rys. 34) jest typowy dla stwardniałego betonu z cementem żużlowym, przy czym zwracają uwagę niewielkie piki od etryngitu, wskazujące na typową jego zawartość w betonie nie podlegającym działaniu zewnętrznego środowiska siarczanowego.



Rys. 34. Mikrostruktura (SEM) betonu w strefie nie objętej zmianami korozyjnymi i dyfraktogram (EDS) w punkcie 2

Mikrostruktura betonu widoczna na zdjęciu SEM (rys. 35) jest zwarta i ale widoczne są w niej równomiernie rozmieszczone kuliste pustki powietrzne o średnicach 50-150 μm , które dowodzą prawidłowego napowietrzenia betonu, zgodnie ze specyfikacją.



Rys. 35. Mikrostruktura betonu z widocznymi regularnymi porami - napowietrzenie

Przeprowadzono także sondażowo badanie mrozoodporności betonu. Cyklem zamrażania i rozmrażania poddano powierzchniowo próbki pobranej ze zbiornika, prowadząc badanie w sposób normowy (łuszczenie w środowisku soli odladzającej) ale zamiast roztworu NaCl użyto ścieków pobranych z oczyszczalni. PO 56 cyklach zamrażania i rozmrażania nie stwierdzono żadnych efektów łuszczenia.

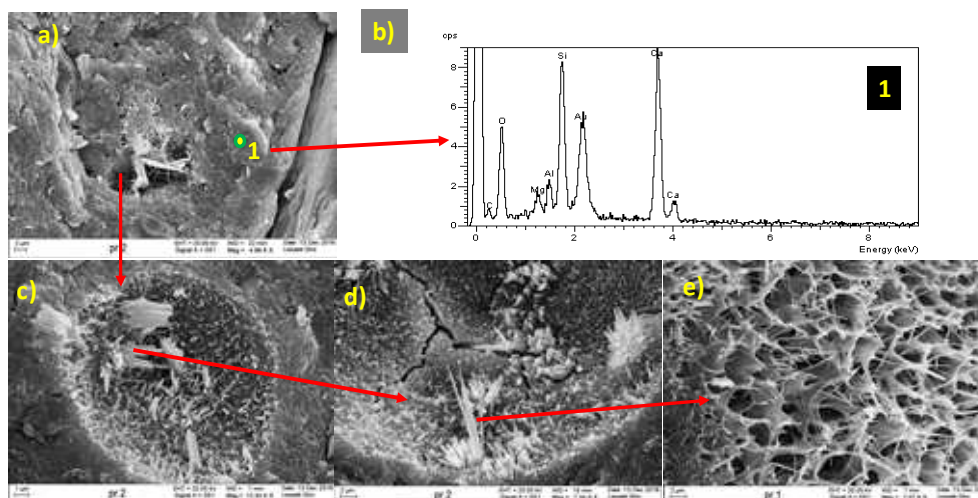
Na grubości otuliny zbrojenia przeprowadzono także oznaczenie rozkładu stężenia jonów siarczanowych w betonie oraz rozkładu pH betonu, sprawdzono stan skarbonatyzowania betonu oraz oszacowano pH skroplin na powierzchni betonu. Próbki betonu do badań skażenia chemicznego uśredniano z w warstwach o grubości 1 cm licząc od powierzchni, poprzez rozdrobnienie materiału z danego obszaru próbki i pobranie próbek reprezentatywnej metodą kwatrowania. Nie stwierdzono objawów karbonatyzacji betonu wykrywalnych testem fenoloftaleinowym. Rozkład stężeń siarczanów i pH na grubości otuliny przedstawiono w tab. 31.

Tablica 31. Rozkład stężenia siarczanów i pH na grubości otuliny zbrojenia

Pomiar w zakresie głębokości, cm	Zawartość jonów SO_4^{2-}		pH
	% m_{betonu}	% m_{cementu}	
0	0,93	5,8	12,05
1-2	0,68	4,3	12,25
2-3	0,65	4,1	12,28
3-4	0,65	4,1	12,43

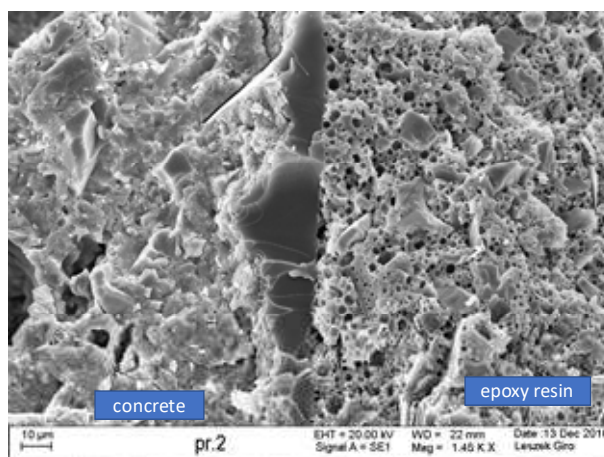
Zawartość siarczanów w betonie jest wysoka, znacząco wyższa od przyjmowanej w literaturze za bezpieczną ze względu na ryzyko korozji siarczanowej wartości 0,5% masy cementu. Wskazuje to na intensywny przebieg tego rodzaju korozji. Odczyn betonu pozostaje powyżej wartości $\text{pH}=12$ co wskazuje na brak karbonatyzacji i brak skażenia kwasem. Dodatkowo dokonano jednak kilku pomiarów odczynu skroplin na powierzchni powłoki chemoodpornej w znacznej (ok. 1 m) wysokości nad zwierciadłem ścieków. W tych badaniach z użyciem papierka lakmusowego zaobserwowano dużą zmienność wyników, które wskazywały odczyn od prawie obojętnego (pH 6-7) do silnie kwasowego ($\text{pH} < 2$). Ponieważ w badaniach ścieków (por. rozdział 2.4.1) nie stwierdzono aby miały one odczyn kwaśny, należy przyjąć, że tak niskie pH skroplin jest wynikiem reakcji chemicznych zachodzących w środowisku gazowym zbiornika.

W celu udokumentowania przebiegu korozji wykonano szereg analiz mikrostruktury strefy betonu gdzie wystąpiły jej objawy (rys. 36). Struktura fazy CSH jest zwarta (rys. 36 a) a metodą EDS potwierdzono typowy skład prawidłowo ukształtowanej fazy CSH w betonie (rys. 36 b), który dojrzewał w sprzyjających warunkach. Faza CSH dominuje w składzie fazowym matrycy. Zaobserwowano liczne iglaste formy krystaliczne w porach (rys. 36 c) i mikrorysach (rys. 36 d). Budowa kryształów jest typowa dla form etryngitu (rys. 36 e), a intensywność ich występowania wskazuje na zaawansowany przebieg korozji siarczanowej.



Rys. 36. Mikrostruktura betonu w strefie objętej korozją – opis w tekście

Badania diagnostyczne objęły także ocenę jakości chemoodpornej powłoki epoksydowej, która stanowiła ochronę powierzchniową ścian zbiorników. Pomiary śrubą mikrometryczną wykazały grubość powłoki rzędu 390 do 480 μm . Badanie przyczepności powłoki do podłoża betonowego metodą pull-off, wykazało, że przyczepność ta jest dość wysoka i wynosi 1,5-2,0 MPa (płaszczyzna zniszczenia w złączu powłoka-beton). Wykonano także zdjęcia SEM powłoki, które wykazały, że jej mikrostruktura nie jest typowa dla powłok z żywic epoksydowych. Wysoka zawartość porów powietrznych w postaci równomiernie rozproszonych w całej grubości powłoki kulistych porów o średnicach od 1 do 7 μm (rys. 37) świadczy o wadliwości powłoki. Taka sytuacja sprzyja obniżeniu zdolności powłoki do ochrony przed wnikaniem i przenikaniem substancji agresywnych, zwłaszcza gazowych. Niestety nie jest możliwe jednoznaczne ustalenie genezy tych porów na podstawie badań SEM próbek spolimeryzowanej powłoki.



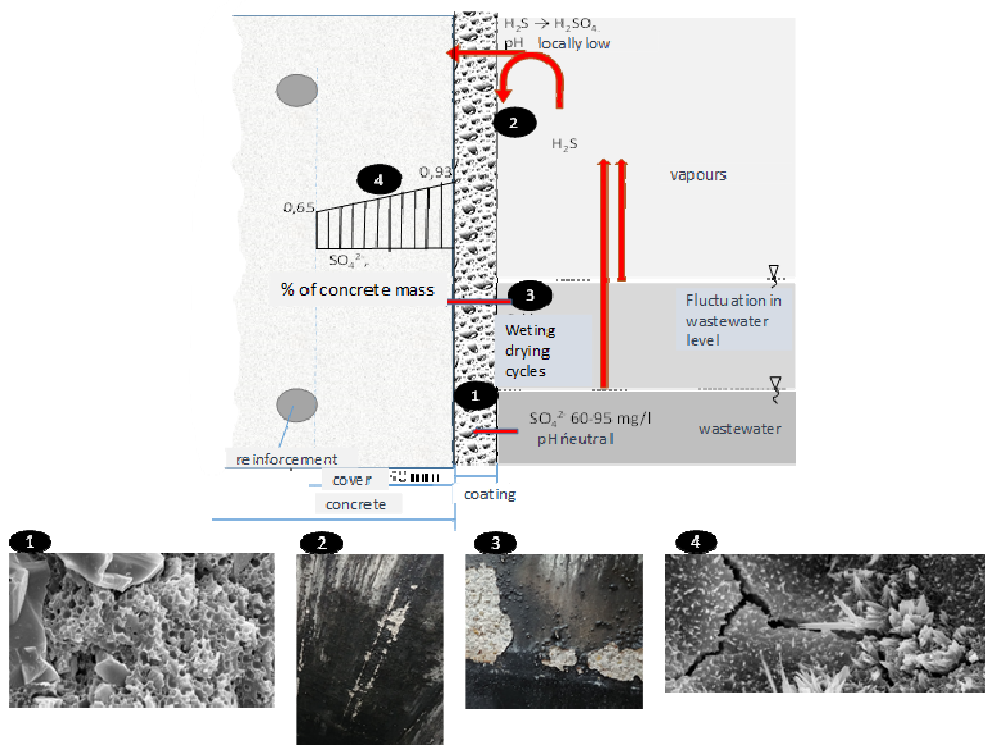
Rys. 37. Mikrostruktura strefy przypowierzchniowej betonu vs mikrostruktura powłoki epoksydowej

Podsumowanie wyników badań (tab. 32) prowadzi do wniosku, że do wykonania zbiorników użyto betonu zgodnego z projektem (składniki, cechy mechaniczne, napowietrzenie, wymagania w zakresie trwałości), a założenia projektowe były zgodne z klasami ekspozycji, które przyjęto w projekcie, i których występowanie w obiekcie potwierdzono badaniami środowiska w oczyszczalni. Jakość betonu wbudowanego w ściany zbiorników był wysoka, o czym świadczą małe rozrzuty wyników badań podstawowych cech betonu, a także obserwacje jego mikrostruktury, wskazujące na dopełnienie reżimu technologicznego podczas robót betoniarskich.

Tablica 32. Analizowany beton oczyszczalni: wymagania vs ustalenia diagnostyczne

Użyte materiały			
Rodzaj materiału		Wymaganie	Ustalenia z badań
Cement	rodzaj	CEM III/A 32,5 N-NA HSR LH	Obecność żużla stwierdzono w badaniu SEM-EDS
	ilość	380 kg/m ³	Wystarczająca z uwagi na klasy ekspozycji
Kruszywo	drobne	Piasek 0/2mm - 650 kg/m ³	-
	grube	Granit 2/8mm - 450 kg/m ³ Granit 8/16 mm - 700 kg/m ³	Kruszywo granitowe D _{max} = 16 mm
Woda		154 kg/m ³	w/c = 0,405 odpowiednie z uwagi na klasy ekspozycji
Plastyfikator		1,9 kg/m ³	-
Superplastyfikator		1,9 kg/m ³	-
Napowietrzacz		0,36 kg/m ³	Efekt napowietrzenia widoczny w obrazie SEM
Powłoka chemoodporna		Żywica epoksydowa	Potwierdzono w badaniach
Cechy betonu i powłoki chemoodpornej			
Właściwość		Wymaganie	Ustalenia z badań
Konsystencja mieszanki		S2/S3 - 80-140 mm OS	Nie stwierdzono typowych objawów segregacji w badanych elementach konstrukcji
Zawartość powietrza w mieszance		5% ± 1%	prawidłowe napowietrzenie widoczne w obrazie SEM
Klasa wytrzymałości betonu		C30/37	C40/50
Mrozoodporność betonu		F150	Ubytek masy (56 cykli) - 0%
Pull of betonu		-	Pull-off 0,9-4,5MPa zniszczenie w betonie
Jednorodność betonu		-	Liczby odbicia w badaniu sclerometrycznym 44-54, SD=2,7
Zawartość siarczanów w betonie		max 0,5% masy betonu	Zawartość SO ₄ ²⁻ nawet >0,9% masy betonu
pH betonu		-	>12, ale skropliny na powierzchni lokalnie ~2
Grubość powłoki		500 μm	390-480 μm
Przyczepność powłoki do betonu		-	> 2 MPa
Jednorodność powłoki		-	Wysoka mikroporowatość powłoki widoczna w obrazie SEM

Wszystkie wykonane analizy pozwoliły zidentyfikować mechanizm destrukcji, który wystąpił w obiekcie (rys. 38).



Rys. 38. Ustalony badawczo mechanizm destrukcji betonu zbiornika oczyszczalni ścieków

Ciecz (ścieki) w zbiornikach oczyszczalni, nawet w obszarze początkowych procesów oczyszczania (gdzie stężenia substancji agresywnych są najwyższe) nie stanowi środowiska o szczególnie wysokiej agresywności wobec dobrej jakości betonu, natomiast odpowiedniej jakości powłoka z żywicy epoksydowej powinna być na takie środowisko w pełni odporna. Potwierdzeniem tego jest fakt, że uszkodzenia powłoki i betonu w strefie stałego kontaktu ze ściekami (poniżej strefy wahań zwierciadła) są stosunkowo niewielkie. Jednocześnie trzeba zauważyć, że w zbiorniku, w wyniku zachodzących procesów chemicznych i fizykochemicznych, występują dodatkowe czynniki agresywne - różne w poszczególnych strefach zbiorników. Poziom zwierciadła ścieków waha się okresowo w dość znacznym zakresie, prowadząc do występowania w obrębie ścian obszarów cyklicznego nawilżania ściekami i wysychania, co intensyfikuje agresywne oddziaływania w tej strefie. Tłumaczy to szczególną intensywność destrukcji ścian obserwowaną w tym obszarze (fot. 3 na rys. 38). Ścieki przepływające przez zbiorniki stanowią źródło emisji oparów, w tym przede wszystkim siarkowodoru i amoniaku, przy czym stwierdzone stężenia są typowe dla oczyszczalni ścieków komunalnych, pomimo iż są wysokie w kontekście agresji wobec betonu. Stężenia te nie powinny zagrażać trwałości powłoki epoksydowej w strefie kontaktu ze ściekami. Powyżej tej strefy, opary siarkowodoru unosząc się konwekcyjnie w górę zbiornika, są utleniane przez bakterie aerobowe osadu zgromadzonego na powierzchniach przegród, do postaci kwasu siarkowego H_2SO_4 i skraplają się na powierzchni ścian i stropów. Stanowi to o występowaniu dodatkowego czynnika agresywnego w postaci obniżonej wartości pH. Rozkład wartości pH na powierzchniach może być losowy, determinowany lokalnie aktywnością organizmów aerobowych, a także

termodynamicznymi charakterystykami środowiska. Stwierdzono lokalne występowanie bardzo niskich wartości pH, w tym także wartości znacznie poniżej pH=4, stanowiącej kres odporności chemicznej nawet najlepszego betonu cementowego. Kwas siarkowy powoduje korozję siarczanową oraz korozję kwasową. Oba te rodzaje korozji w przypadku występowania jednoczesnego powodują efekt negatywnej synergii, intensyfikując tempo degradacji. Powłoka epoksydowa powinna wykazywać chemoodporność w środowiskach o obniżonym pH. Jednak skroplony kwas siarkowy może spływać po powierzchni przegród pionowych (ścian zbiornika), prowadząc – zależnie od stężenia - do powstawania lokalnych obszarów intensywnej degradacji powłoki i betonu w postaci pionowych smug odpowiadających drodze spływania agresywnych skroplin (fot. 2 na rys. 38). Ponieważ nawet najwyższej jakości beton cementowy może w takim przypadku nie być dostatecznie odporny na agresję, konieczny jest odpowiedni dobór powłoki chemoodpornej. Wybór materiału powłoki powinien być oparty o wskazanie konkretnych rodzajów zagrożeń (rodzaje substancji agresywnych, ich postać ciekła i/lub gazowa, stężenia itp.). Takie rozważania z reguły nie są zawarte w projektach i specyfikacjach technicznych zbiorników oczyszczalni. Ograniczenie się do wskazania klas ekspozycji należy uznać za zdecydowanie niewystarczające w tym przypadku.

Według norm serii PN-EN 1504, które dotyczą napraw i ochrony konstrukcji i zawierają pewne wytyczne doboru ochrony powierzchniowej betonu w środowiskach agresywnych chemicznie: „System ochrony powierzchniowej powinien być dobrany na podstawie oceny rzeczywistych lub potencjalnych przyczyn uszkodzeń oraz rozważenia odpowiednich zasad i metod ochrony i naprawy”. W odniesieniu do ochrony przed środowiskiem agresywnym chemicznie w teście normie w tab. 5 „Wymagania odnośnie do właściwości użytkowych dotyczące powłok”, w p. 12 wprowadzono następujące klasy odporności na silną agresję chemiczną, służące wspomnianemu wyżej doborowi: „Klasa I: 3 dni bez nacisku; Klasa II: 28 dni bez nacisku; Klasa III: 28 dni z naciskiem. Zaleca się stosowanie cieczy badawczych spośród 20 klas podanych w PN-EN 13529, obejmujących wszystkie rodzaje powszechnie stosowanych chemikaliów. Zastosowanie innych cieczy badawczych może być uzgodnione pomiędzy zainteresowanymi stronami”. Kryterium zakwalifikowania do danej klasy stanowi ocena zmian twardości materiału, przy czym zmniejszenie twardości o mniej niż 50 % przy pomiarze metodą Buchholza wg PN-EN ISO 2815, lub metodą Shore'a, wg PN-EN ISO 868, 24 h po wyjęciu powłoki z cieczy badawczej, stanowi wynik pozytywny badania. W praktyce projektowania zbiorników w oczyszczalniach tego rodzaju wymagania z reguły nie są formułowane. Dobór powłoki jest z reguły arbitralny na etapie tworzenia specyfikacji, bez podania w specyfikacji jakichkolwiek kryteriów wyboru.

W analizowanym przypadku dodatkowym czynnikiem, który istotnie wpłynął na przebieg obserwowanych zjawisk i tłumaczy szybką degradację betonu zbiorników, są nieprawidłowości związane z wykonaniem powłoki epoksydowej, w tym mikrostruktura materiału powłoki, wykazująca wysoką regularną porowatość (liczne pory okrągłe o średnicach nawet do 7µm), widoczną na zdjęciu SEM (fot 1 na rys. 38) oraz relatywnie małą grubość powłoki, lokalnie znacznie poniżej 0,5 mm, wymagane w przypadku dwuwarstwowej aplikacji wybranego materiału, co założono w specyfikacji. Mikrostruktura powłoki o dużej regularności zbliżonych do siebie wielkością licznych porów wskazuje na przyczynę wykonawczą powstania tej wady, ale na obecnym etapie nie da się stwierdzić konkretnej przyczyny powstania porów (np. powietrze, woda lub inna substancja chemiczna zdolna do odparowania wprowadzone przy wykonaniu powłoki, przemrożenie materiału przed wykonaniem powłoki i inne możliwości). Nic nie wskazuje natomiast na możliwość powstania takich porów w trakcie eksploatacji zbiorników. Tego typu mikrostruktura nie zapewnia szczelności powłoki, w tym w szczególności wobec środowisk gazowych.

Pośrednim potwierdzeniem nieszczelności powłoki są wysokie stężenia jonów siarczanowych na całej grubości otuliny betonowej (rys. 38 pkt. 4). Rozkład stężeń - malejący od powierzchni w głąb betonu wskazuje na ich wnikanie od strony zewnętrznej. Wnikanie musiało się odbyć przez nieszczelną mikrostrukturę powłoki, ponieważ w miejscu badania nie wykazywała ona widocznych uszkodzeń. Stwierdzone stężenia siarczanów w betonie dowodzą jego korozji siarczanowej. Objawy takiej korozji (igielkowe kryształy etryngitu wykrystalizowane wewnątrz pora powietrznego) i skutki (mikrorysy widoczne na ściankach pora powiększające się w miarę ich przepelniania etryngitem) są widoczne w mikroskali na fot 4 rys. 38. W skali makro zjawiska te w miarę ich postępu (a więc pęcznienia betonu) uwidaczniają się w postaci wykruszeń na powierzchni betonu oraz odpajania się powłoki.

Czynnikami intensyfikującymi lokalnie procesy destrukcyjne są zjawiska mechaniczne związane z przepływem cieczy przez zbiornik, typowe dla układu technologicznego oczyszczalni ścieków. Zjawiska tarcia składników stałych ścieków, turbulentnego przepływu i uderzeń hydraulicznych w miejscach progów, przelewów itp. czy też zjawisko kawitacji związane z napowietrzeniem przepływającej cieczy są immanentnymi cechami technologicznymi oczyszczalni i - w przypadku prawidłowych rozwiązań materiałowych - nie powodują tak szybkiego jak obserwowany przebiegu destrukcji zbiorników. Natomiast skutki wskazanych wyżej błędów mogą się uwidaczniać szczególnie szybko w miejscach intensywnego występowania wymienionych zjawisk mechanicznych.

Przedstawiony przykład pokazuje złożoność diagnostyki betonu w warunkach zagrożenia korozją i celowość badań pomocniczych - wykluczających potencjalne, mniej prawdopodobne przyczyny. Takie działanie, które można nazwać inżynierią śledczą w obszarze betonu, stopniowo zawężającą pole poszukiwań przyczyn, pozwala w kolejnych krokach postępowania eksperckiego lepiej dobrać kolejne narzędzia i metody badawcze, co w efekcie przekłada się na zwiększenie pewności wnioskowania o powodach destrukcji.

6.3. Pomiar głębokości karbonatyzacji jako narzędzie oszacowania wieku betonu

W eksperckiej działalności autorów kilkakrotnie wystąpił problem sporu pomiędzy stronami postępowania prawnego, w którym kluczowe znaczenie formalne miało określenie wieku użytkowanego betonowego elementu obiektu budowlanego. Oczywiście podstawowym źródłem wiedzy w tym zakresie powinna być dokumentacja obiektu, z której wynika czas trwania budowy, a zatem pośrednio - wiek betonu. Często jednak - w przypadku niewielkich elementów, zwłaszcza wykonywanych metodami gospodarczymi, dokumentacja taka nie jest dostępna. Z punktu widzenia technicznych problemów inżynierskich, określenie wieku betonu zwykle nie jest istotne, stąd metody diagnostyczne skupione są na określaniu rozmaitych właściwości mechanicznych, chemicznych, związanych z trwałością itp.

W postępowaniach spornych dotyczących m. in. prawa własności nieruchomości, określenie, kiedy dany element faktycznie został wykonany może mieć istotne znaczenie. Przykładowo, autorzy opracowania kilkakrotnie proszeni byli o rozstrzygnięcie sporu o wiek betonowych elementów ogrodzeń nieruchomości na sąsiadujących działkach. Określenie daty wzniesienia takiego elementu miało decydujące znaczenie w kontekście zasądzenia tzw. zasiedzenia nieruchomości [126].

Zasiedzenie nieruchomości jest sposobem nabycia jej prawa własności przez nieuprawnionego posiadacza wskutek faktycznego wykonywania tego prawa w ciągu

oznaczonego w ustawie czasu. Według Kodeksu Cywilnego [127], aby można było zasiedzieć nieruchomość muszą być spełnione następujące przesłanki:

- posiadanie samoistne,
- ciągłość posiadania,
- upływ okresu czasu.

Posiadanie faktyczne nieruchomości przez nieuprawnionego posiadacza może być w postępowaniach rozstrzygających dokumentowane na różne sposoby, w tym bardzo często, wobec braku dokumentów, w oparciu o zeznania świadków ale także obiektywne przesłanki związane ze sposobem zagospodarowania i użytkowania nieruchomości. Taką przesłanką może być np. fakt istnienia obiektów budowlanych integrujących nieruchomość posiadaną w sposób uprawniony z nieruchomością będącą przedmiotem postępowania o zasiedzenie – na przykład elementów wspólnego ogrodzenia.

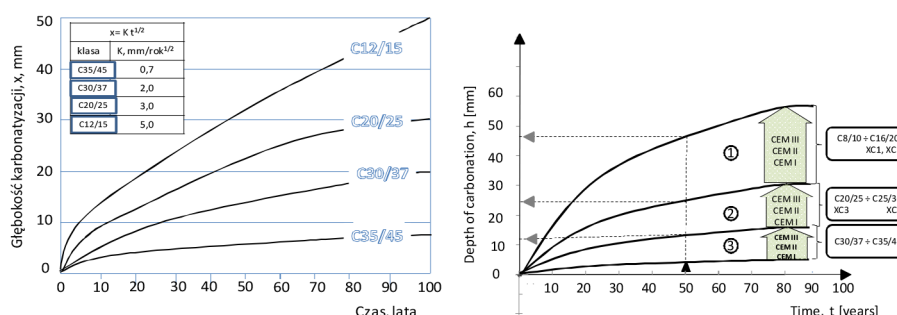
Decydujące wobec orzeczenia zasiedzenia jest w takim przypadku stwierdzenie długości okresu nieuprawnionego posiadania. Minimalny okres wynosi:

- nieprzerwanie 20 lat w przypadku posiadania samoistnego w dobrej wierze,
- nieprzerwanie 30 lat w przypadku posiadania w złej wierze.

Tak więc, ustalenie czy element ma więcej czy mniej niż 20 lub 30 lat, może – w przypadku braku innych dowodów – stanowić względnie obiektywną podstawę końcowej decyzji o zasiedzeniu nieruchomości. Zdaniem autorów jeśli taki element jest wykonany z betonu nieosłoniętego powierzchniowo innymi materiałami - wtedy takiemu zgrubnemu oszacowaniu wieku elementu może służyć pomiar głębokości karbonatyzacji betonu.

Przedmiotem przykładu jest przedstawienie sposobu postępowania umożliwiającego oszacowanie wieku betonu na podstawie pomiaru głębokości karbonatyzacji betonu in situ wraz z oceną innych niezbędnych charakterystyk tego betonu. Rozważono możliwość do osiągnięcia dokładności oszacowania i jej adekwatność do założonego celu.

W wielu opracowaniach publikowane są modele opisujące orientacyjny przebieg karbonatyzacji z upływem czasu t jako odwrotnie proporcjonalny do wytrzymałości betonu na ściskanie, przy czym najczęściej są to modele stanowiące paraboliczne lub hiperboliczne funkcje czasu, przedstawiane bądź w postaci funkcji (rys. 39a) bądź graficznych nomogramów służących do wyznaczania prognozowanej głębokości karbonatyzacji po określonym czasie ekspozycji (tj. użytkowania) betonu (rys. 39b).



Rys. 39. Głębokość karbonatyzacji betonu w czasie z uwzględnieniem klasy wytrzymałości betonu – a) nomogram dla betonów z cementem portlandzkim wg [128] – K – współczynnik szybkości karbonatyzacji; b) – nomogram uwzględniający rodzaj cementu wg [129]

Charakter takich nomogramów z założenia jest orientacyjny i w zamierzeniu mają one służyć przede wszystkim weryfikacji doboru grubości betonowej otuliny zbrojenia lub

prognozom trwałościowym, tzn. określeniu czasu w latach, po którym cała grubość otuliny będzie skarbonatyzowana, tj. czasu potencjalnej inicjacji korozji zbrojenia.

Zamysłem Autorów jest wykorzystanie tego rodzaju zależności jak na rysunkach, w sposób odwrotny od zamierzonego: znając klasę betonu i rodzaj cementu oraz rzeczywistą – pomierzoną w konstrukcji – głębokość karbonatyzacji, można z nomogramu odczytać orientacyjny wiek betonu. Niepewność takiego oszacowania wynika z bardzo przybliżonego i uogólnionego charakteru zależności, które są dostępne w źródłach literaturowych. Wyznaczenie empirycznego modelu dla betonu konkretnej wieloletniej konstrukcji, stanowiącej przedmiot analizy, nie jest możliwe w toku diagnostyki. Istotne elementy niepewności oszacowania mogą wynikać także między innymi z wyboru miejsca wykonania badania karbonatyzacji w konstrukcji (z uwzględnieniem warunków ekspozycji), przyjętego sposobu oceny klasy wytrzymałości betonu, sposobu identyfikacji rodzaju spoiwa w betonie.

Założeniem wstępnym badania jest brak jakiegokolwiek wiedzy o betonie analizowanej konstrukcji.

Zakres badań

Konieczny do oszacowania zakres badań obejmuje:

- szacunkowe ustalenie klasy wytrzymałości betonu – np. na podstawie odwiertów lub inną metodą,
- ustalenie prawdopodobnego rodzaju cementu w betonie – wizualnie lub zaawansowanymi metodami instrumentalnymi,
- wybór miejsc badania głębokości karbonatyzacji z uwzględnieniem warunków ekspozycji powierzchni konstrukcji w czasie eksploatacji,
- badanie głębokości karbonatyzacji na świeżych odkuwkach in situ lub przełamach próbek pobranych z konstrukcji – metodą chemiczną z wykorzystaniem wskaźników alkacymetrycznych.

Metody i przebieg badań

Najlepszą metodą oszacowania klasy wytrzymałości betonu, dla którego nie jest dostępna żadna dokumentacja techniczna, jest pobranie odwiertów z konstrukcji. Sposób postępowania jest w tym przypadku regulowany zapisami normy PN-EN 13791:2019-12, a szczególnie praktycznego jej stosowania omówiono dokładnie m.in. w [110, 130] i wielu innych publikacjach.

Ustalenie rodzaju cementu (spoiwa) w betonie ma znaczenie w kontekście korzystania z nomogramów do szacowania głębokości karbonatyzacji, które mogą uwzględniać fakt, że postęp karbonatyzacji jest szybszy w przypadku betonów o znacznym udziale nieklinkierowych składników spoiwa. Przykład nomogramu wskazany na rysunku 2b uwzględnia wpływ rodzaju cementu (CEMI, CEM II, CEM III) na postęp karbonatyzacji betonu. Zaawansowane badania instrumentalne, umożliwiające stwierdzenie obecności w betonie składników nieklinkierowych cementu, są dość kosztowne i nie w pełni uzasadnione w omawianej sytuacji, aczkolwiek możliwe do wykonania. Do zgrubnego oszacowania można także wykorzystać makro- i mikroskopowe obserwacje, w tym związane z odcieniem kolorystycznym betonu. Znacząca zawartość popiołów lotnych sprawia, że odcień betonu staje się ciemnoszary, podczas gdy duży udział żużla lub mączki wapiennej rozjaśnia odcień betonu – wprawne oko eksperta jest często dostatecznym narzędziem takiego rozróżnienia.

Pomiar głębokości karbonatyzacji betonu wykonuje się najczęściej z wykorzystaniem fenoloftaleiny, której bezbarwny roztwór, przy granicznym pH=8,3 zmienia zabarwienie na fioletowe. Procedura pomiaru podana jest w normie PN-EN 14630:2007. Istotnym elementem oszacowania jest odpowiedni wybór miejsc pomiarowych, przy czym należy zachować następujące zasady:

- w miejscu wykonywania pomiaru beton w okresie eksploatacji nie był pokryty innym materiałem utrudniającym dostęp dwutlenku węgla do powierzchni (np. powłoką malarską, tynkiem itp.);
- badana powierzchnia betonu nie była stale lub okresowo zanurzona w wodzie,
- badana powierzchnia betonu nie była przykryta gruntem,
- pomiar wykonuje się na świeżo odkutej (bezpośrednio przed badaniem) powierzchni betonu,
- nie jest dopuszczalne wykonanie pomiaru na poboczniczy odwiertu pobranego z konstrukcji,
- dopuszczalne jest wykonanie pomiaru na przełamie świeżo rozłupanego odwiertu, w krótkim czasie po jego pobraniu,
- pomiar głębokości karbonatyzacji należy powtórzyć w kilku wybranych miejscach elementu i do celu oszacowania wieku posługiwać się wartością średnią – nie należy wybierać miejsc gdzie beton jest uszkodzony, zarysowany, spękany itp.

W kontekście wyboru miejsca pomiarowego warto zauważyć, że – oprócz braku uszkodzeń powierzchniowych betonu, istotne znaczenie dla przebiegu karbonatyzacji ma to czy dana powierzchnia podlega częstym zmianom wilgotności i temperatury (np. płyta elewacyjna) czy też nie (np. dolna powierzchnia estakady). Powierzchnie o stałym średnim stopniu zwilgocenia ulegają karbonatyzacji szybciej i stanowią właściwy wybór miejsca pomiarowego przy szacowaniu wieku betonu.

Zasada szacowania wieku betonu

Uzyskane zgodnie z procedurą opisaną powyżej informacje o klasie wytrzymałości, rodzaju użytego cementu i średniej głębokości karbonatyzacji pozwalają skorzystać z nomogramu rys. 39b lub zależności na rys. 39a.

Skorzystanie z zależności $x = K \times t^{(1/2)}$ (wg [2]), w celu wyznaczenia wieku betonu wymaga przekształcenia tej formuły do postaci $t = [(x/K)]^2$, gdzie x - głębokość karbonatyzacji, K – współczynnik szybkości karbonatyzacji. Współczynniki takie są dostępne w literaturze przede wszystkim dla betonów z cementem portlandzkim. W przypadku innych cementów ten wariant jest mało realny do wykorzystania

Ograniczenia i niepewność stosowania metody

Autorzy pomysłu z całą stanowczością podkreślają, że przedstawiane narzędzie może mieć jedynie charakter pomocniczy w aspekcie prawnym – nie technicznym czy naukowo-badawczym, a uzyskiwane wyniki powinny być traktowane jako obarczone istotnym błędem.

Zdaniem autorów metoda może służyć do szacowania czy beton przekroczył określony wiek czy też nie, a nie do określania faktycznego wieku betonu. Jak jednak wskazano na początku artykułu - często celem działań prawnych jest określenie czy wiek betonu przekracza czy nie granice 20-30 lat. Praktyka stosowania metody wskazuje, że można ją wykorzystać przede wszystkim do wykazania, iż beton jest młodszy niż wskazują to ustne informacje. Mała głębokość karbonatyzacji betonu o niskiej lub przeciętnej wytrzymałości wskazuje jednoznacznie, że jest to beton relatywnie „młody” – proponowany schemat postępowania pozwala z dużym prawdopodobieństwem, zamienić takie domniemanie w popartą doświadczalnie wartość liczbową. W sytuacji, kiedy przedmiotem badań jest beton w wieku dziesiątek lat, wynik szacowania obarczony jest tak dużym błędem, że trudno traktować oszacowanie jako użyteczne.

Przedmiotem omawianej opinii był spór sąsiedzki o pas działki w granicy między posesjami. Posesje rozdzielone były ogrodzeniem z siatki stalowej ze słupkami na wysokiej betonowej podmurówce. Ogrodzenie to postawiono nie w faktycznej granicy działek gruntowych wynikającej z map hipotecznych, tylko mniej więcej równoległe w przesunięciu

o ok.4 metry w stosunku do tych granic. Biorąc pod uwagę fakt długości spornego ogrodzenia wynoszącej ponad 50 m.b., można łatwo wyliczyć, że przedmiotem sporu było ponad 200 m² działki budowlanej, czyli przedmiot znacznej wartości materialnej. Jedna ze stron sprawy – ubiegająca się o stwierdzenie zasiedzenia – twierdziła, że podmurówka została wykonana na przełomie lat 60-tych i 70-tych XX wieku, podczas gdy druga strona przekonywała, że budowa ogrodzenia miała miejsce w latach 90-tych, a więc w chwili biegu sprawy nie miała jeszcze 20 lat. Jak to często bywa w takich sąsiedzkich sporach – dokumentacja techniczna i formalna budowy ogrodzenia metodą gospodarczą - nie istniała, zaś świadkowie powołani przez strony powodową i pozwaną zeznawali w sposób wzajemnie sprzeczny. Podmurówka była w dobrym stanie wizualnym. Wytypowano na niej miejsca do pobrania próbek oraz do wykonania odwiertów do oszacowania klasy wytrzymałości betonu. Odkuwki do pomiaru głębokości karbonatyzacji wykonywano na górnej krawędzi podmurówki, a następnie – weryfikacyjnie, na przełamie odwiertów po badania wytrzymałości na ściskanie. W toku badań uzyskano następujące wyniki:

- wytrzymałości na odwiertach o średnicy 75 mm wynosiły od 17 do 20 MPa, co pozwoliło oszacować klasę betonu, jako dawne B15 (czyli obecne C12/15),

- głębokość karbonatyzacji we wszystkich punktach pomiarowych mieściła się w przedziale 15-20 mm (rys. 40).



Rys. 40 Pomiar głębokości karbonatyzacji na odkuwce i fragmencie odwiertu

- analizując wygląd betonu przyjęto, że najbardziej prawdopodobne było wykonanie betonu z cementem portlandzkim; uznano także, że jeśli teza o pochodzeniu betonu z lat 60-tych miałaby być prawdziwa – użycie cementu portlandzkiego byłoby prawie pewne, biorąc pod uwagę ówczesną strukturę rynku cementu dostępnego dla indywidualnych inwestorów.

Korzystając z zasad omówionych wcześniej, posiłkując się omówionymi wcześniej nomogramami i zależnościami ustalono co następuje:

- zakładając, że klasę betonu oszacowano na C12/15, najbardziej prawdopodobne było użycie jako spoiwa cementu portlandzkiego, a głębokość karbonatyzacji wyniosła 15-20 mm, wiek badanego betonu – według pierwszego wariantu oszacowania – nie mógł przekraczać 27 lat;

- korzystając z równania $x=K \times t^{(1/2)}$ i oszacowanych wcześniej charakterystyk badanego betonu, można obliczyć: dla maksymalnej głębokości karbonatyzacji $x = 20$ mm,

wytrzymałości betonu 20 MPa i wskaźnika $K=4,0\text{mm/rok}^{1/2}$, otrzymujemy: $20 = 4,0 \times t^{1/2}$, skąd szacunkowy wiek betonu $t = (20/4)^2 = 25$ lat, natomiast dla minimalnej głębokości karbonatyzacji $x = 15$ mm, wytrzymałości betonu 20 MPa i wskaźnika $K=4,0\text{mm/rok}^{1/2}$, otrzymujemy: $15 = 4,0 \times t^{1/2}$, skąd szacunkowy wiek betonu $t = (15/4)^2 = 14$ lat. Obliczenie to pozwala wnioskować – według drugiego wariantu rozumowania - że wiek badanego betonu nie mógł przekraczać 25 lat.

Żaden z przyjętych scenariuszy nie zbliżył szacowanego wieku betonu do 40-50 lat, jak wynikało to z wniosku strony powodowej. Opinia autorów artykułu przesądziła o sposobie rozstrzygnięcia sprawy w postępowaniu sądowym.

Przedstawiona koncepcja przez samych pomysłodawców jest traktowana z dużym dystansem oraz świadomością jej niedoskonałości, ograniczeń i dużej niedokładności oszacowania. Trudno jednak podważyć istnienie ścisłego związku pomiędzy faktycznym zasięgiem karbonatyzacji w betonie i jego wiekiem. Tak więc – przy wszystkich wadach metody i wobec braku innej możliwości określenia wieku betonu – istnieje pewien potencjał stosowania proponowanego schematu postępowania.

Z naukowej rzetelności należy także wspomnieć, że metoda oparta jest o modele nieskończone karbonatyzacji – ponieważ takie istnieją dostępne w literaturze wskaźniki i nomogramy. Stoi to niejako w sprzeczności (pozornej) z wielokrotnie publikowaną przez Autorów teorią skończonej (ograniczonej) karbonatyzacji, według której jest ona funkcją hiperboliczną czasu, a więc ma skończony zasięg w betonie (asymptota modelu), osiągniany jednak w nieskończonym czasie. Pozorność tej sprzeczności wynika z faktu prowadzenia analiz w ograniczonym zakresie czasowym (tj. 20-40 lat), w którym to okresie – w warunkach naturalnej karbonatyzacji – modele hiperboliczny i paraboliczny nie są rozbieżne na tyle, aby istotnie wpływało to na wynik szacowania wieku betonu.

Kolejne, najnowsze doświadczenia eksperckie, wskazują, że potrzeba szacowania wieku betonu pojawia się w wielu sprawach odległych od budownictwa, zaś dokładność oszacowania stanowi wadę, która nie musi wykluczać przydatności proponowanej metody.

Bibliografia

- [1] Czarniecki L., Woyciechowski P., *Evaluation of concrete structures durability under risk of carbonation and chloride corrosion*, Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV 4th International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICRRR-4), 2016
- [2] BS 6349-1:2000, *Maritime structures — Part 1: Code of practice for general criteria*, BRITISH STANDARD
- [3] PN- EN 12390-8:2019, *Badania betonu -- Część 8: Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem*
- [4] PN-B-06250:1988 *Beton zwykły*
- [5] PN-EN 12390-11:2015-09 *Badania betonu -- Część 11: Oznaczanie odporności betonu na wnikanie chlorków w warunkach jednokierunkowej dyfuzji*
- [6] Alexander M., Bentur A., Mindess S., *Durability of concrete*. Design and Construction, Taylor and Francis Group, 2017
- [7] PN-EN 12390-18 *Badania betonu -- Część 18: Oznaczanie współczynnika migracji chlorków*
- [8] Claisse P.A., *Transport properties of concrete*, Concrete International, 27(1), s.43-48, 2005
- [9] Łukowski P., *Modyfikacja materiałowa betonu*, Polski Cement 2016

- [10] Nganga G., Alexander M., Beushausen H., *Implementation of the durability index performance-based design approach*, Construction and Building Materials 45, s.251-261, 2013
- [11] Neville A.M. *Właściwości betonu*, Polski Cement, 2012
- [12] Deja J., Kołodziej Ł., *Przegląd właściwości betonu determinujących jego trwałość w różnych warunkach eksploatacji. Trwałość w ujęciu normowym*, II Symposium n-t. Cement-właściwości i zastosowanie. Trwałość betonu., Góraźdże Cement. Wyd. Instytut Śląski, Opole-Kraków, 2008, 5-36
- [13] PN EN 206: 2016 *Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*
- [14] Gruener M., *Korozja i ochrona betonu*, Arkady 1983
- [15] Czarniecki L., Broniewski T., Henning O., *Chemia w budownictwie*, Arkady 1995
- [16] PN- B-01800: 1980, *Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Klasyfikacja i określenie środowisk*
- [17] PN -B-06265: 2018 *Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*. Krajowe uzupełnienie PN-EN 206+A1:2016-12
- [18] Czarniecki L., Łukowski P., Garbacz A., *Naprawa i ochrona konstrukcji z betonu*. Komentarz do PN EN 1504, PWN 2017
- [19] WIS WR-M-32 *Wytyczne projektowania zabezpieczenia antykorozyjnego betonowych elementów drogowych obiektów inżynierskich. Wytyczne rekomendowane dotyczące drogowych obiektów inżynierskich*. Instytut Badawczy Dróg i Mostów IBDiM, 2020
- [20] PN-EN 12390-8: 2019 *Badania betonu. Część 8: Głębokość penetracji wody pod ciśnieniem*
- [21] PKN-CEN/TS 12390-9:2017 *Badania betonu. Część 9: Oznaczanie odporności na zamrażanie i rozmrażanie w obecności soli odładzających. Zluszczenie*
- [22] CEN/TR 15177:2006 *Testing the freeze-thaw resistance of concrete - Internal structural damage*
- [23] PN-EN 480-11:2008 *Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu - Metody badań - Część 11: Oznaczanie charakterystyki porów powietrznych w stwardniałym betonie*
- [24] Flaga K., *O mrozoodporności betonów mostowych*. W: „Trwałość obiektów mostowych”. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, XI. 2012
- [25] Glinicki A., Radomski W., *Diagnostyka mrozoodporności betonu w drogowych obiektach mostowych*, Drogownictwo 9/2013
- [26] Jawański W., *Struktura napowietrzenia mieszanki betonowej i betonu stwardniałego a jego rzeczywista mrozoodporność*, VIII Konferencja DNI BETONU 2014
- [27] *Wzorcowe Warunki Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (WWiORB)*, Nawierzchnie, Nawierzchnie - Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad - Portal Gov.pl (www.gov.pl), pobrano 01.2023
- [28] PN-EN 14157:2005 *Kamień naturalny. Oznaczanie odporności na ścieranie*
- [29] PN EN 13892-3:2005 *Metody badania materiałów na podkłady podłogowe. Część 3: Oznaczanie odporności na ścieranie według Böhmego*
- [30] PN-EN 13892-4:2004 *Metody badania materiałów na podkłady podłogowe – Część 4: Oznaczanie odporności na ścieranie według BCA*
- [31] PN-EN 13892-5:2004 *Metody badania materiałów na podkłady podłogowe -- Część 5: Oznaczanie odporności na ścieranie materiałów podkładów podłogowych pod naciskiem toczącego się koła*
- [32] Horszczaruk E., *Odporność betonu na ścieranie w aspekcie wymogów normy PN-EN 206-1 BTA 1/2007*

- [33] Horszczaruk E., *Metody badania odporności betonu na oddziaływania typu ściernego*, II Sympozjum n-t. Cement-właściwości i zastosowanie. Trwałość betonu., Góraźdże Cement. Wyd. Instytut Śląski, Opole-Kraków, 2008, 183-200
- [34] PN-EN 12620:2010 *Kruszywa do betonu*
- [35] PN-EN 196-1:2016 *Metody badania cementu -- Część 1: Oznaczanie wytrzymałości*
- [36] PN-EN 450-1:2012 *Popiół lotny do betonu -- Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności*
- [37] PN-EN 15167-1: 2007 *Mielony granulowany żużel wielkopiecowy do stosowania w betonie, zaprawie i zaczynie. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności*
- [38] PN-EN 13263-1:2010 *Pył krzemionkowy do betonu. Część 1: Definicje, wymagania i kryteria zgodności*
- [39] PN-EN 934-1:2009 *Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 1: Wymagania podstawowe*
- [40] PN-EN 1008:2004 *Woda zarobowa do betonu. Specyfikacja pobierania próbek, badanie i ocena przydatności wody zarobowej do betonu, w tym wody odzyskanej z procesów produkcji betonu*
- [41] PN-EN 1744-1:2000 *Badania chemicznych właściwości kruszyw -- Analiza chemiczna*
- [42] PN-EN 196-2: 2013 *Metody badania cementu. Część 2: Analiza chemiczna cementu*
- [43] PN-EN 480-10: 2011 *Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Metody badań. Część 10: Oznaczanie zawartości chlorków rozpuszczalnych w wodzie*
- [44] Woyciechowski, Piotr Paweł. 2013. *Model karbonatyzacji betonu*. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej. Budownictwo. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej. Budownictwo. Warszawa: Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
- [45] Rahman, F.A., Aziza, M.M.A., Saidur, R., Bakar, W.A., Hainin, M.R., Putrajaya, R., Hassan, N.A., *Pollution to solution: capture and sequestration of carbon dioxide (CO₂) and its utilization as a renewable energy source for a sustainable future*. Renew. Sustain. Energy Rev. 71, 112–126, 2017
- [46] Sanna, A., Uibu, M., Caramanna, G., Kuusik, R., Maroto-Vale, M.M., *A review of mineral carbonation technologies to sequester CO₂*. Chem. Soc. Rev. 43, 8049–8080, 2014
- [47] Renjie Mi, Ganghua Pan, K.M. Liew, *Predicting carbonation service life of reinforced concrete beams reflecting distribution of carbonation zones*, Construction and Building Materials, Volume 255, 2020
- [48] PN-EN 13295: 2005 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczenie odporności na karbonatyzację*
- [49] PN-EN 12390-10: 2019-02 *Badania betonu. Część 10: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację w warunkach stężeń dwutlenku węgla na poziomie atmosferycznym*
- [50] PN-EN 12390-12: 2020-06 *Badania betonu. Część 12: Oznaczenie odporności betonu na karbonatyzację – Przyspieszona metoda karbonatyzacji*
- [51] PN EN 12390 - 12 Projekt obowiązujący od 2010 r. do 2020 r.
- [52] ISO 1920-12: 2015 *Testing of concrete. Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete. Accelerated carbonation method*
- [53] Czarniecki L., Woyciechowski P., *Metody badania karbonatyzacji betonu*, Materiały Budowlane 2/2008, s. 5-7
- [54] Gromek W., *Metody badań odporności na karbonatyzację spoiw cementowych w świetle wymagań normy PN-EN 13295, Ochrona przed korozją 5s/A/2006;*

- [55] Moczko A., *Współczesne metody diagnostyki istniejących konstrukcji betonowych*, Materiały Budowlane, Nr 12, 2006
- [56] ASTM C1556-11a (2016) *Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion*
- [57] NT BUILD 443 *Concrete, hardened: Accelerated chloride penetration*
- [58] PN-EN 14629 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie zawartości chlorków w betonie*
- [59] Kuziak J., Kryszczyński A., *Wpływ rodzaju powierzchni próbki na współczynnik dyfuzji jonów chlorkowych w betonie*, Przegląd Budowlany 6 (2020) 32-35
- [60] FIB Bulletin 34, February 2006: *Model Code for Service Life Design*
- [61] PN-EN 13396: 2005 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych - Metody badań - Pomiar wnikania jonów chlorkowych.*
- [62] ASTM C1543-10a *Standard Test Method for Determining the Penetration of Chloride Ion into Concrete by Ponding (Withdrawn 2019)*
- [63] AASHTO T 259 *Method of test for resistance of concrete to chloride ion penetration.*, Washington D.C. : American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [64] NT BUILD 492 *Concrete, mortar and cement based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments.*
- [65] AASHTO T 277 *Standard Method of Test for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration (ASTM C 1202)*
- [66] PN-EN 14147:2004 - *Metody badań kamienia naturalnego - Oznaczanie odporności na starzenie pod działaniem mgły solnej*
- [67] Horszczaruk E., Brzozowski P., Rucińska T., *Odporność na korozję chlorkową podwodnego betonu naprawczego dojrzewającego w warunkach oddziaływania ciśnienia hydrostatycznego*, Budownictwo i Architektura, 12 (2013) 161-168
- [68] Giergiczyński Z., *Metody badania odporności betonu na korozję chlorkową i siarczanową*, II Sympozjum n-t. Cement-właściwości i zastosowanie. Trwałość betonu., Górażdze Cement. Wyd. Instytut Śląski, Opole-Kraków, 2008, 77-96
- [69] PN-B-19707:2013 *Cement -- Cement specjalny -- Skład, wymagania i kryteria zgodności*
- [70] PN-EN 1367-2 *Badania właściwości cieplnych i odporności kruszyw na działanie czynników atmosferycznych. Część 2: Badanie w siarczanie magnezu*
- [71] STM C 452-21 *Standard Test Method for Potential Expansion of Portland-Cement Mortars Exposed to Sulfate*
- [72] SA A3004-C6 *Test Method for Determination of Mortar Bar Expansion Due to External Sulphate*
- [73] STM C1012/C1012M *Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution*
- [74] CI 201.2R-01 *Guide to durable concrete reported by ACI Committee 201*
- [75] CSA A3004-C8 *Test Method for Determination of Sulphate Resistance of Mortar Bars Exposed to Sulphate Solution*
- [76] SN 505262-1(2013). *Concrete structures - Supplementary specifications. Switzerland.*
- [77] SBR 4908 *United States Bureau of Reclamation, U.S. Dept. of the Interior. Procedure for Length Change of Hardened Concrete Exposed to Alkali Sulfates, U.S. Bureau of Reclamation Standards of Testing Procedures 4908-92, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 1992.*

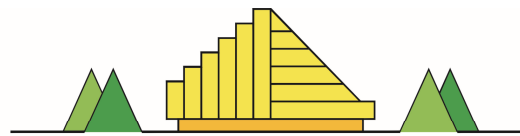
- [78] GB/T 749-2001 *Chinese standard. Test method for potential expansion of portland cement mortars exposed to sulphate*
- [79] Ch.F.Ferraris, P.E.Stuzman, K.A.Snyder, *Sulfate Resistance of Concrete: A New Approach*, PCA R&D Serial No 2486, 2006
- [80] Messad, S. *Mise au point d'un essai de vieillissement accéléré de l'attaque sulfatique externe pour l'application du concept de performance équivalente dans le cadre de la norme NF EN 206-1* (Doctoral thesis). Université de Toulouse. 2009.
- [81] Huang, Q.; Wang, C.; Zeng, Q.; Yang, C.; Luo, C.; Yang, K. *Deterioration of mortars exposed to sulfate attack under electrical field*. *Constr. Build. Mater.* 2016, 117, 121–128. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.05.004. 1116
- [82] Huang, Q.; Wang, C.; Yang, C.; Zhou, L.; Yin, J. *Accelerated sulfate attack on mortars using electrical pulse*. *Constr. Build. Mater.* 2015, 95, 875–881. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.07.034.
- [83] Xie S., Qi L., Zhou D., *Investigation of the effects of acid rain on the deterioration of cement concrete using accelerated test established In laboratory*, *Atmospheric Environment* 38 (2004) 4457-4466
- [84] Fan Y.F., Hu Z.Q., Zhang J.L., Liu J.L., *Determination of compressive property of concrete under simulated acid rain environment*, *Construction and Building Materials* 24 (2010) 1975-1983
- [85] Woyciechowski P., Sokołowska J.J., Jaworska B., *Metodyka oceny chemoodporności betonu dla elementów kanalizacyjnych/Metodology for assessing chemical resistance of cement concrete for sewer elements* *Ochrona przed korozją* 59 (1) : 10-19
- [86] PN-B-06714-46:1992 *Kruszywa mineralne –Badania – Oznaczenie potencjalnej reaktywności alkalicznej metodą szybką*
- [87] PN-B-06714-47:1988 *Kruszywa mineralne -- Badania -- Oznaczenie potencjalnej reaktywności alkalicznej. Oznaczenie zawartości krzemionki rozpuszczalnej w wodorotlenku sodowym (NaOH)*
- [88] PN-B-06714-34:1991/Az1:1997 *Kruszywa mineralne – Badania. Oznaczenie reaktywności alkalicznej*
- [89] ASTM C1260-22 *Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)*
- [90] ASTM C1293-20a *Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction*
- [91] Owsiak Z., Zapała, J. *Review of the laboratory methods applied to assess the reactivity of alkaline siliceous aggregates in concrete*, *Structure & Environment*, 3 (1), 2011, pp. 21-26
- [92] RILEM AAR-1 *Detection of potential alkali-reactivity of aggregates – Petrographic method*
- [93] ASTM C295-08 *Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete*
- [94] Garbacik A., Glinicki M., Józwiak-Niedźwiedzka D., Adamski G., Gibas K., *Wytyczne Techniczne klasyfikacji kruszyw krajowych i zapobiegania reakcji alkalicznej w betonie stosowanym w nawierzchniach dróg i drogowych obiektach inżynierskich*, GDDKiA 2019
- [95] RILEM AAR 2 *Detection of Potential Alkali-Reactivity—Accelerated Mortar-Bar Test Method for Aggregates*
- [96] RILEM AAR 3 *Detection of Potential Alkali-Reactivity—38 °C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms*

- [97] ASTM C1567-21 *Standard Test Method for Determining the Potential Alkali-Silica Reactivity of Combinations of Cementitious Materials and Aggregate (Accelerated Mortar-Bar Method)*
- [98] RILEM AAR-12: *determination of binder combinations for non-reactive mix design or the resistance to alkali-silica reaction of concrete mixes using concrete prisms – 60°C test method with alkali supply*
- [99] RILEM AAR-4.1 *Detection of Potential Alkali-Reactivity—60 °C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms*
- [100] RILEM AAR-5 *Rapid preliminary screening test for carbonate aggregates*
- [101] PN-EN 480-14:2008 *Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu -- Metody badań -- Część 14: Oznaczanie podatności korozyjnej stali zbrojeniowej w betonie za pomocą potencjostatycznego badania elektrochemicznego*
- [102] Wiczoerek G. *Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002.
- [103] PN-B-01810:1986 *Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Własności ochronne betonu w stosunku do stali zbrojeniowej. Badania elektrochemiczne*
- [104] Jaśniok M., *Elektrochemiczna spektroskopia impedancyjna w diagnostyce konstrukcji betonowych i stalowych*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2022
- [105] PN-EN 14630:2007 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie głębokości karbonatyzacji w stwardniałym betonie metodą fenoloftaleinową*
- [106] Krupa M., *Polowe badania chemiczne jako narzędzie oceny stanu betonu w konstrukcji*, praca dyplomowa inżynierska, WIL Politechnika Warszawska, 2019
- [107] PN-EN 1504-10: 2017 *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności. Część 10: Stosowanie wyrobów i systemów na placu budowy oraz sterowanie jakością prac*
- [108] Owsiak Z., *Ocena stanu betonu w elementach wiaduktu drogowego*, Przegląd Budowlany 5/2007, str. 24-27
- [109] Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T., *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu*, PWN 2011
- [110] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali*, PWN 2010
- [111] Garbacz A., *Nieniszczące badania betonopodobnych kompozytów polimerowych za pomocą fal sprężystych- ocena skuteczności napraw*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej 2007
- [112] Runkiewicz L., *Rozwój metod nieniszczących stosowanych w polskim budownictwie*, Przegląd Budowlany 12/2018, 25-29
- [113] Drobiec Ł., *Badania nieniszczące wykorzystywane w praktyce budowlanej*, Badania Nieniszczące i Diagnostyka, 3 (2018) 76-80
- [114] Śliwiński J., Tracz T., *Metody badania przepuszczalności betonu dla cieczy i gazów, II Sympozjum n-t. Cement-właściwości i zastosowanie. Trwałość betonu.*, Górażdże Cement. Wyd. Instytut Śląski, Opole-Kraków, 2008, 59-76
- [115] Śliwiński J., Tracz T., *Przepuszczalność betonu określana przy przepływie gazu metodą laboratoryjną i polową – porównanie wyników i ich korelacja*, Dni Betonu 2012
- [116] Kubissa W., Prałat K., Kania Sz., *Air permeability and sorptivity of concrete modified with viscosity modifying agents*, Archive of Civil Engineering 1/2022, 223-240
- [117] Instrukcja ITB 277, *Instrukcja określania składu stwardniałego betonu*, 1986.

- [118] DIN 1045-2: 2008 *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*
- [119] BS 8500:2019 *Concrete - Complementary British Standard to BS EN 206*
- [120] ACI 318-05 *Building Code Requirements for Structural Concrete*
- [121] AS 1379: 2007 *Specification and supply of concrete*
- [122] ACI 222R-01 *Protection of Metals in Concrete Against Corrosion*
- [123] Kathler C.B., Angst U.M., Wagner M., Elsener B., *Image analysis for determination of cement content in concrete to improve accuracy of chloride analyses*, Cement and Concrete Research 99, 2017, 1-7
- [124] Czarniecki L., Woyciechowski P., *Prediction of the reinforced concrete structure durability under the risk of carbonation and chloride aggression*, Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences, 2013, vol. 61, nr 1, s.173-181.
- [125] Woyciechowski P.P., Łukowski P., Szmigiera E., Adamczewski G., Chilmon K., Spodzieja S., *Concrete corrosion in a wastewater treatment plant – A comprehensive case study*, Construction and Building Materials 303 (1-15, 2021
- [126] Woyciechowski P. P., Adamczewski G., *Szacowanie wieku betonu na podstawie pomiaru głębokości karbonatyzacji*, Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje/ Kaszyńska M. (red.), 2022, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, s.679-688
- [127] Ustawa z dnia 23.04.1964 r. *Kodeks cywilny*. Tekst jednolity: Dz. U. z 2022 r. poz. 1360
- [128] Czarniecki L., Emmons P.H., *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*, Polski Cement 2002
- [129] Czarniecki L., Woyciechowski P. P., *Durability of concrete according to the European standard EN 206*, ICDC 2012, International Congress on Durability of Concrete 18-21 June 2012, Trondheim, Norway ; [CD] / Harald J. (red.), 2012, Oslo, Norwegian Concrete Association
- [130] Bajorek G., Gruszczyński M., *Ocena betonu wbudowanego w konstrukcję w przypadku wątpliwości co do jego jakości*, BTA 1/2020, 68-71

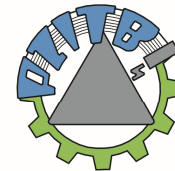


BESKIDY



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE WARSZTATY
PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28÷31 marca 2023 roku



GLIWICE



Jacek HULIMKA*



Rafał KRZYWÓN**

OCENA STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI SPRĘŻONYCH KABLOBETONOWYCH I STRUNOBETONOWYCH

1. Wstęp

Historia betonowych konstrukcji sprężonych sięga w Polsce wczesnych lat 50. dwudziestego wieku. Ich burzliwy rozwój rozpoczął się w roku 1953, a spowodowany był nałożeniem się paru przyczyn, wśród których wymienić należy ogromne zniszczenia wojenne (a także powojenne, spowodowane działaniami Armii Czerwonej na ponemieckich terenach, zwanych Ziemią Odzyskaną) szacowane na 65% zakładów przemysłowych, bardzo niską produkcję stali (zaledwie 2,5 mln ton w roku 1950) oraz szereg formalnych ograniczeń jej użycia w budownictwie. Tym samym zablokowana została możliwość użycia stali jako podstawowego materiału do budowy dachowych dźwigarów dużych rozpiętości, wymuszając ich projektowanie i wykonawstwo jako betonowych. Jednocześnie położono ogromny nacisk na powszechne stosowanie prefabrykacji.

W licznych wówczas opracowaniach teoretycznych zwracano uwagę na dość oczywiste ograniczenie rozpiętości elementów żelbetowych wynikające z przekroczenia rozsądnych warunków użytkowania. Rozbudowa przekrojów belek i zwiększanie ich zbrojenia, a także stosowanie betonu i stali o wysokich wytrzymałościach pozwalało, co prawda, na

* Prof. dr hab. inż., Politechnika Śląska, jacek.hulimka@polsl.pl

** Dr inż., Politechnika Śląska, rafal.krzywon@polsl.pl

uzyskiwanie coraz wyższych nośności elementów belkowych, lecz nie eliminowało wzrostu ich ugięć i szerokości rozwarcia rys – do wielkości nieakceptowalnych w praktyce.

Jako realną granicę stosowania prefabrykowanych dźwigarów żelbetonowych przyjęto rozpiętość 18 m (takie rozwiązania były skatalogowane jako typowe), jednak w praktyce było to znacznie mniej. W efekcie powyższego uwaga badaczy i projektantów skupiła się na żelbetonowych dźwigarach sprężonych – zarówno kablobetonowych, jak i strunobetonowych. Teoretycy prognozowali tu możliwość uzyskania ogromnych oszczędności materiałowych (do 40% masy betonu i do 80% masy stali) co było w praktyce nierealne, jednak głównym profitem nie były oszczędności materiałowe, a możliwość przekrycia obiektów o znacznych rozpiętościach, nieosiągalnych dla konstrukcji żelbetonowych.

W przypadku kablobetonu pierwsze praktyczne zastosowanie miało miejsce w mostownictwie (1952-53, most drogowy o rozpiętości 12,6 m w miejscowości Końskie), a pierwsze dźwigary dachowe (pełnościennie, o rozpiętości 15,45 m) zastosowano w 1953 roku w dwunawowym budynku magazynowym na terenie Strzybnickich Zakładów Betoniarskich i Żelbetonowych – późniejszego producenta większości wykonanych w Polsce dźwigarów kablobetonowych.

Produkcję strunobetonu rozpoczęto w Polsce w roku 1950 w Warszawskich Zakładach Betoniarskich na Żeraniu [33]. W latach 50. prefabrykacją strunobetonowych elementów przemysłowych zajmowały się jeszcze zakłady w Krakowie Czyżynach, a elementów mostowych – zakłady w Kielcach. W roku 1953 dokonano pierwszej typizacji dźwigarów do przekryć hal przemysłowych [23].

W opracowaniu, przypadku elementów kablobetonowych autorzy odnieśli się głównie do dźwigarów dachowych, jako najczęściej stosowanych w praktyce (poza, oczywiście, mostownictwem). Inne elementy (np. belki podsuwnicowe) zostały wspomniane i opisane, zwykle jednak w analogii do dźwigarów. W przypadku elementów strunobetonowych w tekście wyróżniono dwie podstawowe grupy rozwiązań – belki dachowe i płyty stropowe, jako praktycznie równorzędne z uwagi na popularność, pozostałe elementy wzmiankując w analogii do powyższych.

W kolejnych rozdziałach odniesiono się do poszczególnych prac które powinny być wykonane w ramach diagnostyki elementów sprężonych, w sposób ogólny sygnalizując najistotniejsze zagadnienia i problemy – jednak bez powoływania się na konkretne przypadki, aby zachować jak najbardziej uniwersalny charakter przekazu. W rozdziałach 12 i 13 pokazano natomiast wybrane przykłady błędów lub awarii elementów sprężonych, odnosząc je do wcześniej opisanych zagadnień.

2. Podstawy formalne diagnostyki dźwigarów sprężonych

W diagnostyce konstrukcyjnych elementów sprężonych stosuje się zasady identyczne jak w przypadku wszystkich konstrukcji budowlanych. Powszechniej stosowanymi elementami były (kablobeton) i nadal są (strunobeton) tu dźwigary dachowe – stąd podstawy diagnostyki odniesiono do tych elementów, z uwzględnieniem ich specyfiki [14] oraz zasad obowiązujących przy ocenie stanu technicznego konstrukcji z betonu zbrojonego [8]. Jak wszystkie obiekty budowlane, tak i te zawierające elementy sprężone podlegają obowiązkowym przeglądom rocznym (półrocznym, jeśli mają odpowiednio dużą powierzchnię) i pięcioletnim – zgodnie z obowiązującym zasadami o charakterze ogólnym, które nie są tu cytowane.

2.1. Elementy kablobetonowe

Zasady diagnostyki kablobetonowych dźwigarów dachowych ujęte były w kolejnych opracowaniach Instytutu Techniki Budowlanej – w tym w najnowszych wytycznych [N27] z roku 2018 (z komentarzami [25]), a wcześniej w Instrukcjach ITB [N28, N29] z roku 1998. Z uwagi na daty publikacji poszczególnych opracowań, poniżej odniesiono się jedynie do najnowszej z nich, to jest do wytycznych [N27].

Diagnostyka obiektu z dźwigarami kablobetonowymi może mieć charakter okresowy, doraźny lub docelowy. Diagnostyka okresowa zwykle jest powiązana ze wspomnianymi już przeglądami okresowymi. W zakresie konstrukcji sprężonych powinna ona obejmować badania wizualne stanu konstrukcji, ocenę agresywności środowiska, ocenę warunków użytkowania (w tym obciążeń) oraz wymagania dotyczące warunków eksploatacji. Dźwigary zostały tu podzielone na trzy klasy wrażliwości na zagrożenia korozyjne, w zależności od typu (a, konkretnie, konstrukcji pasów dolnych jako otwartych lub zamkniętych), sposobu odwodnienia dachu oraz obecności świetlików. Efektem kombinacji klasy wrażliwości konkretnej grupy dźwigarów (danego obiektu) i klasy ekspozycji (zgodnej z normą [N23]) jest maksymalny przedział czasowy dzielący kolejne badania, wynoszący od 1,5 roku do 8 lat. Wynikiem diagnostyki okresowej powinno być zakwalifikowanie konstrukcji do odpowiedniej klasy: I – stan dobry lub zadowolający; II – stan dostateczny; III – stan zły; IV – stan bardzo zły.

Diagnostyka doraźna zalecana jest wówczas, gdy w ramach diagnostyki okresowej stwierdzone zostaną wady lub nieprawidłowości kwalifikujące konstrukcję do III klasy. Tym samym jej konieczność pojawia się w sposób niezależny od użytkownika obiektu. Z kolei diagnostyka docelowa wynika z planowanych działań (modernizacji obiektu lub zmiany sposobu jego użytkowania), jest zatem przewidywana z wyprzedzeniem. W obydwu tych przypadkach, a także gdy efektem diagnostyki okresowej jest zaliczenie obiektu do klasy IV, konieczne jest wykonanie ekspertyzy stanu technicznego – jednoetapowej lub dwuetapowej (wstępnej i ostatecznej).

2.2. Elementy strunobetonowe

Podobnie jak w przypadku dźwigarów kablobetonowych, aktualne zasady diagnostyki dźwigarów strunobetonowych można znaleźć w wytycznych Instytutu Techniki Budowlanej z 2017 roku [N26], które są rozwinięciem wcześniejszej Instrukcji ITB z 2001 roku [N5]. Zasady diagnostyki są praktycznie identyczne z omówionymi wcześniej dla dźwigarów kablobetonowych. Przedział czasowy kontroli technicznych został przyporządkowany do klasy ekspozycji i klasy wrażliwości konstrukcji, uzależnionej od rozpiętości i miejsca wbudowania dźwigara, zgodnie z Tablicą 1.

Na podstawie analizy rezultatów kontroli technicznej dźwigary kwalifikuje się do jednej z czterech klas wymienionych w rozdziale 2.1. Przyporządkowanie to decyduje o dalszym trybie postępowania. W przypadku stwierdzenia złego lub bardzo złego stanu konstrukcji niezbędne jest wykonanie ekspertyzy jej stanu technicznego.

Wprawdzie omawiane wytyczne dotyczą głównie dźwigarów, jednak z powodzeniem można je stosować także do innych konstrukcji strunobetonowych.

Tablica 1. Zalecany czasokres przeglądów technicznych dźwigarów [N26]

Rodzaj konstrukcji	Maksymalny przedział czasowy badań technicznych w latach, w zależności od klasy ekspozycji		
	XC1, XC3, XC4	XD1, XD2	XD3 i inne oddziaływania agresywne
1	2	3	4
Dźwigary strunobetonowe dowolnego typu w rozstawach ≤ 6 m, w halach jednonawowych	5	4	3
Dźwigary strunobetonowe w rozstawie ≤ 6 m, w halach wielonawowych lub dźwigary strunobetonowe o rozstawach > 6 m, w halach jednonawowych	4	3	2
Dźwigary strunobetonowe o rozstawach powyżej 6 m, w halach wielonawowych	3	2	1

3. Identyfikacja elementów konstrukcyjnych

Podstawą zdiagnozowania każdego elementu konstrukcyjnego jest jego jednoznaczna identyfikacja. W przypadku elementów prefabrykowanych jest to pozornie proste, pod warunkiem jednak spełnienia paru przesłanek. Po pierwsze, element musi mieć charakter katalogowy, to jest musi mieć ściśle określone cechy materiałowe i konstrukcyjne umożliwiające jednoznaczne przyporządkowanie do danego rozwiązania typowego. Po drugie, wskazana pozycja katalogowa musi być ścisła – w tym w zakresie ilości i typu zbrojenia (w danym przypadku liczby cięgien lub kabli sprężających, ich typu oraz wielkości sił naciągu). I, wreszcie, odpowiednie dane muszą być dostępne.

W zakresie prefabrykowanych elementów sprężonych sytuacja jest bardzo zróżnicowana. Dachowe dźwigary strunobetonowe oraz strunobetonowe belki podsuwnicowe do pewnego momentu wykonywane były jako typowe (katalogowe), jednak w danym typie mogące różnić się liczbą cięgien sprężających. Tym samym ich identyfikacja jest względnie prosta, pod warunkiem dostępu do powierzchni czołowych. W późniejszym okresie (nowsze realizacje) coraz częściej spotkać jednak można dźwigary projektowane i wykonywane jednostkowo dla danej inwestycji. Ich przekrój jest zwykle typowy (katalogowy, w ramach danego wytwórcy), jednak zbrojenie sprężające oraz klasa betonu dobierane są w sposób indywidualny. Podobnie w strunobetonowych elementach stropowych – przekroje są zwykle typowe, natomiast zbrojenie sprężające i beton są indywidualnie dobierane.

W zakresie typowych prefabrykatów kablobetonowych (dźwigarów dachowych i belek podsuwnicowych) sytuacja jest o tyle prostsza, że ogromna większość z nich miała charakter katalogowy, a ostatnie z tych elementów zostały wyprodukowane w latach 70., co "zamyka" liczbę dostępnych rozwiązań. Niemniej i tu spotkać można szereg rozwiązań indywidualnych (zastosowanych w pojedynczych obiektach), a także ewolucyjne zmiany najpowszechniej stosowanych elementów utrudniające ich jednoznaczną identyfikację.

3.1. Elementy kablobetonowe

W cytowanych już wytycznych ITB [N27] ujętych zostało 19 typowych rozwiązań dźwigarów kablobetonowych, z wymiarami przekroju pasów dolnych, liczbą i opisem kabli sprężających oraz informacją o dostosowaniu (lub nie) do wbudowania świetlików oraz podwieszenia monorelsów. Takie informacje są oczywistym ułatwieniem, sugerują jednak, że pewne rozwiązania konstrukcyjne są jednoznaczne, co nie jest prawdą. Przykładowo, w wytycznych [N27] ujęto podstawowe dźwigary o rozpiętości 18 m (KBO-18 i KBOS-18), podczas gdy różnych elementów o tej rozpiętości było ponad 10.

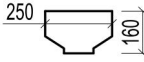
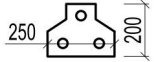
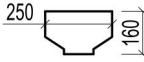
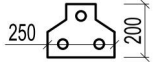
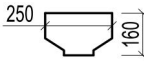
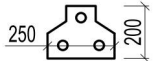
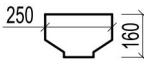
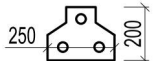
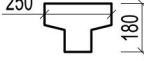
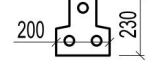
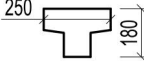
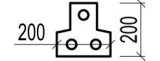
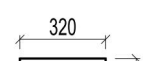
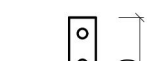

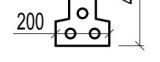
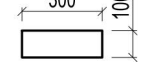
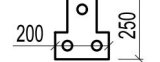
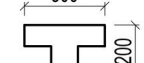
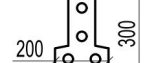
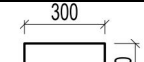
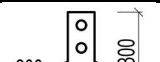
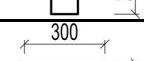
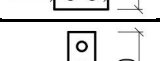
W powszechnej świadomości inżynierów budowlanych dźwigary kablobetonowe dzieliły się na elementy KBO (wykonywane, sprężane i transportowane w całości) o rozpiętościach 15 i 18 m, elementy KBOS (wykonywane i transportowane w segmentach, a następnie scalane i sprężane na placu budowy) o rozpiętościach 18, 21 i 24 m oraz elementy KBS (specjalne), najczęściej o rozpiętości 30, 36 i 42 m. W praktyce sytuacja była znacznie bardziej złożona. Przykładowo, pierwsze dźwigary o rozpiętości 21 i 24 m były betonowane w całości, zatem jako KBO lub KBL (lekkie). W kolejnych latach w typowych dźwigarach KBO lub KBOS stosowano różne przekroje pasów. W części elementów stosowano tak zwane niekompletne sprężenie – przykładem mogą być dźwigary KBU-12P standardowo sprężane 3 kablami 12 ϕ 5 mm, jednak dopuszczone do stosowania z dwoma kablami. Jeszcze większe zamieszanie panuje w przypadku długich dźwigarów KBS – przykładowo, dźwigary KBS-30 "Krzyszowice" i KBS-36 "Strzybnica" wykonywano w pięciu różnych wersjach sprężenia, a dźwigary KBS-42 "Hangar" w czterech. W najstarszych konstrukcjach z lat 50. stosowano też niepełne kable sprężające o liczbie drutów ϕ 5 mm od 6 do 11. W niektórych typowych dźwigarach zamiennie stosowano kable 12 ϕ 5 mm i 18 ϕ 5 mm. W efekcie powyższego szczegółowe rozpoznanie typu dźwigarów (w tym rzeczywistego układu kabli sprężających) okazuje się zadaniem trudnym.

W praktyce zawsze należy rozpocząć od próby uzyskania dokumentacji projektowej, archiwalnej (protokoły odbioru, dzienniki sprężania, dzienniki iniekcji) lub innych, archiwalnych opracowań bazujących na oryginalnych projektach (ekspertyz, opinii technicznych). Jest to trudne, ale w razie sukcesu pozwala na uzyskanie szeregu cennych informacji. Zawsze konieczna jest dokładna inwentaryzacja geometrii dźwigarów, w tym przekrojów pasów, a także inwentaryzacja typu i układu kabli sprężających (co wymaga odkrywek do stref zakotwień). Trzeba mieć świadomość, że w jednej hali, a nawet jednej nawie stosowano czasem różne dźwigary, co było związane z istnieniem stref wymagających transportu podwieszonoego – a to wymuszało lokalne wbudowanie dźwigarów o większej nośności. Sytuacja taka rzadko występowała w halach z typowymi suwnicami natorowymi, natomiast można ją spotkać w obiektach bez suwnic.

W niniejszym opracowaniu zrezygnowano z prezentowania pełnej geometrii wszystkich typowych i jednostkowo stosowanych dźwigarów, bowiem wymagałoby to zamieszczenia kilkudziesięciu rysunków. Odpowiednie materiały są dostępne w monografii [13], wraz z rysunkami elementów nietypowych, stosowanych w pojedynczych obiektach. Dla umożliwienia identyfikacji najczęściej spotykanych dźwigarów poniżej zacytowano, za [13], podstawowe dane w zakresie przekrojów pasów, liczby i typu kabli sprężających oraz dopuszczalnych typów płyt przekrycia. W części wierszy Tablicy 2 mogą występować identyczne dane – oznacza to, że drobne różnice dotyczą ogólnej geometrii dźwigarów, a pojawiły się w kolejnych edycjach katalogów lub innych materiałów źródłowych, zacytowanych w kolumnie 1.

Do części oznaczeń dźwigarów dodano liczbę oznaczającą rozpiętość – nawet, jeśli nie było jej w oryginalnym oznaczeniu.

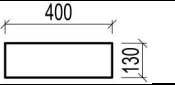
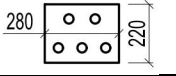
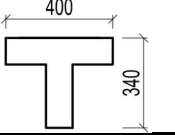
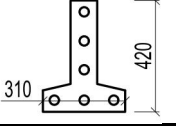
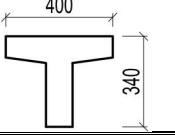
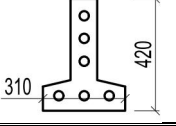
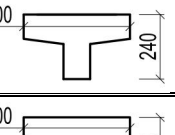
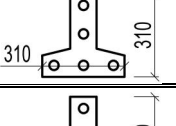
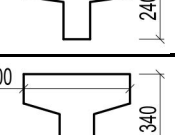
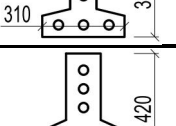
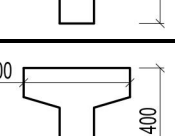
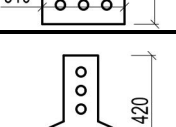
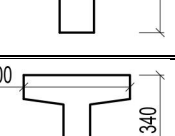
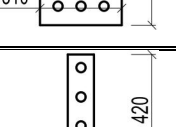
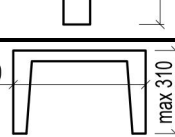
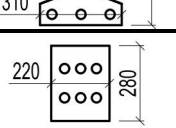
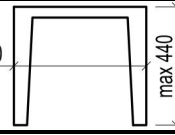
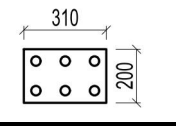
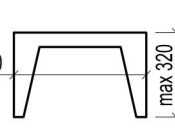
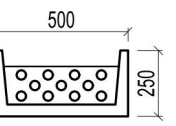


Tablica 2. Zestawienie wybranych cech najpopularniejszych dźwigarów [13]

Oznaczenie dźwigara [źródło]	Przekrój pasa górnego (bez nadbetonu)	Przekrój pasa dolnego	Liczba i typ kabli	Typ płyt
1	2	3	4	5
KBU-9/P [1]			2×12φ5; 3×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5
KBU-9/D [1]			2×12φ5; 3×12φ5	PŁ _s -9,0; PŁ _s -12,0
KBU-12/P [1]			2×12φ5; 3×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5
KBU-12/D [1]			2×12φ5; 3×12φ5	PŁ _s -9,0; PŁ _s -12,0
KBO/15 [N7, N8]			3×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBO-15-P KBOS-15-P [1, N9]			3×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5
KBO-15-W KBOS-15-W [1, N9]			5×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁ _s -9,0; PŁ _s -12,0
KBO-18 [35]			3×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBO/18 KBOS/18 [N6, N7]			4×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBO/18 KBOS/18 [N8]			4×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBO-18-P KBOS-18-P [1, N9]			3×12φ5 + 1×18φ5	PŻ-6,0
KBO-18-W KBOS-18-W [1, N9]			1×12φ5 + 3×18φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁ _s -9,0; PŁ _s -12,0

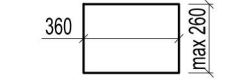
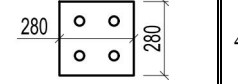
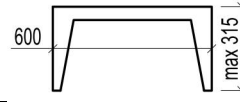
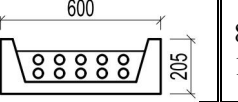
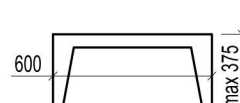
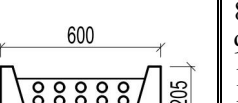

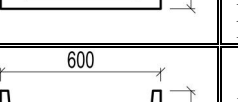

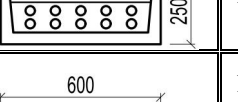
cd. tablicy 2 – Zestawienie wybranych cech najpopularniejszych dźwigarów [13]

1	2	3	4	5
KBO-18/66 KBOS-18/66 [N9, N16]			4×12φ5	PŻ-6,0
KB-18S [N9, projekt]			4×18φ5; 4×24φ5	PŻ-6,0; PŁ _s -12,0
Żerań-18 [N8]			6×12φ5	PŻ-6,0
Fasty-18 [projekt]			5×18φ5	PŻ-6,0; PŁ _s -12,0
KBO-21 [35]			3×12φ5 + 2×9φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBO/21 [N6, N7]			5×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBL/21 [N9, N7]			4×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBOS/21 [N8]			5×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBLS-21 KBOS-21-L [N8, N9]			4×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBOS-21-P [1, N9]			5×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁ _s -9,0
KBOS-21-W [1, N9]			2×12φ5 + 3×18φ5	PŁ _s -12,0
KBOS-21/68 [N9, N16]			5×12φ5	PŻ-6,0

cd. tablicy 2 – Zestawienie wybranych cech najpopularniejszych dźwigarów [13]

1	2	3	4	5
KBO-24 [35]			3×12φ5 + 2×10φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBO/24 [N6, N7]			5×12φ5; 6×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBOS/24 [N8]			6×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBL/24 [N7]			5×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBLS/24 KBOS-24-L [N8, N9]			5×12φ5	PŻ-6,0; R-6,0
KBOS-24-P [1, N9]			6×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁ _s -9,0
KBOS-24-W [1, N9]			3×12φ5 + 3×18φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁ _s -9,0; PŁ _s -12,0
KBOS-24/66 [N9, N16]			6×12φ5	PŻ-6,0
KBS-30 [N7]			6×12φ5	R-6,0
Odra (KBS-30) [N7]			6×12φ5	PŻ-7,5
Krzeszowice (KBS-30) [N9]			6×12φ5; 7×12φ5; 8×12φ5; 9×12φ5; 11×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁ _s -9,0; PŁ _s -12,0

cd. tablicy 2 – Zestawienie wybranych cech najpopularniejszych dźwigarów [13]

1	2	3	4	5
Wolczyn (KBS-30) [projekt]			4×18φ5	bd.
Strzybnica (KBS-36) [34, N8]			8×12φ5; 10×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5
Strzybnica (KBS-36) [N9]			8×12φ5; 9×12φ5; 10×12φ5; 11×12φ5; 12×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁs-9,0; PŁs-12,0
Hangar (KBS-42) [N8]			10×12φ5	PŁ-6,0
Hangar (KBS-42) [N9]			10×12φ5; 12×12φ5; 13×12φ5; 14×12φ5	PŻ-6,0; PŁ-6,0; PŁ-7,5; PŁs-9,0; PŁs-12,0

R – ruszt żelbetowy; PŻ – typowa płyta żebrowa; PŁ – płyta żelbetowa; PŁs – płyta strunobetonowa;

Kolejną grupę typowych, masowo stosowanych prefabrykatów kablobetonowych stanowiły belki podsuwnicowe. Były one wykonywane w dwóch opcjach: jako segmentowe, gdzie z długich na 3 m segmentów skrajnych i środkowych można było złożyć belki o długości 6, 9 i 12 metrów oraz jako betonowane w całości belki o długości 6 i 12 metrów.

Typoszerzeg belek podsuwnicowych tworzyły 4 przekroje, pokazane w Tabelicy 3, gdzie wskazano także możliwe warianty zbrojenia sprężającego [N1]. W każdym przypadku belki były sprężane górą (jednym lub dwoma kablami, w zależności od przekroju), a zmienna była liczba dolnych kabli sprężających.

3.2. Elementy strunobetonowe

Asortyment produkowanych elementów strunobetonowych jest znacznie szerszy niż w przypadku kablobetonu. Dodatkowo, produkcja elementów strunobetonowych, po krótkiej zapaści na początku lat 90. ubiegłego wieku, jest nadal kontynuowana, a liczba producentów i ich oferta jest ciągle poszerzana. Z podanych względów w strukturze tego rozdziału nie tylko wydzielono poszczególne typy produktów, ale także omówiono je w kontekście historycznym (obejmującym lata 1950-1990) oraz w perspektywie współczesnej, obejmującej produkty aktualnie dostępne na rynku. Skupiono się tu na produktach przeznaczonych dla kubaturowego budownictwa przemysłowego. Należy jednak zauważyć, że obszary wykorzystania konstrukcji strunobetonowych stale się poszerzają, a obok wcześniej popularnych wyrobów dla budownictwa przemysłowego (dźwigarów dachowych, płyt stropowych) oraz infrastrukturalnego (belek mostowych, podkładów

kolejowych, słupów elektroenergetycznych, żerdzi), coraz większa jest oferta elementów wykorzystywanych w budownictwie mieszkaniowym (belki stropów gęstożebrowych, stropy płytowe, belki nadprożowe) oraz w całkiem nowych zastosowaniach wynikających z bieżących potrzeb gospodarki (np. konstrukcje wsporcze paneli fotowoltaicznych).

Tablica 3. Zestawienie wybranych kablobetonowych belek podsuwnicowych [N1]

Oznaczenie	Przekrój belki	Liczba i typ górnych kabli	Liczba i typ dolnych kabli
1	2	4	5
KBP-60		1×12φ5	2×12φ5 3×12φ5 4×12φ5
KBP-80		1×12φ5	4×12φ5 5×12φ5 6×12φ5
KBP-100		1×12φ5	5×12φ5 6×12φ5 7×12φ5 9×12φ5
KBP-120		2×12φ5	11×12φ5 13×12φ5

3.2.1. Belki dachowe i elementy stropowe

Odbudowa zniszczonego wojną kraju przyczyniła się na początku lat 50. do rozwoju prefabrykacji konstrukcji betonowych. Już w 1953 roku dokonano pierwszej typizacji, która

dotyczyła dźwigarów dachowych. Wśród ujednoliconych założeń można znaleźć: przyjęcie modułów długości co 3,0 m oraz rozstawu co 6,0 m, wprowadzenie tolerancji długości „-4 cm” (o tyle krótszy był dźwigar od przewidywanego modułu długości), wprowadzenie w układach konstrukcyjnych nadbetonu o wymiarach 130 × 300 mm, uwzględnianego w analizach wytrzymałościowych oraz dopuszczenie monorelsów o udźwigu do 3 ton, podwieszanych do dźwigarów [23].

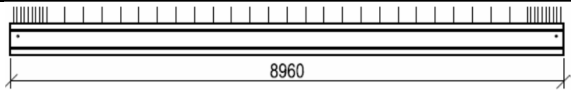
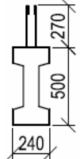
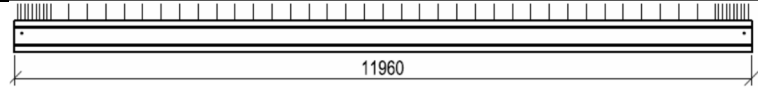
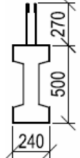
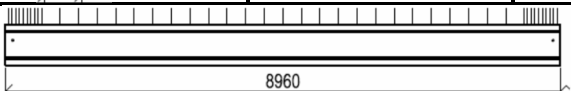
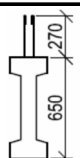
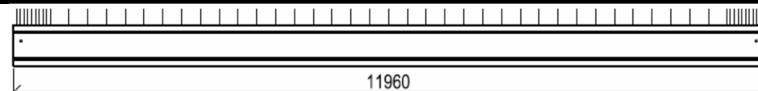
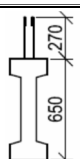
Pierwszy katalog obejmował 7 typów dźwigarów w rozpiętościach do 15 metrów i był sukcesywnie rozwijany. Zaowocowało to w późniejszych latach powstaniem całych systemów hal przemysłowych (systemy P70 [N16] oraz FF [N15]) wykorzystujących żelbetowe i sprężone elementy konstrukcyjne. Wzorując się na rozwiązaniach zachodnich, a także dążąc do ograniczenia do minimum robót mokrych na budowach (w przypadku dachów wykonywanych w systemach P70 i FF obejmowały one wykonanie nadbetonu dźwigarów i styków żelbetowych płyt dachowych) w COBPBP „Bistyp” opracowano w połowie lat 70. jednolity systemu budownictwa lekkiego JSB-L. Dwuspadowe dźwigary strunobetonowe tego systemu dostosowano do 3 rozpiętości naw: 12, 18 i 24 m. Rozstaw dźwigarów w kierunku podłużnym wynosił 6,0 m i zakładał wykonanie połączeń z blach trapezowych TR100. Przy zastosowaniu płatwi z cienkościennych profili zimnogiętych [22] możliwe było zwiększenie rozstawu dźwigarów do 12,0 m. System JSB-L wyróżniało też uproszczenie połączeń elementów przez zastąpienie spawania na budowie tzw. montażem wymuszonym, pozwalającym na realizację prac budowlanych niezależnie od warunków atmosferycznych. Dalszy rozwój zaowocował opracowaniem pod koniec lat 80. systemu JSB w wersji ciężkiej [N30]. Zakładano tu wprowadzenie kilkunastu nowych typów dźwigarów strunobetonowych w rozpiętościach od 12 do 24 m. Większość tych rozwiązań prawdopodobnie nigdy nie weszła do produkcji, o czym świadczy chociażby pominięcie większości koncepcji w ostatecznie zatwierdzonej wersji katalogu [N31] z 1990 roku. Oryginalną koncepcją były produkowane przez Wrocławskie Zakłady Betoniarskie cienkościennie dźwigary typu Y18. Przekrycie z tych dźwigarów było kształtowane poprzez ich opieranie jeden przy drugim.

Stosowane oznaczenia dźwigarów odnosiły się do ich przekrojów i rozpiętości. Najstarszą grupę stanowią dźwigary typu SB-I, o stałym przekroju i rozpiętościach 9, 12 i 15 m. Kolejną grupę stanowiły bazujące na SB-I dźwigary dwuspadowe SBn-I, w których spadek połączeń dachowych ukształtowano warstwą nadbetonu. W późniejszym okresie do produkcji weszły również dźwigary w pełni dwuspadowe, o rozpiętościach od 12 do 24 m. Przegląd najpopularniejszych typów dźwigarów, wraz z podstawowymi danymi technicznymi, przedstawiono w Tablicy 4.

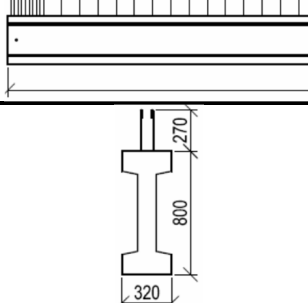
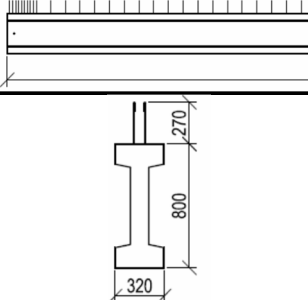
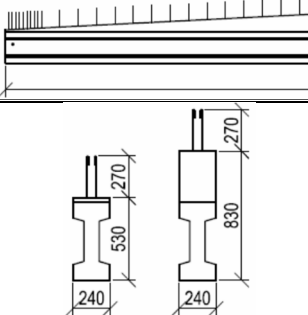
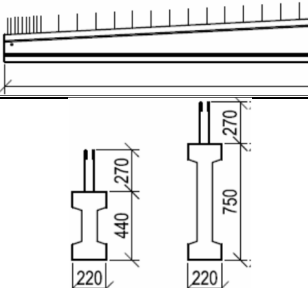
Minimalna marka betonu dopuszczona w dźwigarach strunobetonowych normą PN-57/B-03320 [N25] to $R_w = 400 \text{ kG/cm}^2$, większość z nich wykonywano jednak z betonu żwirowego marki $R_w = 500 \text{ kG/cm}^2$, co w przybliżeniu odpowiada współczesnej klasie C40/50. Dopasowanie elementów do wymaganych nośności, a także wprowadzane udoskonalenia sprawiły, że w każdym z typów dźwigarów w okresie ich produkcji stosowano kilka rozwiązań zbrojenia sprężającego. Jako sprężenie stosowano początkowo struny proste o średnicach 1,5 i 2,5 mm o umownej granicy plastyczności $Q_f = 190 \text{ kG/mm}^2$ i $Q_f = 170 \text{ kG/mm}^2$ [23]. Pod koniec lat 50. wprowadzono również sploty $2\phi 2,5 \text{ mm}$, a w latach 60. sploty siedmiodrutowe $7\phi 2,5 \text{ mm}$. Duże zróżnicowane sumarycznej liczby strun w obrębie jednego typu dźwigara, a także różne sposoby kształtowania zbrojenia sprężającego sprawiają, że dla poprawnego rozpoznania dźwigara i jego nośności niezwykle istotne staje się określenie rzeczywistego zbrojenia. Przykładowo, nośność dźwigara SBN-I-50/12 w wariantcie I (68 drutów $\phi 2,5 \text{ mm}$) szacowano na 38,1 MGm, podczas gdy w wariantcie V (136 drutów $\phi 2,5 \text{ mm}$) na 71,4MGm.

Podobnie jak we wcześniej produkowanych dźwigarach strunobetonowych, także w dźwigarach systemu FF oraz JSB-L występowała duża różnorodność wariantów zbrojenia sprężającego. Oprócz zwykle stosowanych drutów o średnicy 2,5 mm stosowano także druty o innych średnicach: 4,0; 4,5; 5,0 oraz 5,5 mm.

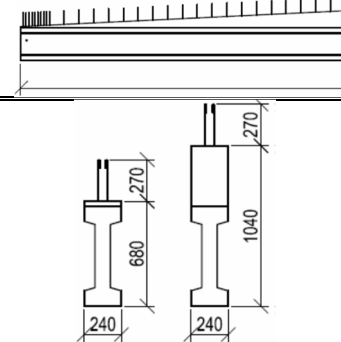
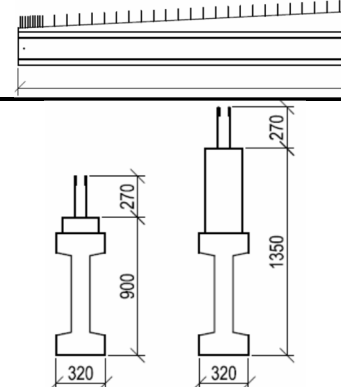
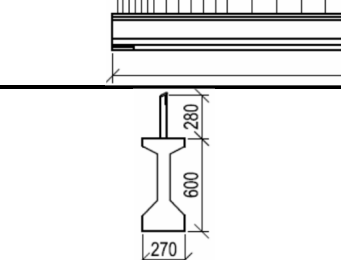
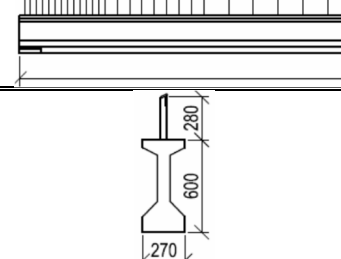
Tablica 4. Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

Oznaczenie dźwigara [źródło]	Typowe przekroje	Zbrojenie sprężające	Rozstawy dźwigarów [m]
1	2	3	4
SB-I-50/9 [N16]			
		68×φ2,5; 12×7φ2,5 84×φ2,5; 14×7φ2,5 100×φ2,5; 16×7φ2,5 120×φ2,5; 19×7φ2,5 136×φ2,5; 21×7φ2,5	6,0
SB-I-50/12 [N16]			
		136×φ2,5; 21×7φ2,5	6,0
SB-I-65/9 [N16]			
		72×φ2,5; 12×7φ2,5 92×φ2,5; 15×7φ2,5 116×φ2,5; 20×7φ2,5 136×φ2,5; 22×7φ2,5 160×φ2,5; 26×7φ2,5 180×φ2,5; 28×7φ2,5	6,0
SB-I-65/12 [N16]			
		72×φ2,5; 12×7φ2,5 92×φ2,5; 15×7φ2,5 116×φ2,5; 20×7φ2,5 136×φ2,5; 22×7φ2,5 160×φ2,5; 26×7φ2,5 180×φ2,5; 28×7φ2,5	6,0

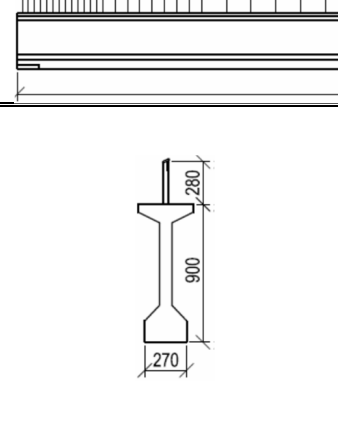
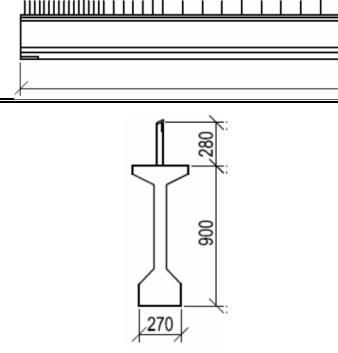
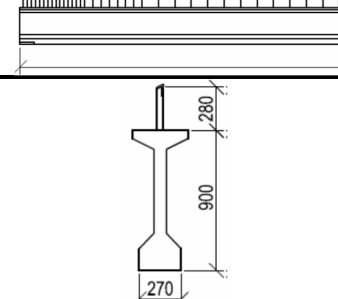
cd. tablicy 4 – Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

1	2	3	4
SB-I-80/12 [N16]		<p>186×φ2,5; 31×7φ2,5 222×φ2,5; 35×7φ2,5 254×φ2,5; 39×7φ2,5</p>	<p>6,0 12,0</p>
SB-I-80/15 [N16]		<p>186×φ2,5; 31×7φ2,5 222×φ2,5; 35×7φ2,5 254×φ2,5; 39×7φ2,5</p>	<p>6,0 12,0</p>
SBn-I-50/12 [N16]		<p>68×φ2,5; 12×7φ2,5 84×φ2,5; 14×7φ2,5 100×φ2,5; 16×7φ2,5 120×φ2,5; 19×7φ2,5 136×φ2,5; 21×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>
SB-Iz-12 [N16]		<p>96×φ2,5; 14×7φ2,5 108×φ2,5; 16×7φ2,5 120×φ2,5; 18×7φ2,5 136×φ2,5; 20×7φ2,5 148×φ2,5; 22×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>

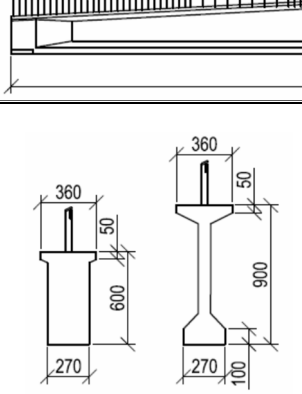
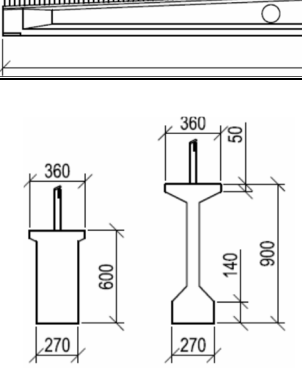
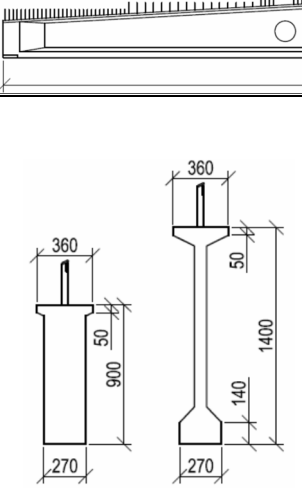
cd. tablicy 4 – Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

1	2	3	4
<p>SBn-I-65/15 [N16]</p>		<p>1116×φ2,5; 20×7φ2,5 136×φ2,5; 22×7φ2,5 160×φ2,5; 26×7φ2,5 180×φ2,5; 28×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>
<p>SBn-I-80/18 [N16]</p>		<p>254×φ2,5; 39×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>
<p>SB-60/9 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 34×2φ2,5; 10×7φ2,5 190 kG/mm² 38×2φ2,5; 10×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>
<p>SB-60/12 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 84×2φ2,5; 20×7φ2,5 190 kG/mm² 84×2φ2,5; 22×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>

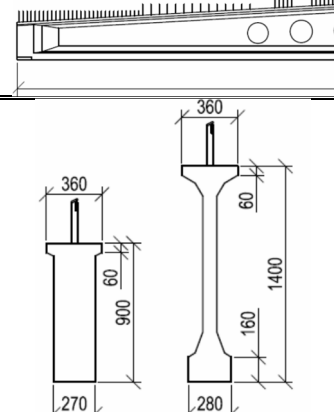
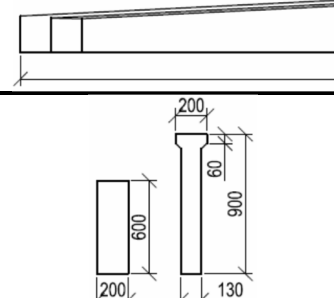
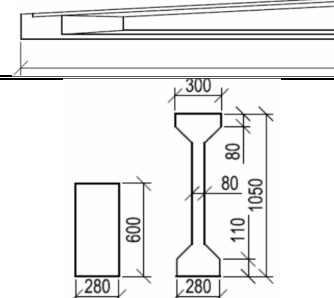
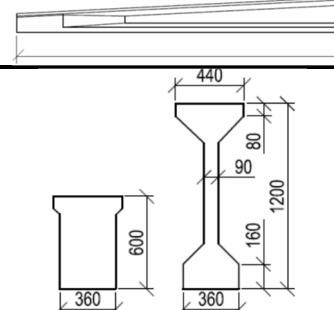
cd. tablicy 4 – Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

1	2	3	4
<p>SB-90/12 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 46×2φ2,5; 12×7φ2,5 50×2φ2,5; 14×7φ2,5 54×2φ2,5; 14×7φ2,5 100×2φ2,5; 26×7φ2,5 190 kG/mm² 52×2φ2,5; 14×7φ2,5 56×2φ2,5; 14×7φ2,5 62×2φ2,5; 16×7φ2,5 110×2φ2,5; 30×7φ2,5</p>	<p>6,0 12,0</p>
<p>SB-90/15 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 82×2φ2,5; 22×7φ2,5 88×2φ2,5; 24×7φ2,5 98×2φ2,5; 26×7φ2,5 190 kG/mm² 94×2φ2,5; 24×7φ2,5 100×2φ2,5; 26×7φ2,5 110×2φ2,5; 28×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>
<p>SB-90/18 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 110×2φ2,5; 30×7φ2,5 190 kG/mm² 110×2φ2,5; 32×7φ2,5</p>	<p>6,0</p>

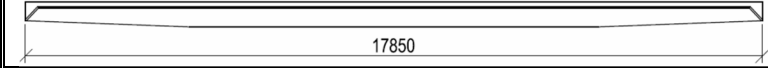
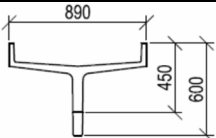
cd. tablicy 4 – Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

1	2	3	4
<p>SBS-60/12 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 46×2φ2,5; 12×7φ2,5 50×2φ2,5; 14×7φ2,5 58×2φ2,5; 16×7φ2,5 30×7φ2,5 190 kG/mm² 52×2φ2,5; 14×7φ2,5 56×2φ2,5; 14×7φ2,5 64×2φ2,5; 18×7φ2,5 32×7φ2,5</p>	<p>6,0 12,0</p>
<p>SBS-60/15 [N16]</p>		<p>210 kG/mm² 72×2φ2,5; 20×7φ2,5 84×2φ2,5; 22×7φ2,5 94×2φ2,5; 24×7φ2,5 56×7φ2,5 190 kG/mm² 84×2φ2,5; 22×7φ2,5 94×2φ2,5; 24×7φ2,5 106×2φ2,5; 28×7φ2,5 56×7φ2,5</p>	<p>6,0 12,0</p>
<p>SBS-90/18 [N16] SBSFF-90/18 SBS 90/18 „Rakowice” [N15, N31]</p>		<p>210 kG/mm² 78×2φ2,5; 22×7φ2,5 100×2φ2,5; 28×7φ2,5 34×7φ2,5 50×7φ2,5 190 kG/mm² 88×2φ2,5; 24×7φ2,5 110×2φ2,5; 30×7φ2,5 36×7φ2,5 56×7φ2,5 8×7φ5 10×7φ5 12×7φ5 14×7φ5</p>	<p>6,0 12,0</p>

cd. tablicy 4 – Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

1	2	3	4
<p>SBS 90/18 „Galewo” [N30]</p>		<p>8×7φ5 10×7φ5 12×7φ5 14×7φ5 16×7φ5</p>	<p>6,0 12,0</p>
<p>JSB-L-12 [N11]</p>		<p>4×7φ5</p>	<p>6,0</p>
<p>JSB-L-18 [N12]</p>		<p>10×7φ5</p>	<p>6,0</p>
<p>JSB-L-24 [N13]</p>		<p>18×7φ5</p>	<p>6,0</p>

cd. tablicy 4 – Zestawienie wybranych cech popularnych dźwigarów strunobetonowych

1	2	3	4
Y18 [N10]			
		13×7φ2,5	-

Współczesne dźwigary strunobetonowe zazwyczaj wykonuje się o przekroju dwuteowym, rzadziej teowym. Szerokości półek górnej i dolnej mogą być jednakowe lub stosowane jest poszerzenie półki górnej, najczęściej na całej długości elementu, rzadziej stopniowo, w kierunku środka. Nie stosuje się obecnie warstw spadkowych, w tym również zespolenia nadbetonem z płytami dachowymi. Najpopularniejsze są dźwigary dwuspadkowe, a w nawach skrajnych hal wielonawowych, również jednospadkowe. Możliwe jest też ukształtowanie spadku przez nachylenie dźwigarów o stałym przekroju. Dźwigary o stałym przekroju stosuje się również jako poprzeczne podciągające pozwalające na zwiększenie rozstaw słupów z zachowaniem ograniczenia rozstawu dźwigarów.

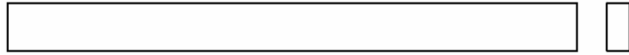
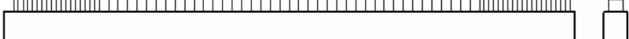
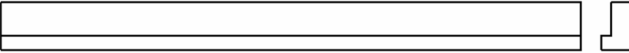
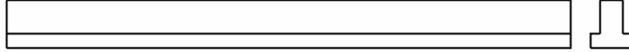

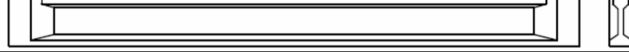
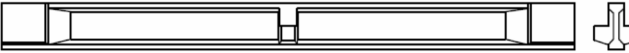





Na dźwigarach najczęściej stosowane są lekkie pokrycia stalowe z wysokich blach fałdowych, a zdecydowanie rzadziej ciężkie pokrycia z płyt kanałowych lub płyt dwużebrowych typu TT. Indywidualizacja wynikająca z konieczności dostosowania do potrzeb inwestorów sprawia, że nie ma obecnie ograniczeń w zakresie długości i modularności wymiarów. W przypadku lekkich pokryć ekonomicznie uzasadnione jest stosowanie dźwigarów strunobetonowych już od rozpiętości 12 m, natomiast górne ograniczenie ich długości wynika z kłopotów logistycznych związanych z transportem i montażem. Z tej przyczyny za górną granicę rozpiętości uznaje się 40 m. W nowoczesnych konstrukcjach coraz powszechniejsze staje się stosowanie dźwigarów ażurowych o zdecydowanie obniżonym ciężarze własnym – chociaż w historycznych rozwiązaniach również stosowano takie elementy.

Obok dachów dźwigarowych rozwinęły się również systemy bezdźwigarowe oraz systemy stropowe, w których ciężkie płyty stropowe są podpierane na belkach strunobetonowych. Stosowane belki mają najczęściej kształt prostokątny. Czasem, w celu obniżenia wysokości konstrukcyjnej belek, w dolnej części ich przekroju kształtuje się liniowe wsporniki, uzyskując przekroje odwróconej litery T lub litery L. Wypełnieniem takich stropów i dachów są zazwyczaj płyty kanałowe lub płyty dwużebrowe. W Tablicy 5 pokazano najczęściej współcześnie produkowane w kraju typy strunobetonowych belek stropowych i dźwigarów dachowych.

Belki strunobetonowe wykonuje się obecnie z betonów klas nie niższych od C40/50. Średnica nowoczesnych splotów wyraźnie wzrosła, a jednocześnie spadła ich liczba przypadająca na pojedynczy element. Najczęściej dźwigary spręża się splotami siedmiodrutowymi o średnicach od 12,5 do 16,0 mm wykonanymi ze stali Y1860S7. Sploty prowadzi się w półkach dolnych, lecz w silniej sprężonych dźwigarach możliwe jest umieszczenie części splotów również w środkach. Rozwiązanie takie nie jest jednak korzystne, głównie z uwagi na niewielką odległość najwyższych splotów od osi obojętnej przekroju. Znacznie lepsze efekty daje poszerzenie dolnych półek, pozwalające na zmieszczenie w nich całego zbrojenia sprężającego. Z uwagi na niekorzystne warunki pracy w sytuacjach przejściowych (sprężenie, transport) czasem stosuje się też cięgna górne.

Z tych samych przyczyn, a także w celu odciążenia stref zakotwień, stosuje się odcinkowe wyłączanie części cięgien, zazwyczaj w jednej lub dwóch strefach, co umożliwi rozłożenie przyrostu sił sprężających również poza strefy podporowe i lepsze dopasowanie przyrostu sił sprężających do rozkładu sił wewnętrznych wywołanych zginaniem od obciążeń zewnętrznych.

Tablica 5. Przykłady obecnie produkowanych belek stropowych i dźwigarów dachowych

Stosowane oznaczenia belek i dźwigarów	Kształt
1	2
R, B, P	
RR, BB, BS	
RL, BSL, BL, PL	
RT, BST, BT, PT	
I	
I	
IK, IW	
ID, SI	
SI, IV, IS	
IT	
IS	
IVH, IVO	







Środniki w strefach podporowych dźwigarów zazwyczaj poszerza się do pełnej szerokości półek dolnych, zwłaszcza w przypadku dźwigarów silnie obciążonych lub dźwigarów o dużych rozpiętościach. Uzyskuje się w ten sposób poprawę warunków podparcia, w tym miejsce na wprowadzenie wytyków oraz wzmocnienie przekrojów z uwagi na siły poprzeczne oraz kotwienie cięgien sprężających. W przypadkach występowania obciążeń siłami skupionymi (np. w strefach oparcia płatwi) lub w sytuacjach osłabienia otworami, środniki można wzmocnić żeberkami. Należy je sytuować w przekrojach występowania sił skupionych lub pomiędzy perforacjami. Czasem, w celu ograniczenia wysokości konstrukcji, stosuje się podcięcie stref podporowych. Należy w takich przypadkach stosować dodatkowe zbrojenie podwieszające na krawędziach

podcięć, zbrojenie poziome i zagęszczone zbrojenie poprzeczne wzdłuż całych stref podcięć. Inną konsekwencją dążenia do ograniczenia wysokości jest stosowanie bocznych wsporników służących podparciu poprzecznych belek (np. płatwi) dochodzących do dźwigarów. Z uwagi na niesymetryczne podparcia, tego typu rozwiązań nie powinno się stosować w dźwigarach skrajnych i przydylatacyjnych, gdyż mogą one prowadzić do ich niebezpiecznego skręcania.

Współcześnie belki podpira z zastosowaniem elastycznych podkładek elastomerowych (tzw. podkładek Calenberga), co umożliwia niewielkie obroty na podporach i jednocześnie ogranicza niebezpieczeństwo spiętrzenia naprężeń krawędziowych. Wymiary, a także typ podkładek zależy od oczekiwanych warunków podparcia oraz wielkości reakcji podporowych (średnie naprężenie pod powierzchnią podkładki nie może przekroczyć zaleceń producenta – zwykle są to wartości w granicach od 5 do 25 MPa [M1]). Na podporach przesuwnych stosuje się tzw. podkładki przesuwne, które składają się z korpusu elastomerowego zbrojonego płytkami stalowymi, łączonego poprzez teflonową warstwę poślizgową ze stalową lub kompozytową płytką poślizgową. Połączenie podporowe jest realizowane poprzez pręty-startery (tzw. wytyki) wystawione ze słupów lub innych elementów podporowych. Otwory w belkach do przeprowadzenia wytyków mogą mieć przekroje kołowe lub prostokątne. Są one kształtowane przez wprowadzenie rur stalowych lub z tworzyw sztucznych, o średnicach od 60 do 80 mm. Zazwyczaj stosuje się po dwa otwory na każdym końcu dźwigara. Otwory są prowadzone pomiędzy zbrojeniem sprężającym, na całej wysokości przekroju w dźwigarach z poszerzonymi strefami podporowymi lub na wysokości półek dolnych w dźwigarach z dwuteowymi strefami podporowymi. Wytyki mogą być wyposażone w nakrętki uniemożliwiające uniesienie dźwigarów na podporach. Po montażu przestrzeń pomiędzy ścianami otworów a wytykami wypełnia się sztywną zaprawą (połączenie przegubowo-nieprzesuwne) lub trwale elastycznym materiałem (np. pianką) w połączeniach przegubowo-przesuwnych.

Szczególą grupą strunobetonowych elementów dachowych są płatwie. Są to belki drugorzędne, stosowane w przypadku lekkich pokryć stalowych, pozwalające na zredukowanie rozpiętości blach fałdowych. Płatwie najczęściej stosuje się w rozstawach co 3,0 m, jednak w przypadku wysokich blach pokrycia dachu wartości te mogą być większe. Opiera się je na górnych pasach dźwigarów (najczęściej stosując podcienia podporowe) lub na wyprowadzonych z dźwigarów poprzecznych krótkich wspornikach. Płatwie mogą mieć przekroje prostokątne lub teowe. Można je wyposażać w elementy ułatwiające montaż pokrycia, takie jak marki stalowe, szyny montażowe lub tuleje gwintowane. W produkcji płatwi najczęściej stosowane są deskowania regulowane, umożliwiające skokową zmianę wysokości, a czasem również szerokości. W Tablicy 6 zestawiono spotykane w Polsce przekroje płatwi oraz ich geometrię.

Tablica 6. Produkowane w Polsce płatwie dachowe wraz z podstawowymi danymi

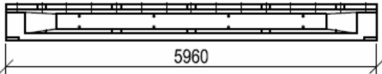
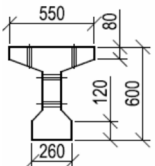
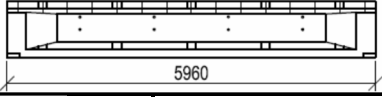
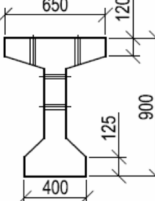
Oznaczenie producenta	Przekrój	Zakres geometrii H × B [mm]	Zakres długości L [m]	Podcięcie podporowe
1	2	3	4	5
B, BD		300 × 250	5,0 ÷ 30,0	nie
B, BD		900 × 400		tak
BDT		300 × 160 ÷ 600 × 160	8,0 ÷ 15,0	tak
I		400 × 250 ÷ 500 × 250	7,0 ÷ 14,0	nie
RD		300 × 445	6,0 ÷ 16,8	tak
PD		500 × 400 ÷ 1200 × 600	6,0 ÷ 30,0	tak

3.2.2. Belki podsuwnicowe

Pierwsze strunobetonowe belki podsuwnicowe były elementami systemu konstrukcyjno-montażowego fabryki fabryk (FF). Opracowany w 1972 roku katalog COB-PBP zawierał dwa typy belek podsuwnicowych, dla słupów w rozstawie 6,0 m i suwnic o udźwigach od 8 do 20 ton. Obydwa typy belek były projektowane w dwóch wariantach zbrojenia sprężającego. Kształt belek i szczegóły zbrojenia pokazano w Tablicy 7. Belki typu BSFF-60 były przeznaczone do zastosowania w pomieszczeniach zamkniętych, a belki typu BSFF-90 stosowano także w budowie estakad na wolnym powietrzu. Belki systemu FF były wyposażone w szereg otworów służących zamontowaniu szyn podsuwnicowych oraz trolei. Belki na podporach mocowano za pomocą złączy sztywnych, przez zespawanie marek stalowych i okuć w strefie czołowej. Z uwagi na siły poziome istotne było przyspawanie górnych pasów w sposób umożliwiający przekazanie sił od hamowania suwnic, lecz bez ograniczenia możliwości obrotu belek na podporach.

Współcześnie strunobetonowe belki podsuwnicowe stosowane są rzadko, a dominują konstrukcje stalowe z kształtowników walcowanych lub blachownic. Choć krajowi producenci nie mają w swojej ofercie strunobetonowych belek podsuwnicowych, to są one wykonywane na indywidualne zamówienie. Najczęściej wykorzystuje się dostępne przekroje belek prostokątnych, wyposażając je w niezbędne elementy (marki stalowe do mocowania szyn, łączniki do szynoprzewodów). W zamocowaniach na wspornikach stosuje się połączenia wytykowe z dodatkowymi górnymi stężeniami poziomymi, najczęściej regulowanymi, pozwalającymi na przejście sił bezwładności od ruchu suwnic.

Tablica 7. Zestawienie wybranych cech strunobetonowych belek podsuwnicowych

Oznaczenie belki [źródło]	Typowe przekroje	Zbrojenie sprężające	Rozstawy podpór [m]
1	2	3	4
BSFF-60 [N15]			
		7×7φ5 11×7φ5	6,0
BSFF-90 [N15]			
		12×7φ5 18×7φ5	6,0

3.2.3. Płyty kanałowe

Doświadczalną produkcję strunobetonowych płyt kanałowych rozpoczęto w Polsce w 1974 roku w Centralnym Ośrodku Badawczo-Projektowym Budownictwa Ogólnego w Warszawie, a produkcję przemysłową płyt kanałowych SP-26,5 uruchomiono pod koniec lat 70. w Bydgoskich Zakładach Betoniarskich i Żelbetowych w Białych Błotach. Z uwagi na realia gospodarcze nie doczekały się one masowego zastosowania [24].

Technologia produkcji opierała się na licencji firmy Spiroll i polegała na stosowanym także współcześnie wibroprasowaniu w formie ślizgowej, w konsekwencji czego płyty nie miały zbrojenia poprzecznego.

Płyty o wysokości 265 mm w praktycznie niezmięnionej geometrii są produkowane także współcześnie. Asortyment produktów uległ jednak obecnie znacznemu poszerzeniu. Na rynku polskim dostępne są płyty o wysokościach od 150 do 500 mm i standardowej szerokości 1200 mm. Najniższe płyty znajdują zastosowanie głównie w budownictwie mieszkaniowym i użyteczności publicznej, a najwyższe przekroje w budownictwie przemysłowym i infrastrukturalnym.

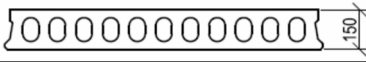
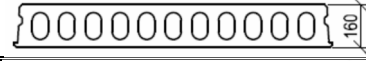

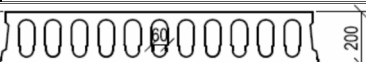


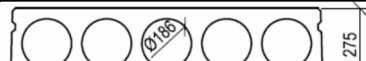

Kanały pozwalają na redukcję ciężaru własnego płyt o 40-60% w porównaniu z elementami pełnymi. Niektórzy producenci oferują również strunobetonowe płyty pełne, które mają zdecydowanie większą nośność na ścinanie, dlatego są stosowane w strefach występowania dużych sił skupionych.

Do produkcji płyt kanałowych stosuje się betony o niskim stosunku wodno-cementowym. Prefabrykaty te wykonuje się najczęściej z betonów klasy C40/50 ÷ C50/60. Płyty są sprężane dołem splotami siedmiodrutowymi o maksymalnej średnicy 16,0 mm. Sploty rozmieszcza się w żebrach pomiędzy otworami. W zależności od przewidywanej nośności płyt, mogą być one układane pojedynczo lub w grupach. Jeżeli istnieje ryzyko wystąpienia momentu zginającego o wartości ujemnej lub zagrożenie powstaniem nadmiernej strzałki ugięcia odwrotnego w początkowej fazie pracy, wprowadza się dodatkowe górne zbrojenie sprężające.

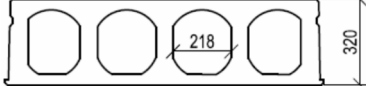
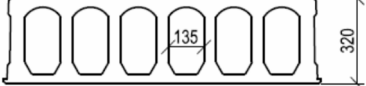

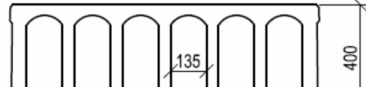


W większości przypadków producenci dopuszczają stosowanie płyt kanałowych bez nadbetonu. Zastosowanie nadbetonu pozwala jednak na zwiększenie nośności bądź zredukowanie ugięć płyt. Z uwagi na niebezpieczeństwo klawiszowania, stosowanie nadbetonu jest też wskazane w przypadku obciążenia stropów dużymi siłami skupionymi. Minimalna grubość nadbetonu wynosi 50 mm; zalecane jest jego zbrojenie siatkami o oczkach nie większych od 150 × 150 mm.

W Tablicy 8 pokazano geometrę najpopularniejszych płyt kanałowych produkowanych w Polsce.

Tablica 8. Podstawowe wymiary płyt kanałowych produkowanych w Polsce

Stosowane oznaczenia (wysokość przekroju)	Kształt
1	2
SPK15 HC150	
SP160	
SPK20	
SPK20K SP200	
SPK26.5 SP26.5	
SP270	
SP27.5	
SPK32	

cd. tablicy 8 – Podstawowe wymiary płyt kanałowych produkowanych w Polsce

1	2
SPK32K	
SP320 HC320	
SPK40	
SP400 HC400	
SPK50	
HC500	

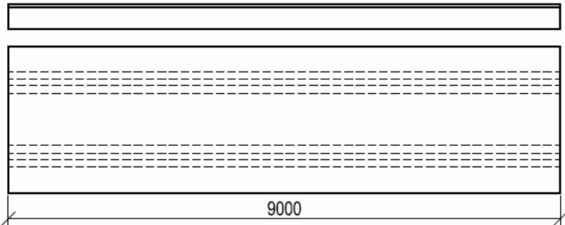
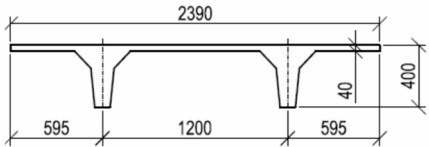
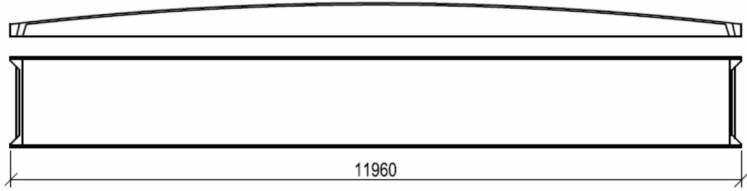
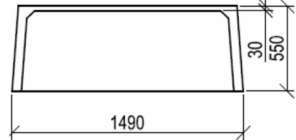
3.2.3. Płyty dwużebrowe

Produkcję płyt TT na długich torach naciągowych rozpoczęto w Polsce pod koniec lat 70., w Galewie. Płyty opracowano w ramach systemu JSB-TT, który przewidywał ich stosowanie w bezdźwigarowych przekryciach hal oraz w stropach. Zaprojektowany asortyment obejmował dwa typy płyt: TT40 i TT60, o szerokości 2,4 m i rozstawie żebier równym 1,2 m. Spadek dachu uzyskiwano poprzez zróżnicowanie wysokości podparcia płyt na obydwu końcach.

Drugą grupę cienkościennych produktów stosowanych w systemach przekryć dachowych stanowiły łupinowe płyty dachowe typu PŁ. Płyty te miały szerokość 1,5 m. Stosowano je w układach hal z dźwigarami kablobetonowymi w rozstawie 12 m oraz w halach jednonawowych o tej rozpiętości, z bezpośrednim podparciem na ścianach. Płyty były produkowane w trzech odmianach: podstawowej, wzmocnionej i świetlikowej. Minimalna głębokość oparcia płyt na podporze wynosi 130 mm.

Szczegóły geometryczne produkowanych płyt pokazano w Tablicy 9.

Tablica 9. Żebrowe płyty dachowe i stropowe

Oznaczenie płyty [źródło]	Kształt	Rozstawy podpór [m]
1	2	3
TT40 [24]		9,0 ÷ 12,0
		
PŁ-12/P [N14]		12,0
		

Płyty typu TT są produkowane także współcześnie, a ich geometria w porównaniu do rozwiązań historycznych nie uległa znaczącej zmianie. Oferowane w kraju płyty mają typową szerokość od 2,4 do 2,7 m i rozstaw osiowy żeber od 1,2 do 1,36 m. Znaczemu poszerzeniu uległ zakres wysokości, w których oferowane są płyty, a który obecnie wynosi od 300 do 1000 mm. Wysokość zmieniana jest przez podwyższenie form szalunkowych, bez zmiany rozstawu żeber. Górne powierzchnie płyt mogą być gładkie, jednak z uwagi na ich bardzo niewielką grubość (najczęściej 40 mm) zazwyczaj przygotowuje się je do zespolenia z nadbetonem – przez uszorstnienie powierzchni (ryflowanie) i wprowadzenie zbrojenia zszywającego. Dodatkową zaletą wynikającą z wprowadzenia nadbetonu jest eliminacja skutków nierównomiernego wygięcia płyt oraz zapobieżenie ich klawiszowaniu.

Pomimo sprężenia, wadą płyt TT jest stosunkowo duża wysokość konstrukcyjna w porównaniu do płyt płaskich. Aby pokonać ten problem, bardzo często podcina się żebra, rezygnując z doprowadzenia części zbrojenia sprężającego do podpór. Innym rozwiązaniem jest oparcie płyt na półkach dolnych rygli typu L, co niestety wprowadza znaczne niedogodności wykonawcze związane ze skręcaniem skrajnych rygli. Przykłady wad belek wynikających z zastosowania opisanych rozwiązań omówiono w dalszej części referatu.

4. Rozpoznanie ilościowe i jakościowe zbrojenia sprężającego

4.1. Elementy kablobetonowe

Prawidłowe rozpoznanie elementów kablobetonowych w większości przypadków (poza nielicznymi elementami indywidualnymi i częścią najstarszych elementów katalogowych) w sposób dość jednoznaczny definiuje zbrojenie sprężające – przynajmniej w zakresie typu kabli. Poza nielicznymi przypadkami, pokazanymi w Rozdziale 3.1, były to kable 12φ5 mm. W kilku jednak typach dźwigarów stosowano kable 18φ5 mm (czasem w różnych konfiguracjach z 12φ5 mm), a w najstarszych dźwigarach tzw. kable niepełne, o liczbie drutów mniejszej od 12. To ostatnie rozwiązanie stosowane było bardzo krótko, nie można jednak wykluczyć istnienia takich dźwigarów w najstarszych, zachowanych obiektach.

W praktyce pojawiają się zatem dwa problemy mogące dotyczyć znacznej liczby obiektów. Pierwszym z nich jest jednoznaczne określenie liczby (i typu) kabli sprężających w dźwigarach w danym obiekcie. Jeśli dźwigary zostały jednoznacznie przypisane do rozwiązania wykonywanego w jednej wersji zbrojenia, to typ i liczbę kabli można przyjąć jako oczywiste, natomiast w elementach projektowanych i wykonywanych z różnym zbrojeniem sprężającym konieczne jest odkrycie stref zakotwień i naoczne stwierdzenie typu, liczby i konfiguracji kabli. Niestety i tu należy liczyć się z pewną pułapką w postaci zastosowania w tym samym obiekcie identycznych geometrycznie, lecz różnie sprężonych dźwigarów, co wynikało z różnego sposobu użytkowania fragmentów hali, skutkującego koniecznością podwieszenia urządzeń transportowych do części dźwigarów. W przypadku takich wątpliwości należy powtórzyć odkrywki w odpowiedniej liczbie miejsc.

Drugim problemem jest ocena gatunku stali sprężającej. W Polsce druty z których wykonywano kable sprężające były dostępne w dwóch gatunkach, różniących się wytrzymałością na rozciąganie. W kolejnych latach stawiano tu różne wymagania ilościowe (opisano to szczegółowo w [13]), lecz najczęściej od stali I gatunku wymagano wytrzymałości doraźnej przy zerwaniu 16500 kG/cm², a od stali II gatunku – 15000 kG/cm². W części dźwigarów gatunek stali był ściśle narzucony, natomiast istniał szereg rozwiązań gdzie dopuszczano stal w obydwu gatunkach. W takich przypadkach zakwalifikowanie stali do któregoś z nich należy uznać za niemożliwe (chyba, że istnieje dokumentacja wykonawcza danego obiektu), bowiem pozyskanie wiarygodnego materiału badawczego byłoby równoznaczne ze zniszczeniem dźwigarów.

Przy ocenie zbrojenia sprężającego w elementach kablobetonowych trzeba wspomnieć o zakotwieniach kabli. Zawsze stosowano tu zakotwienia stożkowe typu Freyssineta. Od połowy lat 60. przeważały rozwiązania ze stalowymi blokami (kołowymi lub kwadratowymi) i stalowymi stożkami kotwiącymi, wcześniej jednak spotkać można bloki żelbetowe ze stożkami z betonu oraz, najrzadziej, kombinacje żelbetowych bloków i stalowych stożków kotwiących. Szczegółowe rozwiązania wszystkich tych zakotwień zostały opisane w katalogu [N32], a także w artykule [15].

4.2. Elementy strunobetonowe

Problemy rozpoznania zbrojenia w elementach strunobetonowych są podobne do omówionych wcześniej dla kablobetonu. W produktach wytworzonych przed 1990 rokiem można spotkać pojedyncze druty oraz sploty dwu- i siedmiodrutowe z drutów o średnicach 2,5 mm (średnica splotu 7,8 mm), a począwszy od lat 70. również sploty siedmiodrutowe z drutów o średnicy 5 mm (średnica splotu 15,5 mm). Najczęściej stosowano stal sprężającą

klasy II o wymaganej wytrzymałości przy zerwaniu 19000 kG/cm² dla średnicy 2,5 mm i 15500 kG/cm² dla średnicy 5 mm.

Zakres stosowanych średnic zbrojenia sprężającego we współczesnych produktach jest zdecydowanie szerszy. Najczęściej stosuje się sploty siedmiodrutowe o średnicach od 9,0 do 18,0 mm ze stali odmiany Y1770 lub Y1860. W przypadku płyt dominują średnice 9,3 i 12,5 mm, a w przypadku dźwigarów 15,2 i 16,0 mm.

Poprawne przyporządkowanie stali do odpowiedniej odmiany bez dokumentacji technicznej wymaga niestety badań materiałowych próbek pobranych z konstrukcji, co w większości przypadków jest niemożliwe.

Teoretycznie, do rozpoznania ilościowego zbrojenia można wykorzystać powszechnie stosowane w detekcji zbrojenia metody ferromagnetyczne lub prześwietlanie konstrukcji (np. promieniowaniem rentgenowskim). Doświadczenia autorów referatu pokazują, że niestety w większości, zwłaszcza starszych konstrukcji, metody te okazują się nieskuteczne. Wynika to ze znacznego zagęszczenia cięgien w przekrojach, szczególnie w dźwigarach sprężanych drutami (ich liczba może przekraczać nawet 100 sztuk – Tablica 3). Takie zagęszczenie pozostaje poza granicą rozdzielczości dostępnych detektorów zbrojenia. Również rozkuwanie elementów w celu inwentaryzacji zbrojenia sprężającego nie powinno być praktykowane, bowiem grozi uszkodzeniem splotów, a i tak zidentyfikować w ten sposób można tylko pierwszą warstwę zbrojenia. Najskuteczniejszą i zazwyczaj bezpieczną metodą określania liczby cięgien sprężających jest odsłonięcie czoła diagnozowanego elementu. Można w ten sposób nie tylko policzyć struny, ale także zidentyfikować te, w przypadku których zastosowano wyłączenie. W sytuacji ograniczonego dostępu można posłużyć się lustrem lub kamerą endoskopową.

5. Uwagi o rzeczywistych schematach statycznych

5.1. Elementy kablobetonowe

Typowe dachowe dźwigary kablobetonowe zawsze były projektowane i wykonywane jako statycznie wyznaczalne belki wolnopodparte, czasem ze wspornikiem. Schemat taki wymaga zapewnienia technicznej swobody obrotu na obydwu podporach i swobody przesuwu na jednej z nich. W praktyce bywało z tym bardzo różnie – zarówno w pierwotnych rozwiązaniach realizacyjnych, jak i wskutek zmian wprowadzanych w okresie eksploatacji obiektów.

W halach z monolitycznymi belkami oczepowymi lub gzymsowymi dochodziło do wbetonowania końcówek elementów sprężonych w takie belki, co uniemożliwiało ich swobodny obrót (a więc zmieniało schemat statyczny), przy okazji odcinając dostęp do zakotwień.

Kolejne problemy, na jakie trzeba zwrócić uwagę dotyczą niewłaściwych (zbyt krótkich lub zbyt długich) odcinków oparcia dźwigarów na głowicach słupów, a także wykonywania bezpośrednich podpór w postaci wysokich pakietów blach lub zbyt grubych podlewek. Co prawda nie zmienia to schematów statycznych tak podpartych elementów, jednak prowadzi do szkodliwych koncentracji naprężeń w elementach nieprzystosowanych do ich przenoszenia. Ponadto, przy zbyt głębokim oparciu dźwigarów w sąsiadujących nawach dochodzi do kolizji stref podporowych kolejnych elementów ułożonych w jednej linii oraz do braku możliwości prawidłowego obetonowania bloków kotwiących w elementach, gdzie są one zabezpieczane "na górze".

Przy kontroli prawidłowości oparcia dźwigarów na głowicach słupów lub oczepach należy zwrócić uwagę na prawidłowość oparcia płyt dachowych na pasach górnych, bowiem i tu spotkać można poważne błędy. Zostanie to omówione w Rozdziale 12.

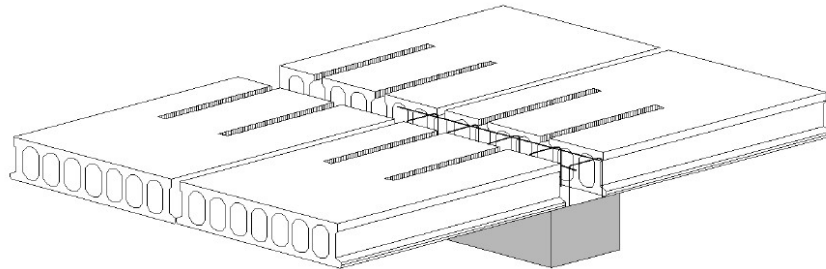
Działaniem istotnie zmieniającym schematy statyczne dźwigarów było ich lokalne podbudowanie słupami lub ścianami – niestety w praktyce spotykane, zwłaszcza w halach w których zmieniono sposób użytkowania.

5.2. Elementy strunobetonowe

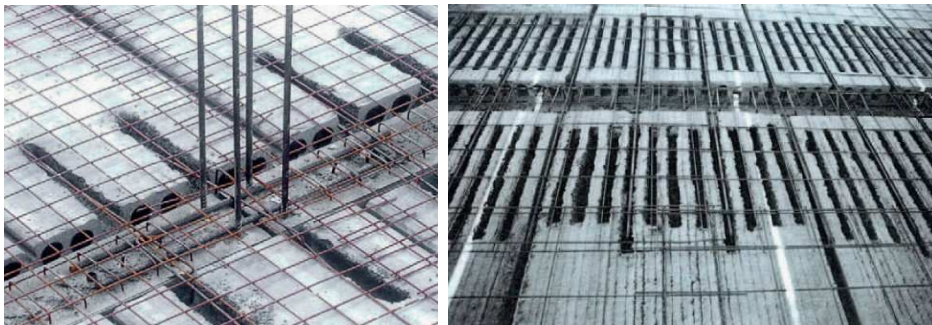
Również elementy strunobetonowe są zazwyczaj projektowane jako belki statycznie wyznaczalne. Większość spotykanych błędów w przypadku dźwigarów wykonywanych przed 1990 rokiem jest podobna do omówionych w rozdziale dotyczącym elementów kablobetonowych. W nowoczesnych konstrukcjach zmianie uległa przede wszystkim technologia podparcia. Obecnie zazwyczaj stosuje się trwale elastyczne podkładki lub taśmy. Belki zabezpiecza się na podporach przed poziomym przesunięciem przez nasadzenie na trzpienie (tzw. wytyki) wyprowadzone z podpór. Linia wytyków wyznacza w układzie statycznym belki jej punkt obrotu. Dla zapewnienia wymaganych warunków podparcia istotny jest właściwy dobór podkładek elastomerowych, uwzględniający przewidywane obciążenie oraz warunki podparcia. Grubość podkładek powinna być tak dobrana, aby nie dochodziło do ich całkowitego zmiażdżenia w wyniku obrotu podpieranych elementów. W podporach przesuwnych należy stosować podkładki przesuwne, zazwyczaj zbrojone dwoma płytkami stalowymi przedzielonymi płytką ślizgową. Istotne jest również odpowiednie ukształtowanie i elastyczne wypełnienie otworów wytykowych tak, aby nie ograniczały one możliwości przesuwu, z uwzględnieniem jego prognozowanej (wyliczonej) wielkości.

Płyty kanałowe powinny być podpierane w sposób równomierny na całej szerokości. Głębokość podparcia płyt zależy od ich typu. Większość producentów wymaga, aby w przypadku płyt o wysokościach do 270 mm i podparciu na elementach betonowych głębokość ta była nie mniejsza niż 80 mm, a w przypadku płyt wyższych wynosiła przynajmniej 130 mm. Podpieranie płyt na murach wymaga zwiększenia tej głębokości o przynajmniej 20 mm. Płyty można podierać na warstwie zaprawy cementowej o odpowiedniej wytrzymałości, jednak współcześnie zdecydowanie rekomendowane są podparcia na taśmach elastomerowych przeznaczonych do tego typu zastosowań. Również płyty żebrowe podpierają się na odpowiednich podkładkach.

Wprawdzie stosowanie prostoliniowych tras cięgien sprężających utrudnia kształtowanie elementów w schematach innych niż belki wolnopodparte, jednak można znaleźć przykłady przynajmniej częściowego uciągania elementów strunobetonowych. Elementarnym przypadkiem są połączenia płyt kanałowych z belkami podporowymi z jednoczesnym ich wzajemnym powiązaniem. Przykład takiego rozwiązania pokazano na rysunku 1. Połączenie to może być zrealizowane poprzez wprowadzenie prętów w otwarte kanały płyt oraz w pachwiny, a czasem również przez zastosowanie nadbetonu i jego dozbrojenie podporowe. Przykłady takich rozwiązań pokazano na zdjęciach, na rysunku 2.

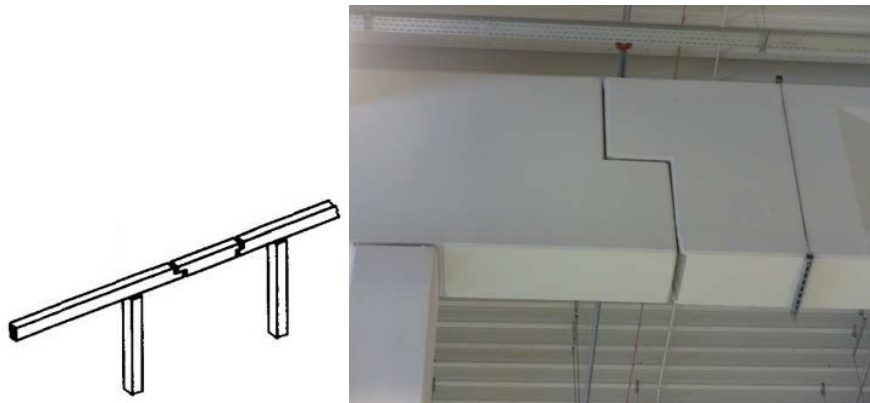


Rys. 1. Przykład uciążenia stropu kanałowego nad podporą bezpośrednią [7]



Rys. 2. Przykłady powiązania płyt kanałowych z belkami podporowymi z zachowaniem częściowego uciążenia na podporach [5]

Innym przykładem uciążenia podporowego może być przesunięcie wzajemnego połączenia sąsiadujących belek w strefę zerowych momentów zginających. Na rysunku 3 pokazano koncepcję oraz przykład takiego rozwiązania.



Rys. 3. Uciążenie belek przez zastosowanie podparcia pośredniego.

6. Badania betonu

6.1. Ocena cech wytrzymałościowych

W piśmiennictwie [N27, N28] zalecane są badania wytrzymałości betonu, z podziałem na niszczące i nieniszczące (sklerometryczne lub ultradźwiękowe). Istnieje oczywiście znacznie szersza gama metod nieniszczących [8, 12]. Należy jednak zadać pytanie, na ile ocena cech wytrzymałościowych betonu jest potrzebna w diagnostyce elementów sprężonych.

W przypadku prefabrykatów kablobetonowych praktycznie wszystkie one były projektowane z betonu dawnej marki 400 kg/cm^2 , co praktycznie odpowiada betonowi obecnej klasy C30/37. Wiele badań archiwalnych wskazuje na fakt, że w praktyce uzyskiwano beton o założonych parametrach, a ewentualne niezgodności nie były duże. Trzeba mieć na uwadze, że prefabrykaty podczas sprężania poddawane były siłom większym od nominalnych, co stanowiło swoisty test eliminujący elementy wykonane w sposób istotnie wadliwy, w tym z wyraźnie słabszego betonu. Ponadto, kilkudziesięcioletnia eksploatacja także stanowiła świetny test eliminujący prefabrykaty wykazujące wady istotne dla ich nośności, sztywności lub trwałości. W efekcie autorzy uważają wykonywanie badań wytrzymałości betonu w elementach kablobetonowych za niepotrzebne, a czasem wręcz szkodliwe. W przypadku próby wykonania badań niszczących konieczne jest bowiem pobranie odpowiedniej liczby próbek rdzeniowych, co może doprowadzić do osłabienia, a nawet zniszczenia delikatnych przekrojów w dźwigarach (jest to prostsze i możliwe do wykonania w belkach podsuwnicowych). Z kolei badania nieniszczące bywają bardzo zawodne w smukłych prętach o silnym nasyceniu zbrojeniem zwykłym i sprężającym. Dotyczy to zwłaszcza bardzo popularnych badań przy użyciu młotka Schmidta który, nie dość, że nie służy wprost do oceny wytrzymałości (jeśli nie wykona się walidacji odczytów na podstawie badań niszczących), to wyniki uzyskane w badaniach smukłych prętów oraz blisko krawędzi są mało wiarygodne. Trzeba też mieć świadomość, że w warunkach technicznych [N2] wprost dopuszczano montaż elementów wykonanych z betonu o wytrzymałości średniej (bez jakiegokolwiek statystyki) niższej do 10% w stosunku do projektowanej, co świadczy o stosownych zapasach projektowych.

Nieco inaczej wygląda sytuacja w przypadku elementów strunobetonowych. W historycznych realizacjach jest ona podobna do opisanej wyżej, jednak od lat 90. elementy strunobetonowe coraz częściej projektowane były indywidualnie, z betonów bardzo różnych klas. W praktyce autorzy mieli do czynienia z obiektem, gdzie bardzo podobne geometrycznie (a, częściowo, identyczne) strunobetonowe elementy dachowe zaprojektowano z pięciu różnych klas betonu. Podejście takie należy uznać za niewłaściwe, bowiem wzrasta prawdopodobieństwo zarówno popełnienia błędu w wykonawstwie samych elementów, jak i w ich montażu. W takich jednak przypadkach badania wytrzymałościowe betonu mogą okazać się niezbędne – i to raczej niszczące, jako bardziej wiarygodne. Szczęśliwie w wysokich belkach strunobetonowych bezpiecznie pobrać można próbki rdzeniowe, pod warunkiem że ma to miejsce w środkowej części długości elementu (poza strefą oddziaływania ewentualnych sił skupionych), w pobliżu osi obojętnej przekroju.

6.2. Ocena stanu chemicznego

W praktyce oceny elementów sprężonych poddanych wieloletniej eksploatacji, jednym z kluczowych zagadnień jest ocena trwałości, a ta wprost związana jest z chemicznym stanem betonu. W przypadku elementów kablobetonowych stal sprężająca jest dodatkowo

chroniona iniektem (w większości przypadków także stalowymi osłonkami kształtującymi kanały kablowe), jednak w strunobetonie beton konstrukcyjny bezpośrednio otula ciągną sprężające (a w obydwu tych typach konstrukcji bezpośrednio otula też zbrojenie zwykłe). Obecnie wiedza na temat warunków pasywacji stali w betonie jest powszechna, natomiast jeszcze w latach 70. w poważnych opracowaniach naukowych można było spotkać mocno kontrowersyjne stwierdzenia, że stal jest spasywowana i nie koroduje w środowisku o $\text{pH} > 9$. Celowość badania stopnia i głębokości karbonatyzacji jest wprost zapisana w cytowanych już wytycznych ITB [N27]. Z własnych badań prowadzonych przez autorów wynika, że w większości przypadków istotna karbonatyzacja sięga głębokości rzędu 25-30 mm i nie jest niebezpieczna dla stali sprężającej.

Kolejne, konieczne badania dotyczą skażenia związkami chemicznymi korozyjnymi w stosunku do stali i betonu. Najczęściej są to związki chloru i siarki, wykrywalne w postaci jonów chlorkowych Cl^- i siarczanowych SO_4^{2-} . Jeśli historia użytkowania obiektu wskazuje na zagrożenie innymi, szkodliwymi czynnikami chemicznymi, należy je zidentyfikować i także zbadać. Najskuteczniejszą metodą jest tu chromatografia jonowa – należy natomiast bardzo uważać, aby nie doprowadzić do uśrednienia wyników z próbki obejmującej zbyt grubą warstwę otuliny.

W badaniach chemicznych elementów kablobetonowych szczególną uwagę należy poświęcić dwóm specyficznym obszarom betonu. Pierwszym z nich jest beton pobrany z warstwy ochronnej zakotwień – zwykle słaby (maksymalnie marki 200 kG/cm^2) i silnie porowaty, a często narażony na wieloletnie zawilgocenie. Drugi z obszarów to beton wypełniający otwarte pasy dole w części dźwigarów specjalnych (np. KBS-30 "Krzyszowice", KBS-36 "Strzybnica", KBS-42 "Hangar", a także niektóre rozwiązania jednostkowe), którego zadaniem była bezpośrednia ochrona kabli sprężających. Beton ten zwykle wykonywano marki 200 kG/cm^2 , ze znaczną ilością wody w mieszance, co skutkowało poważnymi rysami skurczowymi i niską szczelnością. Ponadto, dodawano do niego różne substancje, w tym tak korozyjne jak chlorek wapnia.

W dźwigarach składanych z segmentów zasadne jest też wykonanie badań chemicznych drobnych próbek zaprawy pobranych ze styków segmentów w pasach dolnych.

W konstrukcjach strunobetonowych powinno się przyjąć identyczne zasady – oczywiście w odniesieniu do betonu konstrukcyjnego, bo tylko taki tam występuje.

7. Ocena warunków pracy dźwigarów, w tym ich historii

7.1. Obciążenia

W zakresie oceny rzeczywistych obciążeń działających na daną konstrukcję należy postarać się zinwentaryzować nie tylko obciążenia aktualnie działające, ale także te o charakterze historycznym. W przypadku dźwigarów dachowych po pierwsze należy ocenić rzeczywiste uwarstwienie połączeń dachowych – najlepiej przez wykonanie odkrywek (chyba, że w obiekcie stosunkowo niedawno dokonano termomodernizacji, a prace zostały w wiarygodny sposób udokumentowane). Własne obserwacje wskazują tu na szereg przypadków, kiedy na istniejące pokrycia nakładano kolejne warstwy izolacji termicznych i przeciwwodnych, tworzących w sumie pakiety o znacznej grubości i ciężarze, silnie zmienne nawet w ramach jednej nawy. Biorąc pod uwagę znaczne wymiary hal, sytuacja taka skutkować może przeciążeniem poszczególnych elementów nośnych, zwłaszcza zimą.

Kolejnym, istotnym składnikiem obciążeń mogą być wszelkiego rodzaju instalacje wewnętrzne podwieszane do połączeń dachowych – widoczne, więc łatwe do zinwentaryzowania.

I, wreszcie, w przypadku dźwigarów sprężonych część rozwiązań była fabrycznie dostosowana do podwieszenia urządzeń transportu wewnętrznego (monorelsów lub punktowych wciągarek). Obecnie trudno spotkać dźwigary z czynnie działającym transportem podwieszonym, w części z nich pozostały jednak ślady takich podwieszeń – i tu relatywnie łatwo jest je odtworzyć. Najtrudniejsze jest odtworzenie danych na temat urządzeń transportowych działających w przeszłości, lecz usuniętych bez śladu. Jedynym wiarygodnym źródłem informacji jest tu dokumentacja archiwalna.

Z praktycznego punktu widzenia istotne jest, czy jeśli w danej hali istniały urządzenia transportowe podwieszone do dźwigarów, to czy dźwigary były przystosowane do ich wbudowania. Jeśli tak, to obecna sytuacja dźwigarów jest zwykle korzystna, bowiem ich nominalne parametry są wyższe od wynikających z bieżących warunków eksploatacji.

Oceniając obciążenia dźwigarów należy zwrócić szczególną uwagę na wszelkie podwieszenia technologiczne do pasów dolnych (często wykonane w sposób nieprawidłowy, bo pomiędzy słupkami/krzyżulcami), a także na nadbudowanie na nich elementów konstrukcyjnych lub narażenie na zaleganie ciężkich zanieczyszczeń (patrz: rozdział 12).

7.2. Warunki środowiskowe

Odporność korozyjna wszystkich elementów z betonu zbrojonego uwarunkowana jest czynnikami materiałowymi i konstrukcyjnymi. W szczególności dotyczy to szczelności otuliny zbrojenia zwykłego i sprężającego, wynikającej z jej grubością oraz klasy betonu, a w elementach kablobetonowych dodatkowo ze szczelności osłon kabli oraz, w klasycznych rozwiązaniach, z jakości iniekcji kanałów kablowych. W elementach kablobetonowych najbardziej czułe na warunki środowiskowe są strefy zakotwień (zwykle słabo chronione przez beton dawnej marki 200 kG/cm²), styki segmentów, a także otwarte pasy dolne, przez wiele lat stosowane w części elementów typu KBS. Stal sprężająca w rozwiązaniach z lat 50., 60. i 70. była podatna na korozję, w tym naprężeniową [26, N4].

W efekcie powyższego warunki środowiskowe w jakich użytkowane były i nadal są konstrukcje sprężone ma ogromny wpływ na ich trwałość, rozumianą jako zachowanie wymaganej nośności i sztywności w odpowiednio długim okresie czasu.

W formalnych podstawach diagnostyki (Rozdział 2 niniejszego opracowania) właściwe rozpoznanie agresywności środowiska traktowane jest jako jedno z kluczowych zagadnień. Wytyczne odwołują się do normowych klas środowiska wynikających z oceny funkcji obiektów (potencjalnych źródeł czynników agresywnych) oraz warunków termiczno-wilgotnościowych. Wymagane są tu badania odczynu pH (a zatem, pośrednio, stopnia karbonatyzacji betonu), a także zawartości jonów chlorkowych i zdolności betonu do pasywowania stali (zdaniem autorów brakuje tu oceny zawartości jonów siarczanowych). W odniesieniu do stali sprężającej to ostatnie badanie wydaje się zasadne w konstrukcjach strunobetonowych oraz kablobetonowych z otwartymi pasami dolnymi, bowiem w elementach kablobetonowych z kanałami bezpośrednim otuleniem kabli jest zaczyn iniekcyjny, a w większości przypadków dodatkowe zabezpieczenie przed przenikaniem czynników agresywnych stanowią blaszane osłonki kształtujące kanały kablowe (choć w części konstrukcji kanały wykonywano bez osłonek). Oczywiście, zagadnienie pasywacji stali jest zawsze aktualne w odniesieniu do prętów zbrojenia zwykłego.

W praktyce ocena warunków środowiskowych jest prosta w obiektach względnie nowych (a zatem w odniesieniu do części konstrukcji strunobetonowych) oraz w obiektach starszych, lecz użytkowanych niezmiennie w tej samej funkcji. Znaczna część starszych obiektów (a trzeba pamiętać, że najstarsze hale z elementami sprężonymi kończą właśnie 70

lat) miała jednak skomplikowaną historię użytkowania, z trudnymi do odtworzenia zmianami sposobu użytkowania. Część hal obecnie użytkowanych w bardzo dobrych warunkach (np. jako ogrzewane magazyny) w przeszłości narażona była na efekty oddziaływania procesów technologicznych o różnej agresywności. Ponadto, hale w których obecnie panują korzystne warunki termiczno-wilgotnościowe (jako efekt prawidłowo wykonanej termomodernizacji) w oryginale były niedostatecznie izolowane termicznie i narażone na przecieki z nieszczelnych połączeń dachowych. Tym samym nie da się utożsamić obecnych warunków użytkowania z tymi, jakie panowały w całym okresie istnienia starszych obiektów.

W rozpoznaniu historycznych warunków środowiskowych pomocna jest dokumentacja archiwalna – zarówno techniczna (projekt, ekspertyzy, opinie techniczne), jak i ogólna. Czasem nawet nazwa byłego użytkownika pozwala na określenie profilu produkcji, a zatem wynikających z niej zagrożeń. Dysponujemy jednak stosunkowo prostym narzędziem, jakim jest analiza chemiczna pobranych próbek betonowych – co zostało już omówione w Rozdziale 6.2. W elementach kablobetonowych najprościej jest przeprowadzić ją na próbkach pozyskanych z obetonowania zakotwień, gdzie pobranie drobnych kawałków betonu jest bardzo łatwe i nie narusza konstrukcji dźwigarów, a wykonanie odkrywek bloków i stożków kotwiących i tak jest konieczne do oceny ich stanu. W elementach strunobetonowych konieczne jest lokalne odkucie kawałków betonu z krawędzi dźwigarów.

Zdaniem autorów wykonanie badań chemicznych betonu powinno być obligatoryjne wszędzie tam, gdzie nie potrafimy odtworzyć pełnej historii użytkowania danego obiektu lub gdy znana historia wskazuje na zagrożenia korozyjne. Ponadto, badania takie należy wykonać w przypadku stwierdzenia jakichkolwiek śladów korozji zbrojenia sprężającego lub zwykłego (np. rdzawych wycieków ze styków segmentów w elementach kablobetonowych). Obligatoryjne powinny też być badania chemiczne próbek betonu ochronnego kabli w dźwigarach z otwartymi pasami dolnymi, bowiem w tych konstrukcjach do wypełnienia przestrzeni wokół kabli często używano słabego betonu z różnymi domieszkami chemicznymi, czasem agresywnymi w stosunku do stali.

8. Ocena stanu technicznego i ochrony antykorozyjnej zbrojenia

8.1. Zbrojenie sprężające – kablobeton

Ocena stanu kabli sprężających dotyczy zarówno ich długości (ukrytej w dźwigarach), jak i zakotwień. Historycznie, to właśnie awarie kabli były przyczyną praktycznie wszystkich katastrof lub poważniejszych awarii [11].

W większości stosowanych w Polsce prefabrykatów kablobetonowych kable prowadzono w kanałach uformowanych w elementach żelbetowych, a następnie kanały wypełniano zaczynem iniekcyjnym. Same kanały kształtowano przy użyciu traconych osłonek stalowych (rozwiązanie korzystne dla ochrony kabli) lub stosując wyciągane rdzenie stalowe lub ciśnieniowe rury gumowe (rozwiązanie nieco mniej korzystne). Niemniej, wokół kanałów kształtowano otulinę o grubości rzędu 40 mm, wykonaną z dość szczelnego betonu konstrukcyjnego. Stosowany zaczyn iniekcyjny bazował na zmodyfikowanym zaczynie cementowym (z klejem kostnym, kałafonią i środkami spulchniającymi) i miał dobre właściwości pasywujące stal.

W diagnostyce stanu kabli sprężających zwykle zaleca się wykonanie odwiertów do kanałów kablowych i wykonanie bezpośrednich oględzin. Są też zalecane metody nieniszczące (np. radiograficzne [N27]) lecz wiarygodność uzyskanych wyników jest tu wątpliwa. Wracając do odwiertów, zdaniem autorów mają one sens wyłącznie w przypadku

realnych podejrzeń o korozji kabli i nawet wówczas powinny być ograniczone do wybranych punktów wykazujących symptomy takiej korozji – najlepiej w stykach segmentów. Stosowanie odwiertów w badaniach profilaktycznych powinno natomiast być wręcz zabronione. Dane z wykonanych tak badań są absolutnie wrywkowe, bowiem jeden odwiert pozwala na oględziny paru drutów na odcinku parunastu milimetrów, podczas gdy w niewielkiej hali łączna długość drutów tworzących kable liczona jest w kilometrach, a w większych halach w dziesiątkach kilometrów. Ponadto, w odwiertach widoczne są górne druty kabli, podczas gdy ewentualnej korozji najczęściej ulegają dolne druty [20]. Wykonane otwory powodują lokalne wnikanie czynników korozyjnych do kanałów kablowych (skutki czego są widoczne w powtarzanych badaniach), a sam proces wiercenia udarowego stanowi ryzyko uszkodzenia poszczególnych drutów kabli.

Diametralnie inna jest sytuacja w dźwigarach z otwartymi pasami dolnymi, gdzie jedynym zabezpieczeniem antykorozyjnym stali sprężającej jest beton wypełniający pasy. Beton ten wykonywano jako słaby (marki maksymalnie 200 kG/cm²), z dużą zawartością wody w mieszance, co skutkowało licznymi rysami skurczowymi i dużą porowatością. W efekcie stanowi on słabą ochronę antykorozyjną. Z analizowanych dzienników budowy wynika też, że pomiędzy ułożeniem kabli i ich naciąganiem, a wypełnieniem koryt betonem ochronnym często mijало dużo czasu, w którym kable były narażone na działanie czynników korozyjnych. Ponadto, w przypadku układania betonu ochronnego zimą dodawano do niego składniki ułatwiające wiązanie w niskich temperaturach, w tym tak korozyjne jak chlorek wapnia. Z uwagi na powszechność opisanych praktyk wykonanie odkrywek kabli w otwartych pasach dolnych powinno być traktowane jako obligatoryjne, zwłaszcza w miejscach gdzie widoczne są ślady zawilgoceń (aktualnych lub dawnych) betonu ochronnego. Wskazane jest tu ręczne kucie, jako najmniej inwazyjne. Odsłonięte kable powinny zostać zinwentaryzowane, w tym w zakresie stopnia korozji, a następnie prawidłowo zabezpieczone antykorozyjnie.

Podobnie, jako działanie obligatoryjne należy uznać odsłonięcie i ocenę stanu korozyjnego zakotwień kabli sprężających. Jest to szczególnie istotne w miejscach gdzie dochodziło do przecieków wody – w szczególności na stykach naw o znacznej rozpiętości. W większości miejsc wykonanie takich odkrywek jest łatwe, natomiast zdarza się, że czoła dźwigarów są omurowane lub wbetonowane w belki oczepowe. Wówczas decyzja o wykonaniu odpowiednich rozkuć musi bazować na ogólnej ocenie zagrożeń korozyjnych. W części hal strefy zakotwień bywają obudowane blachami stalowymi stanowiącymi elementy rozbudowanych podpór dźwigarów. Elementy stalowe potrafią tu tworzyć bezodpływowe przestrzenie – w takich przypadkach stal taka powinna być usunięta w celu udostępnienia stref podporowych. Wszelkie odkrywki należy wykonywać przy użyciu ręcznych narzędzi, aby nie doprowadzić do poluzowania stożków kotwiących. Przy okazji oględzin stref zakotwień należy pobrać próbki z ich obetonowań i wykonać ich badania chemiczne. Zdaniem autorów szczelne obudowy stref zakotwień nie powinny być odtwarzane, podobnie jak nie ma potrzeby odtwarzania obetonowania zakotwień – znacznie skuteczniejsze jest ich powierzchniowe zabezpieczenie antykorozyjne z wykorzystaniem preparatów zawierających silne inhibitory korozji.

8.2. Zbrojenie sprężające – strunobeton

Ochrona antykorozyjna cięgien sprężających w elementach strunobetonowych jest realizowana przez bezpośrednie otulenie splotów betonem konstrukcyjnym, w sposób analogiczny do zbrojenia miękkiego. Aby poprawić współpracę z betonem, poprawić odporność pożarową i uniknąć kolizji z pozostałym zbrojeniem, cięgna sprężające znajdują

się zazwyczaj nieco głębiej w przekrojach, co oczywiście korzystnie wpływa na ich ochronę antykorozyjną. Należy jednak pamiętać, że stosowane w produkcji splotów stale wysokowęglowe są bardziej podatne na korozję od stali zbrojenia zwykłego. Jednocześnie, z uwagi na niewielkie średnice drutów w splotach, skutki procesów korozyjnych mogą być zdecydowanie groźniejsze, zwłaszcza w przypadku korozji wżerowej. Dodatkową kwestią jest zjawisko korozji naprężeniowej, dotyczącej silnie naciągnięte sploty.

Choć korozja może zacząć się już w wytwórni, w wyniku niewłaściwego transportu bądź składowania cięgien, jednak jej intensywność w konstrukcjach zależy głównie od właściwości ochronnych betonu. W odróżnieniu od kablobetonu, w strunobetonie prawdopodobieństwo niewłaściwego obetonowania cięgien jest znikome i większość tego typu wad jest usuwana na etapie kontroli jakości produkcji. Jednocześnie, sprężenie wyklucza lub ogranicza występowanie rys. Zjawiska te korzystnie wpływają na ochronę antykorozyjną zbrojenia sprężającego, ponieważ skutecznie ograniczają przenikanie wody i rozpuszczonych w niej substancji chemicznych (np. jonów chlorkowych) oraz wynoszenie jonów żelaza ze struktury prętów [18].

Diagnostyka korozyjna zawsze powinna rozpocząć się od oględzin makroskopowych konstrukcji. Alarmujące powinny być wszelkie odspojenia otuliny z jednoczesnym wystąpieniem rdzawych wykwitów na betonie. Tego typu odspojenia mogą być efektem silnie rozwiniętych ognisk korozyjnych, którym towarzyszy istotne powiększenie objętości produktów korozji żelaza. Takie sytuacje wymagają natychmiastowej interwencji.

Znacznie częściej procesy korozyjne przebiegają w sposób niezauważalny. Ich początkiem jest depasywacja powierzchni zbrojenia wskutek karbonatyzacji betonu lub wnikania jonów chlorkowych. Uruchamia to proces przepływu kationów żelaza do roztworu porowego otuliny, zwany korozją elektrochemiczną. Najistotniejsze zatem, z punktu widzenia diagnostyki korozyjnej zbrojenia sprężającego, są badania materiałowe betonu, które powinny objąć pomiary pH wyciągów wodnych z betonu oraz określenie zawartości chlorków i siarczanów. Należy pamiętać, że intensywność korozji nie musi być jednakowa w całej konstrukcji i zależy od stopnia narażenia na niekorzystne oddziaływania środowiskowe (np. lokalne zawilgocenia w wyniku przecieków wody bądź wykraplania się pary wodnej). Materiał do badań należy zatem pobierać z warstwy otuliny w kilku miejscach, szczególną uwagę zwracając na obszary zawilgocone, przebarwione bądź pokryte wykwitami solnymi.

8.3. Zbrojenie zwykłe

W ocenie stanu korozyjnego zbrojenia zwykłego obowiązują identyczne zasady jak w przypadku zbrojenia sprężającego w elementach strunobetonowych. Generalnie, najprostsza i najskuteczniejsza jest bezpośrednia kontrola w płytkich odkrywkach, w miejscach wskazujących na zagrożenie korozyjne (zarysowania, wady struktury betonu, odpryski otuliny, ślady wycieków produktów korozji). W praktyce zwykle nie ma konieczności lokalizowania zbrojenia, bowiem położenie prętów skorodowanych jest widoczne, a nieskorodowanych nie ma istotnego znaczenia.

8.4. Zabezpieczenia powierzchniowe

W aspekcie ochrony antykorozyjnej zbrojenia (zarówno sprężającego, jak i zwykłego) trzeba wspomnieć o wymaganych przez lata zabezpieczeniach powierzchniowych – w stykach pasów rozciąganych (laminaty zbrojone włóknem szklanym) lub na całej długości

elementów rozciąganych (powłoki malarskie, zwykle bazujące na żywicach). Tematowi temu poświęcono w przeszłości szereg publikacji, zestawionych syntetycznie w [13].

Wymóg oraz zakres stosowania lokalnych lub ogólnych zabezpieczeń powierzchniowych wynikał z konstrukcji pasów rozciąganych (zamknięte/otwarte), istnienia (lub nie) styków pasów rozciąganych, sposobu ich ukształtowania (w tym szerokości styków oraz parametrów wypełniających je zapraw) oraz, a może przede wszystkim, z warunków agresywności środowiska, opisanych obecnością i stężeniem substancji korozyjnych oraz wilgotnością. Trzeba tu wyraźnie podkreślić, że praktyka stosowania poszczególnych rozwiązań konstrukcyjnych często różniła się z odpowiednimi wytycznymi, a zabezpieczenia powierzchniowe (zwłaszcza opaski w stykach) stosowane były sporadycznie. W praktyce, jeśli powłoki takie występują, należy sprawdzić ich stan techniczny, w tym ciągłość i właściwe przyleganie do podłoża, a także określić typ zastosowanego materiału.

9. Ocena nadbetonu

Stan techniczny nadbetonu w elementach sprężonych jest istotny z punktu widzenia właściwej ich nośności i sztywności. W przypadku dźwigarów dachowych nadbeton projektowany był z betonu marki 200 kG/cm², a jego wymiary wynikały z typu użytych płyt dachowych (w najbardziej powszechnym rozwiązaniu z użyciem płyt PŻ-6,0 ma on przekrój 130 × 300 mm; inne przypadki pokazano w [13]). Bardzo łatwo jest ocenić nadbeton w miejscach bezpośrednio widocznych (pod świetlikami, gdzie nie zawsze był wykonywany) oraz w przypadku wyraźnych wad ułożenia kształtujących go płyt. Trudniej jest to zrobić na długich odcinkach ukrytych pod pokryciem dachowym, gdzie konieczne jest wykonanie liniowych odkrywek. Niemniej, badania takie powinny być wykonane wszędzie tam, gdzie dźwigary wykazują zbyt niską sztywność objawiającą się nadmiernymi ugięciami oraz zarysowaniami w obrębie pasów dolnych (zwykle w stykach). W odkrywkach należy ocenić zarówno cechy wytrzymałościowe nadbetonu, jak i prawidłowość jego zbrojenia. W przypadku śladów zawilgoceń warto też wykonać badania chemiczne.

W praktyce opisane badania są rzadko wykonywane, z obawy przed uszkodzeniami pokryć dachowych i odpowiedzialnością za powstanie późniejszych nieszczelności. Tymczasem ocena stanu nadbetonu często pozwala na wyjaśnienie przekroczeń SGU, zbyt często utożsamianych z korozją zbrojenia sprężającego.

10. Analiza ugięć i imperfekcji geometrycznych

10.1. Elementy kablobetonowe

Zgodnie z większością wytycznych i zapisów w pozycjach literaturowych analiza pomiarów ugięć dźwigarów kablobetonowych traktowana jest jako podstawowa metoda diagnostyczna, a przyrosty ugięć interpretowane są jako objaw spadku siły sprężającej – domyślnie interpretowany jako efekt korozji kabli sprężających. Formalnie podejście takie jest oczywiste, bowiem spadkowi sił sprężających muszą towarzyszyć przyrosty ugięć. W praktyce jednak nie jest to aż tak proste, a wnioski wyciągnięte z analizy ugięć bywają zbyt pochopne. Oczywiście, stosowne wytyczne [N27] zwracają uwagę na konieczność uwzględnienia szeregu czynników wpływających na wartości ugięć (w tym tak oczywistych jak temperatura, nasłonecznienie, zmiany obciążenia połączeń) i wymagają wprowadzenia korekt obliczeniowych, jednak i te mogą być bardzo dyskusyjne (o czym później).

W samych pomiarach ugięć elementem kluczowym jest temperatura podczas prowadzenia badań – i to nie temperatura powietrza, a temperatura samych elementów. I tu pojawiają się pułapki w postaci: ogromnej bezwładności termicznej ciężkich elementów betonowych, znacznej różnicy temperatur pasów dolnych i górnych (tych drugich w połączeniu z temperaturą połączy z płyt żelbetowych, która z kolei zależy od kombinacji nasłonecznienia i skuteczności izolacji termicznej) oraz reakcji dźwigarów na warunki przewietrzania (inaczej zachowują się elementy przy świetlikach i oddalone od świetlików). Trzeba mieć świadomość, że pomiary dużej hali trwają kilka godzin, podczas których dochodzi do zmiany warunków zewnętrznych – zatem nawet jednorazowe pomiary pojedynczych naw mogą być obciążone nieznanymi błędami. Pomocne jest tutaj skanowanie 3D, pozwalające na jednoczesny, szybki pomiar kilku-kilkunastu dźwigarów.

Analizując wyniki obcych badań można spotkać tak banalne błędy, jak próba interpretacji jednorazowych pomiarów (bez odniesienia do danych archiwalnych), oderwanie wyników pomiarów środkowych punktów dźwigarów od pomiarów punktów skrajnych (próba interpretacji wzajemnego położenia środków sąsiadujących dźwigarów) lub wykonywanie pomiarów z opisaną dokładnością ± 5 mm (wyniki takiego "badania" były podstawą opublikowanego referatu naukowego, co jest sytuacją kuriozalną).

Pomijając jednak przypadki skrajnej niekompetencji autorów części "ekspertyz", należy się odnieść do interpretacji prawidłowo wykonanych pomiarów. W praktyce oznacza to wykonanie ich w pochmurnym dniu, przy względnie stałej temperaturze i z dobrą dokładnością, za jaką uznać należy ± 1 mm. W publikacji [3] opisano przykład hal, gdzie nieskuteczna izolacja termiczna połączy dachowej skutkowałą szybkimi zmianami ugięć dźwigarów – silnie zależnymi od ich usytuowania pod pełną połączy lub przy świetlikach. Niewłaściwa interpretacja zmian ugięć skutkowałą tu decyzją o doprężeniu dźwigarów – niepotrzebnym i niezrealizowanym po wykonaniu właściwej oceny. Podobny przypadek dotyczył dźwigarów narażonych na oddziaływanie ciepła technologicznego [4].

Odnosząc wyniki badania ugięć do danych archiwalnych trzeba zwrócić uwagę na dzielący je czas, bowiem w pierwszych latach użytkowania dźwigary wykazują wyraźny przyrost ugięć reologicznych [19, 21, 29]. Stąd, błędem jest próba odniesienia wyników obecnie prowadzonych pomiarów ugięć do zbyt dawnych danych historycznych.

Bardzo ciekawe, z praktycznego punktu widzenia, są dane w zakresie powiązania spadku sił sprężających z rzeczywistym przyrostem ugięć dźwigarów. Nie są tu dostępne wyniki badań długotrwałych, jednak istnieją badania doraźne prowadzone na wyburzanych konstrukcjach oraz wyniki analiz numerycznych.

W badaniach [27] ich autorzy przecięli, w sposób kontrolowany, kable sprężające w dźwigarze KBOS-18, oryginalnie sprężonym czterema kablami $12\phi 5$ mm. Przecięcie jednego z czterech kabli spowodowało doraźny przyrost ugięcia o zaledwie 1,1 mm (to jest w granicy błędu starannie prowadzonych pomiarów). Przecięcie kolejnego kabla zwiększyło wartość przyrostu ugięcia do 3,4 mm, co nadal należy uznać za wartość akceptowalną. Cytowane wartości mają oczywiście charakter doraźny, a ich wielkość i przyrost w czasie (czego nie mierzono) zależy od skuteczności iniekcji kanałów kablowych, niemniej każą one wątpić w skuteczność pomiarów ugięć jako uniwersalnej i jednoznacznej metody oceny stanu korozyjnego kabli sprężających. Znacznie rozsądniejszy wydaje się tu monitoring odkształceń na długości pasów dolnych (w tym w stykach segmentów) powiązany z ciągłym pomiarem temperatury pasów.

W opracowaniach dotyczących interpretacji wyników pomiarów ugięć dźwigarów zwykle mowa jest o konieczności korekty wyników z uwagi na temperaturę. Samo pojęcie temperatury dźwigarów jest tu mylące, bowiem często jest ona inna w pasach dolnych i górnych. Ponadto, utożsamianie temperatury powietrza (a taka jest zwykle mierzona),

a nawet powierzchniowej temperatury betonu z uśrednioną temperaturą elementu konstrukcyjnego jest dalece przybliżone.

W celu porównania efektów ilościowych spadku siły sprężającej oraz zmian temperatury wykonano obliczenia numeryczne opublikowane w artykule [17]. Do obliczeń wzięto dźwigary specjalne KBS-30 "Wolczyn" sprężone przy użyciu 4 kabli $18\phi 5$ mm, modelując je zgodnie z oryginalnym projektem technicznym. Nie wnikając w niuanse modelowania, konstrukcję hali poddano różnym układom temperatur, w tym różnicując, co 2°C , temperatury dolnych i górnych pasów. Niezależnie wyliczono efekty korozji kabli sprężających, wyrażając je odpowiednim zmniejszeniem sił sprężających. Porównanie obydwu tych efektów wskazuje na realną możliwość popełnienia błędu w interpretacji wyników ugięć. Przykładowo, spadek siły sprężającej o 10% skutkuje przyrostem ugięć o zaledwie 4 mm – taka sama wartość jest efektem różnicy temperatury pasów dolnych i górnych o 8°C (bardzo realnej w obiekcie o słabej izolacji termicznej) albo zwiększenia obciążenia połączeń o $0,8\text{ kN/m}^2$, a także koincydencji takich oddziaływań o odpowiednio mniejszych wartościach. To, oczywiście, tylko przykład dotyczący dźwigarów o znacznej rozpiętości, wskazuje on jednak na konieczność ostrożności w interpretacji wyników pomiarów ugięć.

10.2. Elementy strunobetonowe

Nadmierne deformacje w każdej konstrukcji budowlanej mogą być symptomem sygnalizującym zbliżającą się awarię. W tradycyjnych konstrukcjach żelbetowych najczęściej towarzyszy im również rozwój zarysowań. Cechy te wynikają głównie z dużej ciągliwości stali niskowęglowych, stosowanych w produkcji prętów zbrojeniowych. Z uwagi na wstępny naciąg cięgien oraz brak wyraźnej półki plastycznej z późniejszym wzmocnieniem, odkształcenia cięgien sprężających przy zerwaniu są zazwyczaj mniejsze niż prętów ze stali zwykłej w typowych elementach żelbetowych. Równocześnie nie towarzyszy im gwałtowny przyrost ugięć i zarysowań, zatem nie wszystkie problemy można wychwycić „gołym okiem”. Z tych przyczyn monitoring deformacji (ugięć) jest tak istotny. Jak już wspomniano w poprzednim rozdziale, nie może to być działanie doraźne, lecz systematyczne, powiązane z okresowymi przeglądami. Należy pamiętać, że strzałki ugięć elementów sprężonych po montażu są zazwyczaj ujemne (odwrotne). Stan wyjściowy jest zatem kluczowy do określenia ugięć, a tym samym oceny potencjalnych zagrożeń związanych głównie z kondycją cięgien sprężających.

W stropach płytowych kontroli ugięć powinny podlegać również belki podpierające. W ostatnich latach w kraju i za granicą powstało kilka opracowań wykazujących niebezpieczeństwo znacznej, bo aż 60% redukcji nośności płyt kanałowych na podporach podatnych [30]. Ugięcie belek podporowych powoduje bowiem rozciągania poprzeczne w dolnych pasach płyt, co może prowadzić do zarysowań rozwijających się wzdłuż splotów i, w konsekwencji, do zerwania ich przyczepności do betonu.

Zmiany warunków podparcia wywołane wygięciem bądź skręceniem elementów, a zatem ich nierównomiernym przyleganiem do podpór, mogą prowadzić do lokalnych koncentracji naprężeń, a w skrajnych sytuacjach do istotnych redystrybucji sił, a nawet do zmiany schematów statycznych. Z tych przyczyn kontroli powinna również podlegać jakość montażu oraz jakość wbudowywanych elementów. W zakresie omawianych elementów strunobetonowych można tu bazować na zapisach norm PN-EN 13670:2011 [N17], PN-EN 13225:2013-09 [N18], PN-EN 1168+A3:2011 [N19] i PN-EN 13224:2012 [N20] oraz zakładanych warunkach technicznych wykonania elementów prefabrykowanych,

stosowanych przez ich producentów. Przykładowe tolerancje, wraz ze źródłem warunkującym ich stosowanie, przedstawiono w Tabelicy 10.

Tablica 10. Tolerancje montażu i wykonania elementów prefabrykowanych

Rodzaj odchyłki	Zalecenia	Źródło
1	2	3
Wymiar główny (długość)	$\pm(10 + L/1000) \leq 40$ mm	[N17]
Wymiary przekroju poprzecznego	+10/-5 mm dla $L < 150$ mm +15/-10 mm dla $L = 400$ mm ± 30 mm dla $L > 2500$ mm	[N17]
Odchylenie słupa lub ściany od pionu - wysokość kondygnacji $h \leq 10$ m - wysokość kondygnacji $h > 10$ m	15 mm lub $h/400$ 25 mm lub $h/600$	[N17]
Odchyłka pomiędzy osiami podpór na kolejnych kondygnacjach (t – szerokość podpory)	$t/30$ lub 15 mm ale nie więcej niż 30 mm	[N17]
Krzywizna (wygięcie) słupa lub ściany	$h/300$ lub 15 mm ale nie więcej niż 30 mm	[N17]
Położenie osi belki względem osi słupa (b – wymiar słupa w kierunku odchyłki)	$b/30$ lub 20 mm	[N17]
Położenie osi łożyska względem krawędzi podpory (l – projektowana odległość osi od krawędzi)	$l/20$ lub 15 mm	[N17]
Odchyłka kątowa przekrojów końcowych belek	$\pm h/100 \leq 5$ mm	[N18]
Boczne wygięcie powierzchni głównych belek	$\pm L/700$ mm	[N18]
Krzywizna poprzeczna płyt kanałowych	± 5 mm lub $L/2000$	[N19]
Zwichrzenie płyt żebrowych	± 15 mm	[N20]
Wygięcie poprzeczne płyt żebrowych	± 10 mm lub $L/1000$	[N20]
Pionowość końców płyt żebrowych	± 15 mm	[N20]
Tolerancja osadzenia marek, okuć	± 20 mm	[N17]
Tolerancja wymiaru otworów i wycięć	± 10 mm	[N17]
Tolerancja położenia otworów i wycięć	± 25 mm	[N17]
Rozmieszczenie zbrojenia sprężającego w stosunku do projektu	± 6 mm dla $h < 200$ mm $\pm 0,03h$ lub ± 30 mm dla $h > 200$ mm	[N17]

11. Uwagi o obliczeniach

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe są stałym elementem wszelkich ekspertyz – należy się jednak zastanowić, czy zawsze potrzebnym. W przypadku elementów sprężonych eksploatowanych przez kilkadziesiąt lat (a z takimi mamy często do czynienia) liczba niewiadomych, zwłaszcza dotyczących parametrów sprężenia, jest na tyle duża, że ciężko mówić o możliwości wykonania precyzyjnych analiz obliczeniowych. Jednocześnie sam fakt istnienia konstrukcji lub ich elementów w tak długim czasie, bez wyraźnych symptomów utraty nośności lub sztywności, wprost potwierdza, że zostały one prawidłowo zaprojektowane. Tym samym, jeśli efektem wykonanych obliczeń będzie potwierdzenie odpowiedniej nośności/ sztywności danych elementów sprężonych, to nic one nie wniosą. Jeśli natomiast wyniki obliczeń wykażą wyraźne niedobory parametrów takich elementów, to raczej źle to świadczy o obliczeniach, a nie o konstrukcji. Dodatkowo pojawia się poważny problem norm jakich należy użyć w ewentualnych analizach, bowiem najstarsze konstrukcje są niemożliwe do przeanalizowania zgodnie z Eurokodami.

Oczywiście, istnieje szereg przypadków, w których wykonanie obliczeń elementów sprężonych jest konieczne. W konstrukcjach o wieloletniej historii dotyczy to przypadków ingerencji w układy konstrukcyjne (np. zmian schematu podparcia, likwidacji lub wykonania świetlików) lub istotnych zmian obciążeń (wprowadzenie podwieszonych do dźwigarów, wyraźne dociążenia połączeń, wbudowanie na połączeniach dodatkowych obciążeń, np. central klimatyzacyjnych). We wszystkich takich przypadkach wykonanie obliczeń jest konieczne i powinno być poprzedzone jak najstaranniejszym rozpoznaniem konstrukcyjno-materiałowym. Podobnie, konieczne jest przeliczenie sprężonych belek podsunicowych, jeśli planowana jest zmiana parametrów suwnic.

W praktyce dźwigary dachowe przez lata liczone były jako płaskie elementy konstrukcyjne, współpracujące z nadbetonem, obciążone całością połączeń dachowych (zatem płyty dachowe były traktowane wyłącznie jako obciążenia). Układ taki jest bliski prawdy w przypadku dachów na belkach strunobetonowych, jednak w przypadku dachów na dźwigarach kablobetonowych jest zbyt zachowawczy. W takim przypadku schematami bliższymi prawdy są powłoki z przeponami prętowymi – które to schematy, obecnie łatwe do policzenia przy wykorzystaniu programów do projektowania, dają znacznie korzystniejsze wyniki. W praktyce obliczenia wymagają tu odrębnego przeanalizowania samych dźwigarów (jako ram lub łuków ze ściągami, bez nadbetonu, ze sprężeniem), a następnie wprowadzenia ich do układów przestrzennych [9, 17, 28]. Tak uzyskane wyniki różnią się od obliczeń w całości wykonanych w układach płaskich nie tylko ilościowo, ale także jakościowo. Przykładowo, w przypadku dźwigara KBS-30 "Wołczyn", przy uwzględnieniu sprężenia, ciężaru własnego dźwigara i ciężaru dachu (płyt i warstw pokrycia), lecz bez obciążenia śniegiem i temperaturą, w obliczeniach przestrzennych (ze współpracą płyt) wypadkowe ugięcie dźwigara środkowego wynosiło +16,1 mm, a skrajnego +12,8 mm (w górę). Te same dźwigary, lecz policzone w układzie płaskim (gdzie płyty dachowe były wyłącznie balastem) ugięły się następująco: środkowy w dół, do wartości -2,8 mm, a skrajny w górę, o +9,7 mm [17].

Cytowane wyniki stanowią tu efekt pewnej idealizacji polegającej na przyjęciu pełnej współpracy płyt dachowych (to jest właściwym wypełnieniu wszystkich styków) i braku świetlików. W praktyce wyniki analiz płaskich i przestrzennych należy zatem traktować jako wartości skrajne, podczas gdy rzeczywiste wyniki trzeba umiejscowić pomiędzy nimi.

Jeśli istnieją wątpliwości w zakresie prawidłowości wykonania nadbetonu (przykład w Rozdziale 12), wskazane jest policzenie danego elementu bez takowego.

W przypadku współczesnych konstrukcji, najczęściej strunobetonowych, wykonanie obliczeń jest oczywiście znacznie łatwiejsze, bowiem zwykle dostępne są wszystkie konieczne dane. Obliczenia takie powinny być wykonane zawsze, gdy mamy do czynienia z wątpliwościami dotyczącymi dokumentacji projektowej, zwłaszcza gdy w elementach konstrukcyjnych widoczne są niepokojące symptomy. W sposób oczywisty trzeba też sprawdzić obliczeniowo konstrukcje wadliwe materiałowo (np. wykonane ze zbyt słabego betonu) lub podlegające istotnym zmianom konstrukcyjnym lub obciążeniowym.

12. Wybrane przykłady typowych wad i błędów elementów kablobetonowych

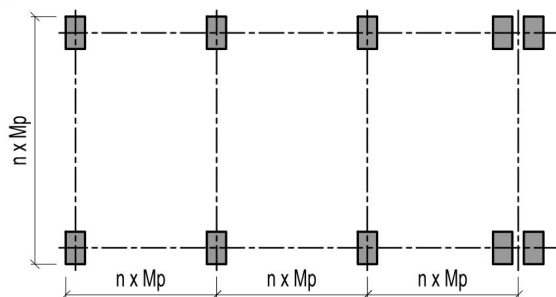
W rozdziale pokazano (opisano oraz zilustrowano fotografiami) wybrane przykłady wad i błędów dotyczących bezpośrednio kablobetonowych elementów konstrukcyjnych lub mających wpływ na takie elementy. Oczywiście nie wyczerpują one wszystkich możliwości, pokazują jednak, z czym musi liczyć się ekspert podejmujący się oceny konstrukcji sprężonych. Podział wad na projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne jest w pewien sposób subiektywny, bowiem część z nich można zaliczyć do więcej niż jednej kategorii, a w części przypadków trudno orzec, na jakim etapie powstały.

Opisane przypadki w większości bazują na obserwacjach własnych lub danych udostępnionych przez współpracujące osoby lub firmy. Szeroki przegląd przypadków archiwalnych dostępny jest w monografii [13].

12.1. Błędy projektowe

W pierwszym okresie projektowania elementów kablobetonowych brakowało szczegółowych wytycznych, w tym normowych. Tym samym większość projektów bazowała na doświadczeniu i intuicji technicznej ich twórców. Pierwsze rozwiązania powstały w wyspecjalizowanych jednostkach zatrudniających czołowych projektantów (Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego oraz Biura Projektów Resortu Budownictwa), lecz dość szybko opracowaniem projektów budowlanych i wykonawczych zajęły się mniejsze biura, co skutkowało obniżeniem jakości rozwiązań projektowych.

Jeden z powszechnie powtarzanych błędów wynikał z bezkrytycznego przyjmowania układu osi modularnych zgodnie z normą [N24]. Jak widać na rysunku 4 skutkowało to skróceniem pól skrajnych i przydylatacyjnych, a zatem brakiem możliwości prawidłowego oparcia płyt dachowych i ukształtowania nadbetonu. Wykonawcy różnie radzili sobie z tym problemem – obcinając strzemiona służące do zespolenia nadbetonu z pasami górnymi lub wyginając je (Rys. 5), nie byli jednak w stanie ułożyć nadbetonu na pasach górnych.



Rys. 4. Układ modularny hali [N24] skutkujący skróceniem skrajnych pól



Rys. 5. Przykłady niewłaściwego oparcia płyt dachowych (w konsekwencji braku nadbetonu) spowodowanego zastosowaniem normy [N24]

Trudnym do wykrycia, swoistym błędem projektowym było projektowanie dźwigarów ze zbrojeniem sprężającym innym niż w rozwiązaniach typowych (katalogowych). Przypadek taki opisano we współautorskiej publikacji [3], gdzie w dźwigarach KBOS-15-W, nominalnie występujących w jednej wersji sprężenia 5 kablami $12\phi 5$ mm, stwierdzono zostawienie pustych kanałów kablowych. Jest to o tyle niebezpieczne, że dotyczyło elementów których identyfikacja bazująca na geometrii mogła być uznana jako jednoznaczna także w zakresie sprężenia.

Błędem widocznym w części archiwalnych dokumentacji było niewłaściwe (zbyt słabe) zbrojenie na docisk pod zakotwieniami kabli. Szczęśliwie wada taka ujawniała się zwykle już podczas sprężania dźwigarów, nie można jednak wykluczyć, że część z nich została objawowo naprawiona i wbudowana.

Błędem, zdaniem autorów, było stosowanie katalogowych płyt ściekowych (z ukształtowanymi korytami odwadniającymi) na stykach naw. Oczywiście, rozwiązanie to było formalnie prawidłowe, jednak zwykle prowadziło do powstania przecieków (Rys. 6), najsilniejszych w miejscach połączenia koryt z odwodnieniem pionowym.



Rys. 6. Przykłady przecieków w płytach ściekowych na stykach naw

Jak opisano wcześniej, stosowanie dźwigarów kablobetonowych (zwłaszcza z otwartymi pasami dolnymi lub ze stykami w pasach dolnych) było ograniczone warunkami środowiskowymi [N3]. W praktyce było jednak bardzo różnie, a część projektantów bezkrytycznie stosowała dźwigary (czasem bez jakichkolwiek zabezpieczeń) w warunkach znacznej agresji środowiska. Obiekty takie pokazano na rysunku 7 – co ciekawe, przedmiotowe dźwigary wciąż są w poprawnym stanie technicznym. Przypadki te można

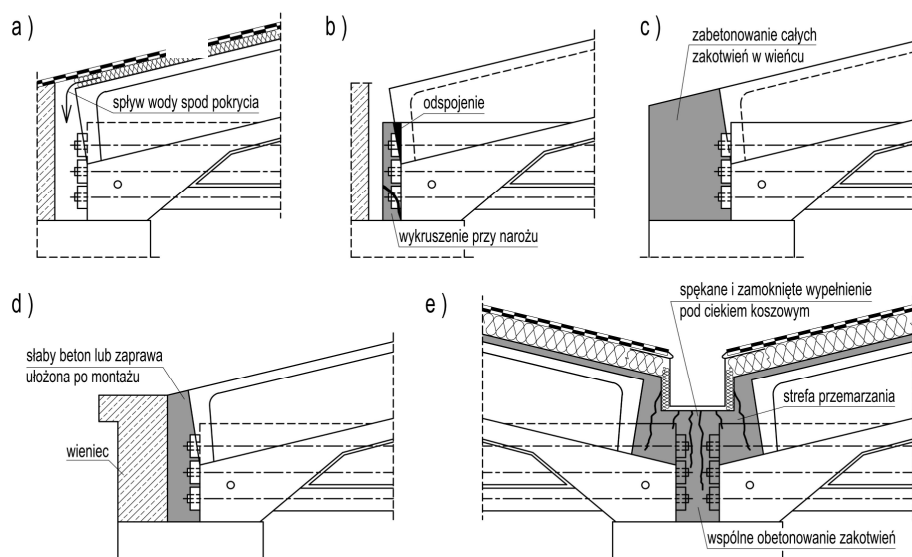
oczywiście zakwalifikować do błędów eksploatacyjnych, lecz z zachowanej dokumentacji wynika, że projektanci mieli pełną świadomość panujących w obiektach warunków.

Podobny przypadek, skutkujący jednak uszkodzeniami korozyjnymi, opisano w [2] – dotyczył on hali garażowej z dachem na dźwigarach KBS-30 "Odra", użytkowanej przez pierwszych 11 lat bez jakichkolwiek zabezpieczeń.

Znaczna część błędów projektowych dotyczyła ukształtowania stref zakotwień kabli w sposób narażający je na zawilgocenie i przemarzanie. Przykłady pokazano schematycznie na rysunku 8.



Rys. 7. Przykłady dźwigarów użytkowanych w silnie agresywnym środowisku



Rys. 8. Przykłady błędnego zaprojektowania stref podporowych dźwigarów

12.2. Błędy wykonawcze

Błędy popełnione podczas wykonawstwa i montażu elementów kablobetonowych stanowią największą grupę problemów. Oczywiście, te najdrastyczniejsze ujawniły się już podczas wykonawstwa lub w pierwszych dniach eksploatacji, zatem tak wadliwe dźwigary nie dotrwały do naszych czasów, jednak wciąż użytkowane są setki elementów wykonanych lub zmontowanych w sposób daleki od ideału.

Z analizy zachowanych źródeł wynika, że jednym z podstawowych problemów wykonawczych było uzyskanie betonu o wymaganych parametrach, spełniających założenia marki 400 kG/cm². Elementy o wyraźnie zaniżonej wytrzymałości betonu (poniżej 300 kG/cm²) zwykle ulegały zniszczeniu przy montażu, natomiast do dzisiaj spotkać można dźwigary z wyraźnymi wadami struktury betonu, rzutującymi na jego szczelność – a zatem na trwałość elementów (Rys. 9).



Rys. 9. Przykłady wad struktury betonu

Wyraźnie rzadziej występowały wady materiałowe stali sprężającej, natomiast w literaturze często spotkać można opisy korozji stali jeszcze przed montażem lub naciąganiem kabli. Jeśli elementy z takimi kablami zostały wbudowane w konstrukcje hal, część z nich może być użytkowana do współczesnych czasów.

Relatywnie częstą wadą wykonawczą było niestaranne scalanie prefabrykatów tworzących elementy KBOS i KBS. Problemy wynikały tu głównie z braku powtarzalności geometrycznej segmentów, co wymuszało korekty geometrii całych elementów przy sprężaniu, skutkujące znacznymi nieraz imperfekcjami. Powyższe wynikało z konieczności liniowego ustawienia kanałów kablowych kosztem zewnętrznej geometrii elementów. Największe błędy popełniano w zakresie szerokości styków w pasach dolnych – przy nominalnym wymiarze 25 mm w praktyce spotkać można styki o szerokości od 2 do ponad 50 mm. Przykłady wadliwie wykonanych styków pokazano na rysunku 10, a na rysunku 11 korozję kabli w niestarannie wypełnionych stykach.



Rys. 10. Przykłady wadliwie wykonanych styków segmentów w pasach dolnych

Częstą wadą geometryczną wykonywanych w całości dźwigarów KBO było niewłaściwe osadzenie prefabrykowanych słupków (Rys. 12).



Rys. 11. Przykłady korozji kabli sprężających w wadliwych stykach



Rys. 12. Przykłady wadliwego osadzenia prefabrykowanych słupów

Odrębną, istotną grupą wad wykonawczych było niewłaściwe (niezgodne z typowymi projektami) oparcie dźwigarów na podporach – głowicach słupów lub oczepach. Zwykle wynikało ono z nałożenia się niedokładności geometrycznych wykonania konstrukcji wsporczych (fundamentów i słupów) i niezgodnej z założeniami długości samych dźwigarów. Zbyt krótkie oparcie elementów (Rys. 13) groziło lokalnym zmiżdżeniem betonu wskutek docisku krawędziowego oraz przekazaniem części obciążeń na obetonowania bloków kotwiących, a zbyt głębokie lub niesymetryczne osiowo oparcie niewłaściwym obciążeniem elementów podporowych (Rys. 14).



Rys. 13. Przykłady zbyt płytkiego oparcia dźwigarów



Rys. 14. Przykłady zbyt głębokiego lub niesymetrycznego oparcia dźwigarów

W przypadku niezgodności poziomów oparcia dźwigarów wykonawcy stosowali pakiety blach (obecnie często silnie skorodowanych) lub zbyt grube podlewki – co, samo w sobie, nie jest błędem, jednakże pod warunkiem starannego wykonania i właściwego przekazania obciążeń. Ponadto, często wykonywano bardzo rozbudowane stalowe podpory, część z których tworzyła bezodpływowe przestrzenie, gdzie dochodziło do korozji niewidocznych i niedostępnych zakotwień (Rys. 15).



Rys. 15. Przykłady bezodpływowych przestrzeni wokół stref zakotwień

Kolejna grupa błędów wykonawczych obejmowała wykonanie nadbetonu. Wspomniano już o wadzie projektowej, jaką był brak nadbetonu pod świetlikami, a także o przypadkach braku miejsca na nadbeton wskutek niewłaściwego rozstawu dźwigarów (Rys. 5). W praktyce spotkać też można obiekty w których został on wykonany z bardzo słabego i porowatego betonu i wadliwie zazbrojony, co skutkuje niższą od nominalnej nośnością i sztywnością dźwigarów.

Istotną grupę stanowią błędy wykonawcze dotyczące prawidłowej ochrony antykorozyjnej kabli sprężających. W dźwigarach z kanałami kablowymi polegają one na niewłaściwie wykonanej iniekcji kanałów lub całkowitym braku takowej (co jest przypadkiem bardzo rzadkim). Stwierdzenie stanu wypełnienia kanałów kablowych iniektem wymaga wykonania wierceń kontrolnych, a te, jak już wspomniano, należy jak najbardziej ograniczać. Stąd, jeśli wykonanie wierceń ma jedynie zaspokoić ciekawość w zakresie stopnia iniekcji kanałów, lepiej z nich zrezygnować.

Inaczej wygląda jakość wypełnienia betonem ochronnym otwartych kanałów kablowych. Tu bardzo łatwo spotkać błędy w postaci wad strukturalnych betonu ochronnego i jego znacznych zarysowań. Ponadto, beton często wykonywano w warstwie

kończącej się poniżej krawędzi pasów, co powodowało gromadzenie się zanieczyszczeń i ich wnikanie, wraz z wilgocią, w pobliże kabli sprężających. W literaturze spotkać można liczne opisy wadliwie wykonanych wypełnień pasów – najciekawsze z nich zestawiono w [13].

Jeśli mowa o ochronie antykorozyjnej kabli sprężających, trzeba zwrócić uwagę na liczne wady w zakresie obetonowania ochronnego bloków kotwiących. Najlepsza sytuacja panuje tu w przypadku bloków i stożków betonowych, bloki takie były bowiem wbetonowane w czoła dźwigarów i chronione betonem konstrukcyjnym. W najczęściej stosowanych rozwiązaniach stalowych bloki sytuowano poza elementami konstrukcyjnymi, a ich obetonowanie wykonywano (przynajmniej teoretycznie) na trzy sposoby: w wytwórni w przypadku betonowanych w całości elementów KBO; na placu budowy "na dole", po scaleniu i jednoetapowym sprężeniu dźwigarów KBOS; na placu budowy "na górze" w przypadku długich dźwigarów typu KBS, które częściowo sprężano na dole, a następnie doprężano po wbudowaniu i częściowym obciążeniu płytami dachowymi. Jakość obetonowania wykonanego "na dole" była zwykle niezła, natomiast "na górze" – przeciętna lub zła. Autorzy spotykali też przypadki, kiedy dźwigary KBOS wykonano jako zbyt długie (wskutek źle ukształtowanych styków), co powodowało kolizję obetonowania zakotwień – aby tego uniknąć wykonawca wbudował je bez obetonowań, a te wykonał "na górze", wspólnie dla sąsiadujących dźwigarów, co jest poważnym błędem konstrukcyjnym mogącym doprowadzić nawet do zniszczenia zakotwień. Na rysunku 16 pokazano wybrane wady obetonowań bloków i stożków kotwiących.



Rys. 16. Przykłady wadliwego obetonowania stref zakotwień

Jako wadę wykonawczą należy potraktować brak lub niestaranne wykonanie zabezpieczeń powłokowych (lokalnych w stykach lub ogólnych, obejmujących całe pasy dolne) wszędzie tam, gdzie były one wymagane projektowo lub wynikały z odpowiednich przepisów.

Specyficzną grupą błędów były te, które popełniono w zakresie wykonawstwa sztywnych połączeń dachowych z płyt lub rusztów. Co prawda nie dotyczyły one dźwigarów jako takich, jednak popełnione tu niestaranności rzutowały i nadal rzutują na sztywność dachów jako całości. Szczególnie istotne jest tu prawidłowe ukształtowanie nadbetonu oraz staranne wypełnienie styków pomiędzy płytami. Równie ważne jest właściwe wykonanie izolacji termicznych i przeciwwodnych – chociaż tu trzeba mieć wzgląd na jakość i dostępność materiałów w latach 50. i 60., kiedy to typową izolację przeciwwodną wykonywano z papy asfaltowej na osnowie kartonowej, a izolację termiczną z miękkich płyt pilśniowych.

12.3. Błędy eksploatacyjne

Błędy eksploatacyjne konstrukcji kablobetonowych dotyczą zarówno ich dalekiej historii, jak i teraźniejszości, bowiem stan techniczny tych elementów konstrukcyjnych jest efektem całego okresu ich istnienia. W przypadku konstrukcji użytkowanych przez kilkadziesiąt lat odtworzenie całej historii jest zwykle niemożliwe, natomiast można się skupić na paru najważniejszych aspektach.

Częstym błędem eksploatacyjnym było, i nadal jest, narażenie dźwigarów na użytkowanie w zbyt agresywnych warunkach, połączone z brakiem wykonania odpowiednich zabezpieczeń. Wspominano już o tym w rozdziale poświęconym błędom projektowym – jeśli elementy zostały zaprojektowane w obiektach, w których nie powinny zaistnieć. Niemniej, w wielu przypadkach sam projekt był prawidłowy, natomiast już podczas eksploatacji danego obiektu wprowadzano w nim technologie szkodliwe dla elementów kablobetonowych. Typowym błędem eksploatacyjnym była też rezygnacja z ogrzewania hal, połączona z ich niewłaściwym przewietrzaniem, w efekcie czego obiekty zostały narażone na wykraplanie pary wodnej na elementach konstrukcyjnych.

Do typowych wad eksploatacyjnych należy obciążanie pasów dolnych dźwigarów w miejscach i zakresie, do jakich nie były dostosowane. Część elementów z założenia przeznaczona była do montażu monorelsów lub wciągarek (co pokazano przykładowo na rysunku 17), pod warunkiem ich podwieszenia w punktach przewidzianych w projekcie. Tymczasem w praktyce użytkownicy hal potrafią podwieszać do dźwigarów przeróżne urządzenia, często w przypadkowych miejscach. W kuriozalnym, znanym autorom, przypadku odkuto fragment skrajnego kabla sprężającego w dźwigarze KBO-18 i przyspawano do niego zawieszki wciągarki. W innym przypadku przy użyciu wciągarki zamocowanej do pasa dolnego dźwigara wciągano do hali przyczepy ze zbożem. Co ciekawe, elementy te wytrzymały takie traktowanie, co świadczy o znacznych zapasach ich nośności.

Dodatkowe obciążenie dźwigarów nie musi mieć charakteru technologicznego – na rysunku 18 pokazano obciążenie pyłem pasów dolnych dźwigarów KBS-30 "Krzyszowice", szacowane na około 5 kN/m.

Znaczna część błędów eksploatacyjnych dotyczy połączeń dachowych. Należą do nich zmiany w układzie płyt dachowych (w tym wykonanie dodatkowych przebić lub likwidacja istniejących – Rys. 19), zmiany w zakresie warstw pokrycia dachowego (czasem prowadzące do powstania znacznych obciążeń), a także chwilowe przeciążenia np. podczas prowadzenia prac remontowych.



Rys. 17. Przykłady oryginalnych podwieszeń urządzeń transportowych



Rys. 18. Przykład obciążenia pyłem pasów dolnych dźwigarów



Rys. 19. Przykłady zmian konstrukcji połaci dachowych

Typowym błędem eksploatacyjnym jest dopuszczenie do powstania nieszczelności pokrycia dachowego, co skutkuje zalewaniem elementów konstrukcyjnych, najsilniej w liniach styków naw (Rys. 6, 20). W części przypadków problemy takie trwają latami, co znakomicie widoczne jest na połaciach dachów i w warstwach oryginalnych izolacji (Rys. 21). Nieszczelności dotyczą też nowych pokryć dachowych, jeśli na połaciach konieczny jest ruch pracowników, a nie zostały wyznaczone i odpowiednio wykonstruowane ścieżki dostępowe. Perforacja pokrycia bywa też spowodowana nieumiejętnym (i często niepotrzebnym) odśnieżaniem dachów.

Uszkodzenia dźwigarów często mają charakter mechaniczny i są efektem nieumiejętnego montażu wyposażenia, w tym kabli i lamp (Rys. 22).



Rys. 20. Przykłady zalania konstrukcji dachowej wskutek nieszczelności pokrycia



Rys. 21. Przykłady stanu technicznego pokryć dachowych i izolacji



Rys. 22. Przykłady uszkodzeń spowodowanych wadliwym montażem wyposażenia

Specyficzną grupę błędów eksploatacyjnych stanowią dodatkowe podparcia dźwigarów, (zwykle podczas wbudowywania w halach ścian działowych).

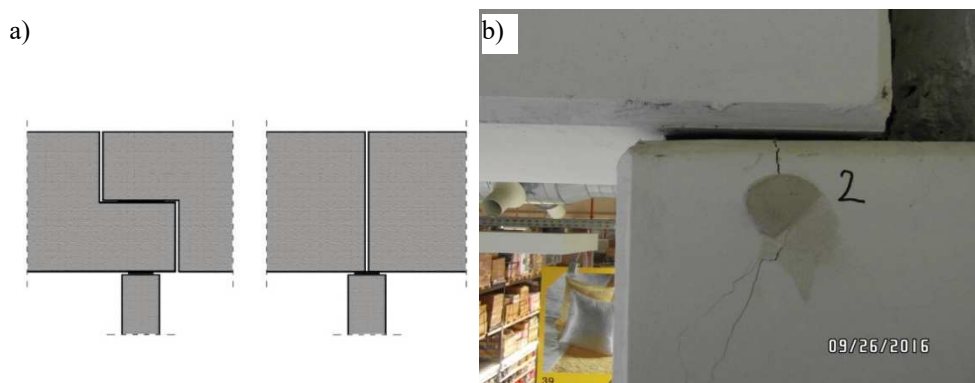
13. Przykłady typowych wad i błędów elementów strunobetonowych

W rozdziale omówiono głównie przypadki napotkane przez autorów we własnej praktyce zawodowej, co, oczywiście, nie wyczerpuje spektrum możliwych wad i błędów. Z oczywistych względów nie wskazano obiektów budowlanych, których dotyczą omawiane przykłady.

13.1. Błędy projektowe

Najbardziej trywialne błędy projektowe polegają na niedoszacowaniu obciążeń, czy też oczywistych pomyłkach obliczeniowych, skutkujących niewystarczającą nośnością lub sztywnością elementów konstrukcyjnych. Na szczęście efekty większości z takich pomyłek ujawniają się już na etapie produkcji lub montażu, a wadliwe elementy są wymieniane.

Popelniane przez projektantów błędy zazwyczaj dotyczą niepoprawnego ukształtowania szczegółów konstrukcyjnych. W pierwszej grupie można wskazać różnego rodzaju „udoskonalenia” prowadzące do zmiany schematu statycznego konstrukcji. Przykładem może być zmiana schematu statycznego z belki gerberowskiej na typowe, swobodne podparcie dwóch dźwigarów na słupie. (Rys. 23a). Konsekwencją jest nie tylko zmniejszenie powierzchni strefy podparcia dźwigarów na słupach, ale również zmiana układu sił poziomych przekazywanych na głowice słupów. W efekcie może dojść do silnych zarysowań głowic słupów, co pokazano na rysunku 23b.



Rys. 23. Zmiana schematu podparcia dźwigarów na słupach: a) schemat; b) uszkodzenia

Innym przypadkiem ingerencji w pierwotnie założony schemat statyczny jest niepoprawne ukształtowanie połączeń elementów konstrukcyjnych. Przykładem może być odebranie możliwości przesuwu belek w linii dylatacji termicznej, poprzez ich sztywne zamocowanie na wytykach. Dotyczy to sytuacji, gdy dylatacja nie jest poprowadzona od fundamentów, w formie par symetrycznych słupów i dźwigarów, ale swoboda poziomych przemieszczeń jest uzyskana tylko w płaszczyźnie dachu, przez umożliwienie przesuwu dźwigarów lub płatwi. W praktyce tak założone połączenie przesuwno wymaga wykonania odpowiednio dużych otworów wytykowych i wypełnienia ich materiałem o znacznej odkształcalności, np. pianką o niskiej sztywności. Dodatkowo powinno być zastosowane podparcie na płytkach przesuwnych. Wymiar podłużny takich otworów nie powinien być mniejszy od 80 mm, przy typowych wytykach o średnicy 20 mm. Przy symetrycznym położeniu opieranych belek i precyzyjnym ich osadzeniu zapewnia to możliwość przesuwu o około 30 mm – w praktyce często jednak mniej wskutek odchyłek wykonawczych. Sztywne wypełnienie otworów wytykowych odbiera możliwość przesuwu, co może wywoływać niezamierzone siły osiowe lub prowadzić do uszkodzeń stref podparcia, polegających na rozerwaniu łączonych elementów w linii wytyków. Przykład płatwi uszkodzonych w opisany sposób pokazano na rysunku 24.



Rys. 24. Uszkodzenie strefy podparcia kolejnych płatwi w linii dylatacji

Druga grupa błędów projektowych związana jest z niewłaściwym ukształtowaniem zbrojenia w obszarach o nietypowych kształtach. W miejscach takich dochodzi do zaburzenia rozkładu naprężeń (lokalnych ich koncentracji), najczęściej skutkujących nadmiernymi zarysowaniami, ale czasem niebezpieczeństwem wyczerpania nośności.

Bardzo typowym przykładem w tej grupie jest stosowanie podcięć podporowych, nawet w przypadkach, gdy nie są one uzasadnione dążeniem do ograniczenia wysokości konstrukcyjnej stropu bądź dachu. Należy podkreślić, że stosując takie rozwiązanie bardzo trudno uniknąć wystąpienia zarysowań, nawet w przypadku poprawnie zaprojektowanego zbrojenia (Rys. 25). Tym bardziej dziwi, że nadal zdarzają się projekty, w których zbrojenie w strefie podcięć zostało niedoszacowane, a pręty poziome, bądź podwieszające pionowe zostały niewystarczająco zakotwiczone. Należy pamiętać, że do naprężeń rozciągających koncentrujących się w narożach podcięć, w elementach strunobetonowych dodają się naprężenia od sił wywołujących rozszczepienie i przyczołowe odłupywanie betonu.



Rys. 25. Zarysowanie belek w strefie podcięć podporowych

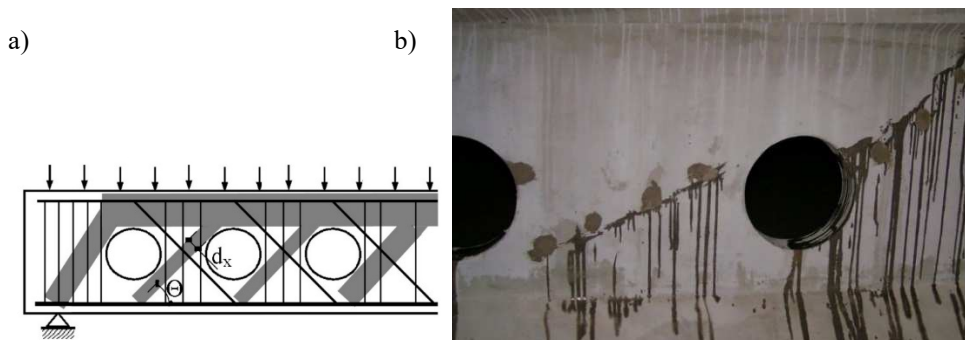
Z wyżej wymienionymi siłami w strefie kotwienia cięgien wiąże się kolejny z typowych błędów projektowych, polegający na niewłaściwym zazbrojeniu stref kotwienia cięgien. W świadomości części projektantów pokutuje przeświadczenie, że problemy stref zakotwień dotyczą głównie kablobetonu i docisku systemów kotwiących kable. Kotwienie poprzez

pryczepność cięgien korzystnie wpływa na rozkład naprężeń, jednak nadal występują ich spiętrzenia na końcach elementów. Do typowych uszkodzeń należą tu: rozłupywania betonu wokół cięgien, wywołane głównie zwiększeniem średnicy przez odprężone w chwili przecięcia cięgna oraz odłupywania betonu wywołane poprzecznym rozciąganiem pomiędzy liniami cięgien. Obydwu grupom uszkodzeń zapobiega się przez wprowadzenie zbrojenia poprzecznego, najczęściej w formie strzemion zagęszczonych na końcach belek. Przykłady opisanych wad pokazano na rysunku 26.



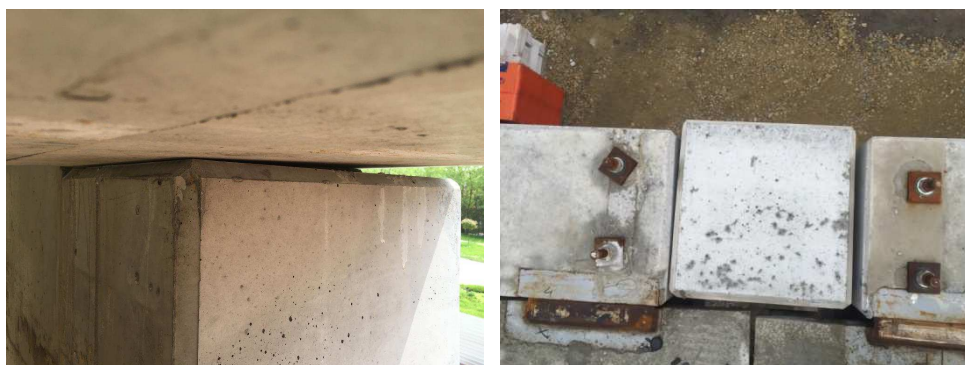
Rys. 26. Zarysowanie spowodowane rozszczepieniem w strefie kotwienia cięgien: a) płyta TT, b) płyta kanałowa [7]

Kolejny z przykładów dotyczy lokalizowania otworów w środnikach dźwigarów. Mogą one służyć redukcji ciężaru belek lub umożliwić prowadzenie instalacji w przestrzeni konstrukcji dachowych. Otworowanie środników było w dźwigarach strunobetonowych dużych rozpiętości stosowane już w latach 70., jednak otwory umieszczano w strefach przęsłowych, w których rolą środnika jest przede wszystkim zespolenie pasów. Ostatnio można jednak zauważyć dążenie do stosowania otworów również w strefach przypodporowych, w których środnik pełni istotną rolę w przenoszeniu sił poprzecznych i transferze sił sprężających. W dźwigarach o zmiennym przekroju wysokość elementów w strefach przypodporowych maleje, co dodatkowo obniża ich nośność. Autorzy kilkakrotnie spotkali przypadki niepokojącego zarysowania środników w strefach otworów przypodporowych (Rys. 27). Wykonanie otworów najczęściej uzasadniano koniecznością prowadzenia instalacji, tymczasem wśród kilkunastu uszkodzonych w ten sposób dźwigarów tylko w jednym otwór służył przeprowadzeniu rurki instalacji tryskaczowej, o średnicy 25 mm. Problemem w opisywanych przypadkach nie była wielkość otworów, ale ich nadmierna koncentracja. Pomimo zastosowania silnego zbrojenia poprzecznego, doszło do zaburzenia transmisji ukośnych sił spowodowanych ścinaniem, polegającego na nadmiernym przewężeniu umownych krzyżulców ściskanych. Dodatkowo wykonane analizy numeryczne wskazały, że z uwagi na sprężenie, kąt nachylenia tych krzyżulców spada o kilka stopni, co dodatkowo redukuje ich przekroje możliwe do poprowadzenia pomiędzy otworami. Konsekwencją było niespełnienie przez otworowane dźwigary normowych wymagań nośności z uwagi na siły poprzeczne.



Rys. 27. Zarysowanie środków belek w strefie przypodporowej osłabionej otworami: a) schemat przewężenia krzyżulców ściskanych, b) przykład

Kolejnym przykładem jest nieuzasadnione stosowanie skrajnych belek oczepowych typu L. Obok podcinania końców, rozwiązanie to służy obniżeniu wysokości konstrukcyjnej stropów lub dachów, pozwalając na obniżenie poziomu oparcia elementów na belkach. W przypadkach skrajnych belek pojawiają się jednak znaczne mimośrodowo skutkujące skręceniem belek podporowych. Teoretycznie można temu przeciwdziałać stosując tymczasowe podpieranie elementów, przed ich ostatecznym zespoleniem z belkami oczepowymi, jest to jednak zabieg kłopotliwy technologicznie i generujący dodatkowe koszty. Konsekwencjami nadmiernego skręcania belek oczepowych są nierównomierne naciski podporowe skutkujące miażdżeniem podkładek podporowych oraz ukośnym zginaniem belek podporowych z jednoczesnym ich skręcaniem (Rys. 28). Wystąpienie tych sił w projekcie zazwyczaj nie jest przewidziane, co skutkuje powstaniem zarysowań. Z powyższych przyczyn w sytuacjach, gdy nie ma to uzasadnienia technicznego, nie należy stosować belek z podparciem bocznym, lecz zwykle belki prostokątne, z podparciem elementów w ich osi.



Rys. 28. Zmiażdżenie podkładki elastomerowej w wyniku skręcenia skrajnej belki oraz widok skręconych belek (odchylenie w stosunku do słupa)

W opisanym wyżej przypadku skręcenie belek podporowych doprowadziło do niewłaściwego schematu oparcia na nich płyt TT. Efektem powyższego były poważne uszkodzenia w obrębie podporowych fragmentów tych płyt, co pokazano na rysunku 29.



Rys. 29. Przykłady uszkodzeń stref podporowych płyt TT opartych na skrzyżowanych podciągach

Innym przykładem nadmiernej optymalizacji projektowej jest stosowanie w ramach jednej inwestycji kilku elementów o jednakowej geometrii, różniących się zastosowanym zbrojeniem lub klasą betonu. Autorzy spotkali się z przypadkiem, gdy w ramach jednej hali projektant przewidział kilka typów identycznych geometrycznie dźwigarów wykonanych z betonów różnych klas i sprężonych z różną intensywnością. W konsekwencji tego podczas montażu pomyłono lokalizację dwóch dźwigarów, co spowodowało ryzyko przeciążenia konstrukcji dachu pod ciężką centralą klimatyzacji. Szczęśliwie pomyłka została szybko ujawniona i możliwe było doprojektowanie i wbudowanie stalowej konstrukcji pozwalającej na przekazanie punktowych obciążeń na dźwigary dostosowane do ich przeniesienia.

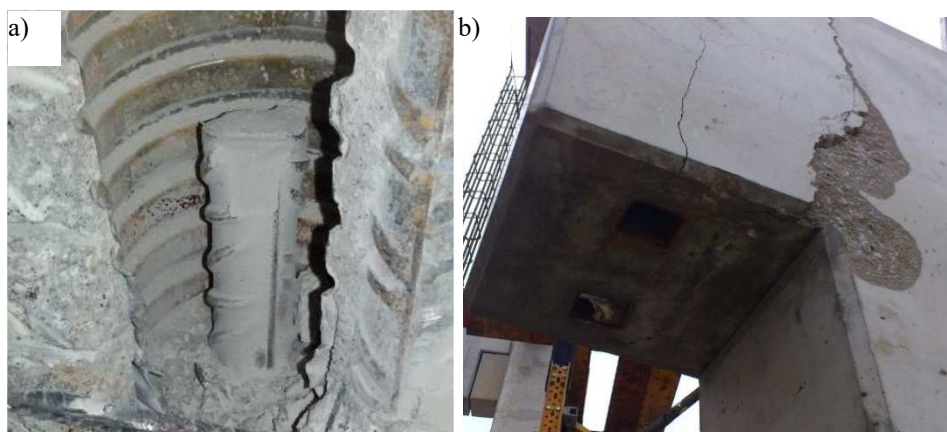
13.2. Błędy wykonawcze

Błędy wykonawcze można podzielić na występujące w wytwórniach prefabrykatów oraz powstające w trakcie montażu konstrukcji. Do błędów powstających w wytwórniach należą wady materiałowe oraz niezgodności z dokumentacją projektową w rozmieszczeniu zbrojenia. Dzięki kontroli jakości stosowanej przez wytwórców wady te są rzadkie, a jeśli wystąpią, to zazwyczaj ujawniane są już w wytwórni, gdzie mogą być usunięte. Oczywiście nie oznacza to, że wadliwe elementy nigdy nie trafiają na budowy. W ostatnim czasie autorzy spotkali się z przypadkiem dźwigara wykonanego z dwóch rodzajów betonu, rażąco różniących się klasą. Wada została ujawniona przypadkowo, przy uszorstnianiu zbyt gładkiej górnej powierzchni dźwigara. Prawdopodobnie podczas produkcji dźwigara niepoprawnie oszacowano objętość betonu, który był układany od środka rozpiętości belki i nie wypełnił końców formy do pełnej wysokości. Jako, że brakująca objętość była niewielka, zapewne uzupełniono ją betonem wykonanym poza kontrolą jakości.

Wady związane z niepoprawnym rozmieszczeniem zbrojenia dotyczą przede wszystkim zbrojenia miękkiego. Z takim przypadkiem autorzy spotkali się raz, kontrolując zbrojenie poprzeczne w strefie podporowej płyt TT. Był to przypadek, w którym zastosowano poprawną liczbę strzemion, ale występowały znaczne odstępstwa od zaprojektowanych ich rozstawów. Prawdopodobieństwo wystąpienia niepoprawnego rozmieszczenia zbrojenia sprężającego jest zdecydowanie mniejsze, ponieważ kontrola tego zbrojenia jest możliwa na czole elementów, również po ich zabetonowaniu.

Duża grupa błędów montażowych jest związana z prowadzeniem prac w okresie zimowym. W elementach strunobetonowych często występują otwory lub kanały w których może gromadzić się woda. Otwory do osadzenia wytyków w elementach podporowych są

zwykle zabezpieczane zatyczkami, jednak w wyniku ich uszkodzenia lub zgubienia może dojść do przenikania do nich wody, która zamarzając zdolna jest do rozsądzenia elementu (Rys. 30a). Do podobnych uszkodzeń może dochodzić również w przypadku otworów wykonywanych „na przestrzał”, np. w końcówkach dźwigarów, bowiem podkładki, na których opierane są elementy, działają jak uszczelki uniemożliwiające wypływ wody z otworów wytykowych. W okresie zimowym może zatem dojść do przypadku częściowego wypełnienia otworów wodą, a następnie jej zamarznięcia, co prowadzi do rozsądzenia konstrukcji (Rys. 30b). Jeszcze innym przykładem może być zamarzanie wody w kanałach płyt. Autorzy spotkali się z przypadkiem, w którym wykonawca, kierowany intuicją, wykonał w płytach otwory odwadniające, ale niestety tylko w strefach przeszłowych, podczas gdy ujemna strzałka ugięcia spowodowała gromadzenie się wody w strefach przypodporowych, gdzie doszło do lokalnego rozsądzenia płyt.



Rys. 30. Uszkodzenia belek w obrębie otworów wytykowych w wyniku zamarznięcia wody: a) w słupie [32], b) w dźwigarze, w otworach na wytyki

Kolejnym przypadkiem, z którym mieli do czynienia autorzy, była nietypowa belka sprężona typu V z zamkniętymi czołami. Belkę zamontowano w okresie późnojesiennym, a krótko potem przekryto zadaszeniem. Kształt belki tworzył koryto, w którym zgromadziła się woda opadowa, a następnie zamarzła – co doprowadziło do powstania silnych zarysowań, pokazanych na rysunku 31.



Rys. 31. Uszkodzenie belki typu V spowodowane zamarznięciem zgromadzonej w niej wody

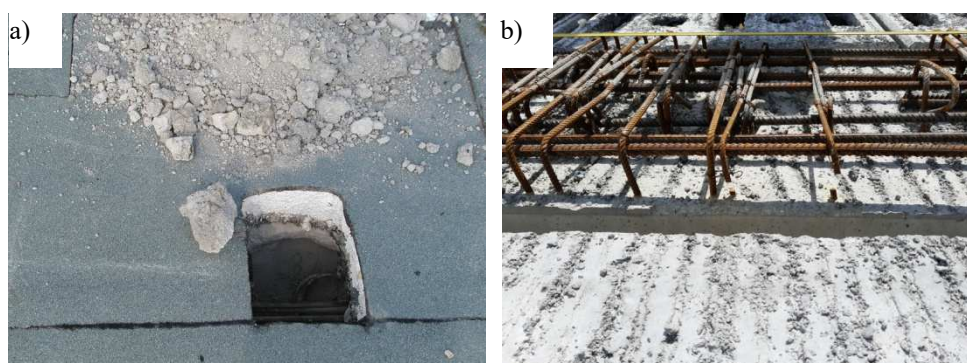
Kolejnym przykładem wad wykonawczych jest niepoprawne spasowanie konstrukcji. Może ono wynikać z niedochowania tolerancji wymiarowych samych elementów sprężonych, ale częściej jest efektem niestarannej rektyfikacji elementów podporowych w trakcie montażu. W konsekwencji otwory wytykowe mijają się z prętami, a elementy są scalane „na siłę”. Dochodzi wówczas do zarysowań i pęknięć betonu wzdłuż otworów wytykowych lub w strefach wsporników i głowic słupów. Przypadki „montażu na siłę” można najprościej zidentyfikować obserwując braki w układzie wytyków, ich skrzywienie lub skrajne położenie w otworach wytykowych. W przypadkach największych niezgodności geometrycznych spotkać można wycinanie wytyków i ich uzupełnianie, nie zawsze gwarantujące uzyskanie prawidłowej nośności tak potraktowanych węzłów.

Kolejna grupa błędów montażowych jest związana z niepoprawnym transportem i podnoszeniem belek i płyt strunobetonowych. Producenci zazwyczaj bardzo precyzyjnie określają strefy, w których elementy mogą być tymczasowo podpierane. Belki i płyty TT są wyposażone w uchwyty do zamocowania zawiesi, a przenoszenie płyt kanałowych powinno odbywać się z użyciem odpowiednich trawersów z wykorzystaniem bocznych wrębów, czasami przez specjalny zestaw haków wprowadzanych w kanały. Konsekwencją składowania belek na bocznej powierzchni lub ich niepoprawnego przenoszenia może być ich boczne skrzywienie [10]. Takie elementy często nie nadają się już do wbudowania. W przypadku płyt kanałowych, z uwagi na brak zbrojenia poprzecznego, w wyniku niepoprawnego podnoszenia może dojść nawet do złamania płyt. Przykłady omówionych wad pokazano na rysunku 32.



Rys. 32. Elementy uszkodzone w trakcie montażu: a) nieprawidłowo podnoszona płyta kanałowa, b) dźwigar po wywrocie w trakcie manewrowania na placu budowy, c) zamontowany skrzywiony dźwigar

Odrębna grupa błędów wykonawczych dotyczy nadbetonu. W starszych dźwigarach dachowych miał on istotny udział w nośności i sztywności, stąd wykonanie go ze zbyt słabego betonu powodowało obniżenie tych parametrów. Na rysunku 33a pokazano przykład hali przemysłowej, w której na wszystkich dźwigarach wykonano nadbeton o strukturze pumeksu i praktycznie zerowej wytrzymałości. Na rysunku 33b pokazano przykład współczesnej konstrukcji stropowej belki strunobetonowej, w której podczas montażu zbrojenia nadbetonu wykonawca, w ramach ułatwienia sobie pracy, przeciął część strzemion wyprowadzonych z elementu strunobetonowego, a służących zespoleniu go z nadbetonem.



Rys. 33. Przykłady wad nadbetonu: a) dźwigar dachowy – bardzo słaby beton o wadliwej strukturze, b) belka stropowa – przecięte strzemiona zespalające

13.3. Błędy eksploatacyjne

Do najszerszej grupy błędów eksploatacyjnych należą zaniedbania lub wady powstające w trakcie użytkowania konstrukcji. Należą do nich omówione już wcześniej dla dźwigarów kablobetonowych: użytkowanie w agresywnych warunkach środowiskowych, narażenie na stałe zamakanie (Rys. 34), przemarzanie, czy też obciążanie dźwigarów poprzez podwieszanie do nich nadmiernych ciężarów.



Rys. 34. Przykład długotrwanie zawilgoconego dźwigara strunobetonowego

Na szczęście warunki ochrony cięgien w konstrukcjach strunobetonowych są lepsze niż w przypadku kablobetonu, bowiem nie występują strefy wrażliwe, jak styki czy bloki kotwiące. Nie ma też zagrożenia wadliwym wypełnieniem kanałów kablowych, a zbrojenie sprężające otulone jest bezpośrednio betonem konstrukcyjnym o dobrych parametrach, w tym o wysokiej szczelności. Wszystko to korzystnie wpływa na trwałość konstrukcji strunobetonowych, nie oznacza jednak, że nie wymagają one okresowych renowacji, a w uzasadnionych przypadkach stosowania powłok ochronnych.

W przypadku obciążania dźwigarów strunobetonowych należy unikać podwieszania do ich dolnych pasów – najlepiej stosować tu obejmy dźwigarów umożliwiające przekazanie obciążeń na pasy górne.

Dość powszechnym błędem jest mocowanie elementów wyposażenia z użyciem łączników kotwionych w strefach przebiegu cięgien sprężających. Wiercenie otworów w pobliżu cięgien zawsze wiąże się z niebezpieczeństwem ich uszkodzenia, polegającego na przecięciu lub naruszeniu jednego lub kilku drutów w ramach splotu. Wprawdzie, w odróżnieniu od kablobetonu, uszkodzenie takie ma charakter lokalny i nie prowadzi do wyłączenia przeciętego cięgna na całej jego długości, jednakże w strefach maksymalnych momentów zginających może ograniczyć nośność lub spowodować niewielki przyrost ugięć. Należy również pamiętać, że każde tego typu uszkodzenie może stanowić karb, będący źródłem rozwoju rys, w perspektywie wpływających na trwałość konstrukcji. Błędne jest również kotwienie zbyt blisko krawędzi. Nie tylko grozi ono uszkodzeniem elementów (Rys. 35), ale nie spełnia też elementarnych reguł rozmieszczania kotew.



Rys. 35. Przykład niepoprawnego kotwienia podpory centrali klimatyzacyjnej do dźwigarów dachowych

14. Podstawowe zasady postępowania z istniejącymi konstrukcjami

14.1. Przeglądy i prace eksperckie

Podstawą prawidłowego postępowania z każdym obiektem budowlanym musi być świadomość, z czym mamy do czynienia. Stąd, właściciel/użytkownik obiektu powinien dążyć do uzyskania i zarchiwizowania wszelkich dokumentów wnoszących jakąkolwiek wiedzę o danym obiekcie, a następnie udostępniać taką dokumentację osobom lub instytucjom prowadzącym przeglądy lub prace eksperckie.

Świadomość konieczności wykonywania przeglądów rocznych (półrocznych) i pięcioletnich, a także zakres tych działań, są ogólnie znane. Niestety, część użytkowników traktuje takie przeglądy jako "zło konieczne", zatem zleca ich wykonanie kierując się wyłącznie ceną takiej usługi. W efekcie część przeglądów nie wnosi jakiegokolwiek wiedzy, sprowadzając się do zdawkowej "oceny" stanu poszczególnych elementów. Podobnie bywa z ocenami stanu technicznego lub ekspertyzami. Na szczęście są to przypadki odosobnione, niemniej nie powinny mieć one miejsca, a oceną konstrukcji sprężonych powinny zajmować się osoby legitymujące się rzetelną wiedzą i doświadczeniem.

W zakresie częstotliwości wykonywania badań technicznych pomocne są wytyczne [N26, N27], co opisano w rozdziale 2. Niestety, ich stosowanie nie jest obligatoryjne.

14.2. Warunki użytkowania

Jak już opisano, elementy sprężone (zwłaszcza dźwigary kablobetonowe z otwartymi pasami dolnymi lub ze stykami segmentów w pasach dolnych) nie powinny być stosowane w określonych warunkach agresji środowiskowej. W praktyce jednak istnieje szereg obiektów przemysłowych, w których elementy takie są użytkowane w warunkach nadmiernej agresji chemicznej, temperaturowej lub wilgotnościowej. W opisanych sytuacjach należy z jednej strony dążyć do wykonania możliwie szczelnych zabezpieczeń powłokowych na wrażliwych fragmentach konstrukcji, z drugiej natomiast do ograniczenia bezpośredniego wpływu czynników szkodliwych na dźwigary. W szczególności możliwe jest tu zastosowanie wszelkiego typu filtrów, wyprowadzenie szkodliwych substancji poza obiekt (oczywiście z zachowaniem wszelkich zasad ochrony środowiska), zastosowanie osłon termicznych, optymalizacja zasad ogrzewania i przewietrzania obiektów, termomodernizacja budynków oraz szereg innych zabiegów poprawiających warunki użytkowania dźwigarów.

Oczywiście, świadomość wieloletniego narażenia elementów sprężonych na szkodliwe warunki użytkowania powinna przekładać się na zwiększenie częstotliwości i zakresu badań technicznych – co jednak nie jest regułą.

W ramach zapewnienia prawidłowych warunków użytkowania elementów sprężonych (zwłaszcza dźwigarów dachowych) trzeba dbać o właściwą szczelność połączeń dachowych (zwłaszcza na stykach naw) i świetlików oraz o drożność instalacji odwadniających dachy.

Nie wolno dopuszczać do montażu jakichkolwiek podwieszeń do pasów dolnych – chyba, że są one poparte stosowną opinią techniczną jednoznacznie określającą sposób montażu podwieszeń i warunki ich użytkowania. Trzeba tu pamiętać, że w oryginalnych rozwiązaniach dopuszczających punktowe dociążenia dźwigarów często były one realizowane do pasów górnych. Podobnie w przypadku zmian obciążeń połączeń dachowych – każdorazowo powinny być one potwierdzone stosownym opracowaniem technicznym. Wyjątkiem są typowe prace remontowe, w ramach których sumaryczne obciążenia nie ulegają zmianie lub nieco maleją.

Wszelkie "lekkie" podwieszenia do dźwigarów (lampy, przewody elektryczne, drobne elementy instalacyjne) powinny być wykonywane na obejmach – nie wolno tu stosować elementów naruszających ciągłość betonu w sprężonych pasach dolnych.

14.3. Naprawy

W zakresie drobnych napraw betonu dźwigary sprężone nie różnią się od typowych konstrukcji żelbetowych – zatem ich naprawy podlegają ogólnym wytycznym ujętym w zestawie norm [N22]. Zasadą powinno tu być bieżące usuwanie wszelkich drobnych wad

i uszkodzeń, przy wykorzystaniu zestawów naprawczych typu PCC. Pewną różnicę powinny stanowić zasady oczyszczania stali zbrojeniowej – w typowym żelbecie dąży się do całkowitego odkrycia prętów wykazujących ślady korozji, co, w przypadku elementów sprężonych (kablobetonowych dźwigarów o bardzo małych przekrojach prętów) może być działaniem zbyt radykalnym. Stąd, szczególną wagę należy przywiązywać do prawidłowej aplikacji środków do zabezpieczenia odsłoniętej stali, zawierających silne inhibitory korozji.

W uzasadnionych przypadkach (środowisko agresywne) należy stosować zabezpieczenia powłokowe o parametrach dobranych do warunków środowiskowych. W szczególności dotyczy to otwartych pasów dolnych oraz styków segmentów w pasach dolnych.

Niezwykle ważne jest wykonanie skutecznych zabezpieczeń stref kotwienia kabli sprężających. Po pierwsze strefy takie należy odsłonić, usuwając rozbudowane systemy blach lub innych elementów stalowych. I tu uwaga – nie ma sensu późniejsze odtwarzanie zdemontowanych elementów, bowiem dachy z pokryciem z płyt żelbetowych są wystarczająco ciężkie i sztywne, aby nie było potrzeby dodatkowego stabilizowania dźwigarów. Jeśli obetonowania zakotwień są wadliwe (porowate, spękanie, niekompletne, wykazujące ślady zawilgoceń) należy je delikatnie usunąć (bez użycia ciężkich elektronarzędzi), a odsłonięte bloki, stożki i końcówki drutów oczyścić z produktów korozji i zabezpieczyć powierzchniowo. Zdaniem autorów próby odtworzenia obetonowań są tu niewskazane, bowiem prawidłowo wykonane zabezpieczenia powłokowe są skuteczniejsze i nie ograniczają możliwości przyszłych inspekcji i badań, a w przypadku ewentualnych przecieków elementy z zabezpieczeniami powłokowymi szybko wysychają, co ogranicza zagrożenie korozyjne.

Specyficznym zabiegiem naprawczym jest rozbudowa zbyt krótkich stref oparcia dźwigarów – technicznie bardzo łatwa, pod warunkiem wykonanie w sposób zapewniający współpracę nowobudowanych elementów w przenoszeniu obciążeń na elementy podporowe. Przykłady takich rozwiązań pokazano na rysunku 36.

Dyskusyjnym zabiegiem naprawczym jest dodatkowa iniekcja kanałów kablowych – trzeba tu dokładnie rozważyć bilans korzyści (otulenie kabli) i strat (istotna ingerencja w elementy konstrukcyjne).



Rys. 36. Przykłady rozbudowy stref oparcia dźwigarów kablobetonowych

14.4. Wzmocnienia

Wzmocnienia elementów sprężonych stanowią specyficzną grupę działań, wynikających z jednej z dwóch przesłanek: stwierdzenia stanu technicznego zagrażającego bezpiecznej eksploatacji (co zwykle wynika z zaawansowanej korozji cięgien sprężających) lub konieczności dociążenia elementów w stopniu przekraczającym ich nośność lub sztywność.

Zdaniem autorów wzmocnienia eksploatowanych przez dziesięciolecia konstrukcji sprężonych powinny być traktowane jako działania jednostkowe, dotyczące pojedynczych

elementów sprężonych. W przypadkach, kiedy konieczność wzmocnień obejmuje całe obiekty (wszystkie elementy sprężone) należy bowiem wziąć pod uwagę ich ogólną trwałość, a zatem zasadność poniesienia ogromnych kosztów w celu przedłużenia czasu użytkowania obiektu który uległ już pełnej amortyzacji technicznej i ekonomicznej.

W praktyce spotkać można jednak hale w których doszło do uszkodzenia lub przeciążenia pojedynczych elementów sprężonych, i tu zaprojektowanie i wykonanie ich wzmocnień jest uzasadnione. Opisy historyczne takich przypadków zestawiano w [13].

Projektując wzmocnienia dźwigarów sprężonych należy zwrócić szczególną uwagę na ich efektywność, wyrażoną stopniem współpracy z oryginalnymi elementami konstrukcyjnymi. W praktyce spotkać bowiem można "wzmocnienia" o charakterze biernym (pasywnym) i znikomej sztywności, które w razie awarii elementu sprężonego są zbyt wiotkie, aby z nim współpracować i zbyt słabe, aby samodzielnie przenieść całość obciążeń po wystąpieniu awarii. Tym samym rozwiązania takie stanowią pozorne zabezpieczenia/wzmocnienia, w praktyce niezdolne do przeciwdziałaniu awariom. Szczęśliwie, większość z nich jest wbudowana niepotrzebnie i nigdy nie będzie obciążona.

W zakresie wzmocnień mających rzeczywisty udział w bezpiecznym przenoszeniu obciążeń możliwe są dwie ścieżki działań. Pierwsza z nich polega na wbudowaniu w konstrukcję niezależnych elementów nośnych zdolnych do przejścia wszystkich obciążeń z zagrożonego elementu sprężonego. Można to sobie wyobrazić jako dwa niezależne dźwigary poprowadzone równoległe do zagrożonego elementu i podpierające połąć dachową. Dźwigary takie można wykonać jako sprężone lub podklinowane pod elementami połączeń (wtedy aktywnie współpracują one z zagrożonym elementem w przenoszeniu obciążeń) lub jako bierne – wtedy ich rola zaczyna się w momencie awarii zasadniczego dźwigara, kiedy to przejmują one całość obciążeń. Przypadek taki opisano w literaturze [31]. W przypadkach awaryjnych można oczywiście wykonać bierne podparcia dźwigarów (Rys. 37), jednak powinny być one traktowane jako rozwiązanie tymczasowe, do chwili jak najszybszego podjęcia docelowych działań naprawczych.



Rys. 37. Przykłady tymczasowych podparć dźwigarów kablobetonowych

Jako najwłaściwsza metoda wzmocnienia dźwigarów sprężonych powinno być potraktowane ich doprężenie przy użyciu zewnętrznych cięgien. Jest to zabieg trudny i wymagający bardzo dokładnego rozpoznania technicznego i analizy obliczeniowej, jednak pozwala na uzyskanie trwałych efektów w zakresie nośności i sztywności elementów w których doszło do spadku siły sprężającej. W Polsce doprężanie elementów sprężonych było stosowane w wielu obiektach [13] – przykłady pokazano na rysunku 38. Przez lata jako zewnętrzne cięgna stosowano proste pręty ze stali wysokowartościowej – część z tych realizacji budzi jedną wątpliwość w zakresie trwałości wprowadzonych sił. Niestety,

w publikacjach opisano zwykle tylko same realizacje, nie ma zatem możliwości skontrolowania obecnego stanu tak wzmocnionych dźwigarów, z których większość już zapewne nie istnieje.

W pojedynczych przypadkach (np. w Elektrociepłowni Łódź), dodatkowe sprzężenie wykonano stosując typowe kable Freyssineta, poprowadzone w rurkach stalowych i zainiektowane. W ostatnich latach prowadzono próby doprężania elementów kablobetonowych przy użyciu taśm CFRP oraz typowych kabli bez przyczepności. Zwłaszcza te ostatnie wydają się tu być najwłaściwsze.



Rys. 38. Przykłady zewnętrznego sprzężenia istniejących dźwigarów kablobetonowych

14.5. Przebudowy i modernizacje

Wszelkie istotne przebudowy lub modernizacje konstrukcji, nie tylko sprzężonych, wymagają wcześniejszego wykonania stosownych ekspertyz technicznych, a następnie odpowiednich projektów. W zakresie obiektów z dachami na dźwigarach sprzężonych typową przebudową jest likwidacja świetlików. Najczęściej wynika ona z rezygnacji z naturalnego doświetlenia wnętrza hali lub jej naturalnej wentylacji, z termomodernizacji obiektu lub kłopotów ze szczelnością pokrycia. Z konstrukcyjnego punktu widzenia likwidacja świetlików zwykle jest korzystna, powiem powoduje dosztywnienie połączenia dachu oraz likwiduje zasy pyłowe.

Trudniejszym zabiegiem jest wykonanie świetlików w miejscach gdzie w oryginale ich nie było. W takich przypadkach trzeba wykonać odpowiednie ekspertyzy poparte obliczeniami konstrukcji. Wycinając żelbetowe płyty z połączenia dachu trzeba obligatoryjnie zachować ich żebra czołowe wraz z nadbetonem dźwigarów.

Specyficznym zabiegiem jest wymiana całej połączenia dachu, z pozostawieniem oryginalnych dźwigarów. Autorzy spotkali taki przypadek w hali na dźwigarach KBOS-18, gdzie wycięto wszystkie płyty żelbetowe (pozostawiając żebra czołowe i nadbeton) i wykonano połączenie z blachy faldowej. Prace te wykonane były bez projektu, a zasadniczą wadą był brak jakichkolwiek stężeń połączeniowych nowej konstrukcji. Co ciekawe, ten sam wykonawca zamierzał powtórzyć takie prace w sąsiadującej hali na dźwigarach KBS-30 "Krzyszowice", co prawdopodobnie doprowadziłoby do poważnej awarii, bowiem całkowite odciążenie tych dźwigarów spowodowałoby ich złamanie przez siły sprzężające – w oryginale były one sprzężone "na dole" sześcioma kablami 12φ5 mm, a kolejne cztery kable naprężono "na górze", po dociążeniu dźwigarów żelbetowymi płytami. Opisany przypadek wskazuje na konieczność poprzedzenia każdych prac modernizacyjnych

odpowiednią ekspertyzą, wykonaną przez rzeczoznawcę legitymującego się odpowiednią wiedzą i doświadczeniem w zakresie konstrukcji sprężonych.

W ramach popularnych i koniecznych termomodernizacji hal należy zwrócić szczególną uwagę na bilans obciążeń połaci dachowych – przed i po wykonaniu prac. Niestety, część prac termomodernizacyjnych (zwłaszcza dawniej) wykonywana była niezgodnie z zasadami sztuki, metodą dokładania kolejnych warstw, a więc z dociążeniem konstrukcji.

W ramach modernizacji całych obiektów, na dachach wprowadzane są centrale klimatyzacyjne. Każdy z takich przypadków musi być traktowany indywidualnie, a decyzja o dopuszczeniu tak znacznych obciążeń musi wynikać z odpowiedniej ekspertyzy zawierającej stosowne analizy obliczeniowe.

15. Podsumowanie

Historia betonu sprężonego ma w Polsce 70 lat, skutkiem czego w praktyce spotkać można zarówno elementy kablobetonowe i strunobetonowe użytkowane przez kilkadziesiąt lat, jak i elementy strunobetonowe wykonane współcześnie. Jak wszystkie konstrukcje, tak i te podlegać muszą zarówno okresowym przeglądom, jak i opiniom lub ekspertyzom technicznym – jeśli wymaga tego ich stan lub planowane zmiany w użytkowaniu.

W opracowaniu podano podstawowe zasady wykonywania takich opracowań, bazujące zarówno na literaturze tematu, jak i na własnych doświadczeniach autorów. Dla uproszczenia i ograniczenia tekstu większość opisów odniesiono do najbardziej typowych, masowo stosowanych elementów, starając się jednak zachować pewną uniwersalność. W końcowych rozdziałach pokazano wybrane, najbardziej typowe przypadki wad i uszkodzeń elementów sprężonych oraz podstawowe zasady postępowania w przypadku stwierdzenia takowych.

Autorzy mają świadomość, że poruszyli tylko część zagadnień związanych z tymi ciekawymi i trudnymi konstrukcjami i deklarują pomoc i współpracę w zakresie wszelkich problemów dotyczących diagnozowania konstrukcji sprężonych.

Bibliografia

- [1] Ablamowicz-Potapowicz J., Kisiel I., Król W., Lenkiewicz W., Sieczkowski J., Stachurski W., Szymczyk J., Wilczyński R., *Budownictwo przemysłowe. Część I (Budownictwo betonowe, Tom XII)*. Arkady. Warszawa 1970.
- [2] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Hulimka J., *Diagnostyka i przypadki awaryjne dźwigarów kratowych KBS-30*. Sympozjum *Trwałość i niezawodność żelbetowych sprężonych dźwigarów dachowych*. ITB. Płock 1994.
- [3] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Hulimka J., *Szczególne aspekty diagnostyki dachowych dźwigarów kablobetonowych*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 3, 1995.
- [4] Ajdukiewicz A., *Ostrożność w ocenie stanu dachowych dźwigarów kablobetonowych na podstawie pomiarów ugięć*. VI Sympozjum *Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych*. Referaty. Szczecin 1980.
- [5] Cholewicki A., Cholewicka-Bobulska I., *Połączenia sprężonych elementów stropowych HC z konstrukcją budynku – cz. II*. Nowoczesne Hale, Nr 2/19, str. 56÷60.
- [6] Derkowski W., Dyba M., *Behaviour of end zone of pre-tensioned concrete elements*. Materiały International Conference on Analytical Models and New Concepts in

- Concrete and Masonry Structures AMCM'2017, Procedia Engineering, Nr 193, str. 19÷26.
- [7] Derkowski W., Skupień P., *O możliwości uciągania stropów ze sprężonych płyt kanałowych*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej Konstrukcje Sprężone. Kraków 2018.
- [8] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2010.
- [9] Dyduch K., Sieńko R., *Stany graniczne pasów dolnych kablobetonowych dźwigarów dachowych KBOS*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 12, 2008.
- [10] Fuente A., Bairan J.M., Cavalaro S.H.P., *Case study of failure of long prestressed precast concrete girder during lifting*. Engineering Failure Analysis, Nr 100, 2019, str. 512÷519.
- [11] Han Z., *Analiza i ocena trwałości kablobetonowych dźwigarów dachowych*. Sympozjum *Trwałość i niezawodność żelbetowych sprężonych dźwigarów dachowych*. ITB. Płock 1994.
- [12] Hoła J., Schabowicz K.: *Nieniszcząca diagnostyka obiektów budowlanych. Przegląd wybranych najnowszych metod z przykładami zastosowań*. 56 Konferencja Naukowa KILiW PAN oraz KN PZITB, Kielce-Krynica 2010. *Diagnostyka, monitoring i modernizacja eksploatowanych obiektów budowlanych*. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej. Kielce 2010.
- [12] Hulimka J., *Kablobetonowe dźwigary prętowe w obiektach budowlanych. Doświadczenia w zakresie diagnostyki i eksploatacji*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2019.
- [14] Hulimka J., *Zasady wykonywania ekspertyz konstrukcji przekryć dachowych*. Praca zbiorowa pod redakcją Leonarda Runkiewicza: *Diagnostyka obiektów budowlanych: Zasady wykonywania ekspertyz*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2020.
- [15] Hulimka J., *Zakotwienia w dźwigarach kablobetonowych KBO, KBOS i KBS*. Przegląd Budowlany, Nr 5/6, 2022, str. 64÷69.
- [16] Hulimka J., Krzywoń R., 2010. *Dźwigary strunobetonowe osłabione otworami w strefie przypodporowej*. LVI Konferencja Naukowa KILW PAN i KN PZITB Krynica 2010. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce.
- [17] Hulimka J., Wasik D., *Uwagi o pomiarach ugięć dźwigarów kablobetonowych na przykładzie analizy obliczeniowej dźwigarów typu "Wolczyn"*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9/10, 2021, str. 422÷427.
- [18] Jaśniok M., Jaśniok T., *Metody diagnostyki zagrożenia korozyjnego zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych. Charakterystyka procesu korozji zbrojenia w betonie (cz. I)*. Przegląd Budowlany, Nr 2, 2007, str. 20÷25.
- [19] Kaśnicki E., Szmude W., Kubissa J., *Eksploatacja budowlanych konstrukcji sprężonych w Kombinacie Rafineryjno-Petrochemicznym w Płocku*. Sympozjum *Trwałość i niezawodność żelbetowych sprężonych dźwigarów dachowych*. ITB. Płock 1994.
- [20] Kłosiński J., Ściślewski Z., Suchan M., *Dźwigary kablobetonowe po 16 latach eksploatacji*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 1, 1972.
- [21] Kubissa J., Strzelczyk M., Pacewski J., *Wieloletnie badania kablobetonowych dźwigarów dachowych*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 10, 1990.

- [22] Kuś S., Gieros A., Frączek C.; Wilbik J., *Rozwiązania konstrukcyjne przemysłowych budynków halowych i wielokondygnacyjnych z betonu*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 1978, str. 41÷47.
- [23] Kuś S. Włodarz A. Zalewski W. Zieliński Z. *Konstrukcje sprężone*. BSiPTBP Warszawa 1960.
- [24] Łodo A., *Strunobeton – sprzęt, technologie, możliwości produkcyjne, zalecenia konstrukcyjne*. Materiały XVII Ogólnopolskiej Konferencji Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Ustroń 2002.
- [25] Runkiewicz L., Sieczkowski J., *Badania i oceny żelbetowych sprężonych dźwigarów dachowych w obiektach eksploatowanych*. Przegląd Budowlany, Nr 3, 2018.
- [26] Runkiewicz L., Srokowska H., *Przyczyny powstawania i sposoby usuwania zagrożeń żelbetowych dachowych dźwigarów sprężonych*. Przegląd Budowlany, N 5, 1993.
- [27] Sieńko R., Szydłowski R., *Badania kłobetonowych dźwigarów dachowych KBOS-18 w trakcie symulacji korozyjnego pęknięcia cięgien. Badania materiałów budowlanych i konstrukcji inżynierskich*. DWE. Wrocław 2004.
- [28] Sieńko R., *Badanie, analiza numeryczna i wzmocnienie typowych kłobetonowych dźwigarów dachowych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria: Budownictwo, Nr 93, 2001.
- [29] Sieradzki M., *Pomiary trwałych odkształceń dźwigarów kłobetonowych*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 7, 1963.
- [30] Surma M. Sprężone płyty kanałowe w różnych warunkach podparcia – badania doświadczalne. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej Konstrukcje Sprężone KS2015. Kraków 2015.
- [31] Szulborski K., Pyrak S., Konopiński B., *Wybrane problemy badań i wzmocnienia dźwigarów kłobetonowych*. Symposium *Trwałość i niezawodność żelbetowych sprężonych dźwigarów dachowych*. ITB. Płock 1994.
- [32] Wojciechowski S., Deskur B., Szulc W., *Potencjalne ryzyko wystąpienia awarii prefabrykowanych obiektów budowlanych omówione na wybranych przykładach*. Materiały XXVII konferencji Awarie Budowlane. Szczecin Międzyzdroje 2017, str. 111÷124.
- [33] Zalewski B., Jaworski F., Kleczkowski Z., *Beton strunowy*. Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Warszawa 1953.
- [34] Zieliński Z., *Prefabrykacja hal przemysłowych o dużej rozpiętości*. Biuletyn Techniczny BPPB, Nr 1, 1958.
- [35] Zieliński Z., *Typowe i powtarzalne przekrycia hal przemysłowych z betonu sprężonego. Konstrukcje sprężone w budownictwie przemysłowym. Referaty*. BSiPTBP. Warszawa 1955.

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] Głogowski A., *Belki podsuwnicowe. Informator Projektanta Przemysłowego*. BSiPTBP. Warszawa 1963.
- [N2] Grzegorzewski W., *Warunki techniczne wykonania i odbioru konstrukcji kłobetonowych*. Wydawnictwo Arkady. Warszawa 1967.
- [N3] Han Z., Suchan M., Pol W., Kosiński S., *Instrukcja zabezpieczania przed korozją konstrukcji betonowych żelbetowych i sprężonych pracujących w środowiskach agresywnych*. ITB. Warszawa 1969.
- [N4] Han Z., Ściślewski Z., Suchan M., *Instrukcja eksploatacji i konserwacji obiektów o konstrukcji kłobetonowej*. ITB, Arkady. Warszawa 1967.

- [N5] Instrukcja ITB 367: *Eksploatacja i ocena strunobetonowych dźwigarów dachowych*. ITB. Warszawa 2001.
- [N6] *Katalog projektów konstrukcji sprężonych*. BSiPTBP. Warszawa 1954.
- [N7] *Katalog projektów konstrukcji sprężonych. Wydanie II uzupełnione*. BSiPTBP. Warszawa 1955.
- [N8] *Katalog projektów konstrukcji sprężonych. Wydanie III uzupełnione*. BSiPTBP. Warszawa 1955.
- [N9] *Katalog Budownictwa*. Komitet Budownictwa, Urbanistyki i Architektury (karty KB3-1.4.6.) lub Ośrodek Informacji Technicznej i ekonomicznej w Budownictwie (karty KB1-31.6.1.). Warszawa od 1961.
- [N10] *Katalog budownictwa KBI-31.6.1. (43)-71 Dźwigar strunobetonowy Y18S*. COIB. Warszawa 1972.
- [N11] *Katalog budownictwa KBI-31.6.1. (56)-81 Dźwigar strunobetonowy dla lekkich pokryć SBL-12*. COIB. Warszawa 1981.
- [N12] *Katalog budownictwa KBI-31.6.1. (57)-81 Dźwigar strunobetonowy dla lekkich pokryć SBL-18*. COIB. Warszawa 1981.
- [N13] *Katalog budownictwa KBI-31.6.1. (58)-81 Dźwigar strunobetonowy dla lekkich pokryć SBL-24*. COIB. Warszawa 1981.
- [N14] *Katalog budownictwa KBI-31.6.3. (7)-69 Płyty dachowe łupinowe strunobetonowe PL-12/P, PL-12/W, PL-12/S*. COIB. Warszawa 1971.
- [N15] *Katalog rozwiązań projektowych do projektowania budynków halowych. System konstrukcyjno-montażowy fabryki fabryk. Zeszyt 2 Elementy podstawowe*. COBPBP. Warszawa 1972.
- [N16] *Katalog typowych rozwiązań do projektowania żelbetonowych prefabrykowanych hal przemysłowych. System konstrukcyjno-montażowy P70. Zeszyt 2 Elementy*. COBPBP. Warszawa 1971.
- [N17] PN-EN 13670:2011 *Wykonywanie konstrukcji z betonu*. PKN. Warszawa 2011.
- [N18] PN-EN 13225:2013-09 *Prefabrykaty z betonu. Prętowe elementy konstrukcyjne*. PKN. Warszawa 2013.
- [N19] PN-EN 1168+A3:2011 *Prefabrykaty z betonu. Płyty kanałowe*. PKN. Warszawa 2011.
- [N20] PN-EN 13224:2012 *Prefabrykaty z betonu. Żebrowe elementy stropowe*. PKN. Warszawa 2012.
- [N21] PN-EN 13369:2018-05 *Wspólne wymagania dla prefabrykatów z betonu*. PKN. Warszawa 2018.
- [N22] PN-EN 1504. *Wyroby i systemy do ochrony i naprawy konstrukcji betonowych*. PKN. Warszawa 2006-2010.
- [N23] PN-EN 1992-1-1:2008. *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. PKN. Warszawa 2008.
- [N24] PN-55/B-02351. *Moduł budownictwa przemysłowego*. PKN. 1955.
- [N25] PN-57 B/03320 *Konstrukcje z betonu sprężonego. Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN. 1957.
- [N26] Runkiewicz L., *Ocena stanu technicznego eksploatowanych strunobetonowych dźwigarów dachowych. Wytyczne*. ITB. Warszawa 2017.
- [N27] Runkiewicz L., *Ocena stanu technicznego kablobetonowych dźwigarów dachowych. Wytyczne*. ITB. Warszawa 2018.
- [N28] Runkiewicz L., Szymański J., Ściślewski Z., *Badania i ocena kablobetonowych dźwigarów dachowych. Instrukcja 354/98*. ITB. Warszawa 1998.

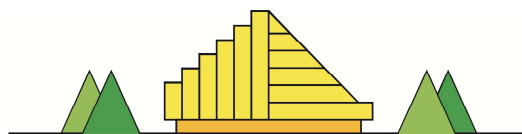
- [N29] Runkiewicz L., Szymański J., Ściślewski Z., *Eksploatacja i konserwacja kablobetonowych dźwigarów dachowych w obiektach budowlanych*. Instrukcja 353/98. ITB. Warszawa 1998.
- [N30] *System konstrukcyjno-montażowy żelbetowych hal przemysłowych JSB-H Opracowanie wstępne. Zeszyt 2. Zestaw podstawowych elementów systemu*. COBPBP. Warszawa 1988.
- [N31] *System konstrukcyjno-montażowy żelbetowych hal przemysłowych JSB-H Wydanie 1. Zeszyt 2. Zestaw podstawowych elementów systemu*. COBPBP. Warszawa 1990.
- [N32] *Zakotwienia w konstrukcjach sprężonych*. BSİPTBP. Warszawa 1955.

Materiały reklamowe

- [M1] Materiały reklamowe firmy CALENBERG.

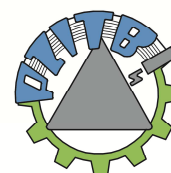


BESKIDY



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE WARSZTATY
PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28+31 marca 2023 roku



GLIWICE



Robert KOWALSKI *



Julia WRÓBLEWSKA **

OCENA STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH PO POŻARZE

1. Wprowadzenie

Pomimo stale wzrastającej troski o zapewnienie bezpieczeństwa pożarowego obiektów budowlanych pożary i tak wciąż występują, a ich skutki są niekiedy bardzo poważne.

Konstrukcje żelbetowe, w odróżnieniu od innych, np. metalowych lub drewnianych, charakteryzują się dobrą, naturalną odpornością na działanie wysokiej temperatury i zazwyczaj nie wymagają stosowania dodatkowych, specjalnych zabezpieczeń przeciwpożarowych. Dzięki dużej bezwładności termicznej betonu, podczas pożaru ciepło wnika do wnętrza elementu powoli, a otulina betonowa izoluje zbrojenie [24, 48]. Zazwyczaj pozwala to na zachowanie stosunkowo dobrej nośności ogniowej konstrukcji żelbetowej [29, 47]. Według [23] nawet wtedy, kiedy elementy żelbetowe nie były projektowane z uwagi na warunki pożarowe, to i tak ich odporność ogniowa wynosi przynajmniej 60 minut. Właściwe zaprojektowanie przekroju elementów żelbetowych, na przykład na podstawie wymagań Eurokodu [N20], pozwala uzyskać elementy zachowujące projektowo swą nośność przez 4 godziny działania pożaru standardowego (nośność ogniowa do R240).

* prof. dr hab. inż., Politechnika Warszawska Wydział Inżynierii Lądowej
robert.kowalski.wil@pw.edu.pl

** mgr inż., Politechnika Warszawska Wydział Inżynierii Lądowej
julia.wroblewska@pw.edu.pl

Dobra, naturalna odporność konstrukcji żelbetowych na działanie wysokiej temperatury powoduje, że zwykle nie ulegają one zniszczeniu podczas pożaru. Na skutek jego działania część elementów zostaje jednak uszkodzona, a rozmiary uszkodzeń mogą być bardzo różne – od wymagających jedynie oczyszczenia lub drobnych, kosmetycznych napraw powierzchniowych do nawet powodujących konieczność całkowitego rozebrania elementów i zastąpienia ich nowymi. Po pożarze obiektu o konstrukcji żelbetowej praktycznie zawsze zachodzi potrzeba przeprowadzenia oceny jej stanu technicznego, a w szczególności oceny wpływu pożaru na zmniejszenie nośności elementów konstrukcji i bezpieczeństwo jej dalszego użytkowania.

Ocena stanu technicznego konstrukcji żelbetowej po pożarze różni się od innych ocen konstrukcji, mających na celu np. określenie możliwości przebudowy, modernizacji, zmiany sposobu użytkowania lub oceny pogorszenia jakości na skutek procesów korozyjnych i często jest od nich znacznie trudniejsza. Decydują o tym trzy zasadnicze czynniki:

- już na wstępie oceny, „na szybko”, konieczne jest podjęcie decyzji, czy można doraźnie zagwarantować bezpieczeństwo konstrukcji; nikogo, kto kiedykolwiek przejmował odpowiedzialność za to bezpieczeństwo nie trzeba przecież przekonywać jak poważne mogłyby być konsekwencje dopuszczenia do przebywania ludzi w rejonie fragmentów konstrukcji, które w każdej chwili mogłyby się zawalić; jednak, z drugiej strony, postępowanie przesadnie zachowawcze też nie jest wskazane; może ono spowodować bardzo niekorzystne skutki społeczne lub ekonomiczne, np. konieczność wykwaterowania mieszkańców (niewpuszczenia ludzi do ich mieszkań) lub kosztownego wstrzymania pracy zakładu przemysłowego,
- inżynier (rzeczoznawca) wstępnie oceniający wpływ pożaru na konstrukcję, oprócz tego, że musi podejmować decyzje w krótkim czasie, często nie dysponuje jeszcze dokumentacją techniczną obiektu i nie ma zapewnionego do niego dobrego dostępu (brak normalnego oświetlenia, konieczność pracy w pogorzelisku, często zalany wodą użyty do gaszenia pożaru), a ponadto, często jest poddany presji otoczenia; ludzie, najczęściej właściciele lokali, mocno zestresowani, zazwyczaj emocjonalnie domagają się szybkiej informacji na temat stanu swojego miejsca zamieszkania i często dorobku całego życia; bywa też tak, że „samozwańczy eksperci” natarczywie podpowiadają, jakie decyzje należałoby podjąć, prezentując skrajnie różne opinie – od sugerowania konieczności rozebrania i w zasadzie „zaorania” całego obiektu, do lakonicznych stwierdzeń, że ktoś inny potrafiłby wyeliminować wszelkie niekorzystne skutki pożaru w prosty sposób, bardzo szybko i bardzo tanio,
- oddziaływanie pożaru na konstrukcję jest zazwyczaj przypadkowe, nierównomierne; powoduje to, że na podstawie obserwacji uszkodzeń powstałych w jednym miejscu konstrukcji nie można wnioskować co do jej stanu technicznego w innych rejonach, nawet wtedy, kiedy występujące uszkodzenia wyglądają bardzo podobnie.

W dalszych rozdziałach tej pracy przedstawiono najistotniejsze informacje przydatne do prowadzenia oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowych po pożarze. Omówiono pogorszenie właściwości wytrzymałościowych betonu i stali zbrojeniowej w warunkach ogrzania tych materiałów do temperatury pożarowej oraz po ostygnięciu. Wskazano metody badawcze przydatne do szczegółowej oceny jakości betonu w elementach narażonych na działanie temperatury pożarowej oraz podano wytyczne na temat skutecznego zastosowania tych metod. Z praktycznego punktu widzenia omówiono zjawiska zachodzące w betonie elementów konstrukcyjnych narażonych na działanie pożaru: odpryskiwanie termiczne betonu i jego odkształcalność w warunkach jednoczesnego działania obciążenia i temperatury pożarowej (tzw. pełzanie termiczne betonu). Zwrócono uwagę na możliwość wystąpienia po pożarze wtórnych schematów statycznych konstrukcji.

Przeprowadzenie kompleksowej oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowej po pożarze, opartej na określeniu pogorszenia jakości betonu w konstrukcji za pomocą metod badawczych jest jednak czasochłonne. Powoduje to, że ocena taka może być realizowana tylko wtedy, kiedy jest na nią wystarczająco dużo czasu i środków. W praktyce, często zachodzi potrzeba, aby ocena stanu konstrukcji po pożarze była dokonana jak najszybciej, a środki możliwe do przeznaczenia na wykonanie badań są ograniczone. Konieczne jest wtedy bazowanie jedynie na wynikach oceny uproszczonej, przeprowadzonej bez szczegółowych badań materiałowych. W większości przypadków mniej skomplikowanych obiektów o w miarę prostej konstrukcji ocena uproszczona, jeżeli jest przeprowadzona prawidłowo może być wystarczająca. W kolejnym rozdziale omówiono zatem najistotniejsze aspekty prostej, praktycznej oceny konstrukcji żelbetowej po pożarze.

2. Wstępna (uproszczona) ocena stanu konstrukcji po pożarze

Zazwyczaj pierwszymi osobami podejmującymi działania w celu zabezpieczenia obiektu po pożarze lub przynajmniej określenia obszaru, w którym może występować zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji lub ludzi są przedstawiciele Państwowego Nadzoru Budowlanego wzywani na miejsce zdarzenia przez Państwową Staż Pożarną jeszcze w czasie prowadzenia akcji ratowniczo-gaśniczej. Po jej zakończeniu, praktycznie równoległe z przekazaniem obszaru objętego działaniami ratowniczo-gaśniczymi właścicielowi obiektu, jest mu przekazywany protokół sporządzony przez przedstawicieli Nadzoru Budowlanego, w którym są podane doraźne zalecenia na temat wykonania niezbędnych zabezpieczeń i dalszych działań. Często następnego dnia po pożarze (lub nieco później) jest przekazywany kolejny protokół, sporządzony w sposób bardziej uporządkowany, zawierający dodatkowe, uzupełnione, bardziej szczegółowe zalecenia. Jeżeli jest taka potrzeba, w protokole „po-pożarowym” m.in. jest podane wymaganie przeprowadzenia oceny stanu technicznego konstrukcji obiektu.

Pierwszą, bardzo ważną czynnością, jaką powinien wykonać inżynier (rzeczoznawca) przystępujący do takiej oceny jest zweryfikowanie podjętych wcześniej decyzji i wykonanych zabezpieczeń. Trzeba bowiem pamiętać, iż osoby zajmujące się zapewnieniem bezpieczeństwa obiektu bezpośrednio po pożarze działały jedynie doraźnie, przeważnie w stresie i w pośpiechu. Nie bez znaczenia jest też doświadczenie praktyczne tych osób. Często przedstawiciele Państwowego Nadzoru budowlanego mają bardzo duże doświadczenie praktyczne, ale bywa też tak, że jest ono mniejsze niż duże.

Oględziny pogorzeliiska należy rozpocząć od oceny (upewnienia się), czy nie występuje zagrożenie zawaleniem się konstrukcji, jej fragmentów lub elementów oraz czy można bezpiecznie wejść (wpuścić ludzi, często młodszych współpracowników) w rejon, który był ogarnięty pożarem. Czasem w rejonie tym konstrukcja w ogóle nie jest wstępnie zabezpieczona, czasem w niektórych miejscach jest zabezpieczona przesadnie, a niekiedy są wykonane zabezpieczenia nieskuteczne. Może być też tak, że pewne rejony obiektu są bezpieczne, a pewne nie. Oględziny i ewentualne wykonywanie zabezpieczeń należy wtedy prowadzić sukcesywnie, rozpoczynając od miejsc bezpiecznych, w miarę możliwości powiększając ich obszar. Dopiero po upewnieniu się, że nie występuje zagrożenie bezpieczeństwa można przystąpić do zasadniczych oględzin i działań mających na celu doprowadzenie konstrukcji do stanu umożliwiającego przywrócenie obiektu do użytkowania.

Oględziny konstrukcji należy rozpocząć od przynajmniej wstępnego wytypowania elementów, które [36]:

- zostały podczas pożaru uszkodzone na tyle istotnie, że ich naprawa jest niemożliwa lub nieopłacalna i będą musiały zostać rozebrane i zastąpione nowymi,
- zostały znacznie uszkodzone i wymagają wzmocnienia lub istotnej naprawy,
- zostały uszkodzone nieznacznie i wymagają przeprowadzenia jedynie drobnych napraw, najczęściej powierzchniowych,
- nie zostały uszkodzone praktycznie wcale i po oczyszczeniu będą mogły być normalnie eksploatowane.

Już podczas wstępnych oględzin konstrukcji, w pierwszej kolejności należy zwrócić uwagę na ubytki przekroju elementów spowodowane odpryskiwaniem termicznym betonu (omówionym w dalszej części tej pracy). W wyniku tego zjawiska zbrojenie często jest częściowo lub nawet całkowicie odsłonięte i oddzielone od betonu pozostałego w konstrukcji (por. fotografie na rys. 11, 13, 15, 16 i 18). Uszkodzenia te mogą spowodować znaczne zmniejszenie nośności elementów.

Podczas oględzin warto jest zatem mieć świadomość, jak duże jest rzeczywiste wyężenie poszczególnych elementów konstrukcji, a w zasadzie poszczególnych stref przekroju elementów (ściskanych lub rozciąganych). Nawet niezbyt duże ubytki przekroju w strefach intensywnie ściskanych (np. w słupach, w belkach nad podporami środkowymi, w cienkich środnikach belek w strefach przypodporowych, w strefach przysłupowych stropów bezbelkowych), mogą spowodować zagrożenie bezpieczeństwa konstrukcji. Elementy takie muszą być odpowiednio zabezpieczone, a docelowo radykalnie wzmocnione.

Z kolei w elementach niezbyt intensywnie wyężonych (np. ściany) nawet dość duże ubytki przekroju mogą mieć znaczenie drugorzędne. Elementy takie, w zasadzie od razu można zakwalifikować jako wymagające jedynie drobnych napraw, najczęściej powierzchniowych.

Rozpatrując miejsca, w których zbrojenie zostało odsłonięte i oddzielone od betonu pozostałego w konstrukcji, warto brać pod uwagę, jaką rolę powinno spełniać to zbrojenie – czy kluczową, czy drugorzędną. Należy pamiętać, że w odsłoniętych prętach, ogrzanych do wysokiej temperatury, mogła nastąpić, być może nawet całkowita, a na pewno znaczna relaksacja naprężeń. Często odsłonięte pręty ściskane są powyginane, a pręty rozciągane mogą nawet zwiśać swobodnie (por. fotografie na rys. 15, 16 i 18). Koniecznie należy też zwrócić uwagę, czy nie zostało uszkodzone zakotwienie prętów w betonie na skutek pogorszenia jego wytrzymałości spowodowanego wpływem temperatury pożarowej.

Ponadto należy „spojrzeć” na konstrukcję globalnie, zwracając szczególną uwagę, czy nie wytworzyły się w niej wtórne schematy statyczne lub czy nie nastąpiło uszkodzenie połączeń elementów na skutek ich rozszerzania się podczas ogrzewania lub skracania podczas stygnięcia.

Po przeprowadzeniu wstępnej klasyfikacji elementów dalsze oględziny należy prowadzić w odniesieniu do tych, które zakwalifikowano jako istotnie uszkodzone i jednocześnie mocno wyężone. W elementach tych należy ocenić jakość betonu pozostałego w konstrukcji. Należy przy tym pamiętać, że beton, który był poddany działaniu temperatury pożarowej przestaje być jednorodny. Ocena pogorszenia wytrzymałości na ściskanie betonu „jako całości” zazwyczaj nie ma zatem sensu. W zamian należy się skupić na oszacowaniu grubości warstwy betonu pozostałego w konstrukcji, w której został on na tyle uszkodzony, że należy go traktować jako zniszczony. Zwykle jest to beton, który był ogrzany do temperatury wynoszącej ok. 450-600°C lub wyższej.

W celu oszacowania grubości warstwy zniszczonego betonu bardzo przydatne może być ostukanie powierzchni elementów zwykłym młotkiem stalowym. Czynność tę koniecznie należy przeprowadzić w odniesieniu do wszelkich powierzchni, które mogły być narażone

na działanie wysokiej temperatury. Na podstawie spostrzeżeń poczynionych w jednym miejscu nie można wnioskować co do stanu betonu w innych rejonach, nawet wtedy, kiedy uszkodzenia wyglądają bardzo podobnie.

Niekiedy beton w ogóle nieokopcony i wyglądający jakby nie był poddany działaniu wysokiej temperatury może być uszkodzony, a czasem beton wyglądający na istotnie uszkodzony powierzchniowo lub okopcony może okazać się całkiem dobry. Jeżeli odprysnięcie betonu nastąpiło na początku lub w środkowej fazie trwania pożaru, to beton pozostały w konstrukcji może być znacznie osłabiony. Jeżeli jednak odprysnięcie (odpadnięcie) betonu miało miejsce podczas fazy studzenia, to beton pozostały w konstrukcji może być praktycznie w ogóle nieosłabiony.

Na podstawie odbijania się młotka od uderzonej powierzchni betonu i wydawanego wtedy odgłosu można całkiem dobrze ocenić grubość zniszczonej warstwy. Przed przystąpieniem do ostukiwania betonu uszkodzonego, wcześniej konieczne należy jednak ostukać podobny beton, który na pewno nie był narażony na warunki pożarowe. Trzeba też pamiętać, że młotek inaczej odbija się od betonu, w którym występują znaczne naprężenia ściskające, a inaczej od betonu niewyłożonego lub nieznacznie rozciąganego (np. między rysami w rozciąganej strefie przekroju elementu).

Ostukiwanie konstrukcji młotkiem wymaga jednak pewnego doświadczenia, a interpretowanie odbijania się młotka od uderzonej powierzchni jest subiektywne. Bardziej obiektywną (lepszą) ocenę stanu betonu w konstrukcji po pożarze można uzyskać stosując zamiast młotka sklerometr. Interpretacja wyników badania betonu sklerometrem do takiej oceny znacznie różni się jednak od interpretacji wyników badania betonu w zwykłych warunkach [N11, 42]. Więcej informacji na temat użycia sklerometru do oceny betonu po pożarze podano w [35, 46] oraz w 5. rozdziale tej pracy.

Prowadząc oględziny konstrukcji lub oceniając stan betonu w elementach istotnie uszkodzonych podczas pożaru warto też, od razu brać pod uwagę możliwe sposoby wzmocnienia tych elementów. Często bowiem bywa tak, że ocena stanu betonu w elementach intensywnie wyłożonych i jednocześnie intensywnie uszkodzonych jest bardzo trudna, a niekiedy praktycznie niemożliwa. Niebezpieczne może być nawet intensywne stukanie młotkiem w takie elementy, a o pobraniu próbek do badań (por. rozdz. 4.2), często w ogóle nie może być mowy. Za to wzmocnienie elementów może być stosunkowo mało kłopotliwe lub nawet bardzo proste. W takich przypadkach wskazane jest odstępianie od oceny jakości betonu w elementach i po prostu, od razu „przejście” do planowania ich wzmocnienia. Wzmocnienie powinno być wtedy w stanie przenieść całe obciążenie przenoszone przed pożarem przez element wzmocniany.

Jak już podano wyżej, często prosta, praktyczna, szybka ocena konstrukcji po pożarze może być wystarczająca i stać się ostateczną. Jest tak szczególnie wtedy, kiedy oceniany jest prosty obiekt o prostej konstrukcji, a uszkodzenia są niezbyt duże lub tak duże, że w zasadzie od razu wiadomo, że naprawa konstrukcji (lub jej wybranych elementów) nie ma sensu i konstrukcję będzie trzeba rozebrać.

W przypadku obiektów o szczególnym znaczeniu społecznym lub gospodarczym, monumentalnych, masywnych lub obiektów, których wzmocnienie w prosty sposób nie jest możliwe lub mogłoby zmienić charakter obiektu (np. obiekty zabytkowe) lub wykluczyć dalsze użytkowanie (np. elementy budownictwa przemysłowego), jeżeli jest na to czas i są środki, zasadne jest przeprowadzenie oceny szczegółowej, opartej na wynikach badań.

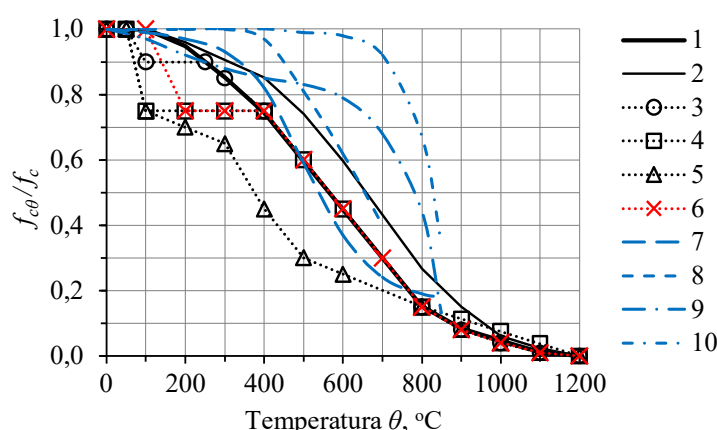
Autorzy wyrażają nadzieję, iż informacje podane w kolejnych rozdziałach tej pracy okażą się przydatne czytelnikom podczas prowadzenia zarówno prostych, jak i bardziej szczegółowych ocen stanu technicznego konstrukcji żelbetowych po pożarach, zapewnienia bezpieczeństwa tych konstrukcji i przywrócenia ich do dalszej eksploatacji.

3. Wpływ temperatury pożarowej na beton

3.1. Zmniejszenie wytrzymałości betonu w wysokiej temperaturze

Jednym z najistotniejszych zjawisk mających wpływ na nośność konstrukcji narażonej na warunki pożarowe jest zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie w wysokiej temperaturze. Następuje ono w wyniku przemian fizyko-chemicznych i uszkodzeń mechanicznych zachodzących w strukturze betonu.

Problem pogorszenia parametrów mechanicznych betonu w wyniku oddziaływania wysokiej temperatury był wielokrotnie badany i jest szeroko opisany w literaturze, np. [13, 20, 24, 29, 44]. Wypadkową zgromadzonych wyników badań eksperymentalnych są uogólnione, normowe [N2, N20, N21] zależności pomiędzy temperaturą betonu (θ) a względnym zmniejszeniem jego wytrzymałości na ściskanie ($f_{c\theta}/f_c$). Na rys. 1 przedstawiono zbiorcze zestawienie wykresów zależności $f_{c\theta}/f_c(\theta)$ dla betonu w wysokiej temperaturze, opracowane na podstawie Eurokodu [N20], projektu Eurokodu nowej generacji [N21] oraz normy amerykańskiej ACI [N2].



Rys. 1. Względne zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie ($f_{c\theta}/f_c$) w wysokiej temperaturze: 1 – beton zwykły z krusz. krzemianowym [N20, N21], 2 – beton zwykły z krusz. wapiennym [N20, N21], 3 – C55/67, C60/75 [N20], 4 – C70/85, C80/95 [N20], 5 – C90/105 [N20], 6 – beton o $f_{ck} \geq 70$ MPa [N21], 7 – beton z krusz. krzemianowym, nieobciążony [N2], 8 – beton z krusz. krzemianowym, obciążony do wartości naprężeń ściskających $0,4f_c$ [N2], 9 – beton z krusz. wapiennym, nieobciążony [N2], 10 – beton z krusz. wapiennym, obciążony do wartości naprężeń ściskających $0,4f_c$ [N2]

Wytyczne podane w obecnie obowiązującym Eurokodzie [N20] dotyczą betonów zwykłych z kruszywem o dużej zawartości krzemu (ang. *siliceous aggregate* – kruszywo krzemianowe) i z kruszywem wapiennym (ang. *calcareous aggregate*), a także betonów wysokiej wytrzymałości klas od C55/67 do C90/105 z dowolnym rodzajem kruszywa. Jak widać na rys. 1, w betonach wysokiej wytrzymałości względne zmniejszenie wytrzymałości wraz ze wzrostem temperatury następuje szybciej niż w betonach zwykłych.

W projekcie Eurokodu [N21], zależności $f_{c\theta}/f_c(\theta)$ zalecane w obecnie obowiązującej normie [N20] dla betonów zwykłych rozszerzono dla betonów o charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie mniejszej niż 70 MPa. Ponadto, w projekcie normy [N21] dla

wszystkich betonów o $f_{ck} \geq 70$ MPa (wykres oznaczony numerem 6 na rys. 1) podane są praktycznie takie same wartości $f_{c\theta}/f_c$, jakie w Eurokodzie [N20] określono dla betonów klas C70/85 i C80/95 (wykres oznaczony numerem 4).

W normie amerykańskiej ACI [N2] również podano zależności $f_{c\theta}/f_c(\theta)$ dla betonów z kruszywem krzemianowym i wapiennym, a ponadto rozróżniono wykresy dla betonu nieobciążonego oraz betonu obciążonego, w którym występują naprężenia ściskające o wartości $0,4f_c$. Występowanie naprężeń ściskających o wartości ok. 20-40% wytrzymałości betonu na ściskanie w temperaturze pokojowej ma korzystny wpływ na wartość tej wytrzymałości w wysokiej temperaturze [4, 24, 29].

Jak widać na rys. 1, betony z kruszywem wapiennym (a także betony z kruszywem bazaltowym [24], o których nie ma mowy w cytowanych wyżej normach) zachowują nieco lepszą wytrzymałość na ściskanie, niż betony z kruszywem krzemianowym. Jest to spowodowane m.in. większą odpornością kruszywa wapiennego (i bazaltowego) na wysoką temperaturę [13].

Można zauważyć, że zalecenia przedstawione na rys. 1, dotyczące tego samego rodzaju betonu, zawarte w Eurokodach [N20, N21] i normie ACI [N2], znacznie od siebie odbiegają. W rzeczywistości, trudno jest określić uniwersalną zależność $f_{c\theta}/f_c(\theta)$, ponieważ na zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie w wysokiej temperaturze wpływa wiele czynników. Są to, poza wymienionymi wyżej rodzajem zastosowanego kruszywa, występowaniem obciążenia (naprężeń ściskających) oraz klasą betonu, również: skład betonu (stosunek w/c, zawartość dodatków, włókien zbrojeniowych), jego porowatość, wilgotność, czas i tempo ogrzewania oraz gabaryty ogrzewanego elementu [4, 9, 20, 29, 48].

3.2. Zmniejszenie wytrzymałości betonu ogrzanego do temperatury pożarowej, po ostygnięciu

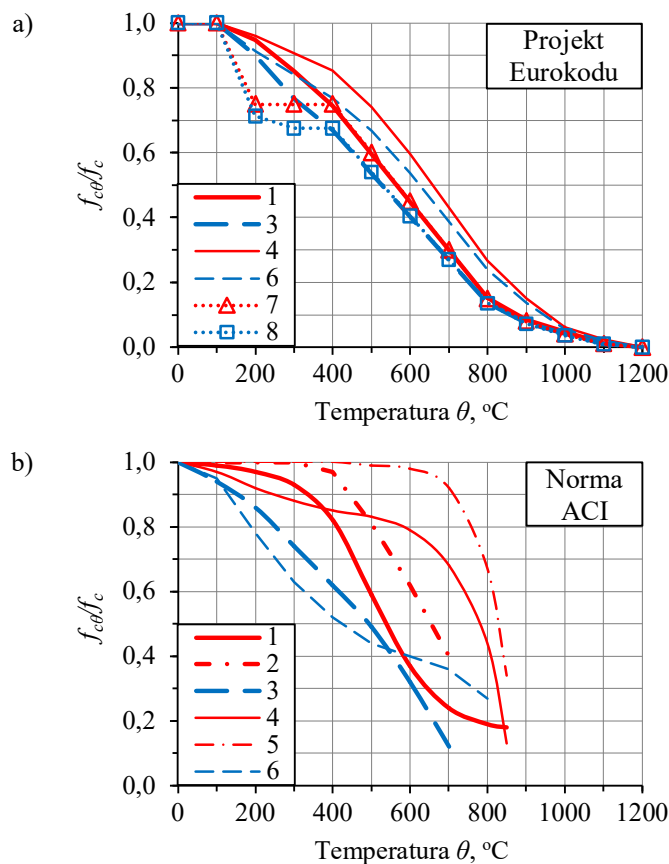
Z punktu widzenia oceny konstrukcji po pożarze, bardzo ważna jest wytrzymałość betonu po ochłodzeniu. Praktycznie zawsze jest ona mniejsza od wytrzymałości występującej w wysokiej temperaturze [4, 13, 20, 24, 29]. Pogorszenie parametrów mechanicznych betonu po ostygnięciu może być przyczyną poważnych uszkodzeń, a nawet zniszczenia elementów lub części konstrukcji, mogącego wystąpić dopiero jakiś czas po zakończeniu pożaru.

Pierwszym z dwóch zasadniczych czynników powodujących zmniejszenie wytrzymałości betonu po ochłodzeniu jest jego duża bezwładność termiczna. Odgrywa ona szczególnie istotną rolę w elementach o znacznych wymiarach, poddanych działaniu pożaru przez dłuższy czas. W przekroju takich elementów może wystąpić długotrwałe wyrównywanie się temperatury, nawet po zakończeniu pożaru [24, 26]. Powoduje to, że wewnątrz elementu jest narażone na działanie wysokiej temperatury dłużej, niż warstwa przypowierzchniowa, co może mieć wpływ na zmniejszenie wytrzymałości betonu wewnątrz przekroju. Proces ten może trwać nawet do kilku godzin po zakończeniu pożaru [24, 26, 27, 29].

Drugim istotnym czynnikiem jest tempo schładzania elementu. Podczas stygnięcia powierzchni betonu, w przekroju elementu powstaje nierównomierny rozkład temperatury. Powoduje to wystąpienie dodatkowych naprężeń w przekroju, tzw. samozrównoważonych [3, 24, 27, 29, 27, 30], które są tym większe, im większy jest gradient temperatury w przekroju, a więc im bardziej gwałtownie przebiega schładzanie. Chłodzenie elementu wywołuje rozciąganie w zewnętrznej części przekroju i ściskanie w części wewnętrznej. Rozciąganie może prowadzić do pojawienia się zarysowań i stref osłabienia, a także

łuszczenia się i odpadania betonu występującego w przypowierzchniowej warstwie elementu [40].

Gwałtowne chłodzenie elementu może wystąpić np. w wyniku intensywnego polewania konstrukcji wodą. Może to mieć szczególne znaczenie w przypadku elementów ogrzanych do stosunkowo niewysokiej temperatury, rzędu 300-350°C, ponieważ w porównaniu do bardziej ogrzanych (zniszczonych) elementów mają one większą sztywność i są bardziej podatne na destrukcyjny wpływ naprężeń powstających podczas chłodzenia. W konsekwencji zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie w takich elementach może być nawet dwa razy większe w porównaniu do elementów studzonych swobodnie na powietrzu [24, 27, 29, 30].



Rys. 2. Porównanie względnego zmniejszenia wytrzymałości betonu na ściskanie ($f_{c\theta}/f_c$) według: a) projektu Eurokodu [N21], b) normy amerykańskiej ACI [N2], dla betonu z kruszywem: 1 – krzemianowym, w wysokiej temperaturze, 2 – krzemianowym, w wysokiej temperaturze, beton obciążony do $0,4f_c$, 3 – krzemianowym, po ochłodzeniu, 4 – wapiennym, w wysokiej temperaturze, 5 – wapiennym, w wysokiej temperaturze, beton obciążony do $0,4f_c$, 6 – wapiennym, po ochłodzeniu, 7 – dowolnym, o $f_{ck} \geq 70$ MPa, w wysokiej temperaturze, 8 – dowolnym, o $f_{ck} \geq 70$ MPa, po ochłodzeniu

Na rys. 2 przedstawiono porównanie względnej wytrzymałości na ściskanie betonu w wysokiej temperaturze oraz po ochłodzeniu według projektu Eurokodu [N21] i normy amerykańskiej ACI [N2]. W obecnie obowiązującym Eurokodzie [N20] nie podano zaleceń dotyczących wytrzymałości betonu po ochłodzeniu.

Według wytycznych zawartych w projekcie Eurokodu [N21] (rys. 2a), w przedziale temperatury 300-1200°C, względne zmniejszenie wytrzymałości betonu po ochłodzeniu wynosi 90% wartości $f_{c\theta}/f_c$ w wysokiej temperaturze. Poniżej temperatury 300°C zależność ta jest zbliżona. Zakłada się więc niewielkie, około 10-procentowe zmniejszenie wytrzymałości betonu na ściskanie w trakcie chłodzenia. Dotyczy to zarówno betonów zwykłych z kruszywem krzemianowym i wapiennym, jak i betonów o charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie $f_{ck} \geq 70$ MPa.

W wytycznych podanych w normie ACI [N2] (rys. 2b) zmniejszenie wytrzymałości betonu w trakcie chłodzenia jest wyraźnie większe, niż według projektu Eurokodu [N21]. Jest to szczególnie widoczne w przypadku betonu z kruszywem wapiennym. Na przykład, wytrzymałość nieobciążonego betonu z tym kruszywem, ogrzanego do temperatury 500°C, jest po ochłodzeniu dwa razy mniejsza od występującej w wysokiej temperaturze. W przypadku rozpatrywania betonu obciążonego przed i po ochłodzeniu, różnica ta jest jeszcze większa (około dwuipółkrotna).

Generalnie jednak, z praktycznego punktu widzenia rozpatrywania nośności konstrukcji, za zniszczony należy uznać beton, który był ogrzany do temperatury wynoszącej co najmniej 450-600°C [N20, 24, 29]. Biorąc pod uwagę różne wytyczne normowe [N2, N21], w takiej temperaturze można się spodziewać znacznego, około 50-procentowego zmniejszenia wytrzymałości na ściskanie betonu po ochłodzeniu, w porównaniu do wytrzymałości przed pożarem ($f_{c\theta}/f_c \approx 0,5$).

3.3. Zjawiska występujące w betonie elementów konstrukcyjnych narażonych na warunki pożarowe

Odpryskiwanie termiczne betonu

Jak już podano wyżej, bardzo istotny wpływ na bezpieczeństwo konstrukcji żelbetowych narażonych na warunki pożarowe oraz po pożarze ma zjawisko odpryskiwania termicznego betonu. Na skutek odpychania przez parę wodną, sprężoną w porach betonu ogrzanego do temperatury 100-300°C, jego zewnętrzna warstwa może zostać oderwana od wnętrza elementu. W niekorzystnym przypadku kawałki betonu oddzielone od elementu mogą być od niego odrzucane z bardzo dużą prędkością, powodując zagrożenie bezpieczeństwa ludzi znajdujących się w pobliżu. Jest to tzw. odpryskiwanie eksplozyjne. Niekiedy może też wystąpić częste odrywanie się cienkich warstw (grubości ok. 3-5 mm) betonu na stosunkowo dużej powierzchni ścian lub płyt żelbetowych (fot. na rys. 14). Zjawisko to jest nazywane systematycznym odpryskiwaniem (lub niekiedy łuszczeniem się) betonu. Oprócz odpryskiwania spowodowanego ciśnieniem pary wodnej w porach betonu ogrzanego do wysokiej temperatury może wystąpić również zjawisko odpadania warstw betonu od konstrukcji podczas jej gwałtownego chłodzenia (np. w wyniku polania wodą podczas akcji gaśniczej) lub zwykłego stygnięcia. Po odpadnięciu (a nie odprysnięciu) zewnętrznej warstwy beton pozostały w konstrukcji może nie być uszkodzony pod wpływem wysokiej temperatury, ponieważ podczas jej działania był osłonięty warstwą, która odpadła.

Z praktycznego punktu widzenia odpryskiwanie termiczne betonu jest zjawiskiem bardzo niebezpiecznym, a na dodatek trudnym do uwzględnienia w obliczeniach konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe. W wyniku odpryskiwania termicznego betonu może wystąpić gwałtowne zmniejszenie przekroju elementu oraz nawet całkowite odslonięcie

zbrojenia, które wtedy bardzo szybko się nagrzewa i bardzo szybko traci swoje właściwości wytrzymałościowe.

Odpryskiwania termicznego należy się szczególnie spodziewać [24] w betonach o podwyższonej wilgotności (wg [N20] przekraczającej 3%; w praktyce są to betony znajdujące się na zewnątrz lub „młode”) oraz w betonach charakteryzujących się szczelną strukturą (betony wysokiej wytrzymałości i często betony samozagęszczalne).

Warunkiem wystąpienia odpryskiwania termicznego betonu jest jego gwałtowne ogrzewanie, np. podczas pożarów o przebiegu zbliżonym do standardowego [N18], a szczególnie podczas intensywnych pożarów w tunelach. W przypadku powolnego rozwoju pożaru, gdy beton jest ogrzewany powoli, w jego porach nie powstaje duże ciśnienie pary wodnej i zjawisko odpryskiwania termicznego betonu raczej nie występuje.

W konstrukcji, na wystąpienie zjawiska odpryskiwania termicznego najbardziej są podatne miejsca, w których w betonie występują duże naprężenia ściskające skierowane równoległe do powierzchni, tzn. słupy, strefy ściskane belek (głównie dolne przy podporach środkowych), strefy przysłupowe płyt bezbelkowych. Może być też tak, że podczas intensywnego ogrzewania środkowej części płyty stropowej lub ściany o dużej powierzchni, na skutek skrępowania odkształceń ogrzewanej części środkowej przez nie tak intensywnie ogrzewane obrzeża, w warstwie przypowierzchniowej części środkowej wystąpią duże naprężenia ściskające równoległe do powierzchni, które przyczynią się do odprysnięcia betonu.

W elementach konstrukcyjnych najczęściej w pierwszej kolejności odpryskuje (lub odpada) otulina zbrojenia, szczególnie w narożach. Duże prawdopodobieństwo odprysnięcia betonu występuje również w miejscach, w których jest skupiona duża liczba prętów.

Więcej praktycznych informacji na temat odpryskiwania termicznego betonu można znaleźć w [24]. W rozdziale 8. podano przykłady efektów tego zjawiska, a w pracy [32] opis przypadku, w którym odpryskiwanie termiczne betonu było szczególnie intensywne i niebezpieczne.

W polskim piśmiennictwie obszerny, analityczny opis odpryskiwania termicznego betonu można znaleźć w pracach D. Gawina podsumowanych m.in. w [15], a opis badań eksperymentalnych omawianego zjawiska w pracach I. Hager i K. Mróz, np. [38, 39].

Odształcalność betonu w temperaturze pożarowej

Jak powszechnie wiadomo, nieobciążony beton, podobnie jak inne materiały konstrukcyjne rozszerza się wraz ze wzrostem temperatury. W zwykłych warunkach, najczęściej przyjmuje się, że współczynnik rozszerzalności termicznej betonu wynosi $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ (np. [N19]). Swobodne odkształcenie termiczne nieobciążonego betonu w temperaturze pożarowej można natomiast oszacować korzystając z zależności podanych w [N20].

Podczas pierwszego cyklu ogrzewania betonu do temperatury pożarowej występuje w nim jednak zjawisko tzw. pełzania termicznego (ang. *transient thermal creep*). Jest ono m.in. efektem odmiennej rozszerzalności termicznej składników betonu w wysokiej temperaturze. Kruszywo najczęściej rozszerza się, natomiast zaczyn cementowy, po przekroczeniu pewnej temperatury zaczyna się kurczyć [24]. Składniki betonu przemieszczają się wzajemnie, dzięki czemu kurcząca się matryca cementowa „dopasowuje się” do ziaren kruszywa zwiększających swoją objętość. Powoduje to, że wycięty beton „poddaje się” działaniu obciążenia. W konsekwencji w betonie ogrzewanym i jednocześnie intensywnie ściskanym, zamiast wydłużenia może nawet wystąpić skrócenie.

Całkowite odkształcenie betonu w konstrukcji (elemente konstrukcyjnym) powstające w warunkach pożarowych jest sumą dwóch składników:

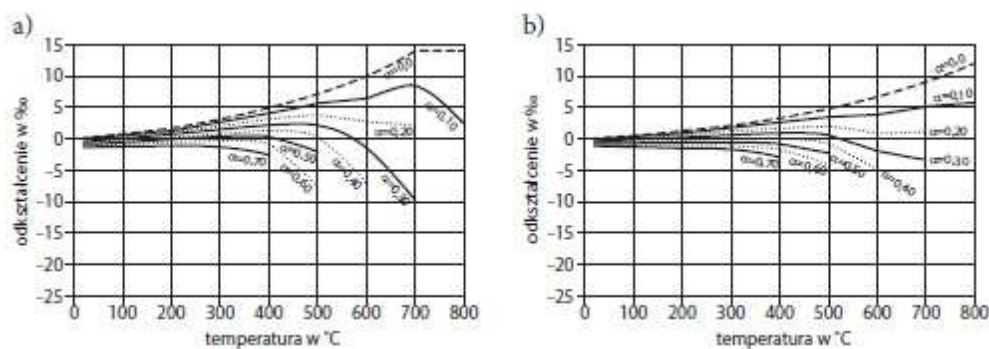
- swobodnego odkształcenia (wydłużenia) termicznego betonu, tzn. odkształcenia powstające w betonie nieobciążonym na skutek wzrostu temperatury oraz
- odkształcenia (skrócenia ściskanego) betonu spowodowanego pogorszeniem jego właściwości mechanicznych (zmniejszeniem sztywności struktury) oraz pełzania termicznego; w literaturze angielskojęzycznej odkształcenie to jest nazywane *load induced thermal strain*.

Więcej informacji na temat powyższych zjawisk można znaleźć w [24].

Na rys. 3 przedstawiono wykresy całkowitego odkształcenia betonu z kruszywem o dużej zawartości krzemu lub wapiennym w zależności od temperatury, odpowiadające różnym wartościom stosunku naprężeń ściskających występujących w betonie, do jego wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie w zwykłych warunkach ($\alpha = \sigma_c/f_{ck}$), opracowane w [1, 9] na podstawie modelu [N20].

Na podstawie rys. 3 można m.in. wnioskować, że:

- w betonie elementów niezbyt intensywnie wyężonych ($\alpha = 0,10$ lub $\alpha = 0,20$ wg rys. 3), w początkowej fazie ogrzewania, należy się spodziewać wystąpienia wydłużenia nieco mniejszego od określonego swobodną odkształcalnością termiczną betonu, a po wystąpieniu temperatury wynoszącej około 500-700°C – zmniejszenia przyrostu tego wydłużenia,
- w betonie, w którym występują naprężenia ściskające o wartościach najczęściej spotykanych w praktyce w elementach stosunkowo mocno obciążonych ($\alpha = 0,50$ lub $\alpha = 0,60$), w początkowej fazie ogrzewania, odkształcenia powinny być w przybliżeniu równe zero, a po osiągnięciu temperatury wynoszącej około 400°C, beton powinien zacząć się skracać,
- w betonie, z praktycznego punktu widzenia, bardzo mocno ściskanym ($\alpha = 0,70$), już po osiągnięciu temperatury wynoszącej około 300°C powinno zacząć występować skrócenie.



Rys. 3. Wykresy całkowitego odkształcenia obciążonego betonu, w zależności od temperatury i naprężenia ściskającego, opracowane [1, 9] na podstawie modelu [N20]:
 a) beton z kruszywem o dużej zawartości krzemu, b) beton z kruszywem wapiennym;
 kolejne linie odpowiadają różnym wartościom stosunku naprężeń ściskających w betonie do jego wytrzymałości na ściskanie, $\alpha = \sigma_c/f_{ck}$

Z praktycznego punktu widzenia, podczas projektowania konstrukcji żelbetowych z uwagi na warunki pożarowe oraz oceny stanu technicznego tych konstrukcji po pożarze należy wziąć pod uwagę, iż „odpowiedź” poszczególnych elementów konstrukcyjnych

(części składowych konstrukcji) na działanie wysokiej temperatury może być bardzo różnorodna, zależna od wyężenia betonu [24].

W elementach, w których występują duże napężenia ściskające, np. w słupach, mocno obciążonych ścianach, w strefach ściskanych belek lub w strefach przysłupowych stropów bezbelkowych, można się spodziewać wystąpienia zjawiska pełzania termicznego betonu. W początkowej fazie pożaru ściskany beton w najbardziej wyężonych miejscach konstrukcji będzie się rozszerzać znacznie mniej niż beton niewyężony, a po dostatecznie długim czasie pożaru, kiedy temperatura betonu osiągnie wartość wynoszącą około 400-500°C, a więc wtedy, kiedy może być już „blisko” zniszczenia, beton w miejscach najbardziej wyężonych zacznie się skracać. Na skutek różnic odkształcalności betonu mało wyężonego i znacznie wyężonego (bliskiego zniszczenia), można się spodziewać wystąpienia redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji lub redystrybucji naprężeń w jej najbardziej wyężonych przekrojach. W wyniku tej redystrybucji najbardziej wyężone miejsca zostaną odciążone, co niekiedy może być przyczyną „opóźnienia” zniszczenia konstrukcji lub nawet „uchronienia” jej przed zniszczeniem [24].

W elementach, w których napężenia ściskające są małe (lub równe zero) zjawisko pełzania termicznego betonu nie występuje. Elementy takie, np. płyty stropowe lub ściany (rozpatrywane w kierunku poziomym) oraz wieńce, podczas pożaru rozszerzają się wraz ze wzrostem temperatury. Wydłużenia elementów mogą być tak duże, że stosowane w praktyce przerwy dylatacyjne nie są w stanie przejść powstałych deformacji. W konstrukcji powstają wtedy bardzo duże siły wewnętrzne powodujące zniszczenia. Podczas pożaru może też wystąpić ścięcie połączeń między rozszerzającym się elementem (stropem lub ścianą) a sztywno podpierającym go słupem, filarem lub ścianą, lub znaczne wychylenie tych podpór. W konstrukcjach prefabrykowanych, w skrajnie niekorzystnym przypadku, może nawet dojść do zsunienia się z podpór elementów, na które „napierałyby” elementy rozszerzające się pod wpływem pożaru. Na rys. 4 przedstawiono przykładowo wygląd uszkodzenia głowicy słupa prefabrykowanego, spowodowanego odkształcalnością termiczną zamocowanych do niego belek. Charakter uszkodzeń wskazuje, iż najprawdopodobniej wystąpiły one podczas skracania się stygnących elementów.



Rys. 4. Wygląd uszkodzenia głowicy słupa prefabrykowanego, spowodowanego odkształcalnością termiczną zamocowanych do niego belek; charakter uszkodzeń wskazuje, iż wystąpiły one podczas skracania się stygnących elementów; fot. R. Kowalski

4. Badanie betonu w konstrukcji po pożarze

4.1. Uwagi ogólne

Aktualnie powszechnie stosowanych jest wiele metod badań betonu w konstrukcji, które można podzielić na trzy zasadnicze grupy [49, 50, 51]:

- badania laboratoryjne próbek rdzeniowych pobranych z konstrukcji; m.in. oznaczanie wytrzymałości na ściskanie w badaniu niszczącym,
- badania nieniszczące *in situ*, nie oddziałujące trwale na badany element konstrukcji: metoda sklerometryczna, ultradźwiękowa, impact-echo, georadar,
- badania semi-nieniszczące *in situ*, powodujące niewielkie, lokalne ubytki w badanym betonie: pull-off, pull-out, destrukcji wewnętrznej, break-off, penetracja sondą.

Metody te są jednak przewidziane przede wszystkim do badań betonu jednorodnego, w związku z czym mają pewne ograniczenia w odniesieniu do specyfiki betonu po pożarze. Najczęściej występujące ograniczenia to brak możliwości uwzględnienia zmienności parametrów mechanicznych betonu w przekroju, brak „narzędzi” do pomiaru grubości przypowierzchniowej warstwy zniszczonego betonu oraz zmniejszona wiarygodność wyników badania w przypadku, gdy powierzchnia rozpatrywanego elementu jest nierówna i zdegradowana. Ponadto, ze względu na często występujące bardzo trudne warunki prowadzenia badań w konstrukcji po pożarze, pożądane jest stosowanie takich metod, które pozwolą na szybkie wykonanie pomiarów w wielu miejscach oraz nieskomplikowaną interpretację uzyskanych wyników. W kolejnych rozdziałach podano krótką charakterystykę wymienionych wyżej metod wraz z omówieniem ich przydatności do badania elementów konstrukcji po pożarze.

4.2. Metody laboratoryjne

Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach rdzeniowych

Najbardziej wiarygodna i zarazem najpowszechniej stosowana w warunkach zwykłych, znormalizowana [N12, N16] metoda oceny betonu w istniejącej konstrukcji polega na określeniu wytrzymałości betonu na ściskanie w badaniu niszczącym w maszynie wytrzymałościowej.

Do badania stosuje się zazwyczaj próbki walcowe średnicy od 50 do 250 mm, wycięte z konstrukcji poza miejscami występowania zbrojenia, przy użyciu wiertnicy rdzeniowej. W normach [N12, N16] zaleca się, aby stosunek (l/d) wysokości rdzenia (l) do jego średnicy (d) wynosił 2:1 lub 1:1. Pozwala to uzyskać wyniki, które można odnieść, odpowiednio, do normowej wytrzymałości walcowej lub kostkowej. W celu wiarygodnego oszacowania wytrzymałości betonu na ściskanie, należy zbadać co najmniej 8 próbek średnicy nie mniejszej niż 75 mm, lub co najmniej 12 próbek średnicy 50 mm. W przypadku tzw. małego miejsca pomiarowego, tj. gdy rozpatruje się maksymalnie trzy elementy konstrukcji o łącznej objętości nie większej niż 10 m³, liczbę próbek średnicy ≥ 75 mm można zmniejszyć do 3 sztuk [N16].

Opisane wyżej badanie wytrzymałości betonu w próbkach rdzeniowych ma jednak znaczne ograniczenia w zastosowaniu do oceny konstrukcji po pożarze, szczególnie w elementach, w których występował duży gradient temperatury w przekroju. Podczas pożaru najbardziej ogrzewana (i uszkodzona) jest warstwa przypowierzchniowa, w wyniku czego beton w przekroju elementu staje się niejednorodny. W niszczącym badaniu próbek nie jest uwzględniona zmienność parametrów mechanicznych betonu wzdłuż wysokości rdzenia. Największy wpływ na wynik badania ma wytrzymałość betonu znajdującego się

w środkowej strefie próbki, o grubości równej około 1/3 jej wysokości [10]. Ponadto tarcie i docisk pomiędzy wierzchnią warstwą próbki a płytą dociskową maszyny wytrzymałościowej w dużym stopniu niwelują wpływ wytrzymałości betonu w tej warstwie na uzyskany wynik. Jeżeli grubość zdegradowanej warstwy betonu jest stosunkowo niewielka, to może ona w ogóle nie mieć wpływu na wynik badania wytrzymałości.

Do wyników badania niszczącego próbek pobranych z konstrukcji po pożarze należy zatem podchodzić z dużą ostrożnością, ponieważ można otrzymać nieprawdziwe, przeważnie zawyżone wartości wytrzymałości betonu na ściskanie. Między innymi z tego powodu są podejmowane próby bardziej dokładnej analizy wytrzymałościowej próbek rdzeniowych, umożliwiającej określenie zasięgu uszkodzeń w betonie.

Badania mające na celu oszacowanie grubości zniszczonej warstwy betonu

W ramach adaptacji niszczącego badania próbek rdzeniowych do oceny betonu po pożarze, można przeprowadzić badania na pobranych z konstrukcji podłużnych odwiertach, o długości kilkukrotnie większej od średnicy. Otrzymane rdzenie można podzielić na mniejsze elementy, tak, aby stosunek ich wysokości do średnicy był równy 1 [19]. Badanie uzyskanych w ten sposób próbek w maszynie wytrzymałościowej pozwala na określenie średniej wytrzymałości betonu na ściskanie w każdej z reprezentowanych kolejnych warstw przekroju badanego elementu. Wysokości badanych próbek są jednak wciąż stosunkowo duże, ponieważ są równe średnicy odwiertu, która według zaleceń zawartych w normie [N16] powinna wynosić co najmniej 50 mm. Uzyskuje się więc parametry wytrzymałościowe betonu uśrednione dla warstwy przekroju znacznej grubości. Ponadto, metoda ta jest odpowiednia jedynie do stosowania w konstrukcjach masywnych, narażonych na długotrwałe działanie wysokiej temperatury. W przypadku zwykle stosowanych elementów konstrukcji o typowych przekrojach, np. słupów lub belek, wykonywanie głębokich odwiertów jest niewskazane ze względu na możliwość wystąpienia nadmiernych uszkodzeń, mogących prowadzić do zmniejszenia nośności tych elementów.

W celu lepszej dyskretyzacji pomiarów zmienności parametrów mechanicznych betonu wzdłuż wysokości próbki rdzeniowej, można wykonać badania ściskania cienkich krążków (ang. *flat disk punching test*), otrzymanych przez pocięcie rdzenia prostopadle do jego osi podłużnej [6]. Grubość krążków powinna wynosić około 1/5-1/4 ich średnicy. Badanie polega na przyłożeniu siły ściskającej do przeciwległych, płaskich powierzchni krążka za pośrednictwem walcowych elementów dociskowych, o średnicy zbliżonej do grubości krążka. Rejestruje się maksymalną siłę niszczącą. Porównując wartości uzyskanej w ten sposób wytrzymałości betonu na ściskanie w kolejnych krążkach, można określić stopień i zakres uszkodzeń betonu występujących w przekroju badanego elementu w sposób bardziej dokładny, niż w opisanych wyżej badaniach próbek walcowych o wysokości równej ich średnicy.

Na krążkach (grubości 1,5 cm) wyciętych z rdzenia pobranego z konstrukcji, można również przeprowadzić badanie o nazwie FBTest (ang. *Fire Behaviour Test*) [43]. W tym badaniu dokonuje się pomiarów nasiąkliwości oraz wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu w kolejnych krążkach. Można zakładać, że nasiąkliwość betonu jest wprost proporcjonalna do osiągniętej temperatury [43], a zależność między wytrzymałością betonu na rozciąganie i temperaturą jest liniowa w zakresie 100°C-600°C [N20, N21]. Oznaczanie wytrzymałości betonu na rozciąganie metodą FBTest może nie być miarodajne z powodu małej grubości badanych próbek, porównywalnej z wymiarem ziaren kruszywa. Analiza zmienności otrzymanych wyników pomiarów nasiąkliwości i wytrzymałości betonu w kolejnych krążkach umożliwia jednak określenie głębokości w przekroju elementu, na której wartości mierzonych parametrów „stabilizują się” [43]. Pozwala to na oszacowanie

zasięgu oddziaływania wysokiej temperatury oraz grubości warstwy uszkodzonego betonu, bez konieczności przeprowadzania badań porównawczych na próbkach nieobjętych pożarem.

Kolejnym badaniem wykonywanym na krążkach (grubości 2,5 cm) wyciętych z próbek rdzeniowych jest oznaczenie dynamicznego modułu sprężystości betonu (E_d). Wartość E_d wyznacza się na podstawie charakterystyk drgań swobodnie podwieszonyj próbki, wzbudzonych uderzeniem stalowej kulki. Do pomiarów częstotliwości drgań wykorzystuje się np. zamocowany do krążka akcelerometr piezoelektryczny. Wartość dynamicznego modułu sprężystości maleje wraz ze stopniem uszkodzenia betonu [10, 18]. W tym badaniu, podobnie jak w metodach opisanych wyżej, dzięki pomiarom w kolejnych „plastrach”, wyciętych z rdzenia pobranego z konstrukcji po pożarze, możliwe jest oszacowanie zasięgu zniszczonej strefy przypowierzchniowej betonu.

Na betonowych krążkach wyciętych z odwiertu można także przeprowadzić badanie wskaźnika przepuszczalności powietrza (ang. *API – Air Permeability Index*) [10]. Ta stosunkowo szybka metoda polega na pomiarze przepływu strumienia gazu przez próbkę umieszczoną w komorze próżniowej. Wartość wskaźnika API otrzymywana jest w jednostkach [m^2/s]. W wyniku ogrzewania betonu, w jego strukturze mogą pojawiać się rysy, pory oraz strefy osłabienia, co powoduje zwiększenie wskaźnika przepuszczalności powietrza. Badanie próbek reprezentujących kolejne warstwy przekroju rozpatrywanego elementu pozwala zatem na przybliżone określenie, na jaką głębokość sięgają uszkodzenia betonu wywołane oddziaływaniem pożaru.

Do oszacowania temperatury, do jakiej był ogrzany beton podczas pożaru, mogą być stosowane również metody laboratoryjne: rentgenografia, mikroskopia skaningowa, analiza termogravimetryczna (ang. *TGA – thermogravimetric analysis*), różnicowa analiza termiczna (ang. *DTA – differential thermal analysis*) i kolorymetria. W metodach tych jest wykorzystywana wiedza na temat procesów chemicznych i / lub fizycznych zachodzących w strukturze betonu w danej temperaturze. Na podstawie oszacowania temperatury możliwe jest dokonanie przybliżonej oceny jakości betonu, na przykład stosując zależności między względnym zmniejszeniem wytrzymałości betonu na ściskanie a temperaturą, rekomendowane w normach [N2, N20, N21] (rys. 1, 2).

W rentgenografii oraz mikroskopii skaningowej określa się temperaturę, jakiej był poddany beton, na podstawie analizy składu fazowego oraz obserwacji mikrorys i porów w jego strukturze [18, 49]. Na przykład, w badaniu mikroskopowym obecność igiełek ettryngitu świadczy o tym, że temperatura betonu nie przekroczyła 100°C (co oznacza, że jest on praktycznie nienaruszony przez pożar), a występowanie rekrytalizacji portlandytu w formie „róży pustyni” – że temperatura wyniosła co najmniej 500°C (wówczas beton można uznać za zniszczony).

Analizy termiczne TGA i DTA mogą być wykorzystane do porównania przemian fizyko-chemicznych zachodzących w dwóch próbkach betonowych podczas ich ogrzewania w warunkach laboratoryjnych: jednej, pobranej z konstrukcji po pożarze i drugiej, pobranej z miejsca, w którym beton nie był narażony na działanie pożaru. W omawianych badaniach mierzy się niewielkie zmiany masy (metoda TGA) oraz różnice w temperaturze betonu rejestrowanej w obu próbkach (metoda DTA), w trakcie ich kontrolowanego ogrzewania [18] (do maksymalnej temperatury wynoszącej nawet 1200°C). W próbce pobranej z konstrukcji po pożarze obserwuje się występowanie charakterystycznych przemian dopiero w temperaturze wyższej niż ta, jakiej beton był już wcześniej poddany. Jest to spowodowane tym, że przemiany fizyko-chemiczne zachodzące w ogrzewanym betonie w większości mają charakter nieodwracalny [14, 18]. Na tej podstawie można oszacować, jaka maksymalna temperatura oddziaływała na beton podczas pożaru.

W metodzie kolorymetrycznej wykorzystuje się zjawisko trwałych zmian barwy betonu pod wpływem wysokiej temperatury. Zasady dotyczące wizualnej oceny zabarwienia betonu opisane są m.in. w pracach [18, 47]. Kolor betonu po ogrzaniu określany jest jako różowo-czerwonawy – dla temperatury 300-600°C, biało-szary – dla 600-900°C oraz żółty, płowy – dla 900-1000°C. Do bardziej precyzyjnego opisu barw stosuje się komputerową analizę kolorymetryczną obrazu cyfrowego [18]. Szacowanie temperatury, do jakiej był ogrzany beton, na podstawie wizualnej oceny jego koloru, może jednak nie być w pełni wiarygodne, ze względu na zależność czerwonego zabarwienia betonu od zawartości związków żelaza w kruszywie [24, 47]. W przypadku małej zawartości tych związków, zmiana barwy betonu w temperaturze 300-600°C nie występuje [25].

Wszystkie opisane wyżej metody laboratoryjne mają trzy wspólne właściwości, ograniczające możliwości ich powszechnego, uniwersalnego zastosowania do badania elementów konstrukcji po pożarze. Są to:

- konieczność pobrania próbek rdzeniowych, co nie zawsze jest możliwe m.in. ze względu na małe gabaryty, wyężenie i / lub stan uszkodzenia badanego elementu,
- czasochłonne i kosztowne prowadzenie badań w laboratorium, często wymagające specjalistycznej wiedzy,
- uzyskanie informacji tylko o stanie betonu występującego „lokalnie”, w miejscach, z których zostały pobrane odwierty; jakość betonu w konstrukcji narażonej na działanie wysokiej temperatury może być bardzo zróżnicowana, dlatego na podstawie wyników badań wykonanych na próbkach rdzeniowych nie należy wyciągać wniosków dotyczących pozostałych obszarów konstrukcji.

4.3. Metody *in situ*

Badania przeprowadzane metodami *in situ* w istniejącej konstrukcji są zwykle mniej czasochłonne i kosztowne niż badania laboratoryjne, a z powodu niewielkiego oddziaływania na badany element, mogą być przeprowadzone w dużej liczbie miejsc pomiarowych. W zależności od stopnia oddziaływania, metody te można zakwalifikować jako nieniszczące lub semi-nieniszczące.

Badania w istniejącej konstrukcji mogą być wykorzystane do oceny jednorodności betonu lub do wytypowania miejsc, z których należy pobrać próbki rdzeniowe do badań niszczących, np. z powodu występowania lokalnie słabszego betonu. W zwykłych warunkach, w wyniku przeprowadzenia badań *in situ* można również, zazwyczaj uzyskać pośrednie oszacowanie wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie wartości parametru mierzonego w rozpatrywanej metodzie. W tym celu konieczne jest zastosowanie zależności korelacyjnych między tymi dwiema wielkościami.

W wycofanej wersji normy PN-EN 13791 [N16a], obowiązującej do listopada 2019 r., można było znaleźć gotowe, uogólnione korelacje doświadczalne dotyczące trzech powszechnie stosowanych metod *in situ*, opisanych w dalszej części tego rozdziału: sklerometrycznej, ultradźwiękowej i pull-out. Aby można było zastosować te korelacje do oszacowania wytrzymałości betonu w konstrukcji, należało najpierw wykonać kalibrujące badania niszczące co najmniej 9 próbek rdzeniowych pobranych z miejsc, w których wcześniej wykonano pomiar rozpatrywaną metodą. Zasada kalibracji była opisana szczegółowo w normie [N16a].

W instrukcjach załączonych do przyrządów do badań innymi metodami *in situ* również są zwykle podane uogólnione zależności między mierzoną wielkością a wytrzymałością betonu na ściskanie. Stosowanie tych zależności może jednak spowodować, że oszacowanie wytrzymałości betonu będzie obarczone dużym błędem, ponieważ na wynik pomiarów

rozpatrywanego parametru może wpływać wiele czynników, takich jak karbonatyzacja betonu, jego wilgotność i porowatość, rodzaj i rozmiar zastosowanego kruszywa oraz zawartość wypełniaczy i dodatków w mieszance betonowej.

Z tego powodu, w obecnie obowiązującej normie [N16] nie rekomenduje się już stosowania gotowych korelacji. Zaleca się opracowanie własnej zależności między mierzonym parametrem a wytrzymałością na ściskanie badanego betonu. W tym celu należy uzyskać minimum 10 par wyników: z badania wykonanego metodą *in situ* oraz z badania niszczącego na próbce rdzeniowej pobranej z tego samego miejsca w konstrukcji, w którym był wykonany odczyt pośredni [N16]. Następnie, stosując analizę regresji, można wyznaczyć wzór funkcji najlepiej opisującej zależność między wytrzymałością betonu a mierzonym parametrem. Otrzymaną w ten sposób korelację można stosować do dalszych badań rozpatrywaną metodą *in situ* na elementach konstrukcji wykonanych z tego samego betonu.

Metody nieniszczące

Badania przeprowadzane metodami nieniszczącymi nie ingerują trwale w badaną konstrukcję i nie powodują powstania w niej ubytków wymagających naprawy lub uzupełnienia. Do najpowszechniej znanych i stosowanych metod nieniszczących służących do oceny betonu *in situ* w zwykłych warunkach należą badania sklerometryczne i ultradźwiękowe. Metody te są opisane m.in. w normach europejskich [N13, N15] i amerykańskich [N6, N8]. W Stanach Zjednoczonych są znormalizowane również badania betonu metodami impact-echo [N4] oraz georadar (GPR, ang. *ground penetrating radar*) [N10].

Metoda sklerometryczna służy do oceny jakości przypowierzchniowej warstwy betonu w badanym elemencie. W metodzie tej wykorzystuje się związek między wytrzymałością betonu na ściskanie a jego twardością powierzchniową. Wytyczne dotyczące sposobu przeprowadzania badań i stosowanych przyrządów są podane w normach [N8, N13]. Wiele przydatnych informacji na temat tej metody można również znaleźć w do dziś stosowanej w praktyce instrukcji ITB [N11] oraz w poradniku [42].

Do badania betonów zwykłych w konstrukcjach monolitycznych i prefabrykowanych stosuje się powszechnie sklerometry (młotki Schmidta) typu N. Do zastosowań w badaniach konstrukcji masywnych takich jak mosty, fundamenty i nawierzchnie dróg, a także do betonów lekkich, komórkowych, zapraw i tynków, stosuje się odpowiednio młotki innych typów (M, L i P). Przed przystąpieniem do badań zaleca się oszlifować i oczyścić powierzchnię betonu [N8, N13]. Pomiar polega na przyłożeniu i stopniowym dociśnięciu stalowego trzpienia sklerometru prostopadle do badanej powierzchni, co powoduje jego przemieszczenie się do wnętrza obudowy. Gdy trzpień w całości znajdzie się w obudowie, układ sprężynowy sklerometru zwalnia masę, która uderza w trzpień z określoną energią (wynoszącą 2,25 Nm w przypadku młotka typu N [N11, 42]), po czym odskakuje na pewną odległość, zwaną liczbą odbicia. Parametr ten odczytuje się z podziałki sklerometru. Wartość liczby odbicia jest tym większa, im większa jest twardość powierzchniowa i związana z nią wytrzymałość badanego betonu.

W każdym miejscu pomiarowym należy wykonać co najmniej 9 odczytów liczby odbicia, w odstępach wynoszących co najmniej 25 mm oraz w odległości nie mniejszej niż 25 mm od krawędzi elementu [N8, N13]. W przypadku, gdy pomiary przeprowadza się na powierzchniach, które nie są pionowe (tj. ustawienie sklerometru jest inne niż poziome), w instrukcji ITB [N11] można znaleźć poprawki korygujące otrzymane wyniki ze względu na wpływ gravitacji na odskok masy uderzeniowej sklerometru.

Grubość przypowierzchniowej warstwy betonu objętej pomiarem młotka Schmidta jest stosunkowo niewielka i wynosi około 30 mm w przypadku sklerometru typu N [42]. Na podstawie odczytów wykonywanych na powierzchni badanego elementu nie uzyskuje się zatem informacji dotyczących stanu betonu znajdującego się głębiej w przekroju. Należy unikać wykonywania odczytów liczby odbicia na ziarnach grubego kruszywa, w miejscach, w których beton jest skorodowany, porowaty lub zawilgocony, oraz tam, gdzie pręty zbrojeniowe są usytuowane w betonie na głębokości mniejszej niż 30 mm. W przeciwnym wypadku otrzymane wyniki mogą charakteryzować się dużymi rozrzutami i mogą być niemiernodajne.

Pomiary liczby odbicia wykonuje się szybko i w prosty sposób, a uzyskane wyniki nie wymagają skomplikowanej interpretacji. Badania sklerometryczne mogą służyć do oceny jednorodności przypowierzchniowej warstwy betonu w rozpatrywanej konstrukcji oraz do wytypowania obszarów, w których beton ma gorszą jakość. W celu oszacowania wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie wyników pomiarów sklerometrycznych, należy dodatkowo przeprowadzić badania niszczące na próbkach rdzeniowych pobranych z konstrukcji, w celu eksperymentalnego wyznaczenia zależności liczba odbicia – wytrzymałość na ściskanie, zgodnie z zasadami podanymi w opisanych wyżej wytycznych [N16].

W zastosowaniu do betonu po pożarze metoda sklerometryczna może być dobrym narzędziem do identyfikacji obszarów konstrukcji o uszkodzonej warstwie powierzchniowej. Liczba odbicia na powierzchni betonu zdegradowanego np. w wyniku oddziaływania wysokiej temperatury będzie mniejsza, niż na powierzchni tego samego betonu, który nie był narażony na działanie pożaru, ponieważ uszkodzony beton będzie miał mniejszą twardość powierzchniową.

Biorąc pod uwagę omówione wyżej zalety metody sklerometrycznej w odniesieniu do badania betonu po pożarze, autorzy przeprowadzili własne, najpierw wstępne [35], a następnie pogłębione [46] badania, wykonane na elementach poddanych działaniu wysokiej temperatury w zaplanowany sposób. Wybrane wnioski z tych badań oraz rekomendacje na temat wykorzystania sklerometru do praktycznej oceny betonu w konstrukcjach po pożarze przedstawiono w rozdziale 5.

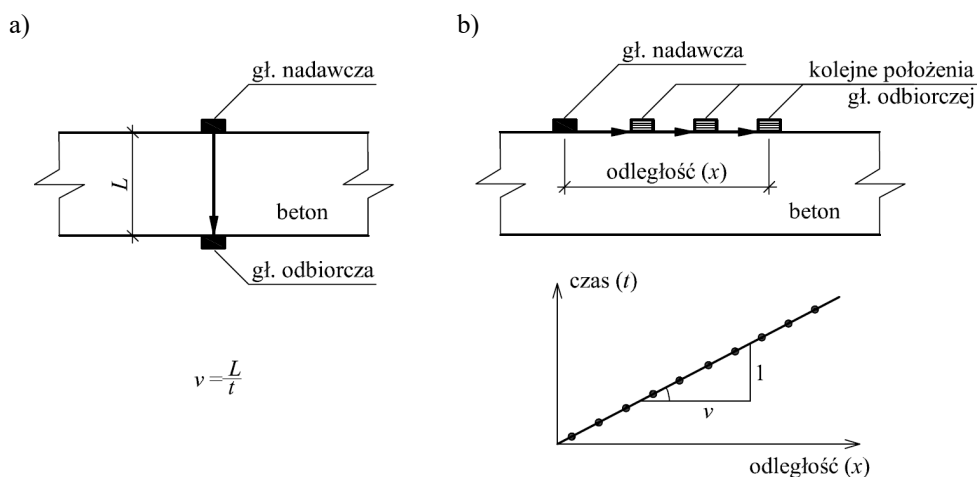
W znormalizowanej [N6, N15] **metodzie ultradźwiękowej** wykorzystuje się związek między prędkością rozchodzenia się fali ultradźwiękowej w betonie a wartością jego modułu sprężystości, a także pośrednio – wytrzymałością na ściskanie. Badanie polega na pomiarze czasu przejścia podłużnej fali ultradźwiękowej w rozpatrywanym materiale między elektroakustycznymi głowicami (nadawczą i odbiorczą) betonoskopu, przyłożonymi do powierzchni elementu w znanej odległości od siebie. Do badania betonu stosuje się najczęściej głowice emitujące sygnał o częstotliwości 54 kHz.

Wyróżnia się dwie główne odmiany metody ultradźwiękowej, różniące się rozmieszczeniem głowic betonoskopu: bezpośrednią (skrośną) i pośrednią (liniową). W metodzie bezpośredniej (rys. 5a) głowice przykładają się do dwóch przeciwległych powierzchni badanego elementu, w taki sposób, że rejestrowany jest sygnał biegnący prostopadle do tych powierzchni. Prędkość fali w betonie można określić, dzieląc przebytą drogę (odpowiadającą odległości między powierzchniami, do których są przyłożone głowice) przez zmierzony czas przejścia fali. Otrzymuje się zatem wynik średni dla całej grubości elementu. Na podstawie korelacji z wynikami badań na próbkach rdzeniowych pobranych z konstrukcji można oszacować zależność między prędkością fali a wytrzymałością na ściskanie betonu.

W przypadku, gdy podczas badania głowice nie są umieszczone dokładnie naprzeciwko siebie lub gdy są przyłożone do dwóch prostopadłych do siebie powierzchni, taki pomiar

określa się jako częściowo bezpośredni [N15]. Dokładność oszacowania drogi przebytej przez falę w takim pomiarze jest mniejsza niż w pomiarze bezpośrednim.

Pośrednią metodę ultradźwiękową stosuje się w przypadku, gdy jest możliwy tylko jednostronny dostęp do elementu lub gdy przedmiotem badania jest przypowierzchniowa warstwa betonu (rys. 5b). Obie głowice betonoskopu przykładają się do tej samej powierzchni, a fala ultradźwiękowa przebiega w betonie na pewnej, niewielkiej głębokości. Z powodu braku możliwości dokładnego określenia drogi przebytej przez falę w badaniu pośrednim, w normie [N15] zaleca się przeprowadzenie serii pomiarów, w których położenie głowicy nadawczej jest stałe, a położenie głowicy odbiorczej zmienia się skokowo o pewną wartość. Uzyskane wyniki można nanieść na wykres zależności czasu przejścia fali od odległości między głowicami betonoskopu, mierzonej na powierzchni elementu. Jeżeli badany beton jest jednorodny, punkty na wykresie będą się układały w przybliżeniu w sposób liniowy (rys. 5b). Prędkość fali ultradźwiękowej w badaniu pośrednim (liniowym) można określić na podstawie cotangensa kąta nachylenia do osi poziomej wykresu liniowego otrzymanego w wyniku aproksymacji otrzymanych punktów. Należy się spodziewać, że uzyskana w ten sposób prędkość fali będzie mniejsza niż w badaniu bezpośrednim, ponieważ droga przebyta przez falę w betonie jest dłuższa, niż wynika z pomiaru odległości między głowicami na powierzchni elementu. Ponadto energia fali emitowanej prostopadłe do osi głowicy jest znacznie mniejsza w porównaniu do energii emitowanej równoległe do jej osi [N15].



Rys. 5. Metoda ultradźwiękowa [N15]: a) badanie bezpośrednie (skrośne), b) badanie pośrednie (liniowe)

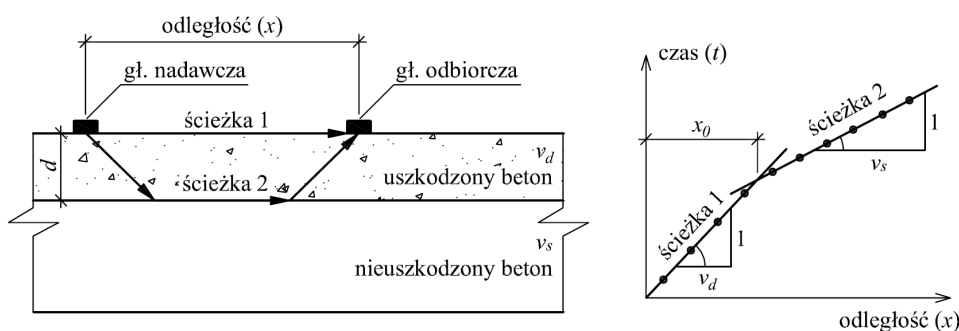
Negatywny wpływ na wiarygodność wyników badań metodą ultradźwiękową może mieć duża degradacja powierzchni, do której są przykładane głowice, obecność prętów zbrojeniowych ułożonych równoległe do kierunku pomiaru, a także większe rysy i pustki w betonie, które rozpraszają fale i przez to mogą zaniżyć ich odczytaną prędkość [N6, N15]. Z drugiej jednak strony, wykorzystując wspomniane zjawisko dyfrakcji fal wokół dużych przeszkód, badanie ultradźwiękowe można stosować również do zlokalizowania obszarów w konstrukcji, w których występują stosunkowo znaczne (powyżej 100 mm) wady lub pustki powietrzne w strukturze betonu [N15].

Metoda ultradźwiękowa może być również przydatna do oceny uszkodzeń betonu po pożarze. Wraz ze wzrostem temperatury, w efekcie procesów chemicznych i fizycznych zachodzących w ogrzewanym elemencie, maleje moduł sprężystości betonu oraz zmniejsza się jego wilgotność [N1]. Powoduje to zmniejszenie prędkości rozchodzenia się fali w betonie.

W wytycznych amerykańskich [N1] opisano wykorzystanie pośredniego (liniowego) badania ultradźwiękowego do oszacowania zasięgu uszkodzeń betonu w elementach poddanych działaniu wysokiej temperatury. Zakłada się tam, że w przekroju rozpatrywanego elementu można wydzielić dwie warstwy betonu: przypowierzchniową, o gorszych parametrach mechanicznych (warstwę uszkodzoną) oraz nieuszkodzoną, położoną w głębi przekroju (rys. 6). W badaniu mierzy się czas przejścia fali ultradźwiękowej dla kolejno zwiększanych odległości pomiędzy głowicami. Na wykresie zależności czasu (t) przejścia fali od dystansu (x) między głowicami powinno wystąpić charakterystyczne załamanie w punkcie o odciętej oznaczonej x_0 . Jest to odległość między głowicami, dla której czas przejścia fali w warstwie powierzchniowej (ścieżka 1 – mniejsza prędkość fali v_d w betonie zniszczonym) jest równy czasowi przejścia fali przez głębsze warstwy przekroju (ścieżka 2 – większa prędkość fali v_s w betonie nieuszkodzonym). Grubość (d) zniszczonej warstwy betonu można oszacować według wzoru (1) [N1]:

$$d = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{v_s - v_d}{v_s + v_d}} \quad (1)$$

Warto jednak zauważyć, że układ warstw przedstawiony na rys. 6, na podstawie którego wyprowadzono wzór (1) [N1], nie w pełni odpowiada rzeczywistości. Na rys. 6 wyodrębniono dwie warstwy betonu o jednorodnych parametrach, podczas gdy w rzeczywistości w elementach narażonych na warunki pożarowe beton w warstwie powierzchniowej ma zmienne parametry mechaniczne, zależne od temperatury, jakiej był poddany, a więc zależne od odległości od powierzchni ogrzewanej. Nie można zatem określić ostrej granicy między betonem zniszczonym, a nieuszkodzonym. Granica ta jest „rozmyta” i może być rozpatrywana jedynie w sposób umowny.



Rys. 6. Schemat pomiaru prędkości fali i szacowania grubości uszkodzonej warstwy betonu przy użyciu pośredniej metody ultradźwiękowej (wg [N1])

W pracy [52] autorzy opisali próby oszacowania grubości uszkodzonej warstwy betonu w elementach ogrzewanym, na podstawie opisaną wyżej metody pośredniej (rys. 6) oraz

wzoru (1). W pracy [46] przedstawiono opis szerszych badań na ten temat. W rozdziale 5. podano wybrane wnioski sformułowane na podstawie tych badań oraz rekomendacje na temat wykorzystania pośredniej metody ultradźwiękowej do praktycznej oceny betonu w konstrukcjach po pożarze.

Metoda impact-echo jest opisana w normie amerykańskiej [N4] i jest powszechnie stosowana w Stanach Zjednoczonych, głównie do badania elementów płytowych, nie jest natomiast ujęta w normach europejskich. W tej metodzie wykorzystuje się zjawisko propagacji sprężystych fal mechanicznych w betonie, wywołanych uderzeniem w powierzchnię badanego elementu stalowej kulki niewielkiej średnicy (zazwyczaj 3-20 mm).

Za pomocą oprogramowania urządzenia impact-echo dokonuje się analizy rejestrowanego sygnału: prędkości propagacji fali w betonie oraz dominującej częstotliwości fal powracających. Na tej podstawie można określić grubość badanego elementu, a także uzyskać wiele informacji o jego wewnętrznej strukturze, m.in. o głębokości rys powierzchniowych, lokalizacji pustek powietrznych, nieciągłości lub odspojień [7, 10]. Istotną zaletą metody impact-echo, w porównaniu do metody ultradźwiękowej, jest możliwość zbadania całego elementu przy jedynie jednostronnym dostępie. Przygotowanie do pomiarów oraz analiza wyników badań są jednak stosunkowo złożone i wymagają odpowiedniego doświadczenia [7].

Metoda impact-echo może mieć także zastosowanie do lokalizacji obszarów w konstrukcji, w których beton ma gorsze właściwości, a więc teoretycznie również po pożarze. Wraz z pogorszeniem parametrów mechanicznych betonu zmieniają się (ulegają zmniejszeniu) rejestrowane charakterystyki (prędkość i częstotliwość) fali. W uszkodzonym betonie obserwuje się również większe tłumienie emitowanego sygnału [7, 10]. Należy jednak zauważyć, że parametry fali badane w pomiarach impact-echo są uśrednione dla całej grubości elementu, bez możliwości rozróżnienia na poszczególne warstwy [N4, 7]. Z tego powodu, za pomocą obecnie dostępnych narzędzi, nie jest możliwe oszacowanie grubości uszkodzonej warstwy betonu przy użyciu badań impact-echo prowadzonych jedynie na ogrzewanej powierzchni.

Badanie za pomocą **georadaru (GPR)** stosowane jest głównie w geologii [N10] i polega na pomiarach propagacji i odbicia fal elektromagnetycznych w rozpatrywanym materiale. Metoda GPR, podobnie jak impact-echo i pośrednia metoda ultradźwiękowa, może również być wykorzystana do oceny wewnętrznej struktury betonu, nawet przy jedynie jednostronnym dostępie do badanego elementu. Za pomocą omawianego badania możliwe jest określenie grubości elementu, a także zlokalizowanie delaminacji, rys, pustek powietrznych oraz prętów zbrojeniowych [41], nie jest natomiast możliwe oszacowanie zasięgu warstwy osłabienia betonu spowodowanego oddziaływaniem wysokiej temperatury.

Metody semi-nieniszczące

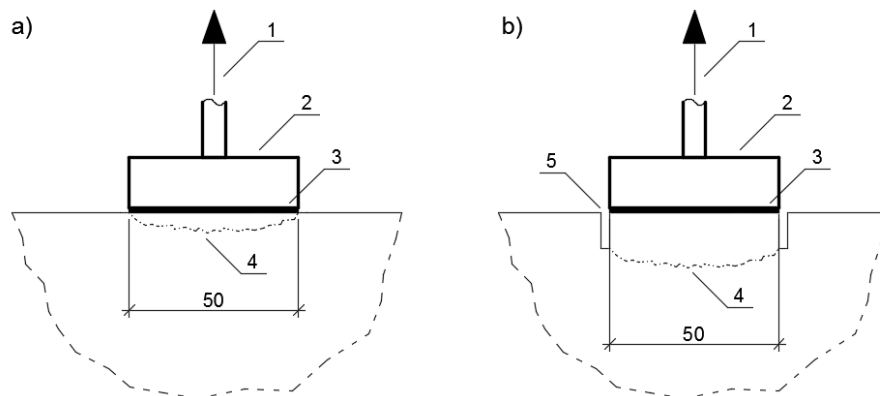
Semi-nieniszczące metody oceny betonu *in situ* oddziałują lokalnie na badaną konstrukcję i zazwyczaj wymagają jedynie drobnych napraw, np. uzupełnienia ubytków pozostałych po badaniu. Powszechnie stosuje się badania metodami: pull-off, pull-out, destrukcji wewnętrznej, break-off oraz penetracji sondą. Opracowane zostały także nowe metody, przeznaczone do oceny betonu w konstrukcji po pożarze, bazujące na pomiarze oporu wiercenia [12].

Poza badaniami pull-off [N17] i pull-out [N14], wymienione wyżej metody oceny betonu nie są ujęte w normach europejskich. Szczegółowe zalecenia dotyczące przeprowadzania semi-nieniszczących badań betonu *in situ* i opracowania wyników można

znaleźć m.in. w normach amerykańskich [N3, N5, N7, N9], raporcie ACI [N1] oraz w wytycznych producentów oprzyrządowania przeznaczonego do danej metody.

Metoda pull-off jest znormalizowana przede wszystkim w odniesieniu do badania przyczepności zaczynów, zapraw i innych wyrobów stosowanych do ochrony i napraw konstrukcji betonowych [N5, N17]. W opisie przedstawionym niżej ograniczono się tylko do informacji dotyczących możliwości zastosowania tej metody do oceny betonu w konstrukcji.

W badaniu pull-off można określić wytrzymałość betonu na rozciąganie poprzez pomiar siły potrzebnej do oderwania stalowego lub aluminiowego krążka średnicy równej zazwyczaj 50 mm, przyklejonego do powierzchni badanego elementu. Możliwe jest badanie cech mechanicznych betonu występującego tuż pod tą powierzchnią (rys. 7a), a także w głębszych warstwach przekroju elementu, po wykonaniu nacięcia w betonie wokół krążka (rys. 7b). W normach [N5, N17] zalecane jest wykonanie nacięcia głębokości co najmniej 10 mm w miejscu planowanego badania przed przyklejeniem krążka, przy użyciu wiertarki z wiertłem koronowym. Krążek przykleja się do płaskiej, oczyszczonej powierzchni betonu koncentrycznie względem nacięcia, stosując niewielką ilość kleju epoksydowego. Po stwardnieniu kleju, aparat do badania pull-off ustawia się osiowo wokół krążka i łączy się z nim przez kuliste gniazdo. Za pomocą aparatu przykłada się siłę odrywającą, działającą prostopadle do badanej powierzchni. Obciążenie zwiększa się ze stałą szybkością ($0,05 \pm 0,01$ MPa/s według Eurokodu [N17]) aż do zniszczenia. Rejestruje się maksymalną siłę odrywającą. Naprężenia rozciągające występujące w betonie w chwili zniszczenia można wyznaczyć, dzieląc siłę niszczącą przez pole odłamu oderwanego betonu na krążku.



Rys. 7. Metoda pull-off: a) badanie powierzchniowej warstwy betonu, b) badanie głębszych warstw betonu poprzez wykonanie nacięcia; 1 – siła wyrywająca, 2 – stalowy/aluminiowy krążek, 3 – klej epoksydowy, 4 – typowa, spodziewana powierzchnia zniszczenia, 5 – nacięcie w betonie [45]; wymiar podano w milimetrach

O wyniku badania pull-off decyduje wytrzymałość betonu w najsłabszym miejscu w naciętym rdzeniu. Na podstawie wytrzymałości na rozciąganie przy odrywaniu, za pomocą doświadczalnych zależności korelacyjnych, można oszacować również wytrzymałość betonu na ściskanie.

Do zalet metody pull-off należy szybkość i prostota badania, a także stosunkowo mała wrażliwość otrzymanych wyników na zawartość wody i skład betonu [45]. Wymagane jest jednak zapewnienie dobrej przyczepności krążka do podłoża, aby zniszczenie nastąpiło

w betonie, a nie w materiale łączącym. Jeżeli krążek oderwie się na styku kleju i krążka lub kleju i powierzchni betonu, wynik takiego pomiaru należy odrzucić [N5, N17].

W przypadku badania nierównej, silnie zdegradowanej powierzchni elementu konstrukcji, np. po pożarze, mogą wystąpić trudności w uzyskaniu dobrej przyczepności krążka do betonu. Wnioski z badań pull-off przeprowadzonych przez autorów na powierzchni elementów ogrzewanych, a także na pewnej głębokości w przekroju tych elementów [46], przedstawiono w rozdziale 5.

W znormalizowanym badaniu **metodą pull-out** [N9, N14] szacuje się wytrzymałość betonu w przypowierzchniowej warstwie przekroju elementu na podstawie wartości siły potrzebnej do wyrwania z niego stalowej kotwy średnicy około 25 mm, zagłębionej na około 25 mm w betonie. Podczas badania, do kotwy jest przykładana siła rozciągająca i (jednocześnie) stalowy pierścień oporowy jest dociskany do płaskiej powierzchni betonu wokół kotwy. Obciążenie jest zwiększane ze stałą szybkością aż do momentu zniszczenia. W oryginalnej metodzie pull-out, kotwy przeznaczone do badania są zabetonowane w elemencie konstrukcji na etapie jego wykonywania. Wyniki pomiarów mogą służyć na przykład do oceny wczesnej wytrzymałości betonu. Odmiana tej metody o nazwie CAPO (ang. *cut and pull out*) umożliwia badanie istniejących konstrukcji przez wprowadzanie kotew rozprężnych do odpowiednio przygotowanych otworów wierconych w betonie.

Odmianą metody pull-out jest **metoda destrukcji wewnętrznej** (ang. *BRE (Building Research Establishment) internal fracture test*), opracowana w Wielkiej Brytanii [8]. Badanie polega na pomiarze momentu obrotowego, potrzebnego do wyrwania z betonu stalowej kotwy. Kotwę z tuleją samorozprężającą umieszcza się w wywierconym otworze średnicy 6 mm, głębokości około 30-35 mm. Następnie dokręca się kotwę kluczem dynamometrycznym, jednocześnie dociskając pierścień oporowy do powierzchni elementu. Na podstawie wartości zarejestrowanego momentu niszczącego i odpowiednich zależności korelacyjnych można szacować wytrzymałość betonu na ściskanie.

Rozpatrując przydatność metod pull-out i destrukcji wewnętrznej do badań konstrukcji po pożarze, istotnym ograniczeniem jest niewielka grubość badanej warstwy oraz stosunkowo duża czasochłonność przygotowywania oraz przeprowadzania pomiarów w porównaniu do innych metod *in situ*. Ponadto, powierzchnia badanego elementu powinna być płaska i wyrównana, tak aby pierścień oporowy był dociskany równomiernie do betonu. W przeciwnym wypadku może dojść do nieprawidłowej formy zniszczenia (wyrwanie bryły betonu o niepełnej objętości), wówczas wynik takiego pomiaru należy odrzucić [N9].

Głębsze warstwy betonu w konstrukcji można zbadać wykorzystując **metodę break-off**, opisaną m.in. w wycofanej normie amerykańskiej [N3]. Badanie przeprowadza się na betonowym rdzeniu, powstałym przez zabetonowanie specjalnej formy (w przypadku nowych konstrukcji) lub wykonanie nacięcia wiertłem koronowym w istniejącym elemencie konstrukcji na założoną głębokość, wynoszącą najczęściej 70 mm. Wyznacza się siłę zrywającą, przyłożoną za pomocą siłownika hydraulicznego w kierunku prostopadłym do osi rdzenia. Następnie można wyznaczyć doświadczalną korelację między wytrzymałością na zrywanie a wytrzymałością betonu na ściskanie. Istotnym ograniczeniem tej metody w odniesieniu do konstrukcji po pożarze jest duży rozmiar ubytków w betonie powstałych po badaniu. Jak już podano wyżej, do wykonywania dużych otworów rdzeniowych w elementach istotnie uszkodzonych podczas pożaru należy podchodzić z dużą ostrożnością, z uwagi na możliwe ryzyko spowodowania ich dalszych, nadmiernych uszkodzeń.

Do oceny betonu w konstrukcji stosuje się również **metody penetracji sondą** [N7], wśród których najczęściej stosowana jest tzw. sonda Windsor. Do badań wykorzystuje się pistolet prochowy, za pomocą którego wstrzeliwuje się w beton stalowy sworzeń, z ustaloną

energiją uderzenia. Średnica sondy stosowanej do betonów zwykłych wynosi 6,35 mm. Badanie tą metodą jest proste i szybkie w wykonaniu, a w jego wyniku powstają stosunkowo niewielkie przypowierzchniowe ubytki betonu o stożkowym kształcie.

Odległość, na jaką wystrzelona sonda zagłębi się w badanym elemencie będzie tym większa, im mniejszą twardość (i zarazem wytrzymałość) ma beton. Głębokość penetracji betonu może dochodzić do 40 mm. W badaniach występują zazwyczaj stosunkowo duże rozrzuty wyników, ze względu na różne twardości matrycy cementowej i ziaren grubego kruszywa, w które może trafiać sonda. Wytrzymałość betonu na ściskanie można określić na podstawie długości odcinka sondy wystającego z badanego elementu oraz związków korelacyjnych, z uwzględnieniem wpływu twardości kruszywa.

W przypadku badania elementów po pożarze problematyczna może być duża energia uderzenia przekazywana przez sondę do betonu. Jeżeli bada się elementy niewielkiej grubości lub zdegradowane w znacznym stopniu, może dojść do ich pęknięcia lub dalszego uszkodzenia. Do badania takich elementów można stosować sondy mniejszej średnicy (3,56 mm) i o dużo mniejszej energii kinetycznej niż sonda Windsor. Są one jednak zalecane do badania betonów o wytrzymałości na ściskanie nie większej niż 28 MPa, ponadto nadają się jedynie do pomiarów w matrycy cementowej, a wyniki uzyskane na ziarnach kruszywa należy odrzucić [N7]. Należy również zauważyć, że w metodzie penetracji sondą badaniu podlega jedynie przypowierzchniowa warstwa betonu niewielkiej grubości i nie uzyskuje się informacji o stanie betonu wewnątrz przekroju elementu.

Stosunkowo nową metodą zaproponowaną na Politechnice Mediolańskiej jest **badanie oporu wiercenia** w betonie [12]. Pomiar można wykonać przy użyciu ręcznej wiertarki udarowej wyposażonej w dodatkowy osprzęt. Pozwala to m.in. na monitorowanie oporu wiercenia, zdefiniowanego jako ilość energii potrzebnej do pokonania przez wiertło jednostkowej drogi, podczas zagłębiania się w badanym materiale (wyrażonego w J/mm). Według autora pracy [12], taki parametr jest praktycznie niezależny od siły przyłożonego nacisku i jest dobrym wskaźnikiem zmienności cech penetrowanego betonu. Opór wiercenia będzie mniejszy w słabszym betonie, np. uszkodzonym w wyniku pożaru. Duży zasięg badania, wynikający z długości wiertła, pozwala porównać opór wiercenia w przypowierzchniowej warstwie elementu oraz wewnątrz przekroju, gdzie wysoka temperatura nie oddziaływała na beton. Dzięki temu, do oszacowania grubości warstwy betonu uszkodzonej w wyniku pożaru nie jest potrzebne stosowanie specjalnej kalibracji. Badanie oporu wiercenia ma pozwolić na zidentyfikowanie warstwy betonu o stosunkowo dużym stopniu uszkodzenia, ogrzanym do temperatury co najmniej ok. 500°C, ponieważ niższe temperatury nie wpływają w zauważalnym stopniu na mierzone parametry [12]. Beton ogrzany do niższej temperatury może zatem zostać błędnie oceniony w tym badaniu jako nieuszkodzony. Ponadto, pomimo łatwości przeprowadzenia badania, interpretacja wyników może być dość skomplikowana i niejednoznaczna, co może ograniczać możliwości praktycznego, powszechnego zastosowania tej metody do badania betonu w konstrukcji po pożarze.

Do zastosowania opisanej wyżej metody [12] zbudowano nawet (i opatentowano) specjalne urządzenie (przystawkę do wiertarki). Pomimo tego wydaje się jednak [46], że badanie uszkodzonego betonu za pomocą wiercenia w nim otworów nadal wymaga dopracowania [46].

5. Praktyczne zastosowanie wybranych metod *in situ* do badania betonu w konstrukcjach po pożarze

Jak już podano w poprzednim rozdziale, autorzy przeprowadzili najpierw wstępne [35, 52], a niedawno [46] szerokie eksperymenty mające m.in. na celu zbadanie możliwości praktycznego wykorzystania wybranych metod *in situ* do oceny jakości betonu narażonego na działanie temperatury pożarowej. Do badań wykorzystano elementy wykonane z różnych betonów, ogrzewane jednostronnie w zaplanowany sposób. Rozpatrywano trzy metody badania betonu *in situ*, ocenione jako najbardziej przydatne do wykorzystania w praktyce: sklerometryczną, ultradźwiękową i pull-off.

W tym rozdziale przedstawiono wybrane wnioski sformułowane na podstawie uzyskanych wyników badań oraz rekomendacje na temat wykorzystania rozpatrywanych metod do praktycznej oceny jakości betonu w konstrukcjach po pożarze. Pełny opis przeprowadzonych badań, uzyskanych wyników oraz uzasadnienie podanych niżej zaleceń można znaleźć w pracy [46].

Metoda sklerometryczna

Zalecane w normie [N13] oszlifowanie powierzchni betonu przed badaniem sklerometrem, w praktyce, w zastosowaniu do elementów po pożarze nie jest konieczne. Szlifowanie betonu jest pracochłonne i wydłuża czas badania, którego często brakuje podczas oceny stanu konstrukcji po pożarze. Uderzenie młotkiem Schmidta w jedynie oczyszczoną z pyłu, nieoszlifowaną, nawet nierówną powierzchnię betonu poddanego działaniu wysokiej temperatury i tak pozwala otrzymać wiarygodne, powtarzalne wyniki.

Należy się spodziewać, że liczba odbicia odczytana na powierzchni narażonej na warunki pożarowe już przez niezbyt długi czas (np. 60 minut) będzie wyraźnie mniejsza, niż na powierzchni, która nie była ogrzewana. Badanie sklerometryczne pozwala zatem na szybkie rozpoznanie miejsc w konstrukcji, w których beton uległ nawet stosunkowo niewielkim uszkodzeniom. Liczba odbicia będzie tym mniejsza, im dłuższy był czas ogrzewania betonu.

Na powierzchniach elementów konstrukcji po pożarze mogą występować większe rozrzuty między kolejnymi odczytami liczby odbicia niż na powierzchniach elementów, które nie były narażone na działanie wysokiej temperatury. Z tego powodu zasadne jest uśrednianie wyników z kilku odczytów wykonanych w bliskiej odległości od siebie.

Miarodajnym parametrem służącym do oceny uzyskanych wyników badania betonu sklerometrem jest względna liczba odbicia (R_T/R_0). Jest to stosunek średniego wyniku otrzymanego w badanym miejscu do uśrednionej liczby odbicia otrzymanej na powierzchni tej samej konstrukcji, w miejscu, które nie było narażone na działanie pożaru.

Zaleca się, aby podczas praktycznej oceny stanu betonu w konstrukcjach po pożarze brać pod uwagę podane niżej prawidłowości, sformułowane na podstawie analiz wyników badań [35, 46].

- Jeżeli na badanej powierzchni otrzyma się średnią względną liczbę odbicia nie mniejszą niż 0,8, to można uznać, że beton nie uległ istotnej degradacji. Można wtedy wnioskować, że parametry mechaniczne badanego betonu odpowiadają parametrom betonu ogrzanego do temperatury nie większej niż około 350°C, zatem jedynie w niewielkim stopniu uszkodzonemu.
- Beton, na powierzchni którego średnia wartość R_T/R_0 jest mniejsza niż 0,6, z praktycznego punktu widzenia należy uznać za zniszczony i kwalifikujący się do wymiany.

- Jeżeli uzyska się średnią względną liczbę odbicia w przedziale 0,6-0,8, trudno jest jednoznacznie wnioskować o jakości badanego betonu.
W przypadku, gdy badaniu podlega powierzchnia mocno wyteżonych elementów, pełniących istotną rolę w konstrukcji, należy rozważyć wzmocnienie elementu lub wymianę przypowierzchniowej warstwy uszkodzonego betonu, lub inne dalsze, bardziej szczegółowe badanie.
W przypadku drugorzędnych elementach konstrukcji o niezbyt dużym wyteżeniu, wymiana betonu nie jest wówczas konieczna.
- W przypadku stwierdzenia konieczności wymiany uszkodzonego betonu, badanie młotkiem Schmidta można również wykorzystać do oszacowania grubości przypowierzchniowej warstwy zdegradowanego betonu, jaką należy skuć. Usuwanie betonu powinno być kontynuowane, aż średnia wartość względnej liczby odbicia na badanej powierzchni osiągnie rekomendowaną wyżej wartość, równą co najmniej 0,8.

Metoda ultradźwiękowa

Do badań ultradźwiękowych wykonywanych na powierzchni poddanej działaniu wysokiej temperatury najbardziej przydatne jest użycie głowic betonoskopu o kształcie eksponencjalnym. W porównaniu do powszechnie wykorzystywanych głowic walcowych, głowice eksponencjalne mają małą powierzchnię kontaktu z badanym podłożem. Przy zastosowaniu tych głowic, do zapewnienia dobrego przekazywania sygnału między głowicami a betonem nie jest konieczne szlifowanie badanej powierzchni ani stosowanie środka sprzęgającego (np. smaru). Należy jedynie oczyścić badaną powierzchnię z pyłu i luźnych okruchów betonu.

W praktyce często może nie być możliwe oszacowanie grubości uszkodzonej warstwy betonu narażonego na warunki pożarowe, na podstawie wyników badań wykonanych zgodnie z pośrednią metodą ultradźwiękową opisaną w wytycznych amerykańskich ACI [N1] (wzór (1)). Można się bowiem spodziewać, że punktowy wykres zależności czasu przejścia fali od odległości między głowicami ($t(x)$) będzie miał wyraźnie odmienny kształt od przedstawionego na rys. 6 i wręcz niemożliwe będzie aproksymowanie tego wykresu za pomocą dwóch przecinających się prostych. W szczególności może występować nieregularny układ punktów po prawej stronie wykresu („ścieżka 2” na rys. 6). Różnice między „modelowym” a „realnym” kształtem wykresu $t(x)$ są spowodowane uproszczonym założeniem metody pośredniej [N1], zgodnie z którym w badanym materiale można wyodrębnić dwie jednorodne warstwy: słabszą, przypowierzchniową, oraz nieuszkodzoną, występującą na pewnej, szukanej głębokości w przekroju. W przypadku konstrukcji po pożarze, nie występuje jednak ostra granica między betonem zniszczonym i nieuszkodzonym. Im dalej od ogrzewanej powierzchni, tym beton będzie stopniowo coraz mniej uszkodzony.

W pracy [46] zaproponowano modyfikację metody pośredniej [N1] w taki sposób, aby było możliwe oszacowanie głębokości (d) w przekroju, na której występowała temperatura:

- 200°C - co odpowiada występowaniu betonu praktycznie w ogóle nieuszkodzonego w wyniku oddziaływania wysokiej temperatury,
- 350°C - beton, w którym występują stosunkowo nieduże uszkodzenia termiczne,
- 500°C - beton, który z praktycznego punktu widzenia należy uznać za zniszczony.

Zaproponowany sposób jest oparty na modyfikacji parametrów x_0 i v_s występujących we wzorze (1) podanym w wytycznych [N1], służącym do obliczenia grubości uszkodzonej warstwy betonu (d). Wartość (x_0) zdefiniowano na nowo jako odciętą punktu, w którym kończy się liniowy charakter wykresu (v_d) zależności czasu przejścia fali (t) od odległości między głowicami (x) w przypowierzchniowej warstwie betonu. Wykres ten można uzyskać

na podstawie wyników pomiarów liniowych wykonanych na ogrzewanej powierzchni badanego elementu (por. rys. 6). Do oszacowania prędkości fali (v_s) w betonie znajdującym się na szukanej głębokości (d) w przekroju elementu, zaproponowano wykorzystanie wyników pomiarów pośrednich przeprowadzonych na powierzchni, która nie była narażona na działanie wysokiej temperatury. W pracy [46] przedstawiono szczegółowy opis zaproponowanej modyfikacji, a także rekomendacje dotyczące wartości współczynników korygujących opisane wyżej parametry x_0 i v_s w zależności od tego, położenie której izotermy (200°C, 350°C lub 500°C) jest przedmiotem badań.

Pomiary ultradźwiękowe można również wykonać na odwiertach rdzeniowych, np. pobranych z konstrukcji po pożarze do badań wytrzymałości na ściskanie. Przykładając głowice betonoskopu do pobocznic walca naprzeciwko siebie (badanie bezpośrednie - skrośne) można zmierzyć czas przejścia fali w poprzek próbki. Prędkość fali będzie wzrastać w miarę oddalania się od powierzchni ogrzewanej, a następnie będzie się „stabilizować” na w przybliżeniu stałym poziomie w miejscu, w którym występowała temperatura wynosząca nie więcej niż ok. 100-200°C.

Metoda pull-off

Przeprowadzanie pomiarów pull-off na powierzchni elementu konstrukcji, o której wiadomo, że była bezpośrednio narażona na warunki pożarowe, zazwyczaj nie ma sensu. Wynik badania zależy od wytrzymałości betonu na rozciąganie, która zmniejsza się w wysokiej temperaturze „szybciej” niż wytrzymałość na ściskanie i już w 600°C jest bliska zeru [N20]. Można się zatem spodziewać, że wartość siły odrywającej krążek w badaniu pull-off, nawet na powierzchni, która była niezbyt intensywnie narażona na działanie pożaru, może być zbliżona do zera.

Zasadne jest natomiast wykonanie pomiarów pull-off np. w miejscach, w których nastąpiło lokalne odpadnięcie betonu podczas chłodzenia (odsłonięcie mniej uszkodzonego betonu) lub w których intensywność oddziaływania pożaru nie jest znana. W celu zapewnienia prawidłowego oderwania krążka (zniszczenie w betonie), badane powierzchnie powinny być oczyszczone i przeszlifowane przed przyklejeniem krążka.

Wówczas można dokonać oceny betonu w przypowierzchniowej warstwie elementu, na podstawie otrzymanych średnich wartości względnych naprężeń rozciągających ($\sigma_{ct,t}/\sigma_{ct,0}$), tj. ilorazu średniego wyniku uzyskanego na badanej powierzchni do wyniku otrzymanego na referencyjnej powierzchni nieogrzewanej. Na podstawie wniosków z przeprowadzonych badań eksperymentalnych [46] można zaproponować podane niżej rekomendacje.

- Jeżeli w badaniu wykonanym na powierzchni rozpatrywanego elementu otrzyma się wartość $\sigma_{ct,t}/\sigma_{ct,0}$ nie mniejszą niż 0,3, oznacza to, że beton najprawdopodobniej nie został istotnie uszkodzony i nie ma konieczności usuwania nawet jego przypowierzchniowej warstwy.
- Jeżeli na badanej powierzchni średnia wartość względnych naprężeń rozciągających ($\sigma_{ct,t}/\sigma_{ct,0}$) będzie bliska 0,1-0,15 lub mniejsza, beton pod tą powierzchnią został znacznie uszkodzony i najprawdopodobniej kwalifikuje się do usunięcia. Powyższy wynik może świadczyć o narażeniu betonu na działanie temperatury wynoszącej co najmniej 500°C.
- W przypadku stwierdzenia konieczności wymiany zniszczonego betonu, za pomocą badania pull-off można oszacować głębokość, do jakiej należy go usunąć. Po każdorazowym (delikatnym) skuciu warstwy betonu o niewielkiej grubości (np. 1-2 cm) można wykonać pomiary siły odrywającej na odsłoniętej i oszlifowanej powierzchni. Po uzyskaniu średniej wartości względnych naprężeń rozciągających

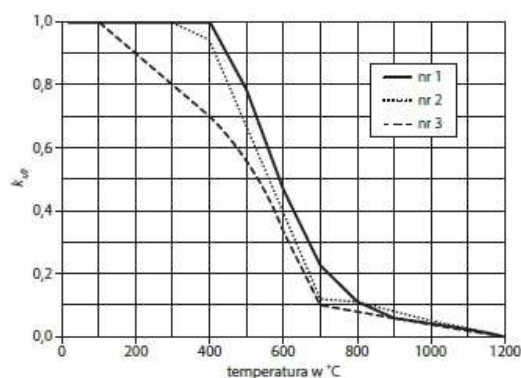
równej co najmniej 0,2-0,25, pozostały beton można uznać za nadający się do pozostawienia w konstrukcji i wówczas można zakończyć skuwanie.

Rekomendowana wyżej „bezpieczna” wartość względnych naprężeń rozciągających $\sigma_{ct,t}/\sigma_{ct,0} = 0,2-0,25$ może wydawać się zaskakująco niewielka. Wynika ona jednak z tego, że podczas ogrzewania betonu do temperatury pożarowej, jego wytrzymałość na rozciąganie obniża się znacznie szybciej niż wytrzymałość na ściskanie [N20]. Ponadto, z powodu obecności uszkodzeń struktury betonu, powstałych podczas jego chłodzenia oraz oddziaływania mechanicznego podczas skuwania i szlifowania powierzchni, należy się spodziewać dodatkowego zmniejszenia wartości względnych naprężeń rozciągających uzyskanych w badaniu pull-off (w porównaniu do względnej wytrzymałości na rozciąganie w wysokiej temperaturze [N20]).

6. Wpływ temperatury pożarowej na zbrojenie

Model matematyczny opisujący pogorszenie właściwości wytrzymałościowych stali zbrojeniowej spowodowane wpływem wysokiej temperatury jest podany w Eurokodzie [N20]. Na podstawie tego modelu można określić zmniejszenie granicy plastyczności stali oraz jej odkształcalność wtedy, kiedy jest ona ogrzana do temperatury pożarowej. W [N20] nie ma natomiast informacji na temat parametrów stali po ostygnięciu. Być może jest tak dlatego, iż generalnie przyjmuje się, że stal zbrojeniowa „odzyskuje” wtedy swe pierwotne właściwości wytrzymałościowe całkowicie lub prawie całkowicie.

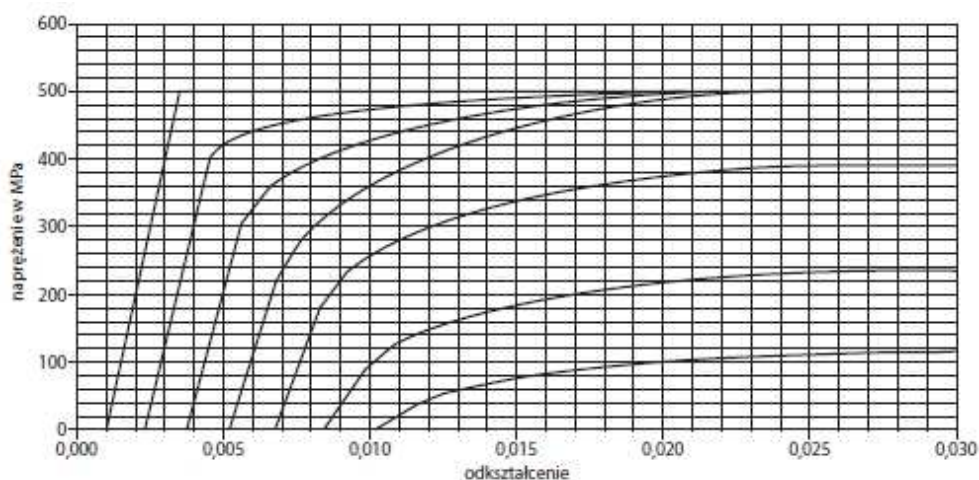
Duża odkształcalność prętów ogrzanych do wysokiej temperatury i jednocześnie intensywnie rozciąganych może mieć jednak istotny wpływ na zmniejszenie „skuteczności” zbrojenia w elementach, które były narażone na działanie pożaru. Przed omówieniem tego, na co należy zwrócić uwagę podczas oceny jakości zbrojenia elementów konstrukcji po pożarze, niżej podano podstawowe informacje na temat zmian cech wytrzymałościowych stali zbrojeniowej w wysokiej temperaturze. Szerszy opis tego zagadnienia można znaleźć w pracach [24, 28], a podsumowanie wyników badań eksperymentalnych produkowanej w Polsce stali zbrojeniowej B500SP oraz innych podobnych stali europejskich – w pracach [21, 33].



Rys. 7. Wartości współczynnika $k_{s,\theta}$, służącego do określenia zmniejszenia wytrzymałości charakterystycznej stali (f_{yk}) w zależności od temperatury (linia nr 1 – zbrojenie rozciągane, stal walcowana, odkształcenia $\epsilon_s \geq 20\%$; linia nr 2 – zbrojenie rozciągane, stal obrabiana na zimno, odkształcenia $\epsilon_s \geq 20\%$; linia nr 3 – zbrojenie ściskane i zbrojenie rozciągane, odkształcenia $\epsilon_s < 20\%$)

Na rys. 7 przedstawiono wykresy współczynnika $k_{s,\theta}$, służącego do określenia zmniejszenia wytrzymałości charakterystycznej stali (f_{yk}) w zależności od temperatury według [N20]. Linia nr 1 odnosi się do zmniejszenia wytrzymałości zbrojenia rozciąganego, wykonanego ze stali walcowanej, występującego przy odkształceniach większych lub równych 20‰, linia nr 2 – do zbrojenia wykonanego z prętów obrabianych na zimno, również przy odkształceniach większych lub równych 20‰, linia nr 3, według opisu [N20], odnosi się do zbrojenia ściskanego w słupach i strefach ściskanych elementów zginanych oraz do zbrojenia rozciąganego, przy odkształceniach mniejszych od 20‰. W [N20] nie podano jednak, jakie wartości odkształcenia prętów rozciąganym były brane pod uwagę przy określaniu rzędnych tej linii. Wykorzystanie wykresów podanych na rys. 7 jest przydatne podczas stosowania uproszczonych metod analizy nośności konstrukcji żelbetowych z uwagi na warunki pożarowe.

Podczas prowadzenia zaawansowanych analiz konstrukcji, oprócz określenia obniżenia wytrzymałości stali konieczne jest również adekwatne oszacowanie jej odkształcalności. W celu oszacowania rozciąganego zbrojenia elementów żelbetowych narażonych na warunki pożarowe, do odkształcenia określonego na podstawie modelu [N20] należy dodać swobodne wydłużenie termiczne stali [24, 28]. Wynika to z faktu, że model [N20] został opracowany na podstawie badań stali przeprowadzonych w warunkach ustalonej temperatury, w których swobodne odkształcenie termiczne stali nie jest brane pod uwagę. Więcej informacji na temat badań stali zbrojeniowej w warunkach ustalonej lub wzrastającej temperaturze można znaleźć w pracach [21, 24, 28, 33].

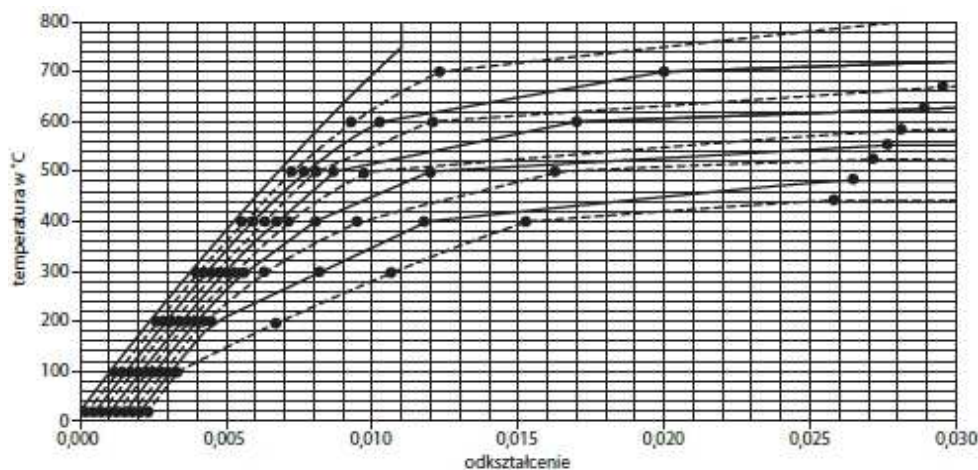


Rys. 8. Wykresy odkształcenie-naprężenie adekwatne do określenia wydłużenia zbrojenia podczas prowadzenia zaawansowanych analiz elementów żelbetowych narażonych na warunki pożarowe [N20], zbrojonych stalą o charakterystycznej granicy plastyczności wynoszącej $f_{yk} = 500$ MPa, poddaną obróbce na ciepło. Kolejne linie, licząc od góry, odpowiadają temperaturom 100, 200, 300, 400, 500, 600 i 700°C

Na rys. 8 przedstawiono zależności odkształcenie-naprężenie przy rozciąganiu stali zbrojeniowej o charakterystycznej granicy plastyczności wynoszącej $f_{yk} = 500$ MPa, poddanej obróbce na ciepło, w których odkształcenia określone na podstawie modelu normowego [N20] zsumowano z odkształceniami spowodowanymi swobodną wydłużalnością termiczną stali. Na rys. 9 podano natomiast wykresy opisujące to samo

odkształcenie stali, ale w układzie współrzędnych odkształcenie-temperatura. Układ ten bardziej odpowiada warunkom, w jakich znajduje się zbrojenie elementów żelbetowych podczas pożaru. Ustalone jest wtedy wyężenie zbrojenia, a odkształcenie zwiększa się ze wzrostem temperatury. Odkształcenie odczytane z wykresów podanych na rys. 8 lub 9 jest adekwatne do określenia całkowitego wydłużenia zbrojenia podczas prowadzenia zaawansowanych analiz elementów żelbetowych narażonych na warunki pożarowe.

Łatwo zauważyć, iż odkształcenie to może być znacznie większe od występującego w zbrojeniu znajdującym się w zwykłych warunkach. Duża odkształcalność stali zbrojeniowej w warunkach jednoczesnego działania obciążenia i wysokiej temperatury powoduje, że po pożarze, w rozciąganych prętach elementów, które były wyężone przed pożarem, a podczas pożaru nie miały możliwości swobodnego uginania się, może wystąpić znaczna lub nawet całkowita relaksacja naprężeń.



Rys. 9. Wykresy odkształcenia stali, podane w układzie współrzędnych temperatura-odkształcenie, opracowane na podstawie rys. 8; stal o charakterystycznej granicy plastyczności wynoszącej $f_{yk} = 500$ MPa, poddana obróbce na ciepło. Gruba linia ciągła określa swobodne wydłużenie termiczne stali, tzn. przy naprężeniu równym zero; kolejne linie ciągłe ze znacznikami, licząc od góry, odpowiadają naprężeniu równemu 100, 200, 300 i 400 MPa, a linie przerywane – 50, 150, 250, 350 i 450 MPa

Jak już podano na początku tego rozdziału, generalnie w światowej literaturze przyjmuje się, iż stal zbrojeniowa, po ostygnięciu „odzyskuje” swe parametry wytrzymałościowe całkowicie lub prawie całkowicie, np. [11, 37]. Powoduje to, iż wycinanie próbek prętów z elementów, które były narażone na działanie pożaru, w celu zbadania właściwości wytrzymałościowych stali, jeżeli znany jest jej rodzaj lub parametry gwarantowane w zwykłej temperaturze, praktycznie nie ma sensu. Pobranie próbek może spowodować lokalne osłabienie konstrukcji, a wynik badania jest łatwy do przewidzenia. Ponadto, jak już podano wyżej, podczas oceny stanu konstrukcji po pożarze, z uwagi na jego często przypadkowe działanie, na podstawie wyniku badania otrzymanego w jednym miejscu nie należy bezkrytycznie wnioskować, co do stanu konstrukcji (lub materiału) w innych rejonach, nawet wtedy, kiedy uszkodzenia wyglądają podobnie.

Autorzy, na podstawie wyników badań stanowiących podstawę pracy [25], opisanych również w [34] zalecają, aby podczas analiz konstrukcji po pożarze przyjmować, że

w prętach, które mogły być ogrzane do temperatury wynoszącej ok. 500°C wystąpiło trwałe zmniejszenie granicy plastyczności o ok. 5-15%. „Skuteczność” zbrojenia elementów, które były narażone na intensywne działanie pożaru może być osłabiona nie tylko w wyniku pogorszenia właściwości mechanicznych stali, ale również, a raczej przede wszystkim, z powodu pogorszenia właściwości mechanicznych betonu otaczającego pręty.

Między innymi dlatego bardzo ważne jest, aby podczas oceny elementów po pożarze szczególnie uważnie sprawdzić jakość betonu w rejonie zakotwienia głównych prętów rozciąganych. Uszkodzenie zakotwienia tych prętów może spowodować, iż nie będą one mogły spełniać swej roli w konstrukcji pomimo tego, że stal po ostygnięciu „odzyskała” swe właściwości wytrzymałościowe. Wyniki badań przyczepności betonu do prętów narażonych na działanie temperatury pożarowej można znaleźć w [5].

Ponadto zasadne jest, aby podczas oceny elementów po pożarze, w analizach obliczeniowych nośności konstrukcji pomijając pręty ściskane, w otoczeniu których temperatura była wyższa niż 500°C. Zalecenie to zostało zaproponowane w [24], w odniesieniu do obliczeń nośności ogniowej konstrukcji jako uzupełnienie założeń metody *Izotermi 500°C*. „Przeniesienie” tego zalecenia do oceny stanu konstrukcji po pożarze jest zasadne m.in. dlatego, iż wytrzymałość betonu po ochłodzeniu jest mniejsza niż w wysokiej temperaturze, a pręty ściskane otoczone zniszczonym betonem mogą ulec lokalnemu wyboczeniu.

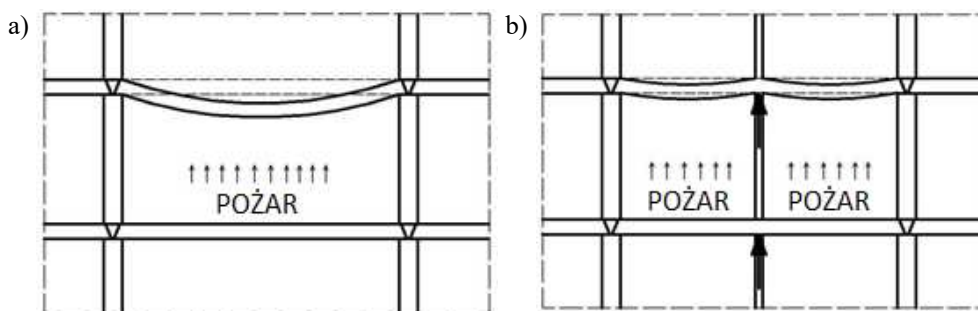
7. Uwarunkowania konstrukcyjne

Podczas prowadzenia analiz konstrukcji żelbetowych po pożarze należy również brać pod uwagę warunki, w jakich znajdowały się poszczególne elementy konstrukcyjne podczas pożaru. W szczególności należy zwrócić uwagę na możliwość lub brak możliwości swobodnego uginania się ogrzewanych elementów konstrukcji, możliwość wytworzenia się jej wtórnych schematów statycznych, a także na stan połączeń między elementami.

Elementy zginane, w których ogrzewana jest tylko strefa ściskana, zachowują dużą sztywność podczas pożaru, a ich ugięcia nie zwiększają się znacznie [16, 17, 24].

W elementach, w których ogrzewana jest strefa rozciągana, szczególnie w elementach swobodnie podpartych, mających nieograniczoną możliwość uginania się, wzrost temperatury zbrojenia do wartości przekraczającej 400°C prowadzi do stanu bliskiego zniszczenia i związanego z tym wystąpienia bardzo dużego ugięcia [16, 17, 24] (rys. 10a). Brak dużego ugięcia tego typu elementów świadczy zatem o tym, że podczas pożaru temperatura zbrojenia rozciąganego była niezbyt wysoka, najprawdopodobniej nie wyższa niż 300°C. Zbrojenie ogrzane do takiej temperatury, po oziębieniu powinno „odzyskać” swoje pierwotne cechy wytrzymałościowe.

Jednak w przypadku, gdy elementy zginane nie mają możliwości swobodnego uginania się, podczas pożaru, najprawdopodobniej wytworzy się wtórny schemat statyczny konstrukcji [2, 24]. Najczęściej dochodzi do opierania się elementów osłabionych na skutek wzrostu temperatury zbrojenia na innych elementach konstrukcyjnych lub wykończeniowych (rys. 10b). Przy znacznym zmniejszeniu rozpiętości elementu zginanego jego ugięcie może być bardzo małe, a w jego głównym zbrojeniu rozciąganim może wystąpić prawie całkowita lub nawet całkowita relaksacja naprężeń. Po ostygnięciu zbrojenie to „odzyska” wprawdzie znaczną część swych pierwotnych cech wytrzymałościowych, ale występujące w nim naprężenia będą bardzo małe (bliskie zeru). Należy zatem brać pod uwagę, że „usunięcie” wtórnego schematu statycznego konstrukcji (podpór wytworzonych podczas pożaru) może spowodować wystąpienie dużego ugięcia elementów stropowych oraz wzrost szerokości rozwarcia rys w tych elementach.



Rys. 10. Swobodnie podparta płyta stropowa ogrzewana od spodu:
 a) duże ugięcia w warunkach swobody odkształceń b) wtórny schemat statyczny konstrukcji – oparcie płyty na ścianie działowej

W praktyce sytuacja taka może mieć miejsce w przypadku, gdy podczas prowadzenia remontu pomieszczeń po pożarze zostaną rozebrane uszkodzone ściany działowe, na których oparł się strop. Jego „wtórne” ugięcie może wtedy doprowadzić do powstawania zarysowań lub pęknięć w ścianach znajdujących się na wyższych kondygnacjach budynku, które w ogóle nie były objęte działaniem pożaru.

W elementach wieloprzęsłowych, mających nieograniczoną możliwość uginania się podczas pożaru, należy brać pod uwagę wystąpienie redystrybucji momentów zginających, skutkującej zmniejszeniem naprężeń w dolnym zbrojeniu przęsłowym. Po pożarze w przekrojach przęsłowych może zatem wystąpić obliczeniowy zapas nośności, związany z "odzyskaniem" cech wytrzymałościowych przez ochłodzone zbrojenie, ale za to przekroje podporowe mogą być obliczeniowo przeciążone [2].

W wyniku odmiennej odkształcalności przekrojów z ogrzewaną strefą ściskaną i rozciąganą [16, 17, 24], w elementach wieloprzęsłowych może wystąpić nie tylko redystrybucja momentów zginających, ale również sił poprzecznych. Może to być szczególnie niebezpieczne wtedy, kiedy w wyniku tej redystrybucji, w strefach elementów, w których przed pożarem siły poprzeczne były bardzo małe (bliskie zero), po pożarze wystąpią siły o znacznych wartościach, np. mogących spowodować zniszczenie przekroju, w którym nie ma zbrojenia poprzecznego [31].

8. Przykłady uszkodzeń elementów konstrukcji spowodowanych pożarem, przykłady oceny i napraw

Na rys. 11 przedstawiono wygląd słupów żelbetonowych uszkodzonych w wyniku odpryskiwania termicznego betonu podczas pożaru. Pomimo pozornie groźnie wyglądających uszkodzeń wszystkie pokazane elementy nadawały się do pozostawienia w konstrukcji i zostały zakwalifikowane jako wymagające jedynie napraw powierzchniowych.



Rys. 11. Odpryskiwanie termiczne betonu w słupach żelbetonowych; fot. R. Kowalski

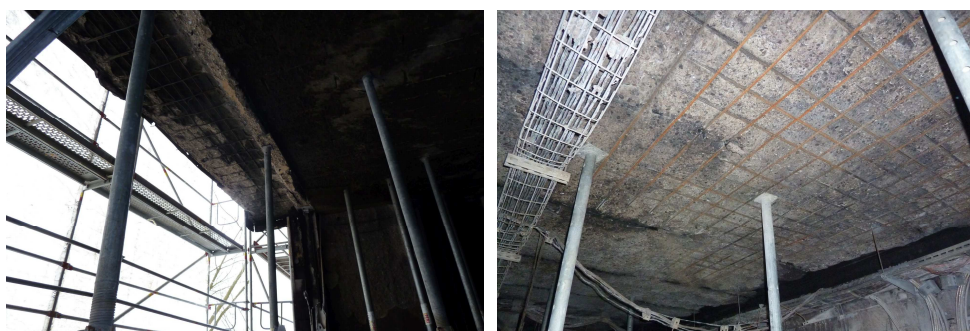
Na rys. 12 przedstawiono wygląd dźwigarów strunobetonowych zniszczonych w wyniku działania pożaru. Elementy te, jak również inne główne elementy pokazanej konstrukcji nie zawaliły się podczas pożaru, ale po jego zakończeniu od razu było wiadomo, że są zniszczone i będą musiały być rozebrane.



Rys. 12. Wygląd dźwigarów strunobetonowych zniszczonych w wyniku pożaru; fot. R. Kowalski

Na rys. 13-16 przedstawiono wygląd stropów, które były narażone na intensywne działanie pożaru.

Płyta balkonowa pokazana po lewej stronie rys. 13 została rozebrana i zastąpiona nową. Płyta stropowa widoczna po prawej stronie rysunku, w której główne zbrojenie dolne zostało odsłonięte i oddzielone od środkowej części przekroju, z uwagi na niezbyt dużą rozpiętość i korzystny układ ścian stanowiących podpory płyty, mogła zostać wzmocniona konstrukcją stalową. Wzmocnienie miało polegać na podparciu płyty gęsto rozmieszczonymi belkami stalowymi (co ok. 180-200 cm). Po radykalnym zmniejszeniu rozpiętości fragmentów płyty, pomimo uszkodzeń mogłaby ona pozostać w konstrukcji. Ostatecznie, z uwagi na wymagania postawione przez właściciela obiektu, który chciał mieć konstrukcję nową, a nie naprawioną, płytę jednak rozebrano i zastąpiono nową [22].



Rys. 13. Wygląd spodu płyty balkonowej (po lewej) i płyty stropowej z widocznymi uszkodzeniami spowodowanymi odpryskiwaniem termicznym betonu; fot. R. Kowalski

W stropie pokazanym na rys. 14 są widoczne ślady tzw. systematycznego odpryskiwania termicznego betonu (por. rozdz. 3.3). W rozpatrywanym przypadku wystąpiła jedynie początkowa faza tego zjawiska, ponieważ pożar został szybko ugaszony. Odprysnęła tylko jedna cienka warstwa betonu. Gdyby jednak pożar trwał dłużej należałoby się spodziewać kolejnych odprysnięć kolejnych cienkich warstw. Wzmocnienie stropu nie było konieczne, ponieważ pomimo ubytku cienkiej warstwy betonu nośność obliczeniowa konstrukcji okazała się wystarczająca. Wykonano jedynie naprawy powierzchniowe spodu płyty.



Rys. 14. Wygląd stropu, w którym wystąpiło systematyczne odpryskiwanie termiczne betonu; fot. R. Kowalski

Fragment stropu przedstawiony na rys. 15 został bardzo mocno uszkodzony w czasie pożaru na skutek wyjątkowo intensywnego odpryskiwania termicznego betonu. Zwisające pręty zbrojeniowe świadczą m.in. o tym, że odsłonięcie zbrojenia nastąpiło w początkowej fazie pożaru lub wtedy, kiedy był on jeszcze w pełni rozwinięty. Po pożarze strop był bliski zawalenia się. Został on tymczasowo podparty, a ostatecznie rozebrany i zastąpiony nowym [32].



Rys. 15. Wygląd stropu zniszczonego w wyniku pożaru, głównie na skutek odpryskiwania termicznego betonu; fot. R. Kowalski

Na rys. 16 przedstawiono wygląd innego fragmentu stropu znajdującego w tym samym budynku (co pokazany na rys. 15) [32]. Fragment ten, również był bardzo znacznie uszkodzony i był w stanie bliskim zawalenia się. Również zastosowano tymczasowe podparcie płyty, a ostatecznie została ona rozebrana i zastąpiona nową.

Na fotografii znajdującej się po lewej stronie rys. 16 jest widoczne zbrojenie dolne płyty stropowej, całkowicie oddzielone od środkowej części przekroju. Na fot. po prawej stronie rysunku pokazano ten sam fragment stropu, ale już po odcięciu zniszczonej części płyty, przewidzianej do wymiany. Można zauważyć, jak duże były ubytki betonu powstałe na skutek jego odpryskiwania termicznego. Z płyty o grubości 30 cm pozostało jedynie ok. 12 cm.

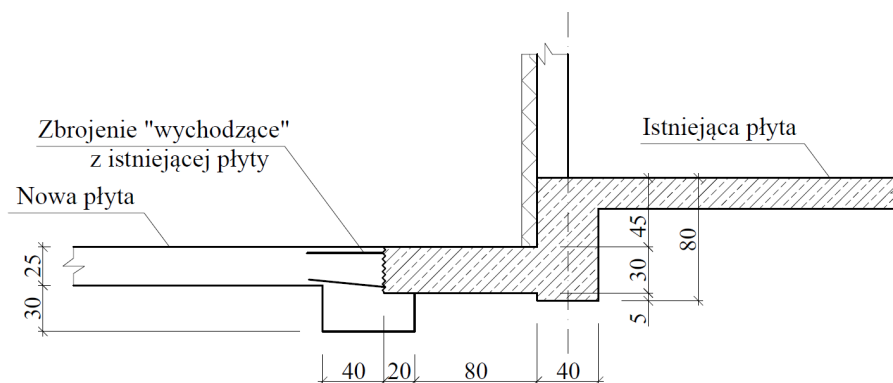


Rys. 16. Wygląd stropu zniszczonego w wyniku pożaru, głównie na skutek odpryskiwania termicznego betonu; fot. R. Kowalski

Niespotykanie intensywne odpryskiwanie termiczne betonu było spowodowane jednoczesnym wystąpieniem trzech niekorzystnych czynników [32]:

- gwałtownym rozwojem pożaru i wysoką temperaturą jego środowiska; pod stropem, w niewysokim pomieszczeniu spaliła się duża liczba samochodów oraz zawartość

- „boksów” na rowery, z których część nie była wykorzystywana zgodnie z przeznaczeniem,
- podwyższoną wilgotnością betonu płyty stropowej; na jej górnej powierzchni, obsypanej „gruntem ogródków”, w ogóle nie było izolacji przeciwwodnej; w celu zapewnienia szczelności stropu zastosowano jedynie beton opisany w projekcie jako szczelny (W8),
 - wystąpieniem w dolnej części płyty znacznych, poziomych naprężeń ściskających równoległych do elewacji budynku (dłuższego boku rzutu płyty); naprężenia te powstały na skutek skrępowania możliwości wydłużania się intensywnie ogrzewanej środkowej części płyty przez otaczające ją mniej intensywnie ogrzewane elementy konstrukcji.



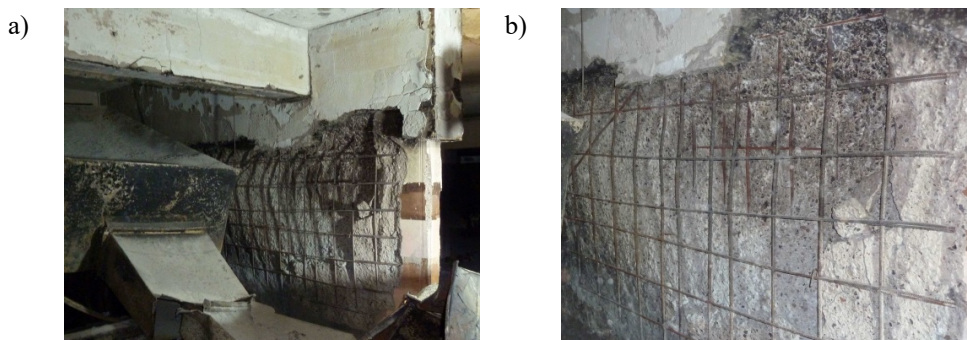
Rys. 17. Detal naprawy stropu przedstawionego na rys. 16. Połączenie „nowej” płyty, wykonanej w miejsce zniszczonego fragmentu stropu, z jego częścią istniejącą

Na rys. 17 przedstawiono schematycznie detal połączenia nowego fragmentu stropu z jego częścią, która nie została istotnie uszkodzona podczas pożaru i mogła nadal spełniać swoją rolę w konstrukcji. Stało się tak, ponieważ część stropu była od spodu osłonięta płytami wełny kamiennej stanowiącej jego ocieplenie.

W części nowej, zamiast płyty grubości 30 cm zastosowano płytę cieńszą, grubości 25 cm, opierającą się na belkach usytuowanych w rzucie prostopadle do ściany budynku, opartych na ścianie zewnętrznej i wzmocnieniach uszkodzonych słupów, stanowiących podpory ściany elewacyjnej budynku. W miejscu połączenia nowej płyty ze istniejącą zastosowano dodatkowy wieniec (rys. 17). Beton starej płyty przewidziany do rozebrania odcięto od konstrukcji w odległości ok. 50 cm od „linii” połączenia (rys. 16 po prawej stronie). Pozostały beton (przy „linii” połączenia) skruszono. Umożliwiło to zakotwienie prętów „wychodzących” z płyty istniejącej w betonie „nowej”.

Na rys. 18 przedstawiono wygląd filara stanowiącego element głównej konstrukcji nośnej budynku [32]. Po prawej stronie filara (por. rys. 18a), w miejscu, w którym przenosił on siłę przekazywaną z sześciu kondygnacji budynku, wystąpiło bardzo intensywne odpryskiwanie termiczne betonu. Ubytki przekroju filara były tak duże, że od strony najintensywniej ogrzewanej można było zauważyć również odsłonięte pręty siatki zbrojenia znajdującej się po drugiej stronie (rys. 18b). Na dość dużej powierzchni filara jego przekrój został zredukowany prawie do zera (pozostała tylko jedna otulina), a pręty siatki znajdującej się w tym rejonie od strony ogrzewanej były znacznie wygięte na skutek dużej odkształcalności termicznej stali.

Po lewej stronie filara (niewidocznej na rys. 18a) również występowały ubytki przekroju, ale ich rozmiary nie były już tak bardzo duże.

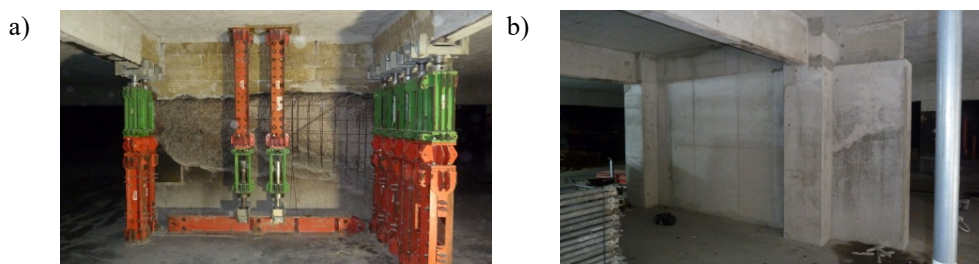


Rys. 18. a) Wygląd uszkodzonego filara, b) Zbliżenie miejsca, w którym ubytki betonu spowodowane jego odpryskiwaniem termicznym były największe; fot. R. Kowalski

Intensywne odpryskiwanie termiczne betonu omawianego tu filara, podobnie jak w przypadku stropu opisanego wyżej, było spowodowane jednoczesnym nałożeniem się niekorzystnych czynników:

- oddziaływanie pożaru było bardzo gwałtowne, a temperatura jego środowiska bardzo wysoka; bezpośrednio przy filarze był zaparkowany samochód, który spalił się całkowicie; ciepło wydzielane podczas spalania samochodu oraz znajdującego się w nim paliwa kumulowało się w małej przestrzeni ograniczonej: filarem, samochodem, blaszanymi kanałami wentylacyjnymi oraz od góry stropem osłoniętym wełną kamienną,
- w betonie filara występowały znaczne naprężenia ściskające skierowane (pionowo) równoległe do powierzchni ogrzewanej; filar był znacznie obciążony siłami przekazywanymi z wyższych kondygnacji budynku; miał on przekrój 20 x 485 cm i podpierał trzy konstrukcyjne ściany żelbetowe, „przejmujące” oddziaływania z powierzchni stropu wynoszącej ok. 60 m², z sześciu kondygnacji; siła obliczeniowa, odpowiadająca sytuacji wyjątkowej, przekazywana na filar wynosiła ok. 7000 kN; oszacowano jednak, iż rzeczywista wartość tej siły (po zredukowaniu znacznej części obciążenia użytkowego) była mniejsza, wynosząca ok. 6400 kN.

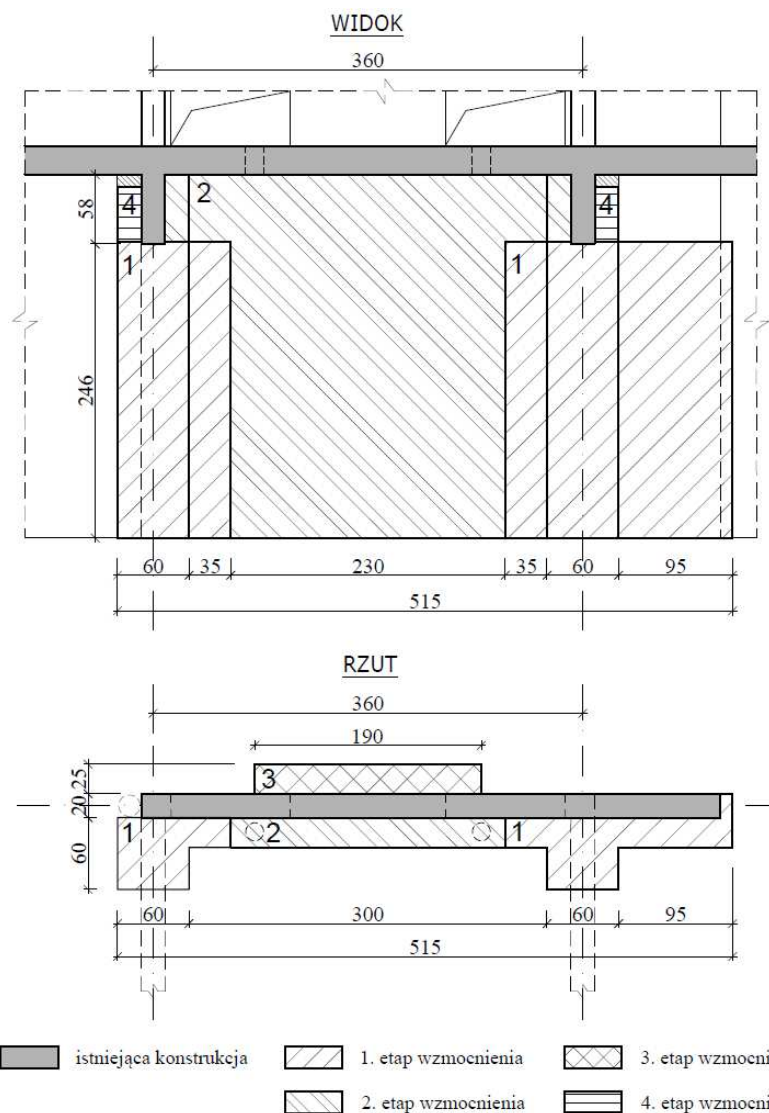
Konieczne było jak najszybsze tymczasowe podparcie filara. Wykonano je w sposób pokazany na rys. 19a, za pomocą specjalistycznych podpór, zapewniających przeniesienie dużego obciążenia, których rozmieszczenie dostosowano do układu nośnych ścian żelbetowych znajdujących się nad rozpatrywanym filarem.



Rys. 19. a) Tymczasowe podparcie filara, b) Wygląd filara po wykonaniu (4. etapu) wzmocnienia; fot. R. Kowalski

Wzmocnienie filara (rys. 19b i 20) zaprojektowano za pomocą dodatkowych elementów żelbetowych usytuowanych również w pobliżu miejsc, w których na filar są przekazywane

siły ze ścian znajdujących się na wyższej kondygnacji (tzn. również w pobliżu podpór tymczasowych). Spowodowało to konieczność etapowego wykonania elementów wzmocniających, z jednoczesnym przestawianiem podpór tymczasowych. Schemat realizacji wzmocnienia (4 etapy) przedstawiono na rys. 20. Elementy wzmocniające zaprojektowano tak, aby mogły one przenieść całą siłę obliczeniową przekazywaną na filar, nawet wtedy, gdyby na skutek dużych odkształceń „starego” betonu filara uległ on znacznemu odkształceniu (skróceniu), spowodowanego zwiększonym pełzaniem betonu zdegradowanego pod wpływem temperatury pożarowej. Wymiary wzmocnienia dobrano tak, aby jego odkształcenie było jak najmniejsze, ale jednocześnie, aby powiększenie obrysu filara w rzucie nie spowodowało „zlikwidowania” ani jednego miejsca postojowego w garażu. Wygląd filara po wykonaniu wzmocnienia przedstawiono na rys. 19b.



Rys. 20. Rozmieszczenie elementów wzmocniających filar. Etapy realizacji wzmocnienia

9. Podsumowanie i uwagi końcowe

Konstrukcje żelbetowe charakteryzują się dobrą, naturalną odpornością na działanie wysokiej temperatury i zazwyczaj nie ulegają całkowitemu zniszczeniu podczas pożaru. Po jego zakończeniu praktycznie zawsze zachodzi jednak potrzeba przeprowadzenia oceny stanu technicznego konstrukcji. Często jest ona trudniejsza od innych ocen, ponieważ: wymaga szybkiego podjęcia decyzji, czy można doraźnie zagwarantować bezpieczeństwo konstrukcji, przeważnie musi być prowadzona w niekomfortowych warunkach, pod presją otoczenia, a ponadto, z uwagi na przypadkowe, nierównomierne oddziaływanie pożaru na konstrukcję, na podstawie obserwacji jej uszkodzeń powstałych w jednym miejscu nie można wnioskować co do jej stanu technicznego w innych rejonach, nawet wtedy, kiedy występujące uszkodzenia wyglądają bardzo podobnie.

Przeprowadzenie kompleksowej oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowej po pożarze, opartej na określeniu pogorszenia jakości betonu za pomocą metod badawczych jest czasochłonne. Powoduje to, że ocena taka może być zrealizowana tylko wtedy, kiedy jest na nią wystarczająco dużo czasu i środków. W praktyce, często zachodzi potrzeba, aby ocena stanu konstrukcji po pożarze była dokonana jak najszybciej, a środki możliwe do przeznaczenia na wykonanie badań są ograniczone. Konieczne jest wtedy bazowanie jedynie na wynikach oceny uproszczonej, przeprowadzonej bez szczegółowych badań materiałowych.

Oględziny pogorzeliiska należy rozpocząć od oceny (upewnienia się), czy nie występuje zagrożenie zawaleniem się konstrukcji, jej fragmentów lub elementów oraz od zweryfikowania decyzji podjętych doraźnie, bezpośrednio po zakończeniu pożaru oraz skuteczności i potrzeby wykonanych wtedy zabezpieczeń.

Podczas oględzin warto jest mieć świadomość, jak duże jest rzeczywiste wyężenie poszczególnych elementów konstrukcji. Należy też „spojrzeć” na konstrukcję globalnie, zwracając uwagę, czy nie wytworzyły się w niej wtórne schematy statyczne lub czy nie nastąpiło uszkodzenie połączeń elementów na skutek ich rozszerzania się podczas ogrzewania lub skracania podczas stygnięcia. Oceniając stan elementów najbardziej uszkodzonych, często, od razu warto brać pod uwagę możliwe sposoby ich wzmocnienia.

Stal zbrojeniowa, nawet jeżeli podczas pożaru była ogrzana do wysokiej temperatury, po ostygnięciu „odzyskuje” swoje cechy wytrzymałościowe prawie całkowicie.

O zmniejszeniu nośności elementów konstrukcji żelbetowej najczęściej decydują więc ubytki betonu spowodowane jego odpryskiwaniem termicznym oraz pogorszenie jakości betonu pozostałego w konstrukcji, spowodowane wpływem temperatury pożarowej.

Beton poddany jej działaniu przestaje być jednorodny. Ocena pogorszenia wytrzymałości na ściskanie betonu „jako całości” nie ma zatem sensu. W zamian należy się skupić na oszacowaniu grubości warstwy betonu pozostałego w konstrukcji, w której należy go traktować jako zniszczony. Zwykle jest to beton, który był ogrzany do temperatury wynoszącej ok. 450-600°C lub wyższej.

Do oszacowania grubości warstwy zniszczonego betonu bardzo przydatne może być ostukanie powierzchni elementów zwykłym młotkiem stalowym. Czynność tę koniecznie należy przeprowadzić w odniesieniu do wszelkich powierzchni, które mogły być narażone na działanie wysokiej temperatury, ponieważ z uwagi na przypadkowe, nierównomierne działanie pożaru, na podstawie spostrzeżeń poczynionych w jednym miejscu nie można wnioskować co do stanu betonu w innych rejonach, nawet wtedy, kiedy uszkodzenia wyglądają podobnie. Niekiedy beton w ogóle nieokopcony i wyglądający jakby nie był poddany działaniu wysokiej temperatury może być uszkodzony, a czasem beton wyglądający na istotnie uszkodzony powierzchniowo lub okopcony może okazać się

całkiem dobry. Ostukiwanie konstrukcji młotkiem wymaga jednak pewnego doświadczenia i może być subiektywne. Bardziej obiektywną (lepszą) ocenę stanu betonu w konstrukcji po pożarze można uzyskać stosując zamiast młotka sklerometr.

Jeżeli jest na to czas i są środki, lepszą ocenę jakości betonu w konstrukcji po pożarze można przeprowadzić opierając się na wynikach badań.

W przypadku konstrukcji narażonych na warunki pożarowe, wykonywanie (powszechnie stosowanych w zwykłych warunkach) laboratoryjnych badań wytrzymałości betonu na ściskanie na odwiertach rdzeniowych pobranych z konstrukcji, zwykle nie jest wskazane. Wynik takiego badania może być niemiernodajny (zazwyczaj zawyżony), ponieważ beton w próbce nie będzie miał jednorodnych właściwości.

W literaturze można natomiast znaleźć wiele metod laboratoryjnych wykorzystywanych do oceny zmienności parametrów mechanicznych betonu w próbkach rdzeniowych w zależności od odległości od ogrzewanej powierzchni (por. rozdz. 4.2). Wyniki takich badań mogą jednak dostarczyć informacji tylko o stanie betonu występującego „lokalnie”, w miejscach, z których zostały pobrane próbki. Należy mieć również na uwadze, że do wykonywania odwiertów rdzeniowych w elementach istotnie uszkodzonych podczas pożaru trzeba podchodzić z dużą ostrożnością, z powodu możliwego ryzyka spowodowania ich dalszych, nadmiernych uszkodzeń.

W odróżnieniu od metod laboratoryjnych, do oceny betonu w konstrukcji po pożarze mogą być bardzo przydatne badania przeprowadzane metodami *in situ*. Są one zwykle mniej czasochłonne i kosztowne niż badania laboratoryjne, a z powodu niewielkiego oddziaływania na badany element, mogą być wykonywane w dużej liczbie miejsc pomiarowych, nie powodując potencjalnego zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji. Na podstawie analizy dostępnych metod *in situ*, a także przeprowadzonych badań własnych, autorzy, jako najbardziej przydatne do oceny betonu w konstrukcjach po pożarze wskazali trzy metody: sklerometryczną, ultradźwiękową i pull-off. Metody te mogą być wykorzystane do oceny jakości betonu w przypowierzchniowej warstwie przekroju badanego elementu konstrukcji, a także do oszacowania grubości warstwy betonu kwalifikującej się do usunięcia. Praktyczne rekomendacje dotyczące przeprowadzania badań za pomocą powyższych metod oraz interpretacji uzyskanych wyników przedstawiono w rozdziale 5.

Bibliografia

- [1] Abramowicz M., Chudzik P., Kowalski R.: Odształcalność betonu w konstrukcjach narażonych na warunki pożarowe. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4/2014, s. 224-228.
- [2] Abramowicz M., Kowalski R.: Residual mechanical material properties for the reassessment of reinforced concrete structures after fire. 9th International Conference on *Modern Building Materials, Structures and Techniques* 2007, p. 16-18.
- [3] Abramowicz M., Kowalski R.: The Influence of Short Time Water Cooling on the Mechanical Properties of Concrete Heated up to High Temperature, *Journal of Civil Engineering and Management* 2005, Vol. 11, No 2, p. 85-90.
- [4] Abrams M.S.: Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F. ACI Publication, Vol. 25, p. 33-58, 1971.
- [5] Bednarek Z., Ogrodnik P.: Badanie wpływu wysokich temperatur na przyczepność prętów żebrowanych do betonu klasy C40/50. Mat. z Konferencji Naukowo-Technicznej *Beton i prefabrykacja*, Jadwisin 2004, s. 161-166.

- [6] Benedetti A., Mangoni E.: Damage assessment in actual fire situations by means of non-destructive techniques and concrete tests. *fib Task Group 4.3 Workshop – Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?*, Milan 2004, p. 231-239.
- [7] Carino N.J.: The Impact-Echo Method: An Overview. *Proceedings 2001 World Structural Engineering Congress, ASCE*.
- [8] Chabowski A.J., Bryden-Smith D.W.: Information Paper IP 22/80. *Internal fracture testing of in-situ concrete: a method of assessing compressive strength*. IHS BRE Press, Bracknell, UK, 1980.
- [9] Chudzik P., Kowalski R., Abramowicz M.: Strains of concrete in RC structures subjected to fire. *Procedia Engineering* 2017, No 193, p. 377-384.
- [10] Dilek U., Leming M.L.: Comparison of Pulse Velocity and Impact-Echo Findings to Properties of Thin Disks from a Fire Damaged Slab. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 2007, Vol. 21, No 1, p. 13-21.
- [11] Elghazouli A.Y., Cashell K.A., Izzuddin B.A.: Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature. *Fire Safety Journal* 2009, Vol. 44, p. 909-919.
- [12] Felicetti R.: The drilling resistance test for the assessment of fire damaged concrete. *Cement and Concrete Composites* 2006, Vol. 28, No 4, p. 321-329.
- [13] *fib Bulletin 38/2007: Fire design for concrete structures – materials, structures and modelling*. State-of-art report. *International Federation for Structural Concrete (fib)*, kwiecień 2007.
- [14] *fib Bulletin 46/2007: Fire design for concrete structures – structural behavior and assessment*. State-of-art report. *International Federation for Structural Concrete (fib)*, lipiec 2008.
- [15] Gawin D.: Procesy degradacji mikrostruktury kompozytów cementowych w wysokiej temperaturze. Polska Akademia Nauk KILiW, Instytut Podstawowych Problemów Techniki. Studia z zakresu inżynierii, nr 69, Warszawa 2010.
- [16] Głowacki M.: Sztywność zginanych elementów żelbetowych poddanych działaniu temperatury pożarowej. Rozprawa doktorska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2017.
- [17] Głowacki M., Kowalski R.: An experimental approach to the estimation of stiffness changes in RC elements exposed to bending and high temperature. *Engineering Structures* 2020, Vol. 217, p. 1-15.
- [18] Hager I.: Metody oceny stanu betonu w konstrukcji po pożarze. *Cement Wapno Beton* 2009, Nr 4, s. 167-178.
- [19] Hager I., Tracz T., Krzemień K.: Przydatność wybranych metod nieniszczących i niszczących w ocenie stanu betonu po pożarze. *Cement Wapno Beton* 2014, Nr 3, s. 145-151.
- [20] Khoury G.A.: Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment. *Magazine of Concrete Research* 1992, Vol. 44, No 161, p. 291-309.
- [21] Kisieliński R.: Wpływ warunków pożarowych na zbrojenie zginanych elementów żelbetowych. Rozprawa doktorska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2014.
- [22] Knyziak P., Kowalski R., Głowacki M., Krentowski J.: Disproportionately wide range of fire in a RC building during construction stage. *Engineering Failure Analysis* 2022, Vol. 137, 106260.
- [23] Kordina K.R.: Design of concrete buildings for fire resistance. Chapter 6 in: *Structural concrete. Textbook on behaviour, design and performance*. Second edition 2010, Vol. 4. *fib bulletin* 54, p. 1-36.

- [24] Kowalski R.: Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2019.
- [25] Kowalski R.: Obliczeniowa ocena nośności zginanych elementów żelbetowych w sytuacji pożaru. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Prace naukowe. Budownictwo (rozprawa habilitacyjna), z. 149, 2008.
- [26] Kowalski R.: Temperature distribution in R/C cross-section subjected to heating and then freely cooled down in air. Chapter 9 in: *Benchmark Studies. Experimental Validation of Numerical Models in Fire Engineering*, CTU Publishing House, Czech Technical University in Prague, p. 107-122, 2014.
- [27] Kowalski R.: The effects of the cooling rate on the residual properties of heated-up concrete. *Structural Concrete. Journal of the fib*, 2007, Vol. 8, No 1, p. 11-15.
- [28] Kowalski R.: The use of Eurocode model of reinforcing steel behaviour at high temperature for calculation of bars elongation in RC elements subjected to fire. *Procedia Engineering* 2017, No 193, p. 27-34.
- [29] Kowalski R.: Wpływ wysokiej temperatury na cechy mechaniczne betonu. *Inżynieria i Budownictwo* 10/2010, s. 533-538.
- [30] Kowalski R., Abramowicz M., Chudzik P.: Reaction of RC Slabs Cross-Sections to Fire. Calculation of Simplified Substitute Temperature Loads Induced by an Unsteady Heat Flow. *Proceedings of International Conference: Applications of Structural Fire Engineering*, Dubrovnik, Croatia, 2015, p. 214-219.
- [31] Kowalski R., Głowacki M., Abramowicz M.: Premature destruction of two-span RC beams exposed to high temperature caused by a redistribution of shear forces. *Journal of Civil Engineering and Management* 2017, Vol. 23, No 4, p. 431-439.
- [32] Kowalski R., Głowacki M., Wróblewska J., Senatorska-Dobrowolska M., Smardz P.: Niespotykanie intensywne odpryskiwanie termiczne betonu podczas pożaru w garażu podziemnym budynku mieszkalnego. *Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje* 2022, s. 123-129.
- [33] Kowalski R., Kisieliński R.: Experimental approach to strength reduction and elongation of self-tempered reinforcing bars tensioned at a steady and an increasing temperature. *Structural Concrete. Journal of the fib* 2019, Vol 20, No 2, p. 823-835.
- [34] Kowalski R., Król P.A.: Experimental examination of residual load bearing capacity of RC beams heated up to high temperature. W: Kodur V, Franssen J-m, redaktorzy. *Structures in Fire: Proceedings of the 6th International Conference*. DEStech Publications, Inc, 2010, p. 254-261.
- [35] Kowalski R., Wróblewska J.: Application of a sclerometer to the preliminary assessment of concrete quality in structures after fire. *Archives of Civil Engineering* 2018, Vol. 64, No 4, p. 171-186.
- [36] Kowalski R., Wróblewska J.: Badania i oceny stanu technicznego konstrukcji żelbetowych po pożarze. Str. 75–90, w *Diagnostyka obiektów budowlanych. Część 2. Badania i oceny elementów obiektów budowlanych*. Wydawnictwo Naukowe PWN 2021, red. Runkiewicz L.
- [37] Meda A., Gambarova P.G., Bonomi M.: High-Performance Concrete in Fire-Exposed Reinforced Concrete Sections. *ACI Materials Journal* 2002, Vol. 99, No 3, p. 277-287.
- [38] Mróz K.: Assessment of spalling risk in concrete subjected to fire (Ocena ryzyka eksplozyjnego odpryskiwania betonu w pożarze). Rozprawa doktorska. Politechnika Krakowska, Kraków 2020.
- [39] Mróz K., Hager I.: Badanie odporności betonu na jego odpryskiwanie podczas pożaru. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 7/2001, s. 338-340.

- [40] Mróz K., Hager I.: Przyczyny i mechanizm powstawania odprysków betonu pod wpływem wysokiej temperatury wywołanej pożarem. *Cement Wapno Beton* 2017, Nr 6, s. 445-456.
- [41] Runkiewicz L., Hoła J.: Diagnostyka techniczna konstrukcji żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo* 2018, Nr 7-8, s. 397-405.
- [42] Runkiewicz L., Sieczkowski J.: Ocena wytrzymałości betonu w konstrukcjach na podstawie badań sklerometrycznych. Poradnik. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2022.
- [43] Santos J.R., Branco F.A., Brito J.: Assessment of concrete structures subjected to fire – the FBTtest. *Magazine of Concrete Research* 2002, Vol. 54, No 3, p. 203-208.
- [44] Schneider U.: Concrete at High Temperatures – A General Review. *Fire Safety Journal* 1988, Vol. 13, No 1, p. 55-68.
- [45] Tay D.C.K., Tam C.T.: In situ investigation of the strength of deteriorated concrete. *Construction and Building Materials* 1996, Vol. 10, No 1, p. 17-26.
- [46] Wróblewska J.: Wykorzystanie metod nieniszczących i semi-nieniszczących do badań betonu w konstrukcjach po pożarze. Rozprawa doktorska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2023 (*praca w przygotowaniu*)
- [47] Wróblewska J., Kowalski R.: Assessing concrete strength in fire-damaged structures. *Construction and Building Materials* 2020, Vol. 254, 119122.
- [48] Wróblewska J., Kowalski R., Abramowicz M.: Czynniki i zjawiska wpływające na wytrzymałość betonu w konstrukcjach po pożarze. *Materiały Budowlane* 6/2017, s. 42-43.
- [49] Wróblewska J., Kowalski R., Abramowicz M.: Laboratoryjne metody oceny betonu w konstrukcji po pożarze. *Materiały Budowlane* 2017, Vol. 539, Nr 7, s. 11-12.
- [50] Wróblewska J., Kowalski R., Abramowicz M.: Nieniszczące metody oceny betonu w konstrukcji po pożarze. *Materiały Budowlane* 2017, Vol. 544, Nr 12, s. 76-77.
- [51] Wróblewska J., Kowalski R., Abramowicz M.: Semi-nieniszczące metody oceny betonu w konstrukcji po pożarze. *Materiały Budowlane* 2017, Vol. 542, Nr 10, s. 136-138.
- [52] Wróblewska J., Kowalski R., Głowacki M., Juchnowicz-Bierbasz B.: Application of ultrasonic pulse velocity test to concrete assessment in structures after fire. *Archives of Civil Engineering* 2021, Vol. 67, No 3, p. 395-413.

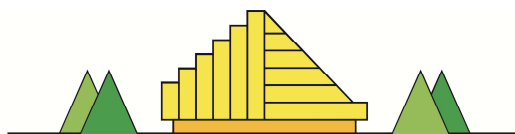
Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] ACI Committee 228.2R-13. Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2013.
- [N2] ACI/TMS 216.1-14. Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies. An American Concrete Institute / TMS Standard.
- [N3] ASTM C1150-96. Standard Test Method for the Break-Off Number of Concrete. (*norma wycofana w 2002 r.*)
- [N4] ASTM C1383-15(2022). Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method.
- [N5] ASTM C1583/C1583M-20. Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method).
- [N6] ASTM C597-16. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete.

- [N7] ASTM C803/C803M-18. Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete.
- [N8] ASTM C805/C805M-18. Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete.
- [N9] ASTM C900-19. Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete.
- [N10] ASTM D6432-19. Standard Guide for Using the Surface Ground Penetrating Radar Method for Subsurface Investigation.
- [N11] Instrukcja ITB 210/1977. Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu. Warszawa, ITB.
- [N12] PN-EN 12504-1:2019-08. Badania betonu w konstrukcjach – Część 1: Próbk rdzeniowe – Pobieranie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
- [N13] PN-EN 12504-2:2021-12. Badania betonu w konstrukcjach – Część 2: Badanie nieniszczące – Oznaczanie liczby odbicia.
- [N14] PN-EN 12504-3:2006. Badania betonu w konstrukcjach – Część 3: Oznaczanie siły wrywającej.
- [N15] PN-EN 12504-4:2021-12. Badania betonu w konstrukcjach – Część 4: Oznaczanie prędkości fali ultradźwiękowej.
- [N16] PN-EN 13791:2019-12. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
- [N16a] PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
- [N17] PN-EN 1542:2000. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych – Metody badań – Pomiar przyczepności przez odrywanie.
- [N18] PN-EN 1991-1-2:2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [N19] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N20] PN-EN 1992-1-2:2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie na warunki pożarowe.
- [N21] prEN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. September 2021.



BESKIDY



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE WARSZTATY
PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28+31 marca 2023 roku



GLIWICE



**Włodzimierz
STAROSOLSKI***

POSZUKIWANIE REZERW W ANALIZIE KONSTRUKCJI ISTNIEJĄCYCH

1. Wprowadzenie

Tematyka ogólna tego i następujących trzech WPPK dotyczy „napraw i wzmacniania konstrukcji budowlanych”. Stąd też ten wykład dotyczący rezerw przy analizie obliczeniowej konstrukcji będzie rozpatrywany z tego punktu widzenia. Stwierdzenie to jest bardzo istotne, gdyż analiza konstrukcji istniejących różni się zasadniczo od analizy w trybie projektowania.

Po prostu, przy projektowaniu możemy liczyć na to, że konstrukcja dostosuje się w dużej mierze (oczywiście w pewnych granicach) do przyjętego modelu obliczeniowego o ile tylko dalsze działania są z tym modelem zgodne.

Pewne niedoskonałości modelu obliczeniowego łagodzą dodatkowo przy projektowaniu przepisy konstrukcyjne, no i fakt pracy konstrukcji przy obciążeniach eksploatacyjnych dość dalekich od obciążeń obliczeniowych. To wszystko sprawia, że konstrukcja może w efekcie pracować poprawnie, mimo, że jej model obliczeniowy był daleki od poprawności.

Analizując konstrukcje istniejącą musimy odtworzyć ją w modelu obliczeniowym w sposób możliwie jak najbliższy jej rzeczywistości fizycznej. Dotyczy to zarówno geometrii ustroju, zastosowanych materiałów jak i spodziewanych sposobów obciążenia.

* Prof. dr hab. inż. emeryt Politechnika Śląska Katedra Konstrukcji Budowlanych,
wladzimierz.starosolski@polsl.pl

Tak więc, zanim przystąpimy do obliczeń, do tworzenia modelu konstrukcji musimy w szczególności poznać istniejącą konstrukcję. Chodzi nie tylko o poznanie jej stanu aktualnego, ale wszystkich stanów poprzednich, o historię obiektu. W sytuacji bieżącej chodzi o aktualną geometrię obiektu w tym zarysowania, przemieszczenia itp.

Jednocześnie musi być sformułowany cel obliczania.

O ile w przypadku projektu nowej konstrukcji, chodzi o konstrukcję, która ma spełniać wymagania stawiane – w skrócie - przez przepisy normowe, to w przypadku konstrukcji istniejącej zadania mogą być różne. Może to być określenie dopuszczalnych obciążeń/przeciążeń, dopuszczalnych: zmian w funkcji, otworowania i innych przeróbek konstrukcji.

W dzisiejszej sytuacji prawnej, w mniemaniu autora

- Jeżeli działania obliczeniowe mają jedynie na celu sprawdzenie konstrukcji niepodlegającej jakiegokolwiek zmianie (przy niezmienionej funkcji i geometrii) to dana konstrukcja powinna spełniać wymagania norm datowanych na czas jej wzniesienia. Nie oznacza to, że nie można sprawdzać tej konstrukcji według późniejszych pakietów norm – ale jest to w tym przypadku działanie z wyboru.
- Jeżeli sprawdzając konstrukcję przewidujemy zmianę sposobu użytkowania (zmiana funkcji i obciążeń) lub zmiany konstrukcyjne (otworowanie, nadbudowa itp.), to obliczenia muszą być prowadzone według obowiązującego pakietu norm.

Przywołanie danego pakietu norm, nie wpływa w zasadzie na sposób modelowania ustroju a jedynie na wartości obciążeń i ocenę uzyskanych wyników. Warto tu wskazać, że dawniej projektowane konstrukcje z zasady nie będą spełniały wymagań norm typu PN-EN w zakresie wymaganego otulenia zbrojenia oraz w szczególności ochrony na sytuacje wyjątkowe.

Konkluzja – obliczenia sprawdzające istniejącą konstrukcję muszą być w sposób istotny bardziej wnikliwe niż obliczenia przy projektowaniu. Jednocześnie fakt, że obliczenia te operują konstrukcją gotową, gdzie znaczna część niepewności projektowych została zrealizowana pozwala na bardziej wnikliwe określenie parametrów i oszczędniejsze operowanie zapasami bezpieczeństwa.

Przedstawiany wykład skupi się na zagadnieniach stropów i fundamentów różnych typów jako na elementach najczęściej wymagających analizy. Zajmiemy się także ustrojami szkieletowymi, ale z konieczności mniej wnikliwie.

Wykład omawia wyłącznie zagadnienia zginania omawianych ustrojów, pomijamy więc zagadnienia ścinania i przebicia. Pomijamy też zgodność kształtowania zbrojenia analizowanych konstrukcji z normowymi zaleceniami w tym względzie.

Ponieważ podstawowe normy do projektowania konstrukcji powoływane są w tekście bardzo często, stąd dla ułatwienia przywoływać się będzie normę PN-EN 1992-1-1:2008 jako EC2 a normę PN-B-03264:2002 jako PN02.

2. Rezerwy formalne

Na wstępie trzeba **bardzo wyraźnie podkreślić**, że zarówno norma EC2 jak i norma PN02 oraz odpowiednie normy wcześniejsze są normami przeznaczonymi z założenia i tytułu jako **normy do projektowania konstrukcji a nie do analizy konstrukcji istniejących.**

Jakkolwiek norma EC2 zawiera we fragmentach odesłania do wartości pomierzonych, to dotyczy to wartości pomierzonych na prefabrykatach przeznaczonych do zabudowania.

Należy mieć jeszcze świadomość, że z założenia pakiet norm PN-EN ograniczony jest do obiektów budowlanych zaliczanych do **klas konsekwencji (CC) od 1 do 2b**.

Dla przypomnienia oznacza to, że normy PN-EN obejmują jedynie:

Hotele, mieszkania, apartamenty, inne budynki mieszkalne i szkolne, biura oraz budynki handlu detalicznego nie przekraczające wysokości 15 kondygnacji, co wyrażono w przepisach polskich jako obiekty o wysokości nie większej niż 55m,

Szpitala nieprzekraczające wysokości 3 kondygnacji

Wszystkie budynki użyteczności publicznej, ale nie większe niż o powierzchni 5000 m² na każdej kondygnacji

Parkingi samochodowe o wysokości nieprzekraczającej wysokości 6 kondygnacji.

Co do obiektów wykraczających zakres kategorii 2b powiedziano jedynie, że można w takich sytuacjach współczynniki obciążenia γ_F stosowane w kombinacjach podstawowych lub stałych zwiększyć o 10% - to wszystko.

Konkluzja

W czasie sprawdzania obiektów istniejących **dopełnienie warunków pakietu PN-EN nie można automatycznie uznać za wystarczające**.

Obliczenia sprawdzające muszą być w sposób istotny bardziej wnikliwe niż obliczenia przy projektowaniu. Jednocześnie fakt, że obliczenia te operują konstrukcją gotową, gdzie znaczna część niepewności projektowych została zrealizowana pozwala na bardziej wnikliwe określanie parametrów i oszczędniejsze operowanie zapasami bezpieczeństwa.

Główna **odpowiedzialność przy analizie obiektów istniejących spada na projektanta-rzeczoznawcę, a przywołane normy stanowią jedynie punkt odniesienia**.

2.1. Wstępna analiza obiektu.

Przystępując do obliczeń sprawdzających istniejącej konstrukcji, w dowolnym jej stanie, stoimy przed o wiele trudniejszym zadaniem, niż przy projektowaniu. W tej sytuacji nie możemy narzucić konstrukcji wymaganych parametrów geometrycznych i wytrzymałościowych, a musimy na wstępie ustalić, jakie to są rzeczywiście parametry.

Nawet w sytuacji posiadania dokumentacji projektowej i wykonawczej rozpatrywanej konstrukcji z założenia **należy odrzucić domniemanie** o poprawności:

- wykonania projektu,
- zastosowanych materiałów
- wykonania robót
- utrzymania i eksploatacji obiektu

W przypadku analizy istniejącej konstrukcji konieczne jest sprawdzenie wszystkiego.

Istniejąca dokumentacja ma w tym przypadku znaczenie jedynie pomocnicze i bez wnikliwego badania nie można jej w żaden sposób dowierzać – nawet w przypadku zapisu kierownika budowy – „wykonano zgodnie z dokumentacją powykonawczą”. Wielokrotnie okazywało się bowiem, że rozbieżności pomiędzy dokumentacją powykonawczą a rzeczywistością są wielkie, czasami zasadnicze.

Sprawdzeniu podlegać musi geometria konstrukcji i jej przekrojów, układ warstw różnych materiałów, średnice i usytuowanie wkładek zbrojeniowych oraz ich otuleń.

Szczególną uwagę, zwłaszcza w płytach, należy przywiązywać do usytuowania zbrojenia górnego.

Oczywiście konieczna jest szczegółowa inwentaryzacja uszkodzeń (jeżeli takie występują) oraz odkształceń ustroju i jego poszczególnych elementów.

Należy ustalić wytrzymałości betonu, głównie przez pomiary bezpośrednie a w ślad za tym minimalną wytrzymałość betonu. Tą **minimalną wytrzymałość należy określać nie dla całości konstrukcji, ale dla rozpatrywanego fragmentu konstrukcji**. W pewnych przypadkach konieczne jest ustalenie wytrzymałości betonu w ściśle określonym miejscu w konstrukcji (np. przy sprawdzaniu nośności na ścinanie). Jest błędem zakładanie jednorodności parametrów wytrzymałościowych betonu dla całej dużej konstrukcji, a nawet całej kondygnacji. Często jest konieczne zbadanie składu betonu, jako pomocne dla oszacowania parametrów reologicznych betonu.

Także nie można określić parametrów stali zbrojeniowej na podstawie oglądu jej uźebrowania. W szczególności w stosunku do starszych wiekiem konstrukcji należy koniecznie pobrać z konstrukcji próbki stali (podstawowych średnic i z różnych miejsc) i **wykonać badanie wytrzymałościowe, koniecznie kreśląc wykres σ - ϵ w całym przebiegu odkształceń, aż do zerwania**.

Wszystko to pozwoli na względnie rzetelne określenie nośności poszczególnych przekrojów konstrukcji. Jednocześnie możliwe będzie określenie odporności ogniowej konstrukcji według jednej z procedur zawartych w PN-EN 1992-1-2. [N7].

Czasami konieczne jest także dokonanie badania gruntu - ich zakres dyktują potrzeby identyfikacji parametrów.

Konieczne jest ustalenie rzeczywistego sposobu użytkowania, a także historii tego użytkowania, w tym przeciążeń, które mogły mieć miejsce.

Największą trudnością jest określenie modelu obliczeniowego.

Sprawdzając bowiem konstrukcję istniejącą, nie możemy przyjąć jakiegoś wygodnego dla liczącego modelu obliczeniowego. **Sprawdzając istniejącą konstrukcję mamy obowiązek odtworzenia w modelu obliczeniowym rzeczywistego zachowania się konstrukcji**, z jego rzeczywistymi parametrami geometrycznymi i wytrzymałościowymi.

Operując pakietem norm PN-EN powinniśmy odnieść się także do spełnienia wymogów normy PN-EN 1991-1-7 [N9] czyli zabezpieczenia przed katastrofami postępującymi

2.2. Współczynniki bezpieczeństwa

Przypomnijmy, że w Polsce obowiązują dla stanów granicznych nośności podstawowe częściowe materiałowe współczynniki bezpieczeństwa:

dla stali $\gamma_s = 1,15$ (dla sytuacji wyjątkowej $\gamma_s = 1,0$).

dla betonu $\gamma_c = 1,4$ (dla sytuacji wyjątkowej $\gamma_c = 1,2$);

Jednakże w przypadku, gdy mamy do czynienia z istniejącą konstrukcją i gdy znane są nam pomierzone rzeczywiste wymiary elementów i rzeczywiste położenie wkładek zbrojeniowych, EC2 pozwala zmniejszyć współczynnik materiałowy dla stali zbrojeniowej do wartości

*PN-EN
1992-1-1
A.2.2*

$$\gamma_{s,red} = 1,05.$$

(1)

Z kolei, jeżeli wytrzymałość betonu dla przeprowadzenia obliczeń określa się na podstawie badania gotowej konstrukcji to częściowy współczynnik dla betonu można zmniejszyć przez współczynnik konwersji η , jednak do wartości nie mniejszej niż

$$A.2.3 \quad \gamma_{c, red4} = 1,3. \quad (2)$$

Widzimy, że dokładne i staranne pomiary na obiekcie pozwalają zmniejszyć wymagane zapasy bezpieczeństwa o kilka procent – co w pewnych sytuacjach może mieć znaczenia decydujące.

2.3. Obciążenia

Jest oczywiste, że nie będziemy tutaj podawać szczegółowych wartości obciążeń różnych typów. Wskażemy jedynie na wskazane w normie możliwości zmniejszenia podstawowych normatywnych obciążeń.

Obciążenia użytkowe dla kategorii obciążeń od A do E (kategoria E dotyczy powierzchni składowania i użytkowania przemysłowego) przekazywane na dany element konstrukcyjny stropu lub dostępnych poddaszy mogą być zredukowane ze względu na powierzchnie oddziaływania za pomocą współczynnika α_A

$$(6.1) \quad \alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0, \quad (3)$$

z tym że dla kategorii C i D wymaga się $\alpha_A \geq 0,6$.

We wzorze (3) oznaczono

ψ_0 – współczynnik według tablicy 1.3 normy PN-EN 1990:2004 [N5],
 A – powierzchnia obciążana,
 $A_0 = 10 \text{ m}^2$.

Jeżeli ściana lub słup są poddane obciążeniu użytkowemu z kilku kondygnacji, to obciążenia działające na te elementy mogą być zredukowane przez pomnożenie przez współczynnik α_n

$$(6.2) \quad \alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n}. \quad (4)$$

przy czym:

n - liczba kondygnacji ($n > 2$) ponad rozważanymi elementami konstrukcyjnymi,
 ψ_0 – współczynnik według tablicy 1.3. normy [N5]

W normie [N6] sprecyzowano, że w obliczeniach stropów oddziaływania użytkowe w obrębie jednej kondygnacji powinny być uwzględniane jako działające w sposób najbardziej niekorzystny. Jeżeli jednocześnie występują uwzględniane obciążenia innych kondygnacji, to mogą być one przyjmowane za równomiernie rozłożone. **Oznacza to, że na innych kondygnacjach niż aktualnie obliczana obciążenia użytkowe nie muszą być rozmieszczane w sposób najbardziej niekorzystny.**

Działając w ramach pakietu PN-EN mamy świadomość, że na ogół „wpływ skurczu i pęcznienia należy uwzględnić przy sprawdzaniu stanów granicznych użytkowalności”.

Zagadnienie omówimy dalej szczegółowo. Wyjątkowo uwzględnia się wpływ skurczu i pełzania w stanie granicznym nośności, ale tylko wtedy, gdy jest on istotny z uwagi na efekty drugiego rzędu i wtedy, gdy te efekty mają istotne znaczenie.

Konstrukcję obciążają też zmiany temperatury oddziałujące na jej elementy. W szeregu jednak przypadkach nie zachodzi konieczność uwzględnienia wpływów termicznych na konstrukcję, co określa [N8] (omówienie w[45]). Ponadto, co bardzo istotne, **dopuszcza się według normy EC2 w stanach granicznych nośności, pominięcie wpływu skurczu, temperatury i nierównomiernego osiadania podpór**. Wychodzi się tu z założenia, że przy zaawansowanych obciążeniach i silnym zarysowaniu konstrukcji następuje minimalizacja tych wpływów, z jednej strony przez silną degradację sztywności zginania i poosiowej elementów, z drugiej zaś przez odkształcenia postaciowe.

Trzeba jednak wyraźnie zaznaczyć, że **pominięcie tych wpływów nie dotyczy wszystkich sytuacji**. W szczególności nie dotyczy to słupów, które na skutek wpływu skurczu i temperatury mogą doznać bocznych przemieszczeń. W efekcie wywołane zostaną dodatkowe, znacznej wartości, momenty zginające. Nie można także pominąć tych wpływów na strefy podporowe ustrojów słupowo-ryglowych, w szczególności na krótkie wsporniki, gdyż mogą one doznać z tego tytułu granicznych wyteżeń, jeszcze przed wystąpieniem dużych obciążeń wspierających się na nich belek.

W pewnych sytuacjach mogą wystąpić wymagające uwzględnienia obciążenia zmęczeniowe konstrukcji. Dotyczy to przede wszystkim mostów i wiaduktów, belek podsuwnicowych oraz elementów ich podparcia, stropów obciążonych wózkami widłowymi, fundamentów pod maszyny, dróg i pasów startowych. *„W takich warunkach wypadki zniszczenia zmęczeniowego konstrukcji żelbetowych i sprężonych są nieliczne i trudne do jednoznacznej identyfikacji”* [68]. Obliczeniową procedurę w tym względzie, ujmuje norma EC2 (p. 6.8).

Sprawdzenia na zmęczenie dokonuje się oddzielnie dla betonu, a oddzielnie dla stali zbrojeniowej i sprężającej. Beton podlega sprawdzeniu zarówno na ściskanie, jak i na ścinanie, jakkolwiek brak informacji [68] o awariach istniejących konstrukcji spowodowanych zniszczeniem zmęczeniowym w przekrojach ukośnych lub zmęczeniową utratą przyczepności. Kwestionowana jest także zasadność obliczeniowego, w warunkach zmęczenia betonu, sprawdzania stanów użytkowania rozwarcia rys i ugięć.

Warto zwrócić uwagę, że wytrzymałość zmęczeniowa stali zbrojeniowej zmniejsza się wraz ze zwiększaniem średnic tego zbrojenia, a także w przypadku odgięć prętów, gdzie redukcja nośności może wynosić nawet kilkadziesiąt procent (do 68% według [68]). W połączeniach spawanych można liczyć się, z tego tytułu, także z redukcją nośności, w zależności od rozwiązania konstrukcyjnego nawet o 50% [68].

Szerokie omówienie obciążeń przyjmowanych współcześnie znaleźć można w [46].

3. Ogólnie o metodach obliczeniowych

Postępując zgodnie z dopuszczeniami EC2 wyróżnimy tutaj następujące zasadnicze ścieżki obliczania konstrukcji.

a) **Postępowanie tradycyjne** przy dopuszczeniu normowym, że siły wewnętrzne w konstrukcji liczy się przy założeniu, że jest ona wykonana z materiału liniowo sprężystego izotropowego. Sprawdza się konstrukcje na obliczone w ten sposób siły wewnętrzne w stanie granicznym. W stanach eksploatacyjnych sprawdzeniu podlega rozwarłość rys i wartości ugięcia. **Dla uzyskania oszczędnych wyników wykorzystuje się wszystkie, normowo dopuszczalne rezerwy.**

Postępowanie tradycyjne wykazuje, w stosunku do innych postępowań, mniejsze wartości dopuszczanych obciążeń, z uwagi na wielowariantowość przykładanych obciążeń przy poszukiwaniu zbrojenia i pomijanie wpływu na nośność zbrojenia przyjmowanego jako zbrojenie konstrukcyjne.

Postępowanie to może być w znacznym stopniu zautomatyzowane. Z uwagi na tradycyjne i zautomatyzowane postępowanie jest to postępowanie łatwiejsze, nie wymaga dużego doświadczenia w każdym razie w przypadkach typowych,

b) **Postępowanie**, w którym uwzględnia się *„sprężystą odpowiedź konstrukcji z ograniczoną redystrybucją sił”*, w którym określone w sposób sprężysty rozkłady wartości momentów są modyfikowane poprzez zmianę wartości momentów podporowych do wartości wynikłych z istniejącego zbrojenia na podporach. Postępowanie dotyczy wyłącznie stanu granicznego nośności. Stany graniczne użytkowania sprawdza się, dla istniejącego i rozplanowanego zbrojenia w sposób klasyczny, to jest, przy założeniu liniowej sprężystości modelu z uwzględnieniem wpływów długotrwałych i zarysowania.

c) **Postępowanie** określane jako *„odpowiedź plastyczna”*, w tym analiza obejmująca modele ST (modele prętowe), w którym zbrojenie sprawdzane jest w sytuacji równowagi w stanie granicznym zniszczenia. Tak jak wyżej stany graniczne użytkowania sprawdza się, dla istniejącego i rozplanowanego zbrojenia w sposób klasyczny.

d) **Postępowanie** określane jako *„odpowiedź nieliniowa”* w której *„należy stosować charakterystyki materiałów określające realną sztywność elementów”* oraz, *„należy stosować tylko takie modele obliczeniowe, które są właściwe w zakresie, w którym się stosuje”* Jest to metoda zaawansowana, raczej nie stosowana w obliczeniach sprawdzających. Tym postępowaniem, o charakterze bardziej złożonym nie będziemy się w ramach tego wykładu zajmować.

Możliwy jest też prostszy wariant postępowania w sytuacji, gdy wartość rozwarcia rys jest obojętna (klasa środowiskowa X0 i XCI). Wtedy zamiast korzystać z obliczeniowego sposobu sprawdzenia ugięć można wykorzystać uproszczone formuły zawarte w normie (choć nie dla wszystkich układów konstrukcyjnych jest to możliwe).

Sposoby postępowania według powyższych wariantów b),c) i d) mogą wykazać w efekcie ich zastosowania wyższe nośności badanych elementów niż uzyskane w postępowaniu tradycyjnym. Sposoby a) i b) mogą być stosowane z pełnym wykorzystaniem wspomaganie komputerowego, jakkolwiek w sposobie b) występuje ograniczona ingerencja ręczna.

Sposoby postępowania według wariantów c) i d) są to sposoby, w których nośności elementów z uwagi na ich pracę giętną i siły poprzeczne określa się w zasadzie dla poszczególnych pól indywidualnie i „ręcznie”, z małymi możliwościami wspomaganie komputerowego (jedynie fragmentarycznego). Wymaga to w ustrojach bardziej złożonych szeregu decyzji arbitralnych. Jedynie w sposobie c) przy określaniu stanów użytkowania możliwe jest tu pełne wykorzystanie wspomaganie komputerowego chyba, że takie sprawdzenie (przepisy norm) nie jest konieczne. Z tego względu zastosowanie tego typu postępowań wymaga od projektanta znacznego doświadczenia i wyczucia pracy ustroju.

W EC2 mamy dodatkowo wskazanie, choć dotyczące jedynie *„płyt płaskich”*, w której dopuszcza się bardzo szeroki wachlarz metod obliczeniowych, w domniemaniu przy obliczeniach w stanie sprężystym.

Są to metody:

- „oparte na podobieństwie płyty do rusztu (w których płyta jest reprezentowana przez zbiór połączonych elementów dyskretnych)”*,
- „elementów skończonych”*,
- „linii załomów”*

„ram zastępczych”..

Warto zwrócić uwagę, iż stosując zamiennie te metody dostaniemy wyniki rozbieżne czasem bardzo znacznie.

W zasadzie przyjmuje się, że stany graniczne nośności dotyczą bezpieczeństwa ludzi lub bezpieczeństwa konstrukcji. Jako stan graniczny nośności traktować można sytuację bezpośrednio poprzedzającą katastrofę. W niektórych sytuacjach zaleca się rozpatrywanie stanów granicznych nośności ze względu na ochronę zawartości budowli (wymaga to jednak uzgodnienia z inwestorem i władzami budowlanymi).

Niezależnie wymaga się sprawdzenia, o ile jest taka potrzeba, stanów granicznych, gdy zachodzi możliwość [N5]:

- *„utruty równowagi konstrukcji, lub jakiegokolwiek jej części, uważanej za ciało sztywne,*
- *zniszczenia na skutek nadmiernego odkształcenia, przekształcenia się w mechanizm, zniszczenia materiałowego, utraty stateczności konstrukcji lub jej części, łącznie z podporami i fundamentami,*
- *zniszczenie spowodowane przez zmęczenie lub inne efekty, zależne od czasu”.*

Wyróżnia się [N5] (6.4.1) następujące, wymagające sprawdzenia, stany graniczne nośności:

„EQU” – *utrata równowagi statycznej konstrukcji, lub jakiegokolwiek jej części, uważanej za ciało sztywne, rozważana w przypadku, gdy małe zmiany wartości lub rozkładu w przestrzeni oddziaływań, wywołanych przez jedną przyczynę, są znaczące, a jednocześnie wytrzymałość materiałów konstrukcji lub podłoża na ogół jest bez znaczenia;*

„STR” – *zniszczenie wewnętrzne lub nadmierne odkształcenia konstrukcji lub elementów konstrukcji łącznie z fundamentami, w przypadku których decydujące znaczenie ma wytrzymałość materiałów konstrukcji;*

„GEO” – *zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża, kiedy istotne znaczenie dla nośności konstrukcji ma wytrzymałość podłoża wymagania jak dla STR.*

„FAT” – *zniszczenie zmęczeniowe konstrukcji lub elementu konstrukcji.*

Wskazano że w miejscach *„w których założenie o liniowym rozkładzie odkształceń nie jest prawdziwe”* może się okazać niezbędne prowadzenie dokładniejszej analizy. Uważa się, że taka dokładniejsza analiza powinna być ewentualnie prowadzona *„np.:*

- *w pobliżu podpór,*
- *w pobliżu sił skupionych,*
- *w skrzyżowaniach belek i słupów,*
- *w strefach zakotwień,*
- *w miejscach zmiany przekroju elementu”.*

Jest to istotne przypomnienie, do którego będziemy się w dalszej części wykładu odwoływać.

W ramach tego wykładu nie będziemy omawiać typów obciążeń i kombinacji obliczeniowych odsyłając Czytelnika w tym zakresie do norm. Skupimy się na określaniu wartości obciążeń, jakie może przenieść rozważany ustrój a także na jego stanach użytkowości.

Nie będziemy tutaj omawiać szczegółowych procedur sprawdzania elementów żelbetowych i sprężonych, odsyłając w tej kwestii Czytelników do będących aktualnie na rynku podręczników. Chcemy jedynie zwrócić uwagę na niektóre założenia tych procedur,

Sprawdzenie przekrojów żelbetowych prowadzone jest jak wiadomo dla stanów granicznych nośności i stanów granicznych użytkowalności.

Praktycznie wymaga się dla większości elementów sprawdzenia stanów granicznych użytkowalności:

- ugięć
- powstania rys
- rozwarcia rys

a rzadziej

- drgań

Norma [N5](3.1.(2) pozwala na pominięcie sprawdzenia „jednego ze stanów granicznych”, jeżeli istnieją dostateczne informacje stwierdzające, że spełnienie jednego stanu granicznego spełnia też drugi stan graniczny”. Stany graniczne odnosi się każdorazowo do sytuacji obliczeniowych: trwałych, przejściowych lub wyjątkowych.

Sprawdzanie stanów granicznych, związanych z efektami zależnymi od upływu czasu (np. zmęczenie), należy wiązać z przewidywanym okresem użytkowania konstrukcji. Przyjęte do obliczania miarodajne sytuacje obliczeniowe należy ustalać z uwzględnieniem okoliczności, w których konstrukcja powinna spełniać swoje zadanie. Wymaga się, aby wybrane sytuacje obliczeniowe określone były w sposób dostatecznie wyczerpujący i na tyle zróżnicowany, aby uwzględniały praktycznie wszystkie warunki, które mogą wystąpić w trakcie wykonania i użytkowania konstrukcji.

Szerokie omówienie tych zagadnień może należeć Czytelnik m.in. w pracach [4], [46] .

Podane dalej sposoby postępowania podano dla czytelności wykładu bez szerszej motywacji, w części zgodnie z arbitralną decyzją autora. Motywacje tych sposobów będzie mógł znaleźć Czytelnik w odesłaniach literaturowych.

Na koniec jeszcze jedna uwaga. Współczesne konstrukcje projektowane według Eurokodów powinny uwzględniać możliwości wystąpienia katastrofy postępującej zgodnie z wymaganiami [N9]. Takie sprawdzenie jest zawsze konieczne, jeżeli dokonuje się przebudowy (w tym zmiany sposobu użytkowania) - zawsze gdy konieczny jest projekt budowlany. Analiza tego typu pozwala zawsze uwzględnić w obliczeniach całość zbrojenia zdolnego do przeniesienia tego typu obciążeń, Jakkolwiek omawiane w wykładzie zagadnienia dotyczą wszystkich typów ustrojów, to w szczególności rozwijano zagadnienia dotyczące stropów.

Pragnę tu zwrócić uwagę, że tradycyjnie mówimy (także w tym wykładzie) o obliczeniach ustroju i o wynikach obliczeń. To sugeruje, że otrzymane wyniki, przy respektowaniu poczynionych założeń, są wynikami dokładnymi. Tymczasem otrzymane wyniki obliczeń są jedynie oszacowaniami w stosunku do sytuacji fizycznej, jej większym lub mniejszym przybliżeniem. Świadomość, że wyniki przeprowadzonych obliczeń są jedynie oszacowaniami otrzymanych wartości, skłania do pewnego dystansu w stosunku do tych wartości.

Pokazane w tym wykładzie przykłady zastosowania wspomagania komputerowego zostały wykonane z zastosowaniem pakietu programów ABC (ABC-Płyta, ABC-Rama, ABC- Tarcza, ABC-Obiekt) autorstwa dr.inż.Krzysztofa Grajka

4. Odwzorowanie konstrukcji w modelu obliczeniowym

Prawidłowe odwzorowanie istniejącej konstrukcji w modelu jest jednym z podstawowych warunków trafnego oszacowania występujących w badanym ustroju sił.

Wyróżnić tu możemy kilka zagadnień:

4.1. Odwzorowanie geometryczne.

Oczywistym jest wymaganie względnie ścisłego odwzorowania geometrycznego w modelu obliczeniowym. W tym przypadku jednak, nie należy dążyć do nadmiernej dokładności odwzorowania. Kilkucentymetrowe różnice pomiędzy konstrukcją a jej modelem nie wpłyną, bowiem na ostateczne wyniki obliczeń.

4.2. Odwzorowania materiału, z którego wykonany jest analizowany ustrój.

Przy obliczeniu wartości statycznych w przypadku konstrukcji jednomateriałowych wartość parametrów sprężystych nie ma wpływu na wyniki obliczeń statycznych o ile tylko prowadzona analiza jest analizą I-szego rzędu (co ma z zasady miejsce). Właściwe przyjęcie cech materiałowych jest bardzo ważne w konstrukcjach wielomateriałowych, gdyż wpływać może istotnie na rozdział sił. W konstrukcjach takich rozważyć należy z zasady fazę docelową - po ujawnieniu się zmian reologicznych. Niekiedy może być konieczna analiza cech materiałowych w fazach pośrednich.

4.3. Odwzorowanie podparć i więzów

Istotnym jest dla trafnego określenia nośności elementów prawidłowe odwzorowanie więzów łączących poszczególne elementy. A więc sztywności elementów podporowych, miejsca przyłożenia obciążenia itd.

4.3.1. Typy podparć

Prześledzimy tutaj będące do dyspozycji, w ramach programów inżynierskich, sposoby podparcia modeli obliczeniowych:

Ogólnie dysponujemy następującymi rodzajami podpór:

- **podparcie swobodne** - odebranie w podpieranym węźle wyłącznie możliwości przemieszczeń prostopadłych do płaszczyzny podpory;
- **zamocowanie** - odebranie w węźle możliwości przemieszczeń pionowych i obrotów w jednym, lub obu ortogonalnych kierunkach;
- **podparcie sprężyste** - podparcie i zamocowanie o zadanych cechach sprężystych. Cechy te mogą być zadawane bezpośrednio, lub - prościej - przez podanie wymiarów geometrycznych rozwiązywanych elementów ustroju. Dla najniższej kondygnacji, umożliwia to uwzględnienie wymiarów fundamentów i cech sprężystych gruntu;
- **podpory jednostronne** - nie przenoszące sił rozciągających ponad zadaną wartość (przykładowo podpory swobodnie leżącej płyty krzyżowo - zbrojonej);
- **podpory o ograniczonej nośności** - nie przenoszące sił ściskających ponad zadaną wartość i jednocześnie z możliwością ograniczenia wartości sił rozciągających (przykładowo podparcie elementami smukłymi, które mogą ulec wyboczeniu);

- **podpory „z luzem”** – dopuszczające swobodne przemieszczenie punktu podparcia w określonych granicach, w dół i w górę, (przykładowo luzy montażowe);
- **podłoże winklerowskie** - jest to założenie na całym wskazanym obszarze w każdym węźle podpory sprężystej o parametrach wyliczonych z cechy podłoża. Dodatkowo podłożu temu można nadać własności podpór jednostronnych oraz podpór o ograniczonej nośności.
- **podłoże jako półprzestrzeń sprężysta** o stałych na całym obszarze cechach. Ten typ podłoża pozwala uwzględnić wpływ na rozważany fundament obciążenia gruntu poza fundamentem i wpływ fundamentu na otaczający teren. Podłożu temu można nadać własności podpór jednostronnych oraz podpór o ograniczonej nośności;
- **podłoże sprężyste uwarstwione** - najbardziej uniwersalny typ podłoża, pozwalający na uwzględnienie uwarstwienia podłoża na określonej liczbie obszarów. Uwzględnić tu można wpływ na fundament obciążenia gruntu poza fundamentem oraz wpływ rozważanego fundamentu na obiekty sąsiednie. Podłożu temu można nadać własności podpór jednostronnych oraz podpór o ograniczonej nośności.
- **podłoże sprężyste plastyczne i inne podłoża o złożonej charakterystyce**, stosowane przy rozwiązaniu niektórych zagadnień geotechnicznych i przy zastosowaniu wyspecjalizowanego oprogramowania.

Ponadto jako dodatkową więź traktować należy oś symetrii.

4 3.2. Sztywność podparcia

Fizycznie nie istnieją podpory niepodatne. Każde podparcie obciążone dowolnie małą siłą odkształca się. Oczywiście, jeżeli odkształcenia podpór są bardzo małe w stosunku do odkształceń ustroju, to ich wpływ na siły wewnętrzne w ustroju będzie pomijalnie mały. Na tym fakcie zasadza się przyjmowanie podpór „niepodatnych”.

W przypadku obliczeń komputerowych przyjmujemy zazwyczaj w programach, że sztywność osiowa podparcia wyrażona stosunkiem siły do wywołanego tą siłą odkształcenia [kN/m] ma swoją wartość skończoną, tylko bardzo dużą. Przykładowo, typowo przyjmowana jako podpora sztywna podpora o sztywności osiowej $10 \times E^{10}$ [kN/m], odpowiada sztywności słupa betonowego z betonu C20/25 o wymiarach 0,6×0,6 [m×m] i wysokości 1 mm.

4.3.3. Sztywność zamocowania

Pojęcie zamocowania dowolnego elementu dalekie jest od precyzji. Przykładem niech będzie najbardziej lapidarny model obliczeniowy, jakim jest model sprężystej belki wspornikowej, obciążonej przykładowo siłą skupioną na końcu. Dla wspornika o wysięgu 1m i wysokości 0,2m zamocowanego w bloku betonowym **niedomiar ugięcia obliczonego na podstawie modelu prętowego wyniesie 35%** [58]. Dla smukłych elementów błąd ten będzie mały.

Dla prawidłowego odwzorowania ugięcia wspornika zatopionego w utwierdzonym bloku betonowym można się posłużyć modelem wspornika zamocowanego za pomocą dwóch wahaczy (rys. 1).

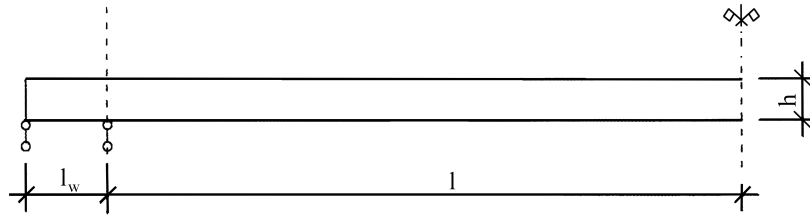


Rys.1. Model zamocowania belki wspornikowej w bloku betonowym

Można sugerować, aby wahacze rozstawione były wzajemnie w odległości

$$l_w = 1,0 h \quad (5)$$

Dla belki zamocowanej na obu podporach w blokach betonowych, konsekwencją wystąpienia niepełnego zamocowania jest zmniejszenie się momentów podporowych, a zwiększenie momentów przęsłowych.



Rys. 2. Model obliczeniowy belki zamocowanej aproksymujący zamocowanie belki w bloku betonowym

Dość dobrze aproksymuje sytuację zamocowania belki w bloku betonowym model, w którym zamocowanie belki realizowane jest za pomocą dwóch wahaczy, rozstawionych w odległości wzajemnej l_w (rys.2).

Najlepszą aproksymację w stosunku do zamocowania belki w bloku betonowym uzyskano [51] z uwagi na:

$$\text{momenty,} \quad \text{gdy } l_w/h = 1,5, \quad (6)$$

$$\text{ugięcia,} \quad \text{gdy } l_w/h = 2,0. \quad (7)$$

Pamiętać należy zawsze, że jeżeli w wyniku niedokładnego oszacowania sztywności zamocowania ustroju otrzymamy nadmierne wartości momentów podporowych, to automatycznie nastąpi redukcja momentów przęsłowych. Jeżeli konstrukcja została zaprojektowana (zazbrojona) zgodnie z wynikami uzyskanymi przy takich założeniach,

to w przypadku, gdy nie zostaną wzbudzone przyjęte w obliczeniach momenty podporowe może dojść do zagrożenia jej bezpieczeństwa.

Z zasady nie uwzględniamy w elementach prętowych sił poziomych powstałych w wyniku ograniczenia poziomego przesuwu podpór. Czynniki naturalne (skurcz, temperatura) generują na podporach szczeliny, niwelujące w dużym zakresie możliwość powstania sił rozporowych

Przyjmując warunki podporowe słupów często, bez umotywowania obliczeniowego, przyjmuje się, że słup jest zamocowany w fundamencie. Może się to okazać bardzo złudne.

Przykładowo dla fundamentu o grubości 1,0m spoczywającym na podłożu Winklerowskim o cesze $C=30$ MPa/m i kondygnacji piwnicznej o wysokości $h = 4,5$ m (szczegóły w [58]) uzyskano (przyjmując 5% tolerancję wyników), sztywne zamocowanie słupa w górnej krawędzi stopy fundamentowej w przypadku stopy fundamentowej większej niż $6,0 \times 6,0$ m.

Z drugiej strony mimo w pełni sztywnego połączenia słupa i stopy fundamentowej opartej na podłożu Winklerowskim o cesze $C=30$ MPa/m, jeżeli stopa fundamentowa miała wymiary nie większe od $1,5 \times 1,5$ m połączenie to (przyjmując 5% tolerancję wyników) odpowiadało połączeniu przegubowemu. Warto zwrócić uwagę, że w przypadku przegubu, kąt obrotu na końcu słupa wyniósł $0,026^\circ$. Jest to wartość prawie, że niewyobrażalnie mała. Automatycznie widzimy, jak łatwo w miejscu planowanego utwierdzenia może dojść do powstania przegubu.

4.4. Lokalizacja punktów podparcia

Należy zwrócić uwagę na pewną „tradycyjną” niekonsekwencję przy przyjmowaniu podparcia stropów, szczególnie w przypadku zewnętrznych krawędzi swobodnie podpartych. Tradycyjnie przyjmuje się w modelu, że teoretyczna oś podparcia biegnie w osi elementu podpierającego.

Rzeczywistość jest najczęściej inna. W polskim budownictwie wzdłuż podpór liniowych biegnie na poziomie stropu żelbetowy wieniec, z którym płyta stropowa jest zespolona. W sytuacji podpór skrajnych, o ile nie ma istotnej wartości docisków z wyższych kondygnacji, wieniec ten, pod wpływem obciążenia stropu, obraca się ku środkowi. Automatycznie teoretyczny punkt podparcia płyty stropowej przemieszcza się ku wewnętrznej krawędzi ściany.

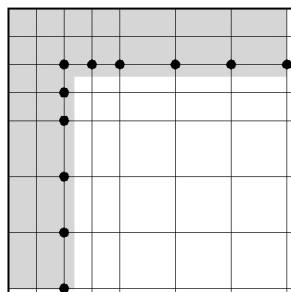
Można rozważyć dwa podejścia do dokładniejszego modelowania krawędzi modelu:

- przez obcięcie modelu płyty stropowej wzdłuż linii odpowiadającej wewnętrznej krawędzi ściany i podparcie modelu wzdłuż tak powstałej linii podpór;
- przez podparcie modelu płyty stropowej wzdłuż linii odpowiadającej wewnętrznej krawędzi ściany, z uwzględnieniem w modelu współpracującej części wieńca.

W analizowanym w [58] elementarnym przykładzie wywiedziono, że uwzględnienie w modelu istnienia wieńca zmniejszyło obliczone wartości ugięć o ok. 12%, a obliczone momenty m_x o ok. 9 %, w stosunku do wyników otrzymanych dla modelu, w którym pominięto istnienie wieńca. Z omawianego przykładu wynika ponawiany wniosek, że **należy bardzo starannie analizować lokalizację podparcia stropów, nie pomijać, gwoli uproszczeń, żadnych istniejących elementów ustroju.**

Wprowadzenie uproszczeń może prowadzić do znacznego zafałszowania wyników obliczeń, a nie powoduje jakiegokolwiek przyspieszenia pracy projektanta.

Zalecany sposób rozplanowania elementów skończonych w strefie przykrawędziowej w przypadku istnienia wieńca przedstawiono na rysunku 3.



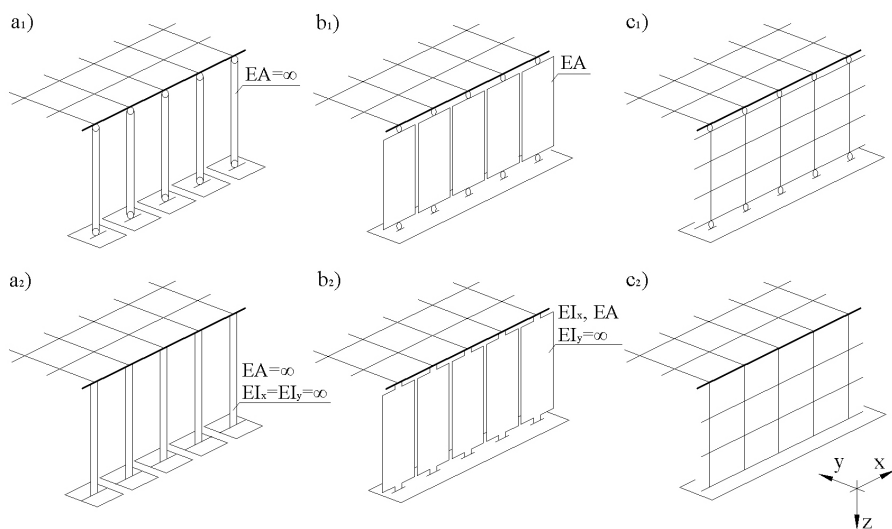
Rys.3. Kształtowanie elementów skończonych w strefie przykrawędziowej z uwzględnieniem istnienia wieńca.

Także w przypadku zamocowania stropu w zewnętrznej ścianie należy rozważyć, w jakim przekroju następuje rzeczywiste zamocowanie tego stropu i nie zapominać o istnieniu wieńca.

4.5. Podparcia liniowe

W zależności od sytuacji i celu prowadzonych obliczeń, stosować można jako podparcie ciąg niepodatnych podpór (rys. 4a), ciąg podpór sprężystych (rys. 4b), względnie podparcie na powłoce modelującej ścianę (rys. 4c).

W przypadku podpór niepodatnych mogą to być zarówno podparcia swobodne (niepodatne wahacze (rys. 4a₁), jak i zamocowania (rys. 4a₂).



Rys. 4. Liniowe podparcie modelu (opis w tekście)

Podpory sprężyste imitują oparcie na odkształcalnej ścianie, traktowanej jako ciąg zastępczych słupów niewspółpracujących w stykach pionowych między sobą (palisada). Te zastępcze słupy posiadają odpowiednią do reprezentowanego przez siebie odcinka ściany sztywność poosiową EA i sztywność giętą EI_x w kierunku prostopadłym do długości ściany. Sztywność giętą zastępczych słupów w kierunku długości ściany przyjmuje się jako nieskończoną $EI_y = \infty$.

Płyta stropowa może być połączona z tymi podporami w sposób przegubowy (rys. 4b₁), lub też sztywny (rys. 4b₂).

Modelując płytę stropową w modelu przestrzennym (3D) podporę płyty stanowiąc będą ściany traktowane jako elementy powłokowe, przenoszące zarówno siły osiowe, jak i momenty. W zależności od rozwiązania konstrukcyjnego połączenie płyty stropowej z tymi ścianami może być przegubowe (rys. 4c₁), lub też sztywne (rys. 4c₂).

Omówimy niżej specyficzne zagadnienia dotyczące każdego z rodzajów podparć.

4 5.1. Sztywne zamocowanie

W tych miejscach modelu, w których konstrukcja rzeczywistych podpór i stropu upoważnia nas do założenia w modelu obliczeniowym podpór z zamocowaniem w węźle (por. rys. 4a₂), nie występują w zasadzie problemy rozmieszczenia tych podpór. Zwracamy tu jedynie uwagę na to, że **wzdłuż linii podparcia powinny być zamocowane wszystkie węzły**.

Należy zawsze mieć świadomość, że w miejscu przyjętego w modelu zamocowania węzła, w rzeczywistej konstrukcji musi występować połączenie:

- zdolne do przeniesienia wyliczonych momentów zamocowania oraz
- na tyle małopodatne, aby można było zaniedbać uwzględnienie obrotu stropu na podporze.

We wszystkich innych przypadkach należy uwzględnić sprężyste zamocowanie stropu.

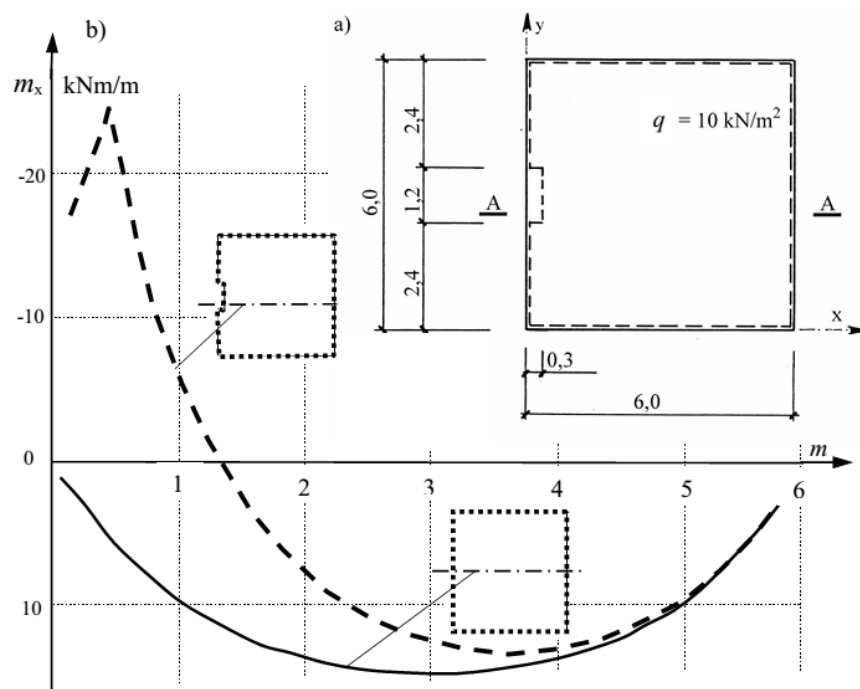
4.5.2. Podparcie przegubowe niepodatne

W przypadku, gdy rzeczywiste rozwiązanie konstrukcyjne upoważnia do podparcia modelu z podporami swobodnymi niepodatnymi, co odpowiada podparciem na wahaczach nieodkształcalnych wzdłuż długości (por. rys. 4a₁), rozmieszczenie podpór wymaga szczególnej uwagi.

Kształtując model obliczeniowy, należy bowiem mieć na uwadze, **że każdy odcinek ściany (podpory) odchylony pod dowolnym kątem (niekoniecznie prostym) do rozważanego kierunku podpory liniowej wywoła efekt lokalnego zamocowania**

Wagę tego stwierdzenia przedstawimy na przykładzie. Punktem wyjścia niech będzie rzut pomieszczenia przedstawionego na rysunku 5a. Jeżeli pomieszczenie to potraktuje się tak, jak byśmy to zrobili prowadząc rachunki za pomocą tablic, tzn. prowadząc linie podpór wzdłuż obrysu ścian z pominięciem lokalnego pilastra, to otrzymamy wartości momentów pokazane na rysunku 5b linią ciągłą. Jeżeli jednak, korzystając z możliwości, jaką daje program komputerowy, poprowadzimy w modelu linię podpór bez uproszczeń, wzdłuż krawędzi wewnętrznych pomieszczenia, to w efekcie otrzymamy wartości momentów zaznaczonych na rysunku 5b linią przerywaną.

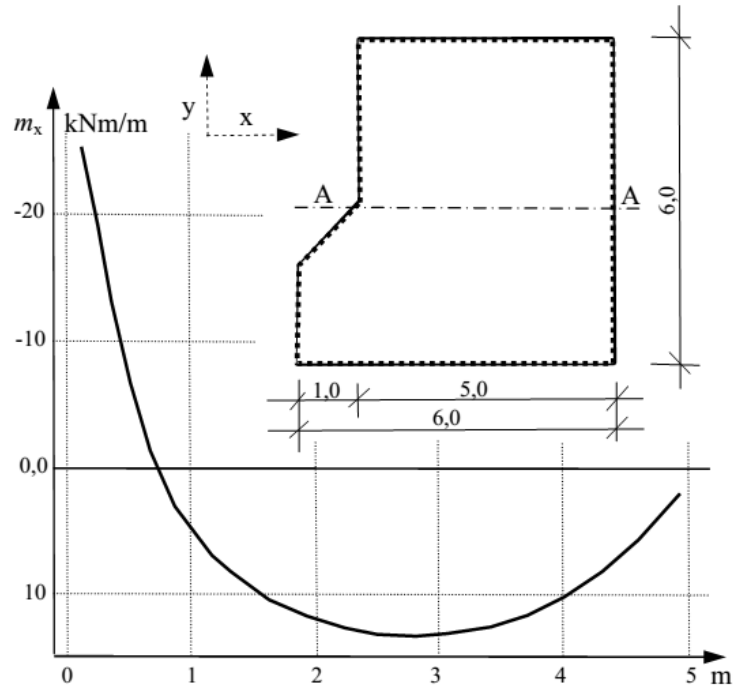
Jak to wynika z porównania przedstawionych wykresów, uwzględnienie w obliczeniach przebiegu podpór swobodnych wzdłuż krawędzi pilastra dało w efekcie zamocowanie płyty w tym obszarze.



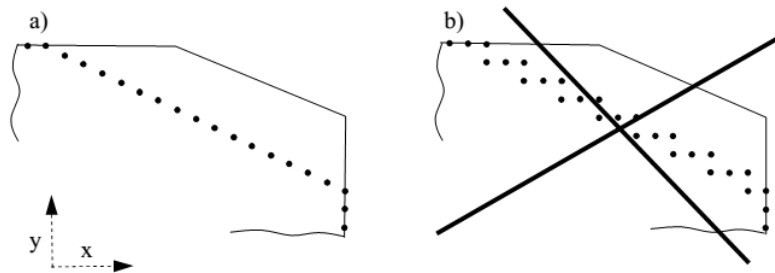
Rys. 5. Momenty zginające jako funkcja sposobu odwzorowania przebiegu linii podpór: a) rzut płyty, b) momenty m_x wzdłuż przekroju A-A, w zależności od sposobu odwzorowania przebiegu podpór (opis w tekście)

Rozważmy z kolei sytuację załamania linii podpór pod kątem, co przedstawiono na rysunku 6. W obszarze przyległym do miejsca załamania krawędzi powstają, znacznej wartości, momenty podporowe.

Zwracamy tu uwagę na fakt, że ukośną względem kierunków zbrojenia podporę przegubową należy zawsze modelować podporami ustawionymi wzdłuż tej ukośnej linii (rys. 7a). W żadnym przypadku nie należy podpory takiej modelować podporami rozłożonymi wzdłuż linii schodkowej jak to pokazano na rysunku 7b), gdyż automatycznie mimo woli nastąpi zamocowanie płyty. Autor zetknął się z taką sytuacją

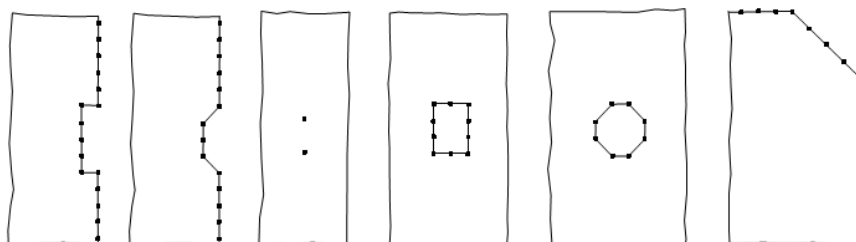


Rys.6. Momenty zginające m_x wzdłuż przekroju A-A płyty jednopolowej o załamanym rzucie ($q = 10 \text{ kN/m}^2$),



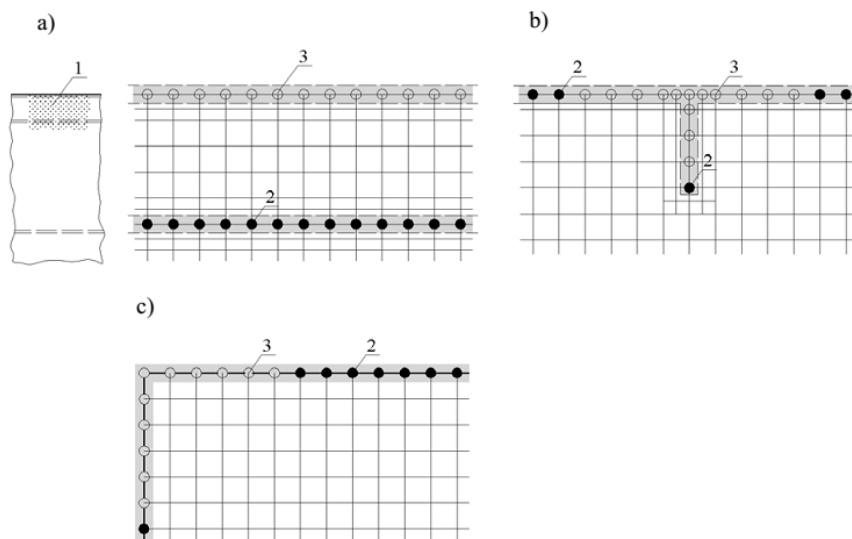
Rys. 7. Liniowa podpora ukośna modelu. a) prawidłowe rozmieszczenie podpór, b) niedopuszczalny sposób rozmieszczenia podpór (kropkami zaznaczono podparcia przegubowo niepodatne – wahacze)

Różne sytuacje w modelach płyt podpartych wyłącznie podporami przegubowo przesuwными, a prowadzące do powstania lokalnych zamocowań, przedstawiono zbiorczo na rysunku 8.



Rys. 8. Przegląd sytuacji, w których następuje mimowolne zamocowanie modelu płyty (kropkami zaznaczono podpory przegubowe niepodatne)

Zawsze należy rozważyć, czy rozwiązanie konstrukcyjne podpór jest zdolne do przejścia rozciągań. Nie jest do tego zdolny przykładowo mur ceglany na najwyższej kondygnacji, gdy nie występują pionowe siły w tym murze. Jeżeli rozwiązanie konstrukcyjne połączenia stropu ze ścianą nie jest przystosowane do przenoszenia rozciągań, względnie sama podpora nie jest w stanie przynieść rozciągań, to fakt ten powinien być uwzględniany w obliczeniach przez zastosowanie podpór z więzami jednostronnymi (rys. 9a,b).



Rys. 9. Przykłady sytuacji, gdy podpora liniowa jest odrywana: a) dwie ściany w niewielkiej wzajemnej odległości, b) odcinek ściany prostopadłej do ściany podłużnej, c) narożnik płyty krzyżowozbrojonej (1 – rozważany obszar, 2 – podpory ściskane, 3 – podpory rozciągane)

Są to podpory niezdolne do przenoszenia rozciągań, względnie przenoszące rozciąganie tylko do określonej wartości. Dotyczy to, oczywiście, także naroży płyt swobodnie podpartych (rys. 9c).

Podpory z więzami jednostronnymi można realizować albo odpowiednią opcją programu, albo „ręcznie”, usuwając w kolejnych obliczeniach te podpory, w których występuje rozciąganie

4.5.3. Podparcie sprężyste

Omówiono wyżej tradycyjne standardowe założenia upraszczające stosowane przy modelowaniu stropów. Współcześnie jest możliwe, nawet w obrębie warunków normowych, bardziej wnikliwe podejście do założeń obliczeniowych, a w szczególności do ściślejszego odwzorowania warunków podporowych.

Oczywiście można, szczególnie w zakresie liniowo sprężystej pracy ustroju, uformować przestrzenny model obliczeniowy bliższy sytuacji rzeczywistej. Model taki może uwzględnić zarówno giętą, jak i tarczową pracę płyty stropowej oraz podpierających ją ścian, wraz z więzami istniejącymi pomiędzy płytą stropową a ścianami. Jest to jednak, przy obliczeniach technicznych, zadanie dość pracochłonne, szczególnie przy rozbudowanych rzutach stropów złożonych z szeregu płyt i o złożonym sposobie obciążenia.

To jednakże dość pracochłonne postępowanie można, przy zwykłych standardowych obliczeniach płyt i całych ich zespołów, z powodzeniem zastąpić wprowadzając w miejsce ściany pionowe podpory, których cechy sprężyste wynikają: z wymiarów geometrycznych ściany; warunków podparcia na końcach przeciwległych; oraz tego, czy uwzględniamy jedynie ścianę pod stropem, czy także nad stropem.

W tym przypadku ściana, o czym wspomniano na wstępie do tego rozdziału, zastępowana jest w modelu szeregiem podpór sprężystych (por. rys. 4b₂), o następujących właściwościach:

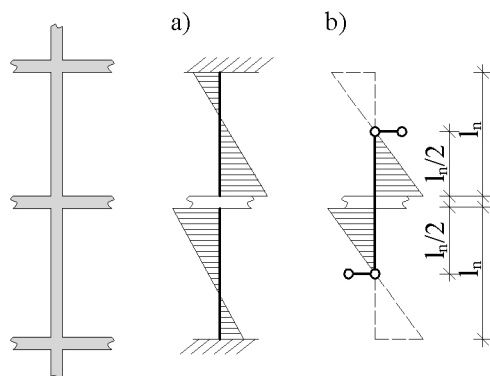
- moduł sprężystości ściany E (przykładowo betonowej E_{cm});
- sztywność posiowa określana jest jak dla elementu o wymiarach $a \times b \times l_d$; gdzie: a – suma odległości od rozpatrywanego węzła do środków ciężkości sąsiednich elementów (wzdłuż osi ściany);
 b – grubość ściany;
 l_d – wysokość ściany pod rozpatrywanym stropem (nie uwzględnia się wysokości ściany nad stropem);
- sztywność giętą w kierunku prostopadłym do ściany dla elementu o przekroju $a \times b$ z uwzględnieniem długości l_d (poniżej stropu) i l_g (powyżej stropu) oraz warunków zamocowania na przeciwległych końcach;
- sztywność giętą w kierunku równoległym do długości ściany, przyjmowana jako nieskończenie duża.

Na odcinku przejścia ściany przez strop, sztywność ściany w sposób naturalny ulega zwiększeniu, tym większemu im większa jest relatywna grubość stropu. Celem uwzględnienia tego faktu w stopniu zamocowania stropu w ścianie, należy przyjmować:

- w przypadku dominujących obciążeń zmiennych ścianę jako element zamocowany obustronnie (rys. 10a), o obliczeniowej wysokości
- $$l_0 = l_n \quad (l_n \text{ wysokość ściany w świetle stropów}) \quad (8)$$

- w przypadku dominujących obciążeń stałych ścianę jako element zamocowany w analizowanym stropie i przegubowo podparty w połowie odległości między stropami (rys. 10b).

$$l_0 = 0,5l_n \quad (9)$$



Rys.10. Schematy dla obliczania ścian (opis w tekście).

Powyższe przyjęcia są właściwe na tych odcinkach stropów, gdzie obciążenia ściany są dość wyrównane. Jeżeli jednak - jak to ma miejsce w narożach stropów krzyżowo - zbrojonych oraz w miejscu urwania ściany - pojawiają się duże miejscowe reakcje, to określona w przedstawiony sposób pozioma sztywność podpory jest zbyt mała.

Wprowadzenie jako podpór ciągu słupów („palisada”), których sztywność pionowa wynika z podzielenia ściany na stosowne odcinki, powoduje nadmierne wyrównanie sił krawędziowych. Jest to spowodowane zbyt dużą odkształcalnością skrajnych słupów palisady, nie współpracujących z pozostałymi słupami. Względnie poprawne wyniki oddziaływań otrzymać można zwiększając ok. 2-krotnie pionową sztywność słupów „palisady”, choć nie unika się silnego zaniżenia wartości reakcji w drugim węzle podporowym.

Jeżeli jednak poszukujemy jedynie samego oszacowania wartości momentów zginających w płycie stropowej (nie interesują nas wartości reakcji), to bez obawy popelnienia większego błędu można także w omawianej sytuacji stosować podpory pionowo niepodatne.

W konkluzji, w szczególności w budynkach wielokondygnacyjnych przy obliczaniu pojedynczych stropów autor sugeruje pominięcie uwzględnienia pionowej odkształcalności podpór i przyjęcie, że **ściany są podporami pionowo niepodatnym.**

Takie podejście jest usankcjonowane przez EC2.

Oczywiście **sztywności giętkie ścian połączonych monolitycznie ze stropami należy koniecznie uwzględnić (zarówno ścian pod jak i nad rozważanym stropem).**

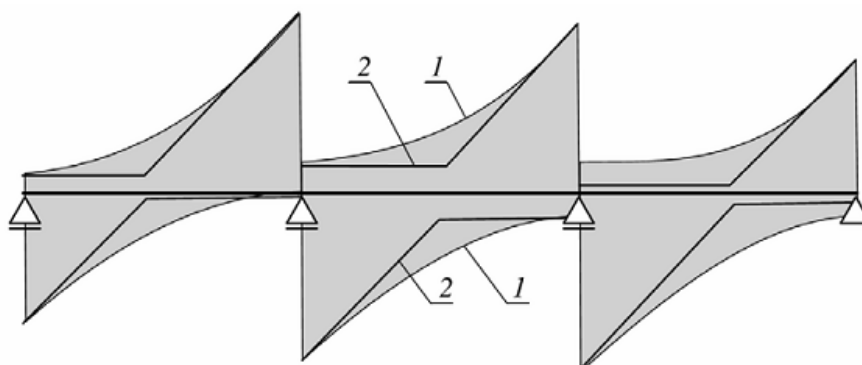
5. Sprawdzenie z zastosowaniem analizy liniowo - sprężystej

5.1 Sytuowanie obciążeń zmiennych

Jakkolwiek normy a w szczególności EC2 dopuszczają przy projektowaniu nowych obiektów pewne uproszczenia co do sytuowania obciążenia zmiennego, to zdaniem autora, z tych uproszczeń, celowo tutaj nie podawanych, nie należy korzystać. Szukając rezerw, należy poszukiwać zawsze sytuacji ekstremalnych, ale realnych. Wszelkie uproszczenia normowe muszą bowiem, z natury rzeczy, działając po stronie pewności, prowadzić do zawyżenia wartości sił wewnętrznych.

5.1.1. Elementy liniowe ciągłe – belki, płyty

W tym przypadku obciążenie zmienne każdego przęsła należy traktować jako obciążenie niezależne. W jednym jedynie przypadku, gdy chodzi o otrzymanie maksymalnych sił poprzecznych w okolicy środka rozpiętości elementu, obciążenia powinny być rozkładane na części przęsła (w zasadzie dotyczy to ciągłych elementów kratowych). Przedstawiono to na przykładzie belki trójprzęsłowej na rysunku 11.



Rys. 11. Obwiednie sił poprzecznych belki trójprzęsłowej od obciążenia równomiernego; 1 – w przypadku obciążenia dowolnych odcinków belki (obszar wyszarzony), 2 – w przypadku obciążeń rozkładanych każdorazowo na długości całego przęsła

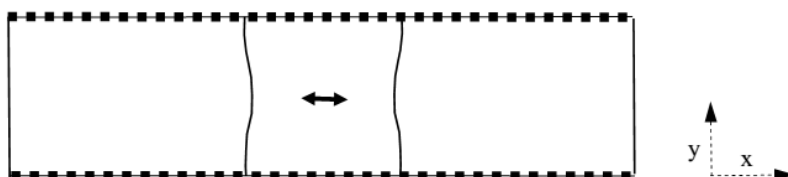
5.1.2. Elementy powierzchniowe – pojedyncze płyty

Zwykle przyjmuje się niejako automatycznie, że w przypadku walcowego zginania płyt swobodnie podpartych, najbardziej niekorzystnym sposobem obciążenia jest maksymalne jej obciążenie obciążeniem zmiennym na całej powierzchni. Jest to oczywiście prawda w stosunku do momentów zginających działających w kierunku rozpiętości płyty.

Panuje też przekonanie, że w kierunku poprzecznym tych płyt wystarczy umieścić jedynie, wymagane normą, konstrukcyjne zbrojenie rozdzielcze. Jest to słuszne

w przypadku, gdy obciążenia zmienne stanowią jedynie ułamek równomiernie rozłożonych obciążeń stałych. W innych przypadkach błąd z tego tytułu może być znaczny. gdyż **jednoczesne obciążenie obciążeniem zmiennym całej płyty nie prowadzi do maksymalnych momentów zginających w kierunku równoległym do linii podparcia.**

Na rysunku 12 dla płyty swobodnie podpartej na dwóch krawędziach traktowanej dalej jako nieważka ($h = 0,2$ m, $E = 30000$ MPa,) pokazano powierzchnie wpływu momentu m_x co wskazuje, że ekstremalne momenty m_x wystąpią przy obciążeniu obciążeniem zmiennym tylko części płyty.



Rys. 12. Granice powierzchni wpływu dla momentu m_x w punkcie wskazanym strzałką, dla płyty swobodnie podpartej na dwóch krawędziach (bez możliwości oderwania) na rzucie $6,0 \times 24,0$ [m×m], wykonanej z betonu B25,

Efekty obciążania częściowego płyty pokazano na rysunku 13. Widać, że dowolne obciążenia płyty wywołało w niej dla kierunku poprzecznego prawie dwukrotne zwiększenie momentów m_x w stosunku do wartości otrzymanych przy obciążeniu równomiernym.

Jak podano w [58] zbrojenie poprzeczne konstrukcyjne powinno w płytach tak obciążonych być wyliczane z relacji:

$$m_x = \nu_c m_{y(g)} + 2 \nu_c m_{y(q)} \quad (10)$$

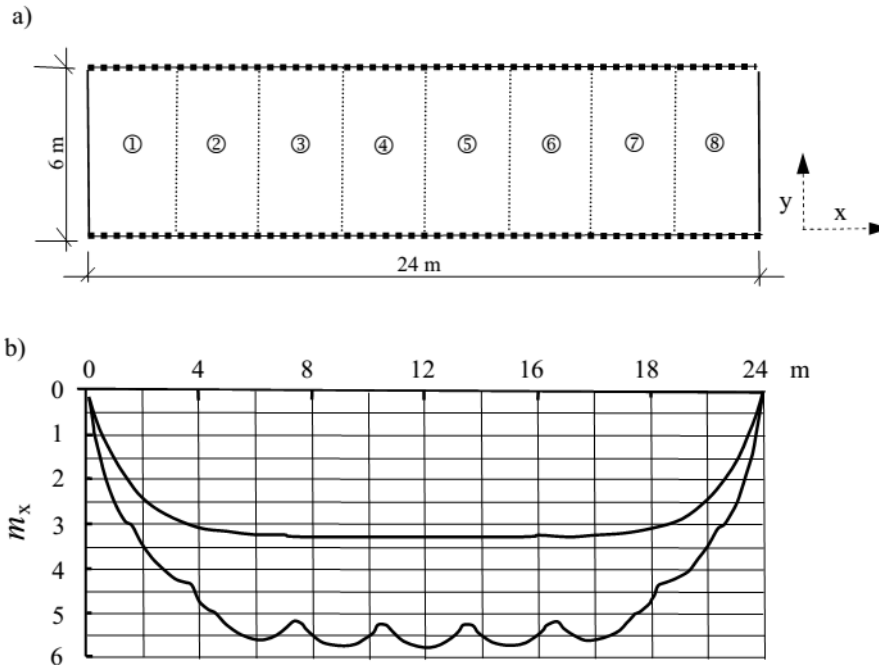
gdzie: m_x – momenty w kierunku poprzecznym do kierunku głównego
 ν_c – współczynnik Poissona dla betonu
 $m_{y(g)}$, $m_{y(q)}$ – momenty w kierunku głównym odpowiednio od obciążeń stałych g i zmiennych q

Typowe zbrojenie rozdzielcze gdy przyjmuje się $A_{sx} = 0,2 A_{sy}$ jest oczywiście za słabe w przypadku obciążeń ruchomych ale także w przypadku wystąpienia różnic temperatury na powierzchniach płyty [58].

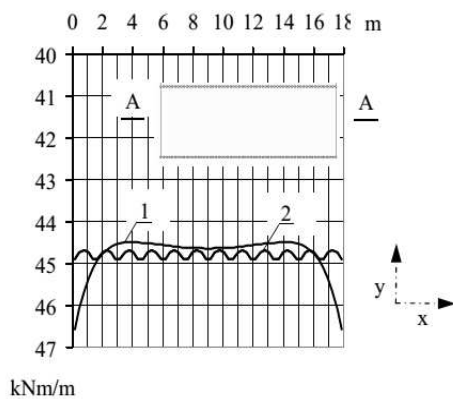
Zbyt słabe zbrojenie rozdzielcze prowadzi do powstania zarysowań czynnych, w których pod obciążeniem występują obroty, ale bez klawiszowania sąsiednich pól. W modelu obliczeniowym miejsce takich zarysowań traktować można jako przegub.

W odniesieniu do płyt pasmowych podpartych na obu krawędziach, takie zarysowania zwiększają momenty w kierunku głównym jedynie w sposób niewielki.

Widzimy to na rysunku 14, na którym pokazano przebiegi momentów m_y w osi płyty podpartej na dwóch równoległych krawędziach.



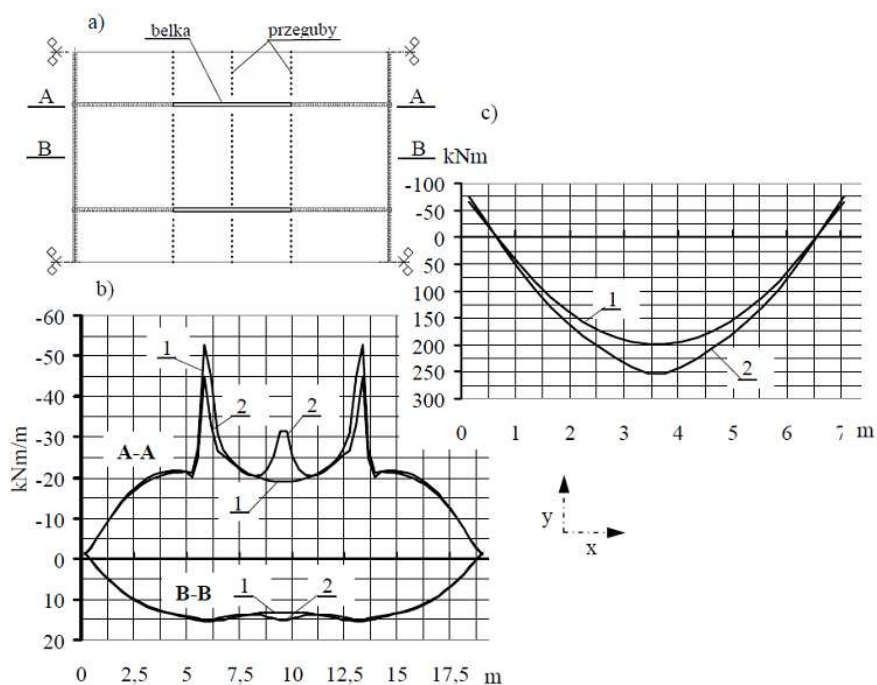
Rys. 13. Wpływ sposobu obciążenia na wartości momentów zginających w płycie swobodnie podpartej na obu krawędziach a) rzut analizowanej płyty – wskazano pola obciążenia, b) wykresy momentów m_x wzdłuż przekroju środkowego płyty. 1 - od obciążenia równomiernego $q = 5 \text{ kN/m}^2$ rozłożonego jednocześnie na całej powierzchni płyty, 2 - od obciążenia równomiernego $q = 5 \text{ kN/m}^2$ przyłożonego niezależnie na 8 powierzchniach



Rys. 14. Płyta pasmowa swobodnie podparta obciążona dowolnie pasmami - Momenty zginające m_y w przekroju A-A.
1- w przypadku płyty jednorodnej.
2- w przypadku płyty podzielonej na niezależne pasma połączone w sposób przegubowy.

Widzimy, że w płytach jednokierunkowo pracujących nawet pod obciążeniami dowolnie obszarowo przyłożonymi, wpływ zbyt małego zbrojenia poprzecznego jest, z uwagi na nośność płyty, pomijalny.

Potencjalnie mniej korzystnie wygląda sytuacja, gdy płytę stropową zazbrojono jednokierunkowo mimo, że warunki podporowe wskazują na jej dwukierunkową pracę. Jako przykład potraktujemy bardzo często spotykaną sytuację stropu nad podziemnym, względnie przyziemnym parkingiem (rys.15a). Strop oparto na współpracujących z nim ścianach żelbetowych i występujących na przedłużeniu ścian belkach (strop o grubości 0,18m, ściany o grubości 0,20m, belki o przekroju poprzecznym 0,2×0,6m). Dla klarowniejszego przedstawienia wyników uznano, że obciążenie równomierne jest rozłożone jednocześnie na całym stropie.



Rys. 15. Płyta stropu nad parkingiem: a) plan modelu (płyta $h_p=0,18$ m, ściany $h_s=0,2$ m, $l_{col}=3$ m, belka $0,2 \times 0,6$ m, obciążenie równomierne 10 kN/m^2), b) wykresy momentów w przekrojach A-A i B-B, c) wykresy momentów w belce. 1 – w przypadku płyty jednorodnej liniowo sprężystej, 2 – po wprowadzeniu przegubów zgodnie z rysunkiem a)

Traktując strop jako wykonany z materiału izotropowego i liniowo sprężystego, otrzymano momenty zginające m_y przedstawione jako wykresy 1 w przekroju przypodporowym A-A i przekroju w środku przęsła B-B. Przyjęto dalej, że strop zazbrojono jednokierunkowo w kierunku y jak belkę ciągłą (przypadek nie taki rzadki). W efekcie musiały powstać zarysowania płyty stropowej (i powstają) w przekrojach przechodzących przez końcówki ścian wewnętrznych i w środku rozpiętości przejazdu. Z uwagi na brak

zbrojenia nośnego w kierunku x , jest uprawnionym przyjęciem, że w tych przekrojach wytworzyły się przeguby (rys.15a). Po założeniu przegubów wzdłuż tych linii zarysowań, otrzymano przebiegi momentów oznaczone 2 na rysunku 15b. Widzimy, że zmiany momentów podporowych jakkolwiek są istotne, to nie dramatyczne, a w przekroju przęsłowym nawet niewielkie. W konkretnej sytuacji wszystko zależy będzie od tego, jaka jest rzeczywista nośność poszczególnych przekrojów dla kierunku y . Oczywiście, że zarysowanie, w szczególności przekroju przęsłowego, spowodowało wzrost momentów w belkach (rys.15c) z przedstawionych wykresem 1 na przedstawione wykresem 2.

Omówione przykłady wskazują, że powstanie zarysowań płyty, nawet w przypadku głębokich zarysowań nie koniecznie musi wymagać interwencji z uwagi na nośność stropu. Dotyczy to sytuacji rys, które w obliczeniach można traktować jako połączenie przegubowe, bez możliwości dyslokacji sąsiednich części stropu.

5.1.3. Elementy powierzchniowe

Do dzisiaj spotyka się autor, w obliczeniach stropów wspomaganych technika komputerową, z sterowanym przez projektantów rozkładaniem obciążeń według t.zw. „schematów szachownicowych” znanych za wszystkich dawnych podręczników konstrukcji żelbetowych. **Może być to źródłem znacznych błędów.**

5.1.3.1. Stropy krzyżowo zbrojone

Obciążenie stropów z zastosowaniem układów szachownicowych może mieć miejsce w **stropach krzyżowo zbrojonych jedynie pod warunkiem ich podparcia w sposób niepodatny na podporach o malej sztywności skrętnej.** czyli praktycznie **jedynie w przypadku oparcia stropu krzyżowo zbrojonego na ścianach o niedużej sztywności giętej.** orientacyjnie na ścianach betonowych o grubości 15cm

Jak wynika z analizy powierzchni wpływu [51],

stropy krzyżowo zbrojone podparte na belkach nie powinny być w procesie modelowania, dla znalezienia momentów ekstremalnych obciążane obciążeniem zmiennych wg „systemu szachownicowego”

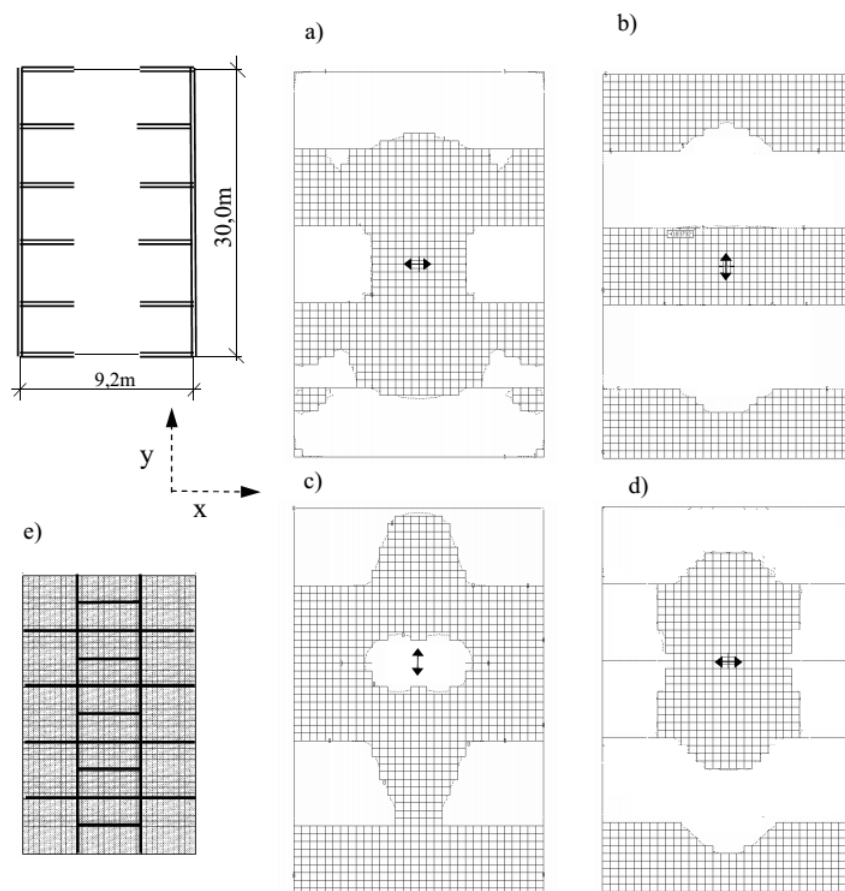
Przykładowo, dla jednego z analizowanych stropów [51], odchyłka (niedomiar) momentu zginającego pomiędzy obciążeniem stropu zgodnie z wyznaczoną powierzchnia wpływową a obciążeniem według schematu szachownicowego wyniosła 8,7%. Warto wskazać, że jeżeli obciążono tylko jedno pole na którym poszukiwano momentu to odchyłka była znacznie mniejsza bo wyniosła tylko 2,9%. Najmniejsza odchyłkę, bo wynoszącą 1,8% uzyskano z obwiedni, traktując każde pole jako niezależny schemat obciążenia zmiennego.

Płynie stąd nie nowy wniosek, że **ekstremalne wartości można łatwo uzyskać z obwiedni momentów uzyskanych dla sytuacji, w której obciążenie każdego pola traktuje się jako niezależny schemat obciążenia zmiennego.**

5.1.3.2. Stropy podparte odcinkowo

Nie zawsze jednak wystarczający jest podział obciążenia zmiennego na niezależne pola wyznaczone ścianami, belkami, czy siatką słupów. Przykładem może być typowa sytuacja

rzutu płyty nad parkingami domów mieszkalnych. Na rysunku 16 przedstawiono powierzchnie wpływowe dla charakterystycznych punktów takiej płyty.



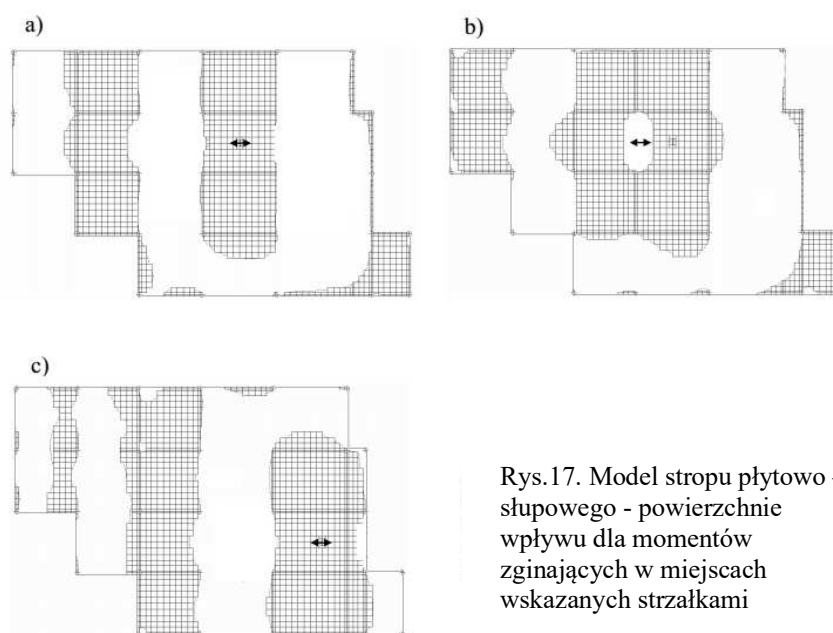
Rys. 16. Strop płytowy oparty na ścianach (płyta 0,2m, ściany wysokości 3,0m o grubości 0,15m dołem zamocowane, beton C20/25) – powierzchnie wpływu dla miejsca i kierunku wskazanego strzałką (ślady momentów). a) moment m_x w osi przęsła dodatni, b) moment m_y w osi przęsła dodatni, c) moment m_y w linii podpór ujemny, d) moment m_x w linii podpór dodatni. e) zalecany podział na pola niezależnie obciążane obciążeniem zmiennym.

Analiza obrazów powierzchni wpływu wskazuje, że w większości przypadków trudno jest intuicyjnie wyczuć pola obciążeń, dających ekstremalne wartości momentów od obciążeń zmiennych. Wydaje się racjonalnie stosować w takich sytuacjach podział na niezależne obszary obciążeń, przedstawiony na rysunku 16e. Zaproponowany **podział pasma jezdnego w każdym polu na dwa niezależne obciążenia** wydaje się być koniecznością, jeżeli poszukujemy wartości ekstremalnych.

5.1.3.3. Stropy płaskie

Autor spotkał stosowanie obciążeń zmiennych według schematu „układu szachownicowego” w stropach płytowo – słupowych. Taki sposób rozmieszczania obciążeń zmiennych nie znajduje uzasadnienia ani w rzeczywistej pracy ustroju ani w istniejącej literaturze, a na jego wadliwość wskazywano już dawno wielokrotnie [3], [11].

Przykładowe powierzchnie wpływu dla takiego stropu pokazano na rysunku 17 – więcej znaleźć można w [58]



Rys.17. Model stropu płytowo – słupowego - powierzchnie wpływu dla momentów zginających w miejscach wskazanych strzałkami

Obserwacja powierzchni wpływu jak i prosta analiza logiczna odniesiona do metody ram zastępczych wskazuje, że

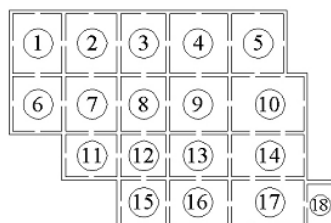
jeżeli chcemy sterować ręcznie umieszczeniem obciążenia zmiennego to obciążenie stropów płaskich musi mieć charakter obciążenia pasmowego.

Oczywiście w stropach płaskich najlepiej jest przyjąć, że **każde pole stanowi niezależny schemat obciążenia zmiennego.**

6.1.3.4. Metoda sytuowania obciążeń zmiennych

Starając się znaleźć ekstremalne wyteżenia należy każde pole obciążenia (lub część pola) traktować jako niezależny schemat obliczeniowy jak to przedstawiono na rysunku 18. W tym postępowaniu, żadne z obciążeń nie jest powtarzane, a suma wszystkich schematów daje sumaryczne obciążenie zmienne całego ustroju.

Obliczanie obwiedni polega w tym przypadku na dodaniu, niezależnie w każdym miejscu i dla każdej wielkości, do wartości uzyskanych od obciążeń stałych odpowiednio: dodatnich lub ujemnych wartości od obciążeń zmiennych

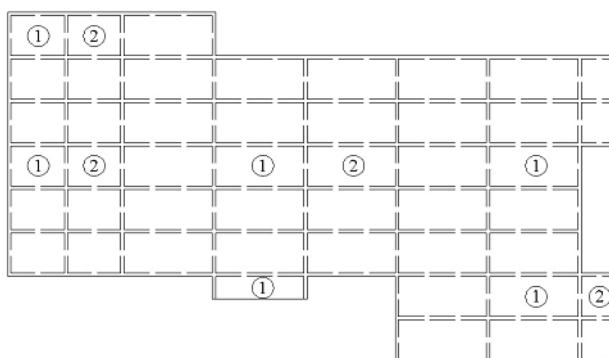


Rys. 18 Zadawanie obciążeń poprzez uzupełniające się schematy obciążenia zmiennego,

Oczywiście dla dużych rzutów stosowanie konsekwentnie takiego sposobu postępowania mogłoby wymusić kilkadziesiąt a nawet kilkaset schematów. Jest to praktycznie niewykonalne.

Ale w przypadku dużych rzutów sięgnąć można do postępowania znanego od 100 lat w związku ze stosowaniem tablic Winklera do obliczania belek. Przyjęto tam, że obciążenie danego przęsła belki oddziałuje jedynie na dwa sąsiednie przęsła z każdej strony. W przypadku stropów płaskich wygaszanie oddziaływania na sąsiednie przęsła jest jeszcze silniejsze niż w belkach.

Tak więc w przypadku stropów o dużych rzutach i znacznej liczbie pól przewidzianych do niezależnego obciążenia, celem zmniejszenia liczby schematów obciążenia można, praktycznie bez szkody dla dokładności wyników, zastosować następujące postępowanie.



Rys. 19. Jednoczesne zadawanie obciążeń na oddalonych polach (podano dla przykładu dwa schematy obciążenia)

Jako jeden schemat obciążenia można uznać jednoczesne rozłożenie obciążeń zmiennych na dwóch, lub więcej obszarach, o ile te obciążone obszary będą wzajemnie odpowiednio odległe.

Można zalecić, aby dla każdego schematu obciążeń zmiennych obciążone obszary modelu rozdzielone były, co najmniej dwoma obszarami nieobciążonymi. Reguła ta obowiązuje oczywiście dla obu kierunków. Warunek zgodności sumy obciążeń zmiennych musi być w pełni zachowany.

Sytuację taką pokazano na rys. 19, na którym obszary obciążone rozdzielone są, co najmniej dwoma obszarami nieobciążonymi w każdą stronę. **Zastosowanie tego sposobu obciążania pozwala na ograniczenie liczby schematów obciążeń zmiennych do dziewięciu.**

Przy doborze obszarów obciążenia modelu zaleca się wnikliwe przeanalizowanie lokalnych warunków podparcia płyty stropowej.

Najprostszym sposobem postępowania jest (o ile program posiada taką możliwość) usytuowanie wszystkich obciążeń zmiennych za jednym razem na całym stropie, a następnie wskazanie obszarów, których obciążenia traktowane są jako niezależne schematy.

5.1.3.5. Metoda uzyskania powierzchni wpływu

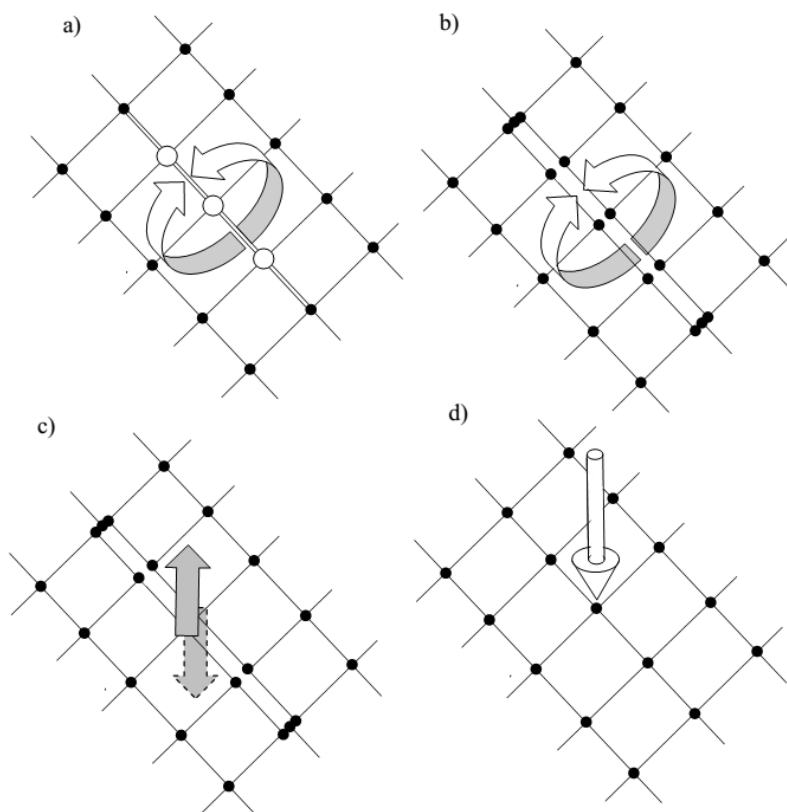
W przypadku regularnego układu podpór, podział obciążeń na pola obciążenia jest stosunkowo oczywisty jak pokazano wyżej. Jeżeli jednak układ podpór ma charakter mieszany i dodatkowo silnie nieregularny, to podział pól obciążenia jest kłopotliwy. Pomocnym jest wtedy określenie powierzchni wpływu.

Dla uzyskania interesującej nas tu granicy dodatnich i ujemnych gałęzi powierzchni wpływu, trzeba wygenerować te powierzchnie. Wykonuje się to bardzo prosto, wykorzystując znane twierdzenie *Bettiego-Maxwella*, przy świadomości, że jest ono ściśle jedynie dla układów *Clapeyrona* [20].

Postępuje się następująco.

Jeżeli chcemy mieć:

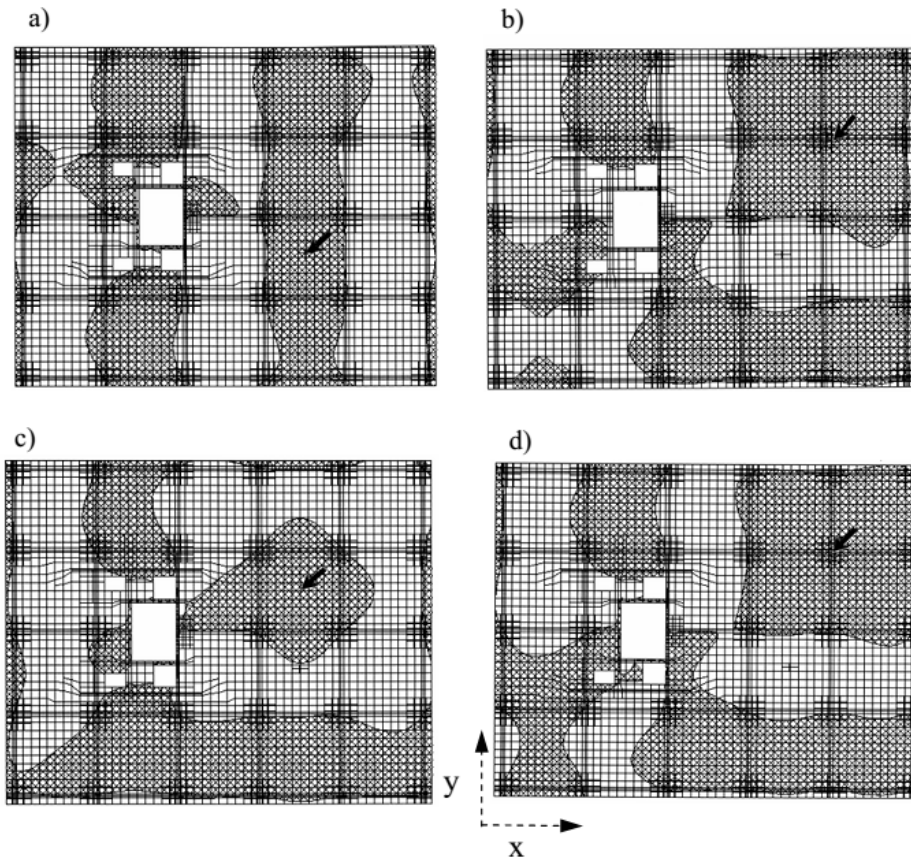
- **powierzchnie wpływu dla momentu** w danym miejscu, to w miejscu tym na pewnym odcinku prostopadle do poszukiwanego momentu zakładamy kilka przegubów albo dopuszczając niewielki błąd tzw. quasi-przegubów, będący niczym innym, jak lokalnym, bardzo silnym (10-15-krotnym) zmniejszeniem grubości płyty. (co najmniej na długości 3 węzłów). Po obu stronach tego przegubu/quasi-przegubu zakłada się 2 momenty zginające (rys. 20a), których wektory – wzajemnie przeciwne – są równoległe do linii przegubu. Po przeprowadzeniu obliczeń otrzymuje się powierzchnie ugięcia płaszczyzny płyty oraz poszukiwane linie oddzielające ugięcia dodatnie od ujemnych. Linia zerowa ugięć wyznacza obszary powierzchni wpływu. Jeżeli program nie posiada odpowiedniej opcji a otrzymana powierzchnia wpływu ma służyć jedynie dla określenia pól obciążenia, to godząc się na niewielki błąd, można zamiast formowania przegubu dokonać w miejscu poszukiwanego momentu niewielkiego nacięcia płyty (o długości co najmniej 3 elementów) a na krawędzich tego przecięcia w jego środku założyć dwa przeciwne skierowane momenty (rys. 20b). Dalej jak wyżej.
- **powierzchnie wpływu sił poprzecznych** w danym miejscu, to w miejscu tym na pewnym odcinku dokonujemy przecięcia płyty na długości kilku węzłów (co najmniej trzy). Z obu stron środka tego przecięcia zakładamy przeciwne skierowane dwie o dowolnej wartości siły pionowe (rys. 20c). Nie jest to postępowanie ściśle, ale wystarczające dla omawianego celu technicznego. Wyliczamy powstałe ugięcia. Linia zerowa ugięć wyznacza obszary powierzchni wpływu.



Rys. 20. Zasady konstruowania powierzchni wpływu a) b) momentów, c) sił poprzecznych, d) reakcji

- **powierzchnie wpływu dla reakcji** w danym miejscu, to w miejscu tym przykładamy w miejscu podpory siłę skupioną (rys. 20d). Wyliczamy powstałe ugięcia. Linia zerowa ugięć wyznacza obszary powierzchni wpływu.
- **powierzchnie wpływu momentów zamocowania** otrzymuje się przez wymuszenie obrotu podpory w rozważanym kierunku. Dalsze postępowanie jest analogiczne do poprzednich.

Przykłady przebiegu granic dodatnich i ujemnych powierzchni wpływu pokazano na rysunku 21. Analizowany był model płytki konkretnego stropu o grubości 0,24 m. Został on lokalnie podparty na zmonolityzowanych z nim słupach, a także na trzonie i ścianach. Strefy przysłupowe ukształtowano w postaci płaskich, niewielkich głowiczek o grubości 0,39 m., Nad słupami pogrubiono w modelu płytę do 0,6 m. Pokazane granice dodatnich i ujemnych gałęzi powierzchni wpływu obejmują wszystkie te elementy.



Rys. 21. Przykładowe granice pomiędzy dodatnimi a ujemnymi gałęziami powierzchniami wpływu: a) dla momentów przęsłowych m_x , b) dla momentów przy podporach m_x , c) dla ugięć, d) dla reakcji pionowej. Strzałkami pokazano punkty, dla których określono granice gałęzi wpływu

5.2. Płyty w stropach żebrowych

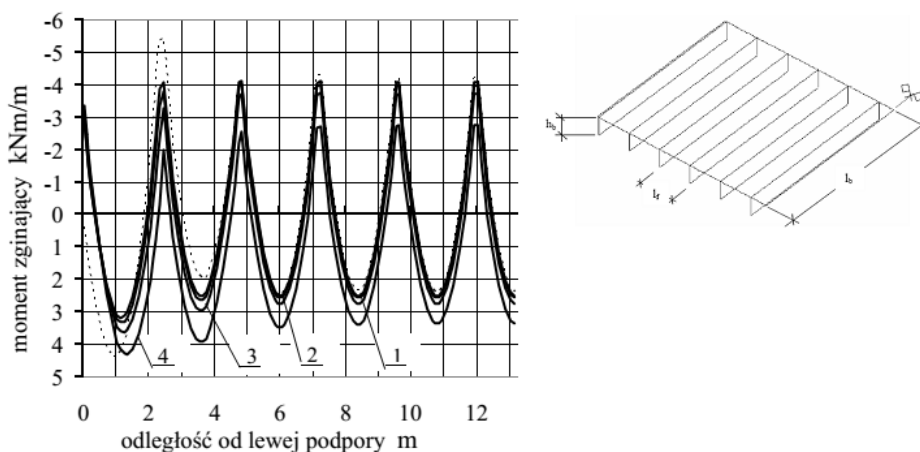
5.2.1. Żebra swobodnie podparte

Od dziesiątków lat, obliczając płyty ciągłe rozpięte jednokierunkowo na belkach, liczy się je jako płyty podparte w sposób niepodatny przegubowo przesuwny. Na tym założeniu oparto znane i powszechnie cytowane w podręcznikach tablice Winklera dla belek ciągłych.

Mamy świadomość, że założenia podparcia niepodatnego i braku sztywności skrętnej elementów podpierających są przybliżeniami upraszczającymi. Konieczność szerszego przedstawienia tego zagadnienia wynika z faktu, że do dziś spotyka się w projektach bardzo rutynowe podejścia niedostosowane do istniejącej sytuacji fizycznej.

Dla przedstawienia wpływu smukłości belek podpierających na wartości momentów w płycie stropowej, pokazano sytuacje na modelu stropu z elementów powłokowych (rys. 22-

miniatura). Belki jednoprzęsłowe modelu podparto w sposób uniemożliwiający ruchy pionowe i boczne, jednocześnie podpierając płytę stropową. Przyjmując stałą rozpiętość belek 8,0m i zmienną ich wysokość od 1,0m do 0,4m. otrzymano przebiegi momentów w płytach, przedstawione na rysunkach 22 i 23. Jako punkt odniesienia przyjęto typowy schemat belkowy z założeniem niepodatnych podpór wahaczowych.



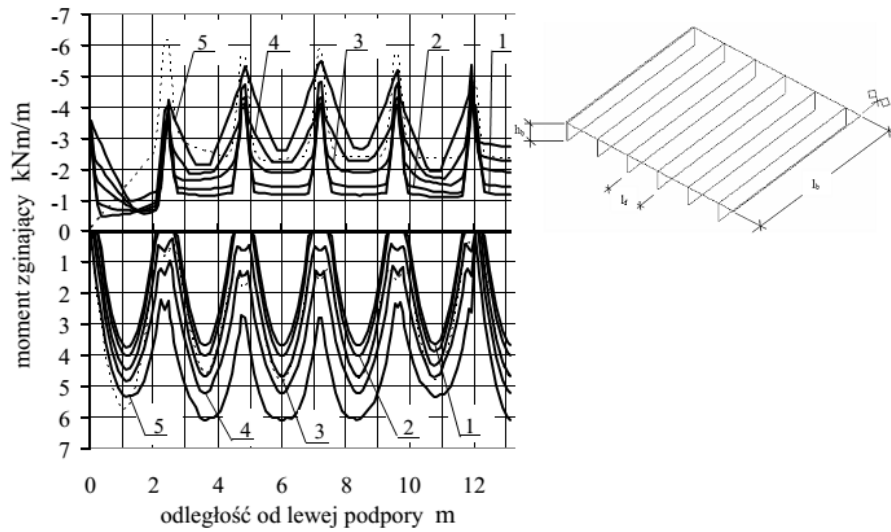
Rys. 22. Model stropu z elementów powłokowych: $h_f=0.12\text{m}$, $l_f=2.4\text{m}$, $b_b=0.25\text{m}$, $l_b=8\text{m}$, obciążenie równomierne $q=10\text{kN/m}^2$ na wszystkich przęsłach. 1 - $h_b=1,0\text{m}$, 2 - $h_b=0,8\text{m}$, 3 - $h_b=0,6\text{m}$, 4 - $h_b=0,4\text{m}$ (linią przerywaną --- oznaczono wykres odniesienia w przypadku podparcia płyty na podporach niepodatnych przegubowych)

W przypadku równomiernego obciążenia całego stropu (rys. 22) widoczne jest utwierdzenie płyty stropowej w żebrze skrajnym, a w konsekwencji zwiększenie momentów w przęśle drugim w stosunku do schematu belkowego.

Wystąpiło istotne obniżenie momentów podporowych, nawet do 100% na drugiej podporze. W ślad za obniżeniem momentów podporowych nastąpił wzrost momentów przęsłowych w stosunku do obliczania belkowego. Przy dużej smukłości belek $l_b/h_b = 20$ wzrost momentów zginających osiągnął w drugim przęśle ok. 100%. W drugim przęśle przekroczenie momentów obliczonych dla schematu belkowego nastąpiło, w mniejszym lub większym stopniu, we wszystkich rozważanych przypadkach. Należy przy tym zwrócić uwagę na fakt, że rozważany strop jest rozpięty konsekwentnie jednokierunkowo – nie występują żadne podparcia równoległe do kierunku stropu.

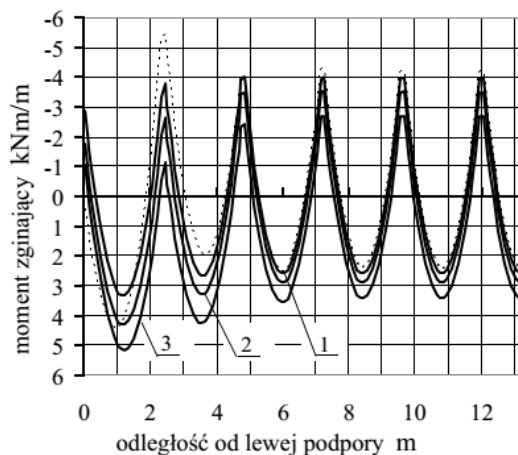
W przypadku obciążeń zmiennych (rys.23) praktycznie dla $l_b/h_b \leq 13$ wartości uzyskiwane w wyniku obliczenia modelu powłokowego były nie większe, niż uzyskane dla modelu belkowego. Dla $l_b/h_b > 13$ momenty przęsłowe obliczone modelem powłokowym były większe od obliczonych modelem belkowym, przy czym dla $l_b/h_b=20$ były większe o około 30%. Przy dużej smukłości belek ($l_b/h_b=20$) także momenty przęsłowe ujemne obliczone w modelu powłokowym były większe, niż uzyskane z obliczeń modelu belkowego.

Rysunek 23 może być też pomocnym przy oszacowaniu wpływu degradacji sztywności belek po wystąpieniu zarysowań i wpływów reologicznych.



Rys. 23. Model stropu z elementami powłokowymi: $h_f=0.12\text{m}$, $l_f=2.4\text{m}$, $b_b=0.25\text{m}$, $l_b=8\text{m}$, obciążenie zmienne. $q=10\text{kN/m}^2$, 1 - $h_b=1.0\text{m}$, 2 - $h_b=0.8\text{m}$, 3 - $h_b=0.6\text{m}$, 4- $h_b=0.5\text{m}$, 5- $h_b=0.4\text{m}$ (linią przerywaną --- oznaczono wykresy odniesienia w przypadku podparcia płyty na podporach niepodatnych przegubowych)

Przedstawiona analiza dotyczyły stropu o stosunkowo smukłej płycie stropowej ($l_f/h_f = 20$). Jednakże na rozkład momentów w płycie, sztywność płyty wpływa w sposób istotny. Przedstawimy to na przykładzie omawianego stropu dla belek o rozpiętości 8,0m i wysokości 0,8m ($l_b/h_b=10$).



Rys. 24. Model stropu z elementami powłokowymi ($l_b=8\text{m}$, $h_b=0.8\text{m}$, $b_b=0.25\text{m}$), obciążenie równomierne na wszystkich przęsłach. 1 - $h_f=0.12\text{m}$, 2 - $h_f=0.18\text{m}$, 3 - $h_f=0.24\text{m}$, (linią przerywaną --- oznaczono wykres odniesienia w przypadku podparcia płyty na podporach niepodatnych przegubowych)

Strop ten w sytuacji $l_b/h_b=20$, zachowywał się w strefie momentów dodatnich zgodnie ze schematem belkowym. W przypadku jednak zmniejszenia smukłości płyty stropowej, momenty zginające w płycie narastały gwałtownie.(rys.24).

Podwojenie grubości płyty spowodowało, nawet przy równomiernym obciążeniu (rys.24), wzrost momentów dodatnich w przęśle skrajnym o 50% i trzykrotny spadek wartości momentów podporowych nad pierwszą belką wewnętrzną. W dalszych przęsłach i nad podporami redystrybucja momentów nie była tak duża, jednakże istotna.

W przypadku obciążeń zmiennych zmiana grubości płyty (patrz [58]) zmienia zasadniczo charakter jej pracy, a momenty - zarówno przęsłowe jak i podporowe - rosną o kilkadziesiąt procent. Należy też w tym przypadku zwrócić uwagę na zwiększenie wartości momentów ujemnych w środkowych partiach strefy przęsłowej płyty.

Wszystko to potwierdza, że **stosowanie klasycznego, belkowego podejścia do obliczania płyt ciągłych jest możliwe jedynie przy określonych proporcjach wzajemnej sztywności płyty stropowej i podpierających ją belek.**

Niezależnie, jak widać z przedstawionych obliczeń, konieczne jest istnienie zbrojenia podporowego płyty na podporze skrajnej. W rozważanych sytuacjach zbrojenie to, stojąc po stronie pewności, powinno odpowiadać połowie wartości otrzymanej na pierwszej podporze wewnętrznej.

Przedstawiona analiza wykonana została przy założeniu izotropii i liniowej sprężystości materiału modelu stropu. W rzeczywistości konstrukcja żelbetowa daleko odbiega od tych założeń. Nawet pod obciążeniami charakterystycznymi następuje degradacja sztywności giętnej, przede wszystkim belek, a także nieproporcjonalna degradacja sztywności skrętnych belek. Stopień tych degradacji sztywności jest funkcją klasy betonu i przyjętego zbrojenia, stąd stosowne oszacowania można prowadzić jedynie dla konkretnych rozwiązań konstrukcyjnych.

5.2.2. Wpływ sposobu podparcia żeber

Powyżej uwzględnialiśmy jedynie podatność żeber podpierających płytę, przyjmując milcząco że same żebra są podparte w sposób niepodatny. W znacznej części przypadków stropów żebrowych tak nie jest i żebra opierają się na podatnych podciągach. Szerszą analizę tego zagadnienia przeprowadzoną na przykładzie stropu żebrowego może znaleźć w pracy [58]. Nie cytując jej tutaj wskażemy, że na wartości momentów rzutuje nie tylko podatność żeber i podciągu, ale także sposób przyłożenia obciążeń. W przypadku obciążeń zmiennych, otrzymujemy większe zróżnicowanie momentów w płycie przy podatnych żebrach wspartych w przęśle podatnego podciągu niż w przypadku, gdy żebro opiera się na słupie. Ponadto można zaobserwować, że pod działaniem obciążeń traktowanych jako stałe, momenty podporowe w płycie nad żebrami nie podpartymi bezpośrednio na słupie zmniejszyły się bardzo silnie, w odniesieniu do analogicznych momentów nad żebrami opartymi bezpośrednio na słupie.

Prowadzi to wniosku, że **przy mało sztywnych żebrach i podciągach praktykowane niekiedy zastępowanie obciążeń zmiennych obciążeniami stałymi może doprowadzić do błędów w oszacowaniu zapotrzebowania na zbrojenie.**

Należy jeszcze zwrócić uwagę, że **przy niezbyt sztywnych belkach należy zawsze uwzględnić wartości obliczone momentów w kierunku prostym do długości płyty - zalecenia normowe mogą okazać się daleko niewystarczające.**

Przy większych rozpiętościach stropów stosowane są często stropy monolityczne, w których dla zwiększenia sztywności, bez podnoszenia ciężaru, stosuje się wewnętrzne

wkłady, najczęściej styropianowe. Wytwarza się w ten sposób struktura o wyraźnych żebrach w jednym kierunku. W drugim kierunku, co parę metrów rozmieszcza się żebra stężające. Żebra stężające mają za zadanie wciągnięcie do współpracy żeber głównych na większym obszarze stropu, w przypadku, gdy obciążenia rozłożone są na części stropu, a cienkie płytki pod i nad wkładem nie są w stanie przenieść momentów wynikających z działania sił poprzecznych. Dla ułatwienia realizacyjnego stropy te konstruuje się często jako stropy zespolone. **Strop taki z natury rzeczy jest stropem o wyraźnej ortotropii konstrukcyjnej, co w obliczeniach sprawdzających należy uwzględnić.**

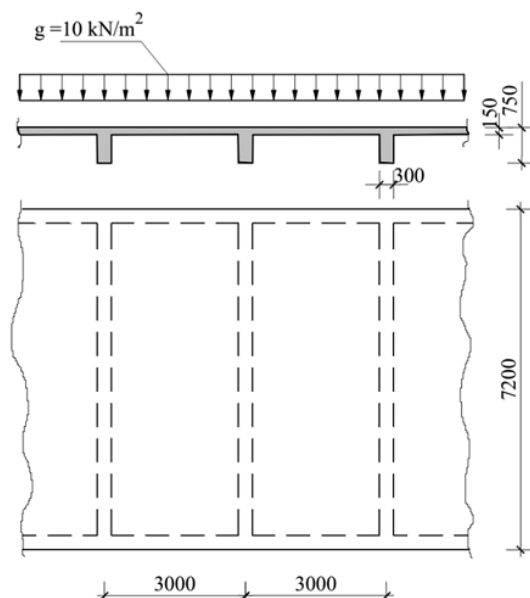
5.3. Belki w stropach żebrowych

5.3.1. Stosowane modele

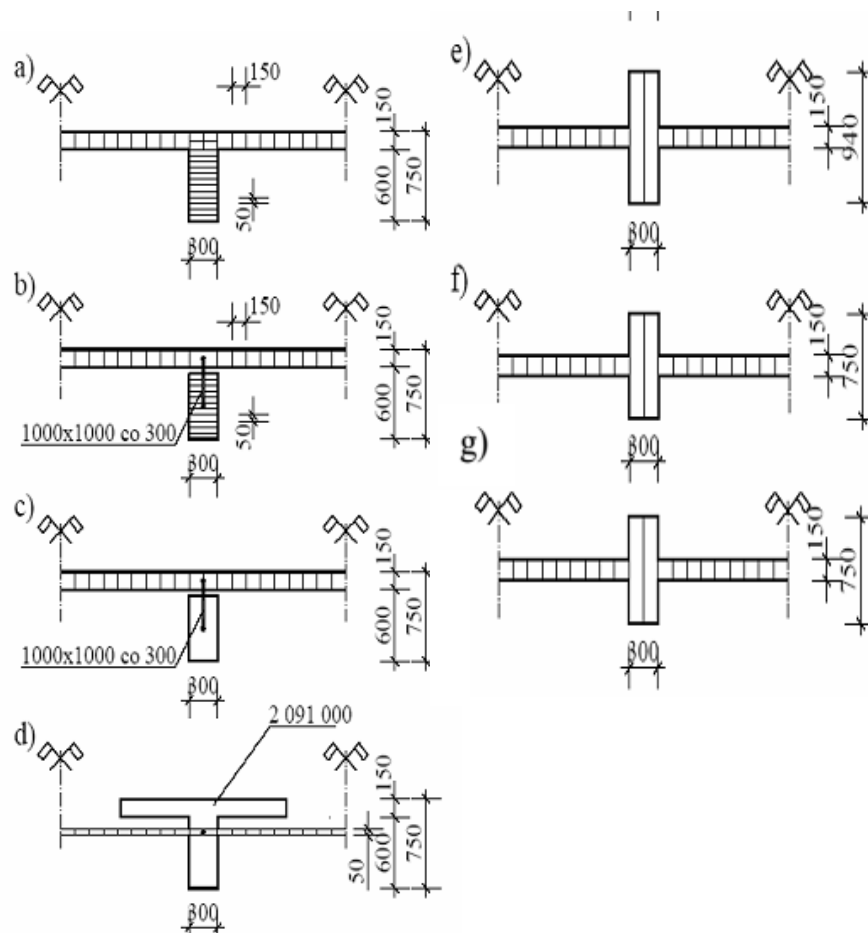
Ogromną zaletą obliczeń komputerowych jest możliwość odwzorowania w jednym modelu obliczeniowym całego stropu, włącznie z podpierającymi go belkami, słupami i ścianami, przy czym elementy te w pełni współpracują ze sobą. Nie ma konieczności żmudnego zestawiania obciążeń na elementy podpierające i niezależnego szukania wartości ekstremalnych. Belka, jako element wydzielony stropu, występuje w tym przypadku jedynie sporadycznie.

Odwzorowanie belki w modelu może być bardzo różne, i różnie jest ujmowane w różnych programach. Omówimy dalej, wpływ sposobu modelowania żebra na wyniki obliczeń.

Na bardzo elementarnym rzucie stropu, pokazanym na rysunku 25 przyjęto, że ściany podpierające stanowią podpory liniowe niepodatne, a obciążenie całkowite wynosi 10kN/m^2 . W kierunku poprzecznym strop nosi znamiona stropu nieskończonego. Analizowano 7 stosowanych modeli obliczeniowych (rys. 26).



Rys. 25. Rzut analizowanego modelu stropu



Rys. 26. Analizowane modele obliczeniowe belek (opis w tekście)

- strop modelowany wyłącznie elementami powłokowymi (rys. 26a), traktowany dalej jako model odniesienia,
- płytę stropową odcięto od belki na krawędzi poziomego styku pod powierzchnią płyty i połączono sztywnymi elementami zaczepionymi w osi płyty (modelowanej elementami powłokowymi) i w osi odciętej belki (także modelowanej elementami powłokowymi). Przyjęto, że każdy taki sztywny element ma wymiar poprzeczny $1,0 \cdot 1,0 \text{ m}^2$ (rys. 26b),
- płytę stropową odcięto od belki na krawędzi poziomego styku pod powierzchnią płyty i połączono sztywnymi elementami zaczepionymi w osi płyty i w osi odciętej belki, jak w punkcie b, jednakże zamiast belki w postaci powłoki, na końcu sztywnych prętów umieszczono pręt o wymiarach $0,6 \cdot 0,3 \text{ m}^2$. Przyjęto jak poprzednio, że każdy taki sztywny element ma wymiar poprzeczny $1,0 \cdot 1,0 \text{ m}^2$ (rys. 26c),

- d) wzdłuż osi żebra wprowadzono w płycie pręt o sztywności obliczonej zgodnie z zaleceniem normowym dla przekrojów teowych – (wysokość żebra zgodna z rzeczywistością, a szerokość płyty współpracującej $b_{\text{eff}} = b_w + 0,2l_0$, co w omawianym przypadku dało wartość $b_{\text{eff}} = 0,3 + 0,2 \cdot 7,2 = 1,74\text{m}$ (rys. 26d),
- e) płytę w miejscu żebra pogrubiono do wartości 0,94m, aby otrzymać sztywność żebra zgodną z obliczoną dla żebra w punkcie d (rys. 26e),
- f) pogrubiono płyty w miejscu żebra zgodnie z rzeczywistą wysokością żebra (rys. 26f),
- g) zastosowano pogrubienie jak pod f) zmieniając parametry materiałowe w ten sposób, aby sztywności giętne i skrętne belki były zgodne z zaleceniami normowymi zawartymi w modelu, jak pod d) (rys. 26g).

Model powłokowy (rys. 26a) odwzorowuje, w sposób dość wierny, sytuację rzeczywistą. Niekonsekwencją tego modelu, (pomijając przyjęcie izotropowości i liniowej sprężystości materiału) jest wzajemne zachodzenie na pewnym odcinku elementów powłoki poziomej i pionowej. Z uwagi na dużą szerokość współpracującej płyty, wpływ ten jest niewielki i zazwyczaj pomijany w obliczeniach.

Zaletą aproksymowania w stropie 2D belki przez pręt (rys. 26d) jest oczywiście dochowanie wprost zaleceń normowych, co do sztywności belki. Jednocześnie wadą tego sposobu modelowania jest niemożliwość obliczenia obciążenia ustroju ciężarem własnym, przez obliczenie objętości konstrukcji, a także utrudnienie dla uwzględnienia zwiększonej sztywności płyty na obszarze belki.

Zaletą pogrubienia płyty do rzeczywistych wymiarów belki (rys. 2.16f) jest możliwość bezpośredniego określania ciężaru własnego konstrukcji oraz bezpośrednio zesztynienie płyty nad belką. Bezsporną wadą jest jednocześnie zaniżenie sztywności giętej i skrętnej w stosunku do modelu odniesienia, jakim jest model powłokowy.

Szczególną uwagę Czytelnika pragniemy zwrócić na model według rysunku 2.16g. W modelu tym belka stanowi pogrubienie płyty do wartości rzeczywistej grubości belki. Jest to wygodne, gdyż pozwala na automatyczne obliczanie ciężaru własnego ustroju przez lokalne zliczanie objętości konstrukcji i przemnożenie jej przez ciężar właściwy materiału stropu. Jednocześnie w modelu tym cechy wytrzymałościowe są w pełni zachowane, co pozwala, w konsekwencji, na wymiarowanie zbrojenia. Aby mogły być spełnione sztywności giętne i skrętne belki, także z uwzględnieniem szerokości współpracującej płyty, następuje niejawną modyfikacja parametrów odkształceniowych E i G . Modyfikacja parametrów odkształceniowych, z uwagi na aproksymacyjny charakter tej modyfikacji, jak i na dwukierunkowe działanie modułu E , wprowadza pewne dodatkowe różnice w stosunku do modelu według rysunku 26e. Jak zobaczymy dalej, różnice te są niewielkie.

Traktując model powłokowy jako model odniesienia, potwierdzono, czego można się było z góry spodziewać, że model według rysunku 26f (pogrubienie płyty do wysokości belki) w odniesieniu do wartości ugięcia obarcza wyniki nieakceptowaną wartością odchylenia. Jednocześnie potwierdzona została poprawność stosowania modelu według rysunku 26g (pogrubienie płyty do wysokości belki, ale z niejawną zmianą parametrów odkształceniowych), praktycznie w tym względzie tożsamego z modelem według rysunku 26e. Wyniki dla pozostałych modeli nie różniły się istotnie. Wartości szczegółowe podano w [58].

Analizowano też sytuację stropu dwuprzęsłowego, oraz sytuację przęsła wewnętrznego stropu ciągłego. W obu przypadkach belek ciągłych **uzyskano potwierdzenie zalecanych przez normę szerokości płyty współpracującej**, w szczególności dla momentów strefy przęsłowej. Przyjęte przez normę szerokości współpracujące w strefie podporowej prowadzą do zaniżenia wartości momentów zginających podporowych. Stwierdzono, że

bardzo zbliżony wyniki do uzyskiwanych na modelu według rysunku 26e uzyskuje się stosując wygodniejszy w zastosowaniu model według rysunku 26g).

Powyższe stwierdzenia przedstawiały sytuację dla żebra wewnętrznego stropu poprzecznie nieskończonego. Sprawdzono, w ograniczonym zakresie, jaki jest wpływ zastosowanego modelu na wyniki obliczeń przy ograniczonej szerokości stropu. Chodziło tu, w głównej mierze, na rozeznaniu wpływu żebra skrajnego (więcej w [58]).

Przeprowadzone obliczenia, pozwalają na potwierdzenie znanej tezy, że **przy modelowaniu belek wewnętrznych stropów jednokierunkowo pracujących nie wprowadza się istotnego błędu w obliczenie momentów zginających, traktując belki jako lokalne pogrubienia stropu, o wartości zgodnej z wysokością rzeczywistą tych belek.**

Trzeba mieć jednak świadomość, że powyższe stwierdzenie zachowuje ważność jedynie przy tradycyjnych proporcjach płyt i belek i nie jest ważne dla stropów krzyżowo zbrojonych. **Omówione przyjęcie skutkuje jednak dużym błędem przy określaniu ugięć.** W tym przypadku pogrubienie płyty powinno odpowiadać sztywności belki teowej liczonej według zaleceń normowych.

Jeżeli jednak oblicza się belki skrajne, to nawet dla stropów jednokierunkowo pracujących należy modelować belki jako belki teowe, uwzględniając (zgodnie z zaleceniami normy) zarówno ich sztywność pionową, jak i ich sztywność skrętną.

Powyższe uwagi, niezależnie od ich praktycznej strony miały za zadanie wskazanie, że **przyjęcie w programie obliczeniowym sposobu modelowania belek w stropach żebrowych w sposób istotny może wpłynąć na wyniki obliczeń.**

5.3.2. Wpływ jednoczesnego podparcia belki i płyty

Modelując oparcie stropu żebrowego na ścianach możliwe są dwie sytuacje

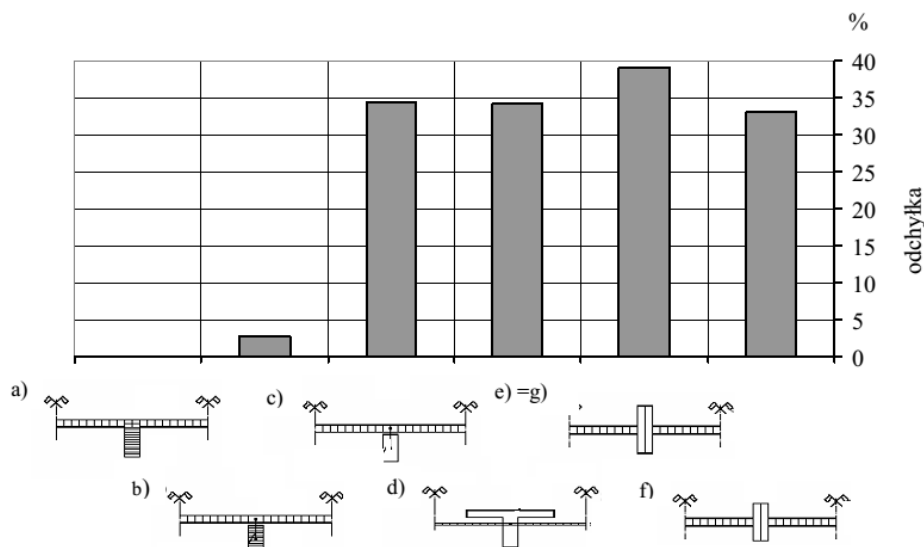
- na ścianach podpierających opiera się zarówno żebro, jak i płyta stropowa;
- na ścianach podpierających oparto wyłącznie żebra – krawędź płyty nie jest poparta.

Jest oczywiste, że sposób podparcia stropu żebrowego na ścianach nie ma wpływu istotnego wpływu na wartości momentów zginających w żebrach.

Sposób podparcia modelu jest jednak istotny dla wartości reakcji podporowych, co w zależności od typu zastosowanego modelu obliczeniowego pokazuje rysunek 27.

Inaczej reagują na jednoczesne podparcie belki i płyty modele powłokowe (według rys. 26a i 26b), a inaczej modele belkowe (według rys. 26c ÷ 26g). Modele belkowe wyraźnie zaniżają część reakcji przekazywanej bezpośrednio na płytę. To spostrzeżenie każe inaczej spojrzeć na zbrojenie belek na podporze. Sugeruje konieczność zakładania strzemion w strefie podparcia belek w przypadku, gdy jednocześnie podparta jest płyta stropowa. Rozkład reakcji jest w sposób bardzo silny i chimeryczny uzależniony od zastosowanego modelu szczegółowego i podparcia płyty obok żebra.

Można stwierdzić, że **przy tradycyjnych przyjęciach nie docenia się zwykle wartości sił przekazywanych na podpory przez podpartą z boku belki płytę, a tym samym zawiąza się wartości sił poprzecznych przekazywanych na podporę przez belkę.**



Rys. 27. Wartości odchyłek reakcji przekazywanych na belkę, w przypadku jednoczesnego podparcia belki i płyty, w stosunku do modelu powłokowego (wartości dodatnie – nadmiar)

5.3.3. Zakres ważności zaleceń normowych, co do szerokości współpracujących

W przypadku tradycyjnych wymiarów płyty i żeber, gdy wysokość żebra jest kilkakrotnie wyższa niż grubość płyty, przyjęcie sztywności żebra, zgodnie z przepisami normowymi, można uznać za poprawne (por.rys.2.16d). Jeżeli jednak wysokość żebra będzie się zmniejszać, to zwiększać się będzie globalny udział płyty w przenoszeniu obciążeń w kierunku podłużnym. Należy zadać sobie pytanie, kiedy błąd ugięć z tego tytułu będzie na tyle duży, że koniecznym będzie odstępnie od tego sposobu modelowania konstrukcji.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że

w zakresie stosunku $h_b/h_p > 3$ występuje praktycznie zgodność ugięć stropu liczonych modelem powłokowym i ugięć liczonych modelem płytowym, w którym belki odwzorowano prętami o sztywności zgodnej z zaleceniami normowymi.

Tak więc jedynie w przypadku $h_b/h_p < 3$ może być konieczne odstępnie od normowego sposobu określania szerokości współpracującej płyty z żebrami i przejście na model powłokowy.

5.3.4. Wpływ sztywności skręcania

W szczególności w obliczeniach komputerowych istnieje możliwość popełnienia istotnego błędu, przez przecenienie sztywności skrętnej belek. W klasycznych obliczeniach projektowych korzystamy z przyzwolenia EC2 i PN02 prowadzenia obliczeń, przy

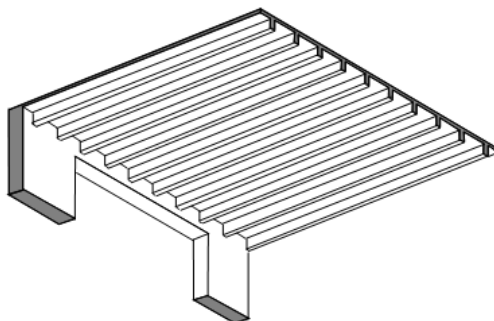
założeniu liniowej sprężystości materiału z pominięciem zarysowania i wpływów reologicznych. Wiąże się to z wieloletnią obserwacją, że jeżeli zbrojenie jest dobrane zgodnie z tak wyliczonym zapotrzebowaniem, to konstrukcja w całym okresie eksploatacji zachowuje się poprawnie, adaptując się do obciążeń.

W przypadku **elementów zginanych**, przy tak dobranym zbrojeniu („zbrojenie zgodne” [32]), występująca pod obciążeniami degradacja sztywności elementów zginanych jest, w pewnym przybliżeniu, proporcjonalna i nie następuje redystrybucja momentów. W przypadku, gdy degradacja sztywności nie jest proporcjonalna (rygle i silnie ściskane słupy), następuje redystrybucja momentów, ale w proporcji do założonego zbrojenia.

Problemem są **elementy skręcane**, w których degradacja sztywności skrętnej jest wielokrotnie silniejsza, niż degradacja sztywności giętej. Zostało to zauważone w EC2((6.3.1.(1)P), gdzie wymaga się aby: *„Jeżeli równowaga statyczna konstrukcji zależy od nośności jej elementów na skręcanie, to należy przeprowadzić pełne obliczenie na skręcanie, obejmujące zarówno stan graniczny nośności, jak i użytkowości”*. Niestety nie podano w EC2 znormalizowanej metody określania sztywności skrętnej. Istnieją w tym względzie jedynie metody autorskie (więcej w [57]) i to zwykle nie obejmujące wpływów reologicznych.

Biorąc powyższe pod uwagę, przyjęcie w obliczeniach w stanach użytkowych sztywności skrętnej jak dla ciała liniowo sprężystego jest ryzykowne i prowadzi może do nieprawdopodobnych wyników.

Nieproporcjonalna do degradacji sztywności giętej degradacja sztywności skrętnej, w wielu przypadkach odgrywa w konstrukcjach żelbetowych pożyteczną rolę. Przykładem niech będzie nadproże, z którym połączone są wspierające się na nim belki stropu gęstożebrowego (rys. 28).

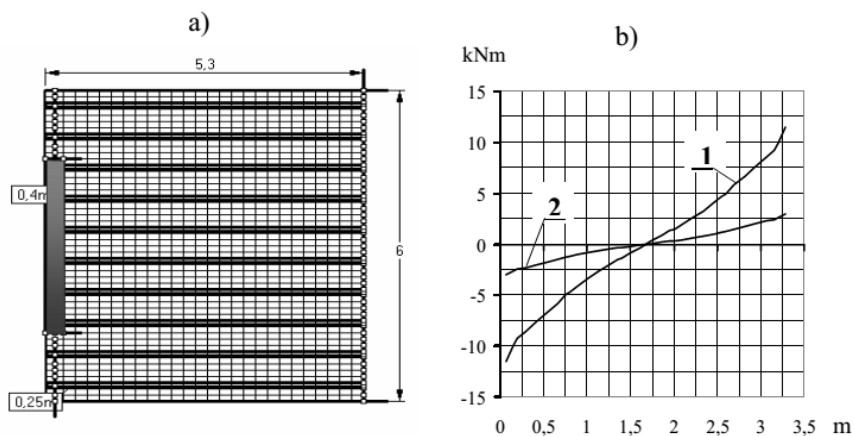


Rys. 28. Analizowane nadproże obciążone wspierającym się na nim stropem gęstożebrowym.

Przyjmując sztywność skrętną nadproża jak dla materiału liniowo sprężystego, uzyskuje się w takim nadprożu wartości momentów skręcających wymagające bardzo intensywnego zbrojenia z tego tytułu (rys. 29b – wykres 1). A przecież praktyka - i to wieloletnia - uczy, że w nadprożach takich nie stosuje się specjalnego zbrojenia na skręcanie i to bez widocznych złych rezultatów. Sprawę tłumaczy częściowy możliwy obrót na podporach, ale głównie degradacja sztywności na skręcanie wywołana powstaniem mikrorys, nie mówiąc już o wpływach reologicznych. Przyjęto dla ilustracji tylko pięciokrotne zmniejszenie sztywności na skręcanie nadproża w stosunku do sztywności wyjściowej, określonej dla ciała w pełni sprężystego. W rezultacie otrzymano (rys.29b wykres 2) zmniejszenie

momentu skręcającego w rozważanych warunkach do 26% wartości wyjściowej. Jednocześnie, czego można było oczekiwać, wzrosły momenty w żebrach i ugięcia, ale jedynie o 11%.

Uwzględnienie degradacji sztywności skrętnej elementów betonowych w trakcie obliczeń modelowych jest, przy odpowiednim oprogramowaniu, łatwe.



Rys. 29. Momenty skręcające w nadprożu a) model obliczeniowy (nadproże $0,3 \times 0,4$ m, żebra stropu $0,1 \times 0,25$ m, płytka międzyżebrowa $0,06$ m, C20/25), b) momenty skręcające nadproże T [kNm] wzdłuż: – 1- nadproża z materiału liniowo sprężystego, 2- nadproża z materiału liniowo sprężystego, w którym sztywność skrętną zmniejszono pięciokrotnie.

Cały problem sprowadza się do pytania – jak dużą degradację sztywności skrętnej należy wprowadzić?????. Jak wspomniano wyżej, dysponujemy jedynie autorskimi metodami szacowania tej sztywności i to w zasadzie w obszarze obciążeń doraźnych. Brak jest odpowiednio szerokich badań sztywności skrętnej w przypadku obciążeń długotrwałych. Nieco szczegółowszych informacji na ten temat znajdzie Czytelnik w [57].

Naprzeciw takim sytuacjom wychodzi przepis normy EC2 ((6.3.1.(2)), który wyraźnie stwierdza

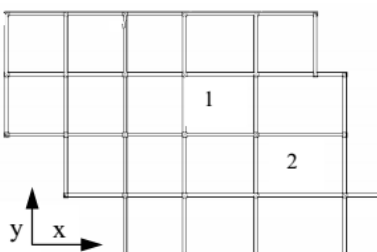
„Jeżeli, jak w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych, skręcanie wynika jedynie z warunków zgodności odkształceń, a stateczność konstrukcji nie zależy od nośności elementów na skręcanie, to uwzględnianie skręcania w stanie granicznym nośności nie jest zazwyczaj konieczne. W takich przypadkach, w celu ograniczenia nadmiernego zarysowania, należy zastosować minimalne zbrojenie w postaci strzemion i prętów podłużnych”

Korzystanie z tego przyzwolenia i jedynie w przypadku, gdy „stateczność konstrukcji nie zależy od nośności elementów na skręcanie” wymaga w obliczeniach wspomaganych programem obliczeniowym założenie kilkunastokrotnej degradacji sztywności.

5.4. Stropy krzyżowo zbrojone

W stropach krzyżowo zbrojonych metoda modelowania belek w istotny sposób oddziałuje na pracochłonność modelowania. Dlatego też zbadano jak na wyniki obliczeń oddziałują przyjęcia czynione w trakcie modelowania stropu. Dokonamy tutaj porównania

wartości momentów w płycie stropu krzyżowo zbrojonego w zależności od sposobu modelowania belek. Uzyskane wartości momentów w środkach płyt przedstawiono dla dwóch wytypowanych miejsc w modelu pokazanym na rysunku 30.



Rys. 30. Obliczany model płyty stropowej z wytypowanymi miejscami wykazania wartości momentów

Obliczenia prowadzono według standardowego sposobu obciążenia, to jest uznając każde pole okolone belkami jako niezależny schemat obciążenia i podając wartości ekstremalne. Jako punkt odniesienia traktowano wyniki dla modelu powłokowego.

Analizowano modelowanie belek jako:

- pogrubienie płyty do wysokości zgodnej z modelowanym stropem (wysokość belek $h = 0,6\text{m}$;
- pogrubienie belek do wysokości $0,75\text{m}$ jako wysokości zastępczej reprezentującej sztywność belki teowej (belka o wymiarach $0,3\text{m} \times 0,6\text{m}$, szerokość współpracująca płyty $1,5\text{m}$)
- pogrubienie płyty do wysokości $0,6\text{m}$, zgodnej wysokością modelowanego stropu, ale z takim uzmiennieniem parametrów materiałowych, że zarówno sztywność giętna jak i sztywność skrętna odpowiadają belce teowej występującej w analizowanym stropie.

Wyniki obliczeń zestawiono w tabelicy 1

Tablica 1. Wyniki obliczeń porównawczych

Sposób modelowania belki	Wartości momentów [kNm/m]			
	w miejscu 1		w miejscu 2	
	m_x	m_y	m_x	m_y
model powłokowy	6,8	8,0	7,1	11,0
a)	8,1	6,3	9,7	9,9
b)	6,7	7,7	7,3	9,3
c)	6,9	8,3	7,8	10,8

Zestawione w tabelicy 1 wyniki obliczeń porównawczych wskazują na relatywne wartości błędów, jakie mogą być popełnione w trakcie obliczeń.

Widać w sposób oczywisty, że przyjęcie w układzie krzyżowym belek jako pogrubienie płyty, ale jedynie o grubości tych belek (sytuacja a) generuje odchyłki bardzo znaczne w stosunku do modelu powłokowego.

Zwiększenie wartości pogrubienia stropu w miejscu belek do wartości zastępczej wynikłej z warunku aproksymacji sztywności belki teowej przekrojem prostokątnym (sytuacja b) wyraźnie zmniejsza wartości odchyłek – choć nie we wszystkich sytuacjach.

Dopiero wprowadzenie belek jako pogrubienia stropu o wartości równej wysokości belek, ale o tak dobranych parametrach sztywności, że spełnione są jednocześnie sztywności giętne i skrętne jak dla belek teowych, pozwoliło na minimalizację odchyłek we wszystkich badanych sytuacjach.

Można więc postawić tezę, że modelując stropy oparte na krzyżujących się belkach należy obowiązkowo **modelować belki w ten sposób, aby ich sztywność giętą uwzględniała teowy kształt belki, przy czym szerokość współpracującą belek teowych określać należy zgodnie z przepisami normowymi.**

Bardziej pewne wyniki w różnych sytuacjach uzyskamy, jeżeli **przy modelowaniu belki spełniać jednocześnie będą warunki zgodności dla sztywności skrętnych.**

Tutaj jedna istotna uwaga ważna dla wszystkich elementów płaskich.

W płytach wszelkiego typu przebiegi momentów zarówno podporowych jak i przęsłowych w kierunku prostopadłym do rozważanego mają zawsze charakter krzywoliniowy. Tymczasem zbrojenie w przekrojach zarówno podporowych jak i przęsłowych układane jest pasmami, a więc wykres momentów przenoszonych przez zbrojenie ma charakter prostokątów.

Tak więc **sprawdzając wykonane ustroje należy porównywać istniejące zbrojenie nie z wartością maksymalną uzyskaną w rozwiązaniu sprężystego, lecz moment przenoszony przez istniejące zbrojenie należy porównywać z uśrednioną wartością momentu z pasa o szerokości 3/5 rozpiętości w kierunku poprzecznym.**

W przypadku płyt krzyżowo zbrojonych można podać orientacyjnie, że wartości średnie momentów z pasa o szerokości 3/5 szerokości poprzecznej odpowiadają w przybliżeniu wartości 0,85 wykazanej wartości maksymalnej momentu.

5.5. Stropy płytowo – słupowe

Norma (EC2 p. I.1.1.(2)) dopuszcza, aby sumaryczne wartości momentów liczone były „*stosując sprawdzone metody obliczeń, takie jak metody oparte na podobieństwie płyty do rusztu (w których płyta jest reprezentowana przez zbiór połączonych elementów dyskretnych), metoda elementów skończonych, metoda linii załomów lub metoda ram zastępczych.*”

Jak widzimy norma EC2 bardzo liberalnie podchodzi do obliczania stropów płaskich, gdyż metody te dla tych samych warunków dają istotnie rozbieżne wyniki obliczeń. Stosując podejście według EC2 należy uwzględnić także inne zalecenia zawarte w (EC2 p. I.1.)

W dalszej części wykładu w zakresie analizy liniowo sprężystej stropów skupimy się na zastosowaniach MES. W razie potrzeby, współcześnie raczej dla sprawdzenia wyników zastosować można

metodę ram zastępczych w bardzo elementarnym ujęciu podanym w EC2(I.1.1)

metodę ram zastępczych uściśloną według normy amerykańskiej ACI [55]

Autor nie zaleca stosowania obliczeń, w których płytę aproksymuje się rusztem.

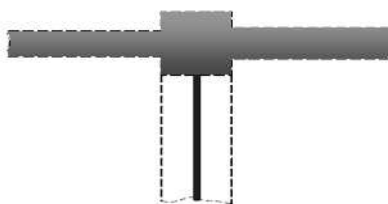
Sprawdzanie ustroju z wykorzystaniem metody linii załomów omówimy dalej.

5.5.1. Pogrubienie modelu w strefie nad podporową wewnętrzną

Analizując stropy płaskie, czyli stropy płytowo słupowe mamy w stosunku do innych typów stropów do czynienia z najbardziej złożonym procesem obliczeniowym. Nie można w ramach tego wykładu omówić w całości tych zagadnień, będących treścią niezależnych podręczników [1], [53]. Zwrócimy więc jedynie uwagę na niektóre istotne zagadnienia

Przy obliczaniu większych ustrojów względy praktyczne wymagają, aby podparcie modelu płyty stropowej na słupie, niezależnie od jego sztywności giętnej, było lokowane w jednym węźle. Oczywiście słup można też formować za pomocą przestrzennych elementów skończonych, ale nie jest to sposób mający zastosowanie w codziennych obliczeniach inżynierskich.

W przypadku gdy płyta połączona jest ze słupem w jednym węźle modelu, wówczas nad rzutem słupa występuje najsilniejsze wygięcie modelu płyty. **Taka sytuacja nie zachodzi w rzeczywistej konstrukcji.** Aby nie dopuścić do tego wygięcia, należy nad rzutem słupa dokonać pogrubienia modelu płyty (rys. 31). Oczywiście **wartości momentów zginających płytę, występujące w modelu na obszarze tego pogrubienia, nie mają potem znaczenia przy sprawdzaniu istniejącego zbrojenia.**



Rys. 31. Lokalne pogrubienie płyty powodujące ograniczenie odkształceń płyty nad rzutem słupa

Pogrubienie płyty nad słupem powoduje zmniejszenie sumarycznych momentów przęsłowych (o kilka procent) i zwiększenie sumarycznych momentów podporowych wzdłuż krawędzi słupa (o kilka procent),

Analizy przeprowadzone w [58] a potwierdzone w [64] i [65] wskazują, że w zakresie grubości słupów do 60 cm i grubości stropów do 30 cm, rozsądne jest **w obliczeniach technicznych zwiększenie grubości płyty stropowej nad rzutem słupa w granicach $2,5 \div 3$ grubości płyty**, zastrzegając, że pogrubienie to nie może być większe niż wymiar:

- mniejszego boku słupa w stropach kondygnacji pośrednich,
- połowy mniejszego boku słupa w płytach dachowych.

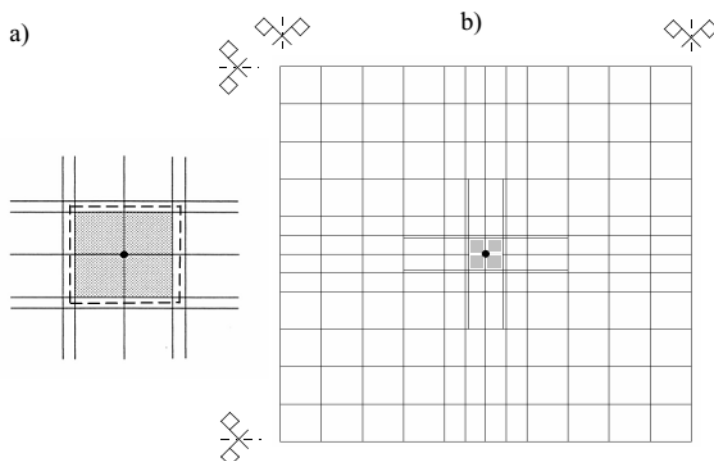
Wprowadzenie lokalnego pogrubienia płyty powoduje istotną zmianę wartości momentów zginających na krawędzi tego pogrubienia.

Siatka podziałowa elementów skończonych powinna być dobrana w ten sposób, aby wartości momentów można było odczytywać na krawędzi słupa.

Jeżeli w programie wartości momentów odczytuje się w środku ciężkości elementu skończonego, to środek ciężkości elementów skończonych powinien znajdować się na śladzie rzutu krawędzi słupa jak to przedstawiono na rysunku 32. W tej sytuacji zwiększenie grubości płyty nie jest możliwe na całym rzucie krawędzi słupa, lecz jedynie na rzucie pomniejszonym wokół tej krawędzi o $1/2$ szerokości elementu skończonego.

Ponieważ zakładanie pogrubienia modelu płyty ponad śladem rzutu słupa jest przy większych rzutach stropów czasochłonne, stosuje się czasami opcję automatycznego

pogrubienia tych partii płyty (np. program ABC-Płyta). Dotyczy to wyłącznie czterech elementów zbiegających się nad słupem.

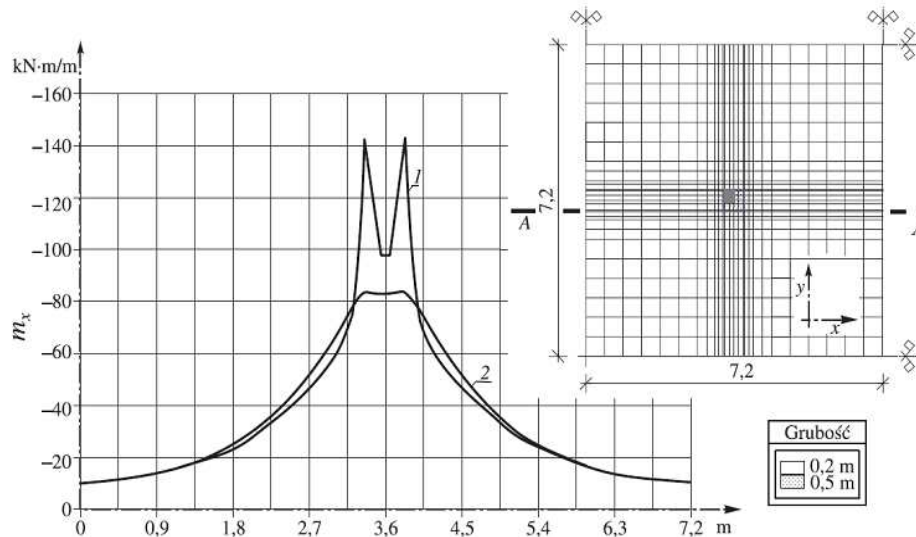


Rys. 32. Strefa podporowa ustroju płytowo-słupowego ze zwiększoną grubością płyty nad śladem słupa a) szczegół, b) fragment stropu (linią przerywaną zaznaczono krawędź słupa)

Pogrubienie części nadpodporowej prowadzi automatycznie do spiętrzenia momentów zginających w okolicy krawędzi słupa.

Wartości momentów zginających na krawędzi części pogrubionej są zawsze większe niż odpowiednie wartości w tych miejscach obliczone dla płyty bez pogrubień.

Największe spiętrzenie występuje zawsze w narożu części pogrubionej, co pokazuje rysunek 33. Stosunek wartości momentu zginającego w narożu części pogrubionej do odpowiedniej wartości momentu w osi krawędzi rośnie wraz ze wzrostem wymiarów części pogrubionej.



Rys. 33. Model obliczeniowy stropu płytowo-słupowego (pole wewnętrzne wycięte osiami symetrii, przekrój poprzeczny słupów $0,49 \text{ m} \times 0,49 \text{ m}$, obciążenie $q=10 \text{ kN/m}^2$). Momenty zginające m_x w przekroju przysłupowym A–A: 1 – przy pogrubieniu płyty nad rzutem słupa do $0,50 \text{ m}$, 2 – w przypadku niestosowania pogrubienia

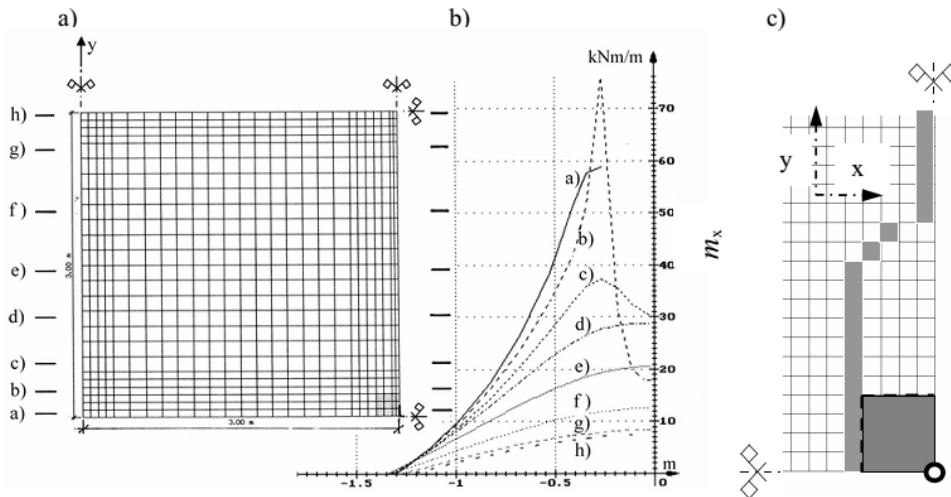
Na rysunku tym (rys. 33) widać, że pogrubienie strefy nadpodporowej spowodowało gwałtowne spiętrzenie momentów (wykres 1), w szczególności nad narożnikami słupa. W tym samym przekroju w przypadku braku zeszywnienia płyty, wykres momentów ma przebieg stosunkowo łagodny (wykres 2).

Uwzględnienie w obliczeniach zeszywnienia nad podporami spowodowało redystrybucję momentów. Wzrosły w sposób istotny wartości momentów w najbliższym otoczeniu obszaru pogrubionego, a zmniejszyły się nieco w partiach położonych dalej od tego obszaru.

Przykładowe wykresy momentów ujemnych w stropie płytowo-słupowym przedstawiono na rysunku 34. W strefie przysłupowej widoczna jest silna zmienność wartości momentów. W odległości około $l/10$ od osi podpory następuje zmniejszenie zmienności momentów (rys. 34b), a maksymalne wartości momentów przesuwają się z linii biegnącej wzdłuż krawędzi słupa na linię osi łączącej podpory (rys. 34c). Momenty te nie różnią się istotnie od wartości momentów działających w przekroju lica podpory.

Pomijając strefę przysłupową, momenty w przekroju podporowym powinny być odczytywane w pobliżu linii łączącej podpory.

Z tego względu nawet na obszarze oddalonym od podpór, dla prawidłowego odczytania momentów podporowych **szerokość elementów rozłożonych wzdłuż linii łączącej podpory nie powinna być większa niż $l/20$** . Jednocześnie zaleca się, aby szerokość elementów w linii podpór skupionych nie była większa niż połowa grubości tych podpór. Zalecenia te, dla obszarów oddalonych od podpór, mogą być traktowane nieco.



Rys. 34. Ustrój płytowo-słupowy oparty na siatce 6,0-6,0 (m-m) na słupach 0,45-0,45 (m-m), obciążenie stałe $g=10\text{kN/m}^2$: a) rzut modelu, b) wykresy momentów m_x we wskazanych przekrojach, c) miejsca występowania maksymalnych wartości momentu m_x w poszczególnych przekrojach poziomych (zagęszczona siatka elementów)

Godząc się na pewien nieduży błąd, można przy modelowaniu przyjąć elementy szersze, przy czym jednak **szerokość elementów skończonych, rozłożonych z obu stron wzdłuż linii łączących podpory skupione niewielkich wymiarów powinna być nie większa niż wymiar boku tej podpory.**

Jako podpory skupione niewielkich wymiarów rozumie się tu słupy o boku nie przekraczającym 0,4 m.

Do prawidłowego oceny rozłożenia zbrojenia konieczne jest uwzględnienie w modelu zeszywnienia (pogrubienia) płyty nad słupami. Zeszywnienia tego nie można pominąć, jeżeli chce się otrzymać prawidłowe wartości momentów niezerównoważonych, działających na słupy i strefy przebicia.

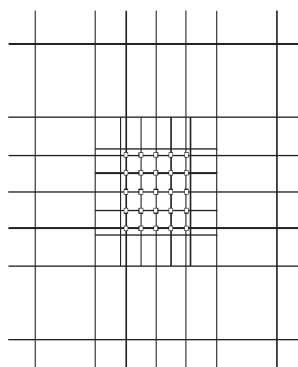
Wprowadzenie zeszywnienia nadpodporowego prowadzi do zwiększenia wartości momentów niezerównoważonych przekazywanych na słupy w stosunku do sytuacji uzyskanej z obliczeń przy braku takiego zeszywnienia. Jest to szczególnie istotne w stosunku do słupów krawędziowych, gdyż nieoszacowanie wartości momentów działających na te słupy może doprowadzić do mimowolnego obniżenia rezerw.

Jak dotąd, bardzo silnie podkreślaliśmy, że słup może być modelowany jako podparcie w jednym punkcie. Dotyczy to wszystkich słupów połączonych monolitycznie ze stropem, a w przypadku słupów niepołączonych monolitycznie ze stropem tylko takich, w których poprzez podkładkę centrującą wymuszono osiowe przekazanie siły.

Jeżeli jednak nie stosujemy takiej płytki centrującej, jak na przykład przy filarach ceglanych, to należy się spodziewać, że reakcje od stropu zostaną przekazane nie w osi słupa, lecz na jego krawędź. Jeżeli ponadto obciążenie stropu będzie niesymetryczne, to obciążenie może zostać przekazane na jeden narożnik słupa. Rzutuje to bardzo ostro na

wymiarowanie słupa podtrzymującego strop. Sytuacja taka wymaga innego podejścia do warunków brzegowych zakładanych w modelu.

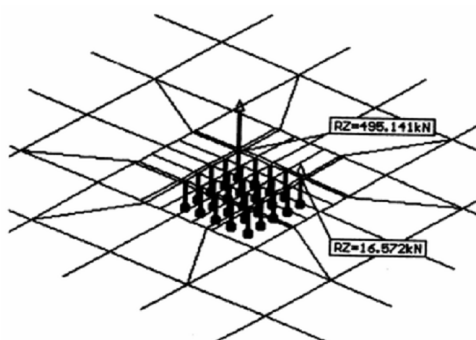
Zamiast bowiem jednoczesnego podparcia stropu w osi słupa, należy go podeprzeć na szeregu podporach rozłożonych na obszarze nieco mniejszym niż przekrój poprzeczny słupa (rys. 35). Krawędź tego obszaru powinna być cofnięta do wnętrza śladu słupa o 1÷3 cm.



Rys. 35. Przykład podparcia płyty stropowej na filarze ceglany – zastosowano podpory z więzami jednostronnymi

Jest zrozumiałe, że podpory założone na śladzie rzutu obszaru słupa **w żadnym przypadku nie mogą przenosić sił rozciągających** – muszą to być podpory z więzami jednostronnymi.

Przykład wyników takiego postępowania przedstawiono na rysunku 36. (Szczegóły w [58]) Widać, że słup został obciążony głównie na jednym narożniku, a szczątkowo na drugim, co prowadzi do obciążenia słupa na mimośrodku dwukierunkowym.



Rys. 36. Wyniki obliczenia modelu (opis w tekście)

5.5.2. Koncentracja momentów w strefie słupów skrajnych

W płycie stropowej w strefie przy słupie skrajnym i narożnym powstają znaczne momenty skręcające. Znaczna część momentów zginających wykazywanych w tej strefie musi się przenieść na słup właśnie przez momenty skręcające. W chwili, gdy wystąpią zarysowania tej strefy (mogą wystąpić także przy obciążeniach eksploatacyjnych) następuje degradacja sztywności skręcania.

Degradacja sztywności w konstrukcjach żelbetowych występuje zawsze. Problem na omawianym obszarze tkwi w tym, że degradacja sztywności skręcania jest wielokrotnie większa, niż degradacja sztywności giętej. Tymczasem strop liczony jest zwykle przy założeniu liniowych związków pomiędzy sztywnościami: giętymi i skrętnymi.

Fizycznym rezultatem silnej degradacji sztywności skrętnej jest przemieszczanie się w kierunku słupa momentów zginających występujących pierwotnie z boków słupa. Uwzględnienie tego faktu byłoby obliczeniowo możliwe przy znajomości stosunku płytowej sztywności skrętnej do płytowej sztywności giętej, dla rozważanej wartości obciążenia. Brakuje tutaj zarówno szerszych wyników badań, jak i ustaleń normatywnych, na które można by się powołać.

W takiej sytuacji pozostaje odniesienie się do przepisu konstrukcyjnego nawiązującego do metody ram zastępczych.

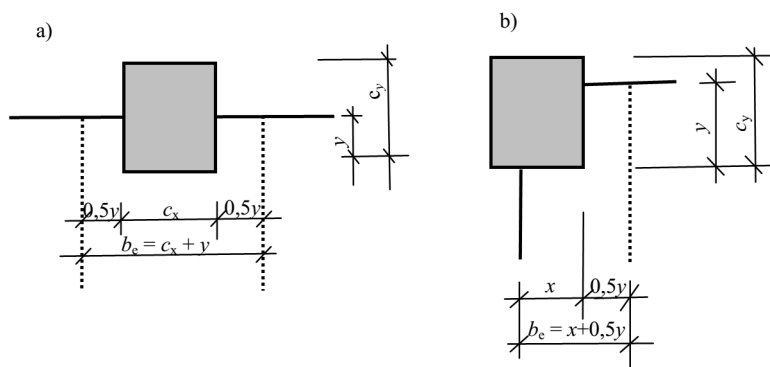
Dawniej przyjmowano, co miało poparcie w badaniach na modelach konstrukcji w skali pomniejszonej, że cały moment pomiędzy słupem a stropem powinien być przeniesiony przez zbrojenie rozłożone w płycie na szerokości b , na którą to szerokość składa się szerokość słupa c i po 1,5 grubości h płyty z każdej strony słupa, czyli:

$$b = c + 2 \times 1,5 h. \quad (11)$$

W przypadku słupa narożnego prowadzi to w każdym kierunku do szerokości:

$$b = c + 1,5 h. \quad (12)$$

Współcześnie, EC2 ((9.4.2.(1)) wymaga się jeszcze ostrzej, aby moment ze stropu na słup skrajny przekazywany był na szerokość b_e , którą określa się w sposób przedstawiony na rysunku 37. Dotyczy to oczywiście sytuacji, gdy poza krawędziowe słupy nie są wprowadzone istotnych wymiarów wsporniki.



Rys. 37. Szerokość pasma b_e według EC2((9.4.2.(1)) w którym powinno się znajdować całe zbrojenie współpracujące w przenoszeniu momentu zginającego na słup skrajny i narożny. a) słup krawędziowy (dopuszcza się $y > c_y$), b) słup narożny (dopuszcza się $x > c_x$ i $y > c_y$).

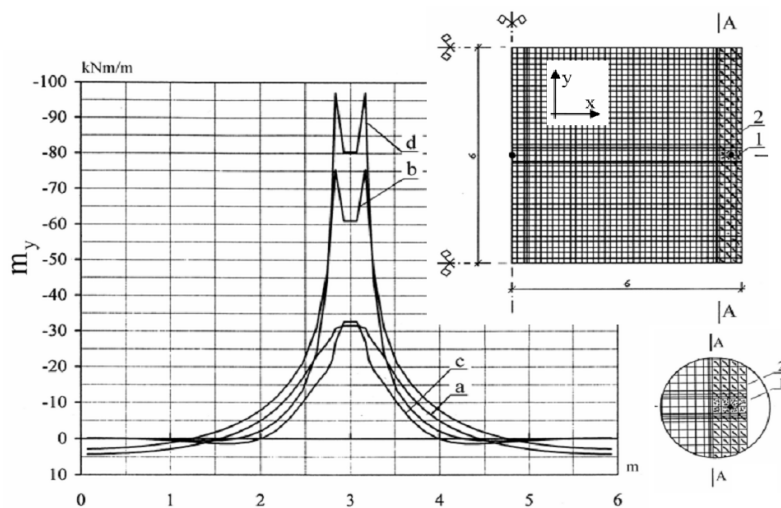
W obliczeniach MES można wywołać odpowiednią koncentrację momentów zginających w bliskości słupa skrajnego poprzez obniżenie sztywności skrętnej skrajnych pasm międzysłupowych, co zilustrowano na rysunku rysunku 38.

Na rysunku tym przedstawiono wykresy momentów dla 4 sytuacji:

- a) – rozwiązanie klasyczne, płyta o stałej grubości 0,2m na całym obszarze stropu;
- b) – rozwiązanie jak pod a), z tą różnicą, że na obszarze rzutu śladu słupa (0,6×0,3 [m×m]) pogrubiono płytę 2,5 - krotnie, to jest do grubości 0,5 m;
- c) – rozwiązanie jak pod a), ale obszarowi przykrawędziowemu stropu zawartemu w świetle słupów przykrawędziowych nadano zmniejszoną dziesięciokrotnie sztywność skrętą;
- d) – rozwiązanie jak pod b), ale obszarowi przykrawędziowemu stropu zawartemu w świetle słupów przykrawędziowych nadano zmniejszoną dziesięciokrotnie sztywność skrętą.

Wyniki obliczeń według wariantu a) i b) wskazują na znamienny wpływ znany zeszywnienia (pogrubienia) płyty nad rzutem śladu słupa. Na postulowanej szerokości $b = c + 3h$ (w rozważanym przypadku $0,3 + 3 \times 0,2 = 0,9\text{m}$) przypada poniżej 70% całości wartości momentów ujemnych. Tak więc przyjmując zbrojenie zgodnie z wynikami obliczeń MES, co najmniej 30 % zbrojenia mogłoby być niewykorzystane.

W omawianym przykładzie, redukując sztywność skrętą dziesięciokrotnie, na obszarze w świetle słupów krawędziowych (obszar zakreskowany na rzucie modelu), otrzymano przebiegi momentów oznaczone jako warianty c) i d). Widoczne jest większe, niż w analogicznych wariantach a) i b), skupienie tych momentów wokół osi słupa. W przypadku podstawowym, (przypadek d), to jest przy uwzględnieniu zeszywnienia płyty nad słupem, na centralnym odcinku 0,9 m otrzymano 85% wartości momentu całkowitego. Dla uzyskania 100% momentu całkowitego na odcinku centralnym, należałoby jeszcze bardziej pogłębić degradację sztywności skrętnej.



Rys. 38. Model obliczeniowy skrajnego fragmentu stropu płytowo – słupowego (grubość płyty $h = 0,2$ m, słup zamocowany od góry i dołu o wymiarach $0,6 \times 0,2 \times 3,0$ [m×m×m], $E = 29900$ MPa, $\nu = 0,2$, $q = 10$ kN/m²). Wykresy momentów m_x w przekroju A-A (opis w tekście) 1- powierzchnia pogrubiona, 2- obszar stropu o 10-cio - krotnie zmniejszonej sztywności skrętnej

Oczywiście powyższe postępowanie ma przy dowolności dobranych wartości degradacji sztywności skrętnej jedynie ogólne uzasadnienie fizyczne. Uzyskane jednak przy tych założeniach wyniki obliczeń wydają się być sensowne. Sposób ten ma dodatkowo ten walor, że zwiększa obliczane wartości momentów przęsłowych, a także obliczane wartości ugięć.

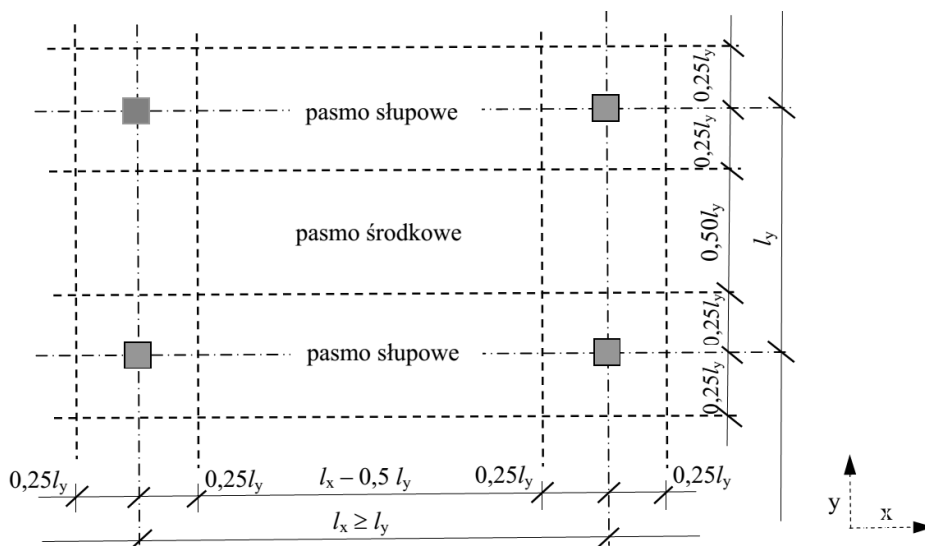
Omówione zagadnienia służą lepszemu dopasowaniu wyników obliczeń do fizycznej pracy modelu rzeczywistego, ale traktowanego jako liniowo sprężysty. Jednocześnie poszukujemy rezerw. Rezerwy te w wielu przypadkach tkwią w sposobie dobrania zbrojenia w czasie projektowania ustroju, także przy przyjęciu zgodności istniejącego zbrojenia z zamieszczonym w projekcie.

Pozostaje jeszcze kwestia sprawdzenia strefy słupa krawędziowego w przypadku istnienia ścian wzdłuż krawędzi. Prowadzone przez autora obliczenia pozwoliły stwierdzić, że działając po stronie bezpiecznej **jeżeli krawędź stropu nie jest połączona monolitycznie z żelbetową ścianą istotnej grubości, to słupy krawędziowe przejmują całość obciążeń także przy sprawdzaniu przebicia i w obliczeniach należy pominąć ściany jedynie podpierające krawędź stropu.**

Powyższe stwierdzenie dotyczy także podparcia krawędzi belkami o ile nie są to belki bardzo dużej sztywności. Należy pamiętać, że belki krawędziowe bardzo łatwo tracą pod obciążeniem swoją sztywność skrętą, więc podparcie na nich stropu zbliża się do przegubowego.

W przypadku słupów narożnych stykających się z jedną ścianą krawędziową, postępować należy w sposób omówiony wyżej dla słupów krawędziowych. W przypadku jednakże, gdy słup narożny styka się z dwoma narożnymi ścianami betonowymi, mamy do czynienia z sytuacją naroża płyty krzyżowo zbrojonej wspartej na ścianach

5.5.3. Sprawdzenie prawidłowości rozłożenia zbrojenia



Rys. 39. Podział płyty na pasma w stropach płaskich według EC2 (I.1.2.)

Analizując konstrukcję istniejącą, przy postępowaniu według normy EC2, należy sprawdzić rozłożenie zbrojenia na zgodność z tymi przepisami. Norma ta bowiem

nawiązując do metody ram zastępczych (dopuszczona w normie) podaje (tablica 2) sposób rozdziału momentów sumarycznych w przekrojach pomiędzy pasma podporowe i środkowe (rys. 39), w przekrojach podporowych i przęsłowych.

Tablica 2. *Uproszczony podział momentów zginających w płycie płaskiej EC2 (I.1.2.(3))*

	<i>Momenty ujemne na krawędzi słupów</i>	<i>Momenty dodatnie w osi przęsła</i>
<i>Pasmo słupowe</i>	<i>60 – 80 %</i>	<i>50 – 70 %</i>
<i>Pasmo środkowe</i>	<i>40 – 20 %</i>	<i>50 -30 %</i>
<i>Uwaga: Suma przyjętych udziałów momentu ujemnego i momentu dodatniego w każdym paśmie słupowym powinna wynosić 100%. Tak samo w każdym paśmie środkowym</i>		

Zacytowana w tablicy 2 z normy EC2 „*Uwaga*” jest myląca. Chodzi o to, że w każdym przekroju suma momentów przenoszonych przez oba pasma musi być zgodna z wartościami ekstremalnego momentu sumarycznemu liczonego jak dla ramy w tym przekroju. Nie uwzględnia się, czy płyty mają pogrubienia w okolicy słupa czy też nie. Wartości sumarycznego momentu podporowego określa się na linii wzdłuż lica słupów.

Warto w tym miejscu przypomnieć, że **zbrojenie płyt na momenty ujemne można wykorzystać jedynie wtedy, kiedy istnieje możliwość przeniesienia tych momentów podporowych w tym w sytuacji przeciążenia ustroju**. Często jednak strefa podporowa, z uwagi na podatność więzów (np. słupów skrajnych), nie jest w stanie przyjąć większych momentów. W takim przypadku część zbrojenia podporowego stropu nie może być wykorzystana.

Nadmierne w stosunku do potrzeb zbrojenie przęsłowe zawsze może być wykorzystane stanowiąc rezerwę nośności.

Jest oczywiste, że w strefie słupów skrajnych i narożnych, jeżeli poza te słupy strop nie jest wyprowadzony w sposób istotny, zdolność przenoszenia momentów podporowych jest ograniczona. Dla takiej sytuacji podano w EC2 (I.1.2.(5)) wyrażenie na maksymalny moment przekazywany pomiędzy stropem a słupem skrajnym lub narożnym.

$$M_{e,max} = 0,17b_e d^2 f_{cd} \quad (13)$$

gdzie szerokość b_e określono uprzednio, za EC2 na rysunku 37.

Jeszcze ostrzejsze ograniczenia w tym względzie wprowadzała norma brytyjska [N1] Ograniczała ona wartość momentu przekazywanego z płyty stropowej na słup do wartości

$$M_{e,max} = 0,15b_e d^2 f_{cd} \quad (14)$$

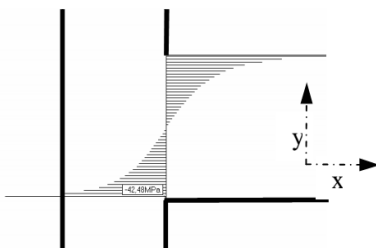
przy czym w przypadku prowadzenia obliczeń metodą ram zastępczych powinien być zachowany warunek $M_{e,max} > 0,5 M_{max}$, a w przypadku prowadzenia obliczeń metodą MES warunek $M_{e,max} > 0,7 M_{max}$.

Dla informacji podamy, że jest to istotne zaostrenie wymagań, gdyż jeszcze w roku 1998 [12] zalecano, aby

$$M_{e,max} = 0,27b_e d^2 f_{cd} \quad (15)$$

5.6. Ramy

Zgodność modelu obliczeniowego z modelowaną konstrukcją dotyczy nie tylko warunków podporowych, ale w dużej mierze także wszystkich połączeń, w tym połączeń prętów. Musimy mieć zawsze świadomość, że zarówno w połączeniu jak i w bliskości połączenia, naprężenia w przecie sprężystym tracą swój liniowy charakter (obszar *B*) i przybierają postać krzywoliniową (obszar *D*) – rys. 40.

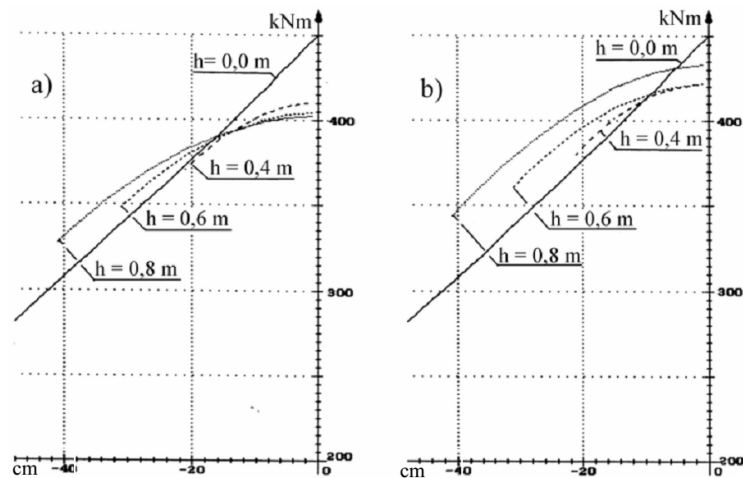


Rys. 40. Rozkład naprężeń normalnych σ_x w belce w przekroju przy krawędzi

Świadomość przybliżonego charakteru obliczeń statycznych prętowych ustrojów żelbetowych, wynikająca między innymi z pominięcia wpływu wymiarów poprzecznych elementów, jest powszechna. Jednakże wprowadzenie statycznych obliczeń komputerowych, przez swoją formalną dokładność, tę świadomość jakby nieco stępiło. Tym bardziej aktualne stało się pytanie, **jak daleko - przy typowych dla ustrojów prętowych przyjęciach technicznych - odbiegamy od fizycznej rzeczywistości ??**

Odpowiedź na tak postawione pytanie wymagała sformułowania modelu odniesienia. Biorąc pod uwagę całą niejednorodność metod obliczania sił i wymiarowania przekrojów, przyjęto jako układ odniesienia zachowanie się modelu czysto liniowo sprężystego. Przyjęcie to, znajdujące oparcie w przepisach normowych, koresponduje z typowymi obliczeniami statycznymi, jest obciążone najmniejszą liczbą arbitralnych przyjęć i daje wyniki jednoznaczne. Jednocześnie pominięcie odkształceń plastycznych i reologicznych betonu prowadzi do wartości skrajnych, tym niemniej dobrze orientujących o pracy ustroju.

Dla ilustracji przedstawiono, uzyskane przez całkowanie naprężeń wartości momentów działających w poszczególnych przekrojach wewnętrznych węzła, w zależności od szerokości słupa (rys.41). Uzyskane wartości momentów na obszarze słupa porównano z wartościami uzyskanymi dla klasycznego rozwiązania prętowego ($h = 0,0$ m).



Rys. 41. Momenty podporowe zginające rygiel na obszarze słupa w zależności od jego szerokości: a) rygiel górny, b) rygiel pośredni (opis w tekście)

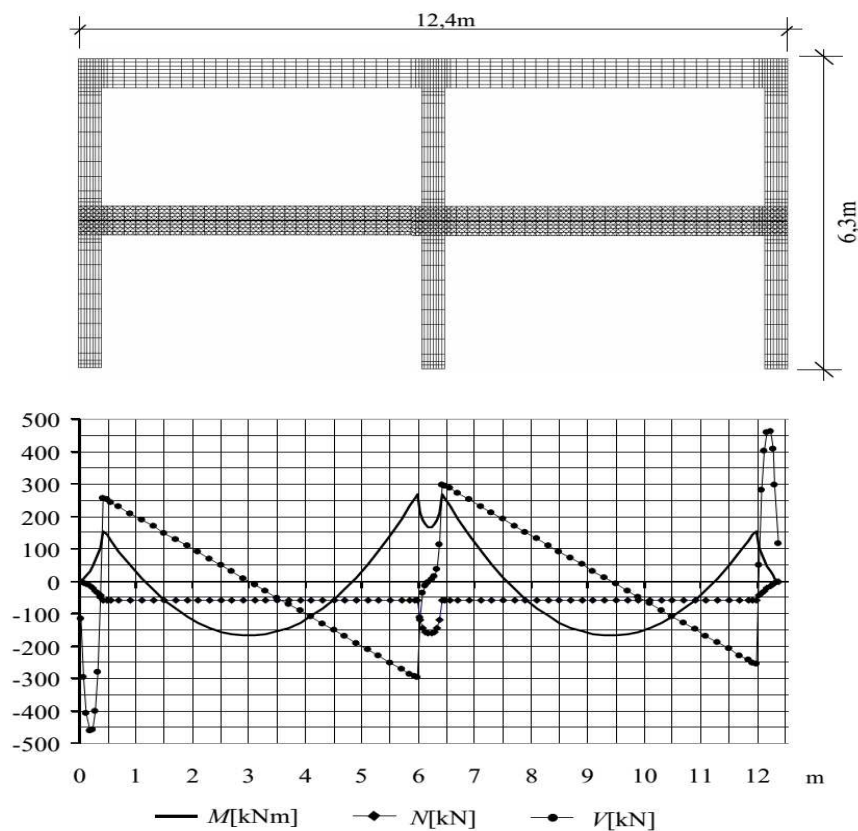
Jak widać z rysunku, rozbieżności są znaczne. W centralnej części słupów otrzymane wartości momentów są, jak należało się spodziewać, znacznie mniejsze, niż otrzymane z klasycznego rozwiązania prętowego.

Istotne jest jednak, że obliczenia klasyczne dały zaniżone wartości momentów zginających na krawędzi słupów.

Niedobory te rosły wraz ze zwiększaniem wymiaru słupa i były większe dla rygli pośrednich niż górnych. Dla rygli pośrednich niedobory wyniosły w zależności od szerokości słupa: 1,7% ($h = 0,4$ m); 6,5% ($h = 0,6$ m) i 12,8% ($h = 0,8$ m).

Wykazane niedobory momentów krawędziowych wskazują, że przy obliczeniach klasycznych, szczególnie przy szerszych słupach i niektórych typach ustrojów, następuje zaniżenie wartości podporowych momentów zginających.

Świadomość powyższych niedoborów momentów krawędziowych powinna znaleźć odzwierciedlenie w analizie zbrojenia tej strefy.



Rys. 42. Rama modelowana jako tarcza – wartości momentów i sił w ryglu dolnym (słup o wysokości 0,4m, rygiel o wysokości 0,6m, beton C20/25, obciążenie obu rygli 100kN/m)

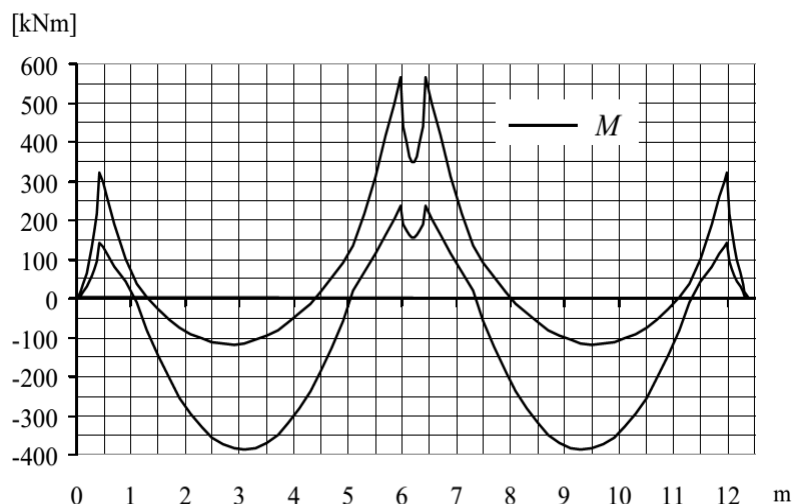
Stosując model prętowy można zbliżyć wyniki obliczeń do modelu tarczowego przez wprowadzenie sztywnych odcinków prętów w obrębie węzła. Nieco bardziej wyważone wartości pośrednie można uzyskać stosując w ramie prętowej odcinki zeszywnione nieco krótsze, niż to wynika z obszaru przenikania, np. stosując propozycję *Borowca* [5] (przybliżoną w [54]).

Modelując ramę jako ustrój prętowy, wykorzystuje się jedynie parametry przekroju (np. moment bezwładności), pomijając jego rzeczywiste wymiary. Pomija się równocześnie np. sztywność węzłów. W modelu tarczowym wszystkie wpływy są automatycznie ujęte, w tym sztywność i zasięg węzłów, odkształcalność postaciowa itd.. Rozwiązując model ramy, traktowany jako model tarczowy, wykorzystać można wszystkie mechanizmy pomocnicze, stosowane w modelach prętowych.

Przykład ramy modelowanej jako tarcza został przedstawiony na rysunku 42.

Celowo w tym przykładzie wartości momentów M jak i sił N i V odczytano jak dla belki, nie pomijając obszaru słupa. Ponieważ przedstawiona wartość momentów M jest efektem całkowania naprężeń na wysokości belki, to jest oczywiste, że na obszarze słupa gdzie naprężenia σ_x rozprzyskają się także powyżej i poniżej belki, musi dojść do obniżenia tak określonych momentów.

Analogicznie jak wykresy można, dla modelowanych jako tarcza elementów belkowych, uzyskać także obwiednie momentów i sił. Poniżej, dla ramy jak na rysunku 42 przedstawiono obwiednie momentów (rys.43).



Rys. 43. Rama modelowana jako tarcza – wartości obwiedni momentów M w ryglu dolnym od obciążeń zmiennych rygli ($q=100\text{kN/m}$)

Rozważając stan graniczny węzła ramy, należy zawsze mieć na uwadze możliwość dodatkowego zmniejszenia sztywności elementów podpierających (słupów) z tytułu ich zarysowania. Należy koniecznie sprawdzić, czy sztywność elementów mocujących (słupów) jest wystarczająca (pod danym obciążeniem) dla przejścia przypadających na nie obciążeń.

Wynika to zresztą z EC2(5.6.2.(3)), gdzie mówi się:

„słupy należy sprawdzać na maksymalne momenty plastyczne, które mogą być przekazane przez łączące się z nimi elementy”

Omawiana sytuacja powstaje wtedy, gdy w strefie podporowej rygli znajduje się większe zbrojenie, niż to wynika z obliczeń prowadzonych przy założeniu liniowej sprężystości materiału.

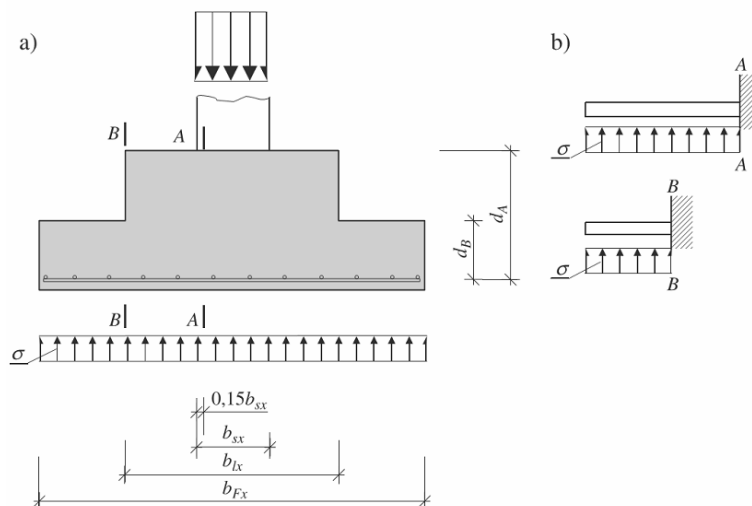
Oczywiście należy uznać sprawdzając słup w takiej sytuacji, że na węzeł ten może działać w sytuacji awaryjnej (np. złamanie rygla w przęśle z dowolnej przyczyny) nie moment wyliczony z obliczeń statycznych M_{Sd} , a moment wyliczony na podporze rygla na podstawie istniejącego tam zbrojenia M_{Rd} .

Zagadnienie jest szalenie istotne dla słupów skrajnych.

5.7. Fundamenty

5.7.1. Fundamenty stopowe

Najbardziej lapidarną, ale w pełni skuteczną metodą sprawdzenia zbrojenia w stopach fundamentowych jest metoda wsporników.



Rys. 44. Oznaczenia do obliczania zbrojenia stopy fundamentowej metodą wsporników:
a) oznaczenia w przekroju fundamentu, b) schematy obliczeniowe

W metodzie tej sprawdzamy zbrojenie w pionowych przekrojach przechodzących przez:

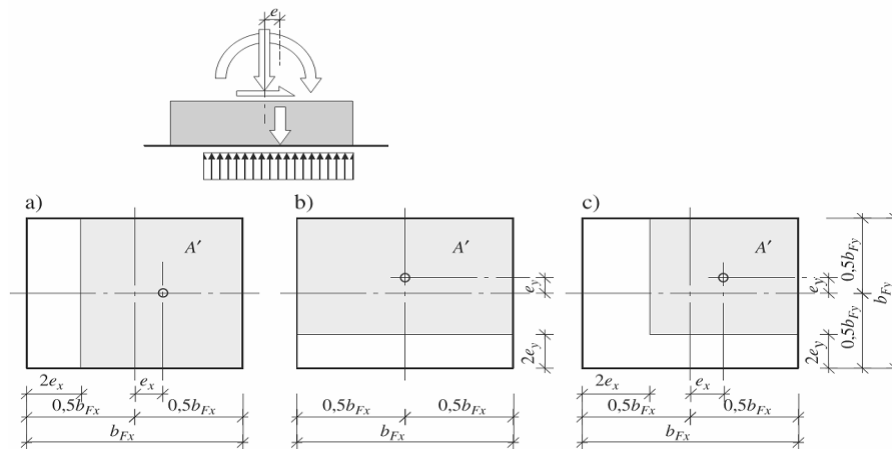
- słup w odległości $0,15b_s$ od krawędzi (rys. 44 – przekrój A–A),
- krawędź odsadzek (rys. 44 – przekrój B–B).

Każdorazowo przyjmuje się, że płytowy wspornik jest utwierdzony w pozostałej części stopy.

W tym miejscu należy zwrócić szczególną uwagę na fakt, że analizowany przekrój nie przebiega przez krawędź słupa, tylko jest cofnięty od tej krawędzi o $0,15$ grubości słupa b_s .

Jest to istotne novum wprowadzone przepisami EC2, zgodne z rzeczywistym rozkładem momentów, gdyż, jak wiadomo, maksymalne momenty występują nie na krawędzi słupa, lecz nieco wewnątrz słupa.

Obecnie przyjmujemy, zgodnie z [N12], że niezależnie od wartości mimośrodów naprężenia pod fundamentem się wyrównują – co prowadzi do prostokątnego wykresu oddziaływań (rys. 45).



Rys. 45. Rozkład naprężeń pod stopą fundamentową obciążoną siłą na mimośrodkie (opis w tekście)

W takiej sytuacji naprężenie pod fundamentem wynika wprost z relacji

$$\sigma = \frac{N}{A'}, \quad (16)$$

gdzie A' jest efektywnym obliczeniowym polem powierzchni fundamentu

Powierzchnia efektywnego pola powierzchni fundamentu jest zależna od wartości mimośrodków, i tak gdy:

$$1) \quad e_x = 0 \text{ i } e_y = 0, \quad A' = b_{Fx} b_{Fy}. \quad (17)$$

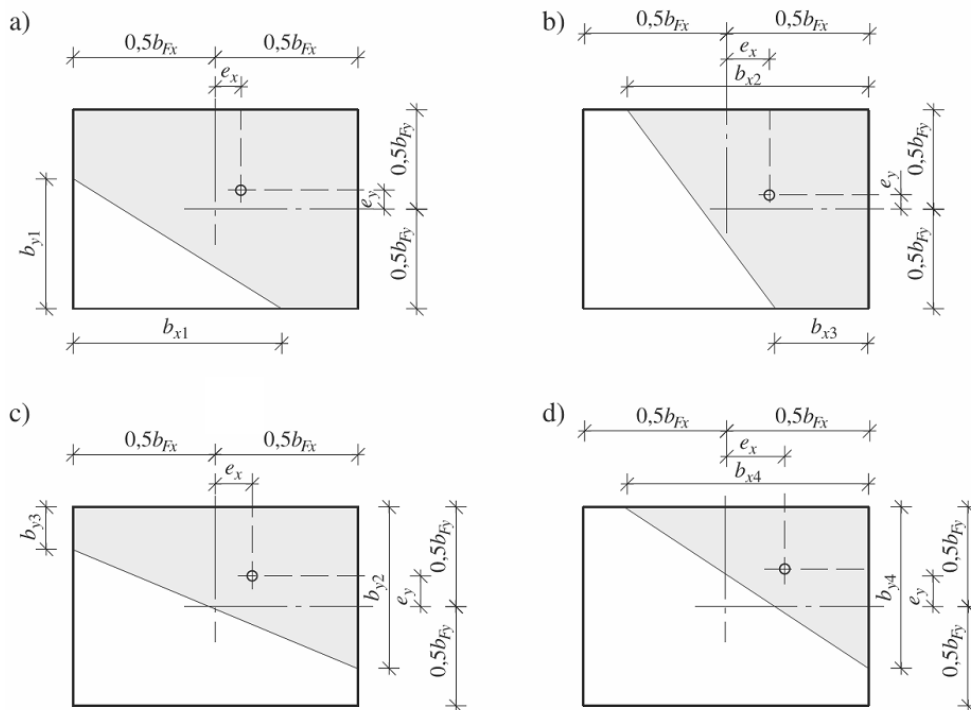
$$2) \quad e_x \neq 0 \text{ i } e_y = 0, \quad A' = (b_{Fx} - 2e_x) b_{Fy} \quad (18)$$

$$3) \quad e_x = 0 \text{ i } e_y \neq 0, \quad A' = b_{Fx} (b_{Fy} - 2e_y) \quad (19)$$

$$4) \quad e_x \neq 0 \text{ i } e_y \neq 0, \quad A' = (b_{Fx} - 2e_x) (b_{Fy} - 2e_y) \quad (20)$$

O ile wzory (17) ÷ (19) są w pełni zgodne z założeniem, to wzór (20) dla przypadku ukośnego mimośrodu ($e_x \neq 0$ i $e_y \neq 0$), mimo że jest zgodny z norma [N12], jest daleko idącym uproszczeniem obciążającym wyniki błędem nawet do 30%. Oś obojętna musi bowiem być linią prostą.

Ogólnie w przypadku ukośnego mimośrodu, przyjmując założenie równomiernego rozkładu naprężeń, możemy mieć do czynienia z sytuacjami przedstawionymi na rysunku 46.



Rys. 46. Obszary rozłożenia oddziaływania gruntu w zależności od proporcji e_x/b_{Fx} i e_y/b_{Fy} :
a) $0 < e_x \leq b_{Fx}/6$ i $0 < e_y \leq b_{Fy}/6$, b) $e_x \geq b_{Fx}/6$ i $0 < e_y < b_{Fy}/6$; c) $0 < e_x < b_{Fx}/6$
i $e_y \geq b_{Fy}/6$; d) $e_x \geq b_{Fx}/6$ i $e_y \geq b_{Fy}/6$

Poniżej podajemy, w ślad za [8], konieczne wzory do określenia geometrii obszarów rozłożenia oddziaływania i efektywnego obliczeniowego pola powierzchni fundamentu A' .

W przypadku gdy:

$$1) 0 < e_x < b_{Fx}/6 \text{ i } 0 < e_y < b_{Fy}/6 \quad (\text{Rys. 46a})$$

konieczne wartości b_{x1} i b_{y1} otrzymujemy z rozwiązania równań:

$$b_{y1} = 1,5b_{Fy} + (b_{x1} - 1,5b_{Fx}) \frac{e_y}{e_x}; \quad b_{x1} b_{y1} (2b_{x1} - 3b_{Fx} - 6e_x) + 12b_{Fx} b_{Fy} e_x = 0,$$

$$A' = b_{Fx} b_{Fy} - 0,5b_{x1} b_{y1}; \quad (21)$$

$$2) e_x \geq b_{Fx}/6 \text{ i } 0 < e_y < b_{Fy}/6,$$

$$b_{x2} = 1,5 \frac{(b_{Fx} - 2e_x)(1 + \alpha)}{\alpha^2 + \alpha + 1}; \quad b_{x3} = \alpha b_{x2}; \quad \alpha = \frac{b_{Fy} - 6e_y}{b_{Fy} + 6e_y};$$

$$A' = 0,5b_{Fy}(b_{x2} + b_{x3}); \quad (22)$$

$$3) 0 < e_x < b_{Fx}/6 \text{ i } e_y \geq b_{Fy}/6,$$

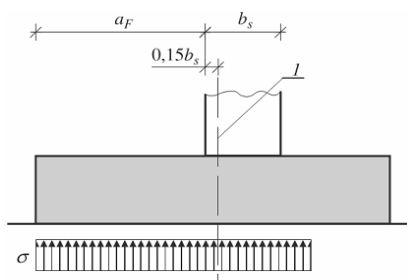
$$b_{y2} = 1,5 \frac{(b_{Fy} - 2e_y)(1 + \beta)}{\beta^2 + \beta + 1}; \quad b_{y3} = \beta b_{y2}; \quad \alpha = \frac{b_{Fx} - 6e_x}{b_{Fx} + 6e_x};$$

$$A' = 0,5b_{Fx}(b_{y2} + b_{y3}); \quad (23)$$

$$4) e_x \geq b_{Fx}/6 \text{ i } e_y \geq b_{Fy}/6,$$

$$b_{x4} = 1,5(b_{Fx} - 2e_x); \quad b_{y4} = 1,5(b_{Fy} - 2e_y); \quad A' = 0,5b_{x4}b_{y4}. \quad (24)$$

Przypominamy ponownie (jak to już wcześniej przedstawiono na rysunku 44), że także w przypadku założenia prostokątnego wykresu oddziaływania gruntu ekstremalne wartości momentów oblicza się w przekroju kontrolnym (krytycznym) położonym w głąb podpory w odległości $0,15b_s$ od krawędzi (b_s – wymiar boku słupa w kierunku równoległym do działania momentów) (rys. 47).

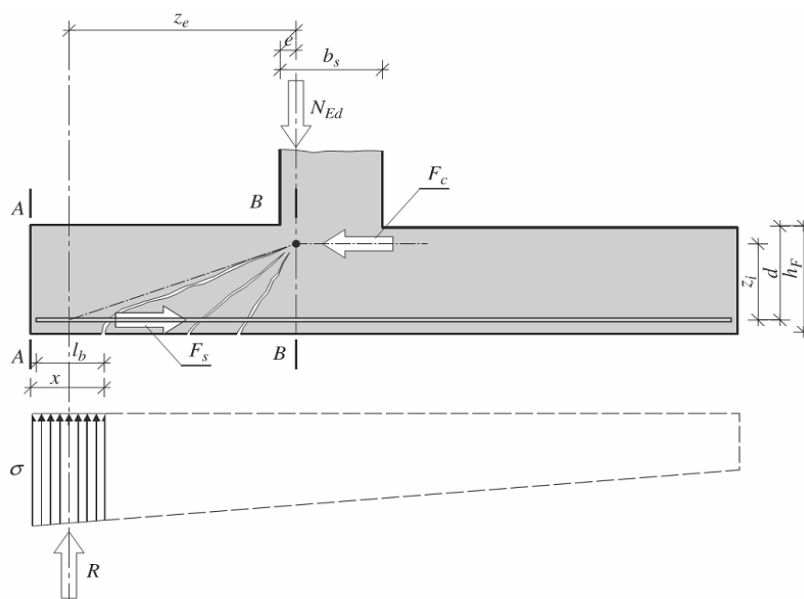


Rys. 47. Położenie przekroju kontrolnego (krytycznego), względem którego należy obliczać maksymalny moment; l – przekrój kontrolny (krytyczny)

W takiej sytuacji maksymalny moment zginający w stopie fundamentowej w przypadku momentu działającego w jednym kierunku określimy jako (rys. 47)

$$M_{kr} = \sigma \frac{(a_F + 0,15b_s)^2}{2}. \quad (25)$$

W normie EC2 (9.8.2.2) wymaga się sprawdzenia poprawności zakotwienia zbrojenia, wychodząc z warunków równowagi, z uwzględnieniem faktu powstania rys ukośnych (rys. 48).



Rys. 48. Model do obliczenia siły rozciągającej F_s z uwzględnieniem rys ukośnych

Zakłada się, że zbrojenie przenoszące siłę rozciągającą F_s w odległości x od krawędzi podstawy fundamentu powinno być zakotwione w betonie na tej samej długości x .

Siłę rozciągającą w odległości x od krawędzi określa się ze wzoru:

$$(9.13) \quad F_s = \frac{Rz_e}{z_i}, \quad (26)$$

w którym: R – wypadkowa siła oddziaływania gruntu na odcinku x ,

z_e – zewnętrzne ramię siły R (odległość między wypadkową siłą R a pionową siłą N_{Ed}),

N_{Ed} – siła pionowa odpowiadająca odporowi gruntu między przekrojami A i B,

z_i – wewnętrzne ramię siły (odległość między siłą F_s w zbrojeniu i poziomą siłą F_c),

F_c – siła ściskająca odpowiadająca maksymalnej sile rozciągającej $F_{s,max}$

Wartości ramion sił z_e i z_i można określać ze względu na wymiary ściskanych stref odpowiednio dla N_{Ed} i F_c . Norma EC2 dopuszcza w uproszczeniu, żeby z_e było określane przy założeniu $e = 0,15b_s$ (według rysunku 48), a z_i przyjmowane jako równe $0,9d$.

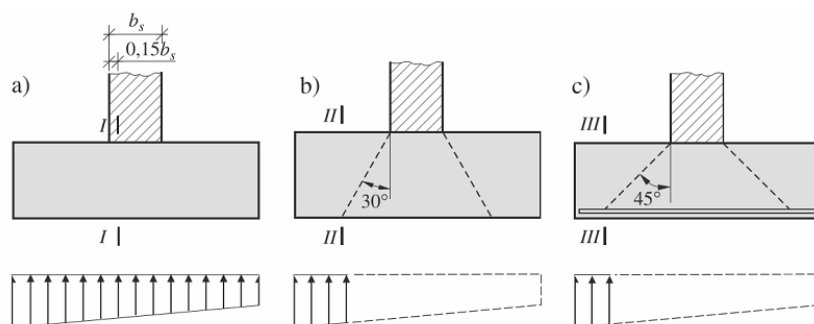
Jeżeli długość zakotwienia prętów prostych (l_b na rysunku 48) nie jest wystarczająca do zakotwienia siły F_s , to w celu zwiększenia możliwości zakotwienia pręty powinny być one odgięte ku górze (zwykle się tak robi) lub zakończone za pomocą odpowiednich urządzeń kotwiących. Najmniejsza krytyczna wartość x występuje w przypadku prętów dodatkowo zakotwionych. W tym przypadku można przyjąć [EC2] $x_{min} = 0,5h_f$. Dla innych typów zakotwień krytyczne wartości x są większe.

5.7.2. Ławy fundamentowe

Ławy pod murami powinny być kształtowane tak, aby były one obciążone osiowo. Jeżeli to nie ma miejsca, należy przy sprawdzeniu uwzględnić nierównomierny rozkład naprężeń w gruncie.

W kierunku poprzecznym ławy, w nawiązaniu do postępowania tradycyjnego, należy dokonać:

- sprawdzenia nośności na zginanie w przekroju w odległości $0,15b_s$ poza krawędzią ściany (rys. 49a – przekrój I-I),
- sprawdzenia nośności ze względu na siły poprzeczne w przekroju pionowym wyznaczanym prostą ukośną poprowadzoną pod kątem 30° dla ław betonowych (rys. 49b – przekrój II-II) i pod kątem 45° dla ław żelbetowych (rys. 49c – przekrój III-III).



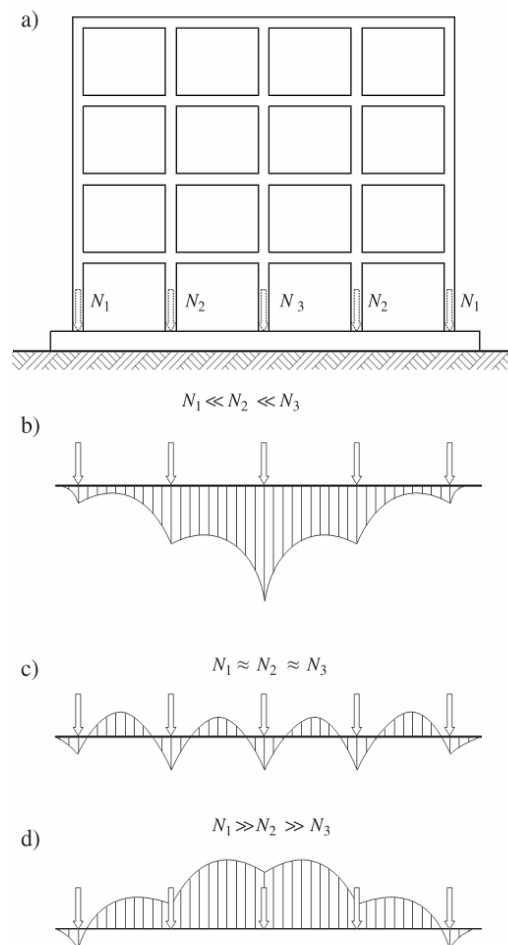
Rys. 49. Zasady sprawdzania nośności ław: a) na zginanie w przekroju I-I, b) na ścinanie w ławie betonowej w przekroju II-II, c) na ścinanie w ławie żelbetowej w przekroju III-III

Rozkład momentów zginających w ławie podpierającej ciąg słupów zależy w znacznej mierze od wzajemnych relacji sił obciążających ławę [8].

Na rysunku 50 przedstawiono ilustracyjnie wykresy momentów w sytuacji gdy:

- wewnętrzne siły są znacznie większe od skrajnych (rys. 50b),
- wszystkie siły mają zbliżoną wartość (rys. 50c)
- przeważającą wartość mają siły skrajne (rys. 50d).

Ławy ciągłe pod rzędami słupów są zwykle elementem, w którym duży wpływ na siły wewnętrzne ma stosunek sztywności giętej ławy do podatności podłoża. Dlatego też w przeważającej liczbie przypadków ławy należy sprawdzać z uwzględnieniem odkształcalności podłoża. Należy zwrócić uwagę, że rzadko kiedy rozważając sztywność ławy można pominąć sztywność konstrukcji na niej wspartej.



Rys. 50 Rozkłady momentów zginających w ławie w zależności od wzajemnych relacji sił obciążających: a) schemat przekazywanych sił, b) gdy $N_1 \ll N_2 \ll N_3$, c) gdy $N_1 \approx N_2 \approx N_3$, d) gdy $N_1 \gg N_2 \gg N_3$

W normie EC2 (G.1.1) zaproponowano sposób oszacowania przybliżonej sztywności systemu konstrukcyjnego, w którym porównuje się łączną sztywność fundamentu, elementów konstrukcji szkieletowej i ścian usztywniających ponad fundamentem ze sztywnością podłoża gruntowego. Jako wyróżnik służy współczynnik sztywności względnej K_R .

$$(G.1) \quad K_R = \frac{(EJ)_s}{EL^3}, \quad (27)$$

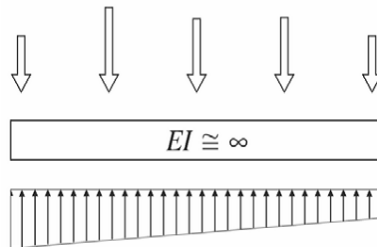
w którym: – $(EJ)_s = \frac{\Sigma EJ}{b}$ przybliżona wartość sztywności giętej na jednostkę szerokości b konstrukcji rozpatrywanego budynku, otrzymana przez zsumowanie sztywności giętych fundamentu, każdego elementu szkieletu i każdej ściany poprzecznej,
 E – moduł odkształcalności podłoża,
 L – długość fundamentu.

Orientacyjnie konstrukcję można uznać, zgodnie z norma EC2, za sztywną w stosunku do podłoża, jeżeli względna sztywność K_R jest większa niż 0,5, co w przypadku ławy o grubości h_F można zapisać jako warunek

$$\frac{l}{h_z} < 0,55 \sqrt[3]{\frac{E_{cm}}{E}}. \quad (28)$$

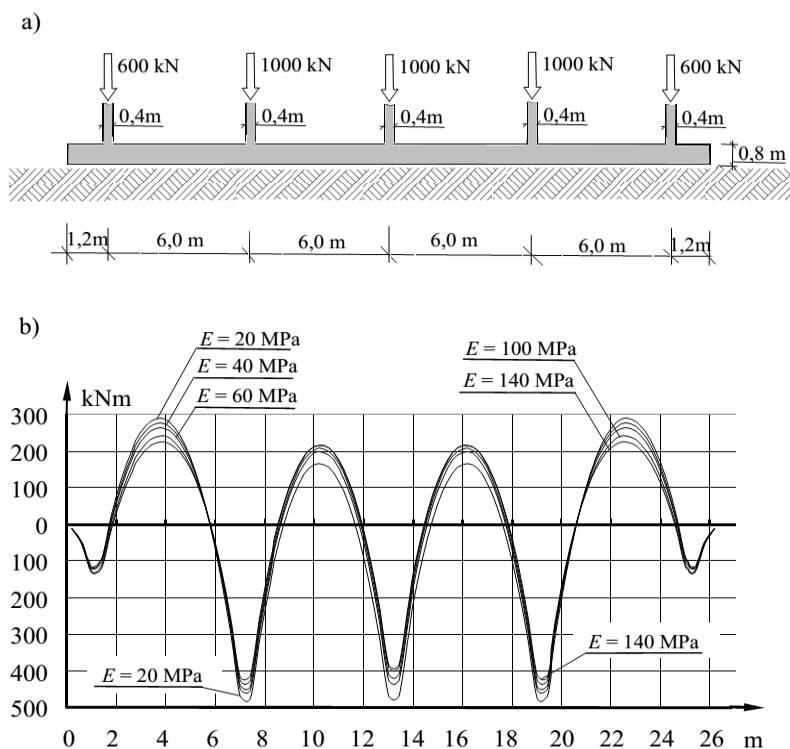
gdzie: l , – długość, szerokość ławy,
 E_{cm} – siczny moduł sprężystości betonu,
 E – moduł odkształcenia podłoża.

Pozwala to wyciągnąć wniosek, że w każdym razie w odniesieniu do analizowanych przypadków wzór (28) jest ograniczeniem bardzo konserwatywnym i zawierającym znaczną asekurację.



Rys. 51. Schemat obciążeń działających na ławę traktowaną jako sztywna

Istnieją metody przybliżone uwzględnienia oddziaływania gruntu w różnych uwarunkowaniach. Te metody tutaj pominiemy, a jedynie dla ilustracji pokażemy wpływ przyjęć na wyniki otrzymywane w modelu. Na rysunku 52 przedstawiono przebiegi momentów zginających otrzymanych w wyniku obliczenia ławy na sprężystym podłożu.(rys. 52b). W obliczeniach tych przyjęto, że ława o kształcie zgodnym z rysunkiem 52a, o szerokości 1 metra spoczywa na gruncie rozciągniętym bez ograniczeń z obu jej stron. Grunt modelowano jako podłoże uwarstwione sprężyste o stałym współczynniku E i stałej wartości $\nu = 0,3$, całkowując odkształcenia do sytuacji, gdy obciążenia wtórne stają się mniejsze niż 0,2 obciążeń pierwotnych.. Metodologie tych obliczeń podano dalej w p.5.7.3.1.



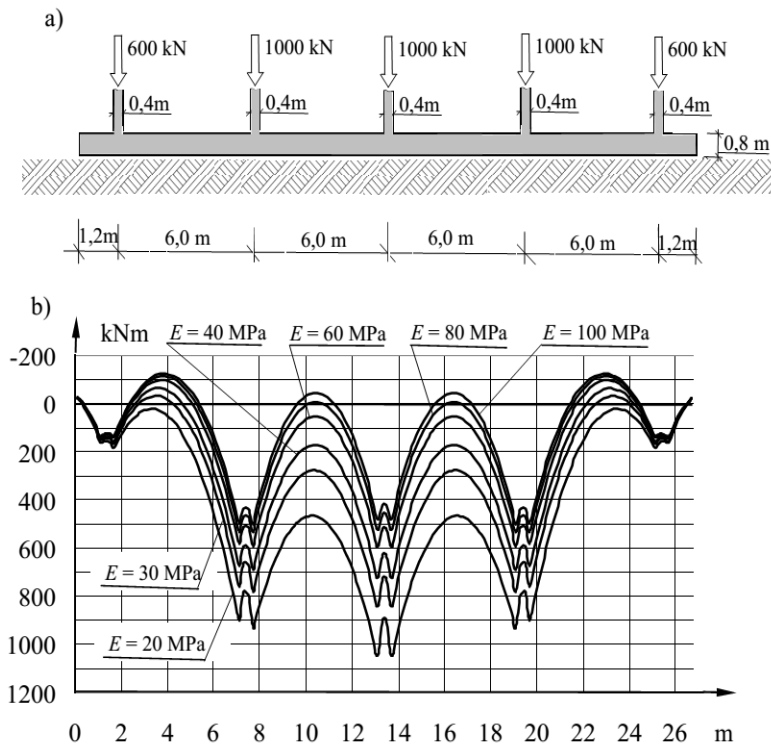
Rys. 52. Wyniki obliczenia momentów zginających w ławie o szerokości 1m dla warunków opisanych w tekście powyżej

Porównanie wykresów momentów zginających według rysunku 52 wskazuje, że mimo przyjętej w obliczeniach według rysunku 52 ławy dużej zmienności podatności gruntu E (w granicach od 20 do 140 MPa) wykresy te są do siebie podobne. Wynika to z tego, że do współpracy w przenoszeniu odkształceń automatycznie wciągane są partie gruntu leżące obok ławy, co prowadzi do ograniczenia odkształceń. Pozornie podłoże staje się bardziej sztywne.

Dla kontrastu przedstawiono podobną sytuację (rys. 53a) w której mamy do czynienia a pasami płyty fundamentowych obciążonej ścianami. Wyniki obliczeń takich wyciętych pasów płyty fundamentowej dla schematu jak na rysunku 53a pokazano na rysunku 53b. Obliczenia przeprowadzono traktując fundament i grunt pod nim zalegający jako tarczę sprężystą.

W tym przypadku obciążenie pasma przekazuje się wyłącznie na grunt pod nim zalegający. To co powiedziano, jest uproszczeniem pojęciowym. W rzeczywistości obciążenie z pod pasma przekazuje się na sąsiedni z nim grunt ale jednocześnie z tych pasm sąsiednich napływa równoważnie obciążenia na grunt rozpatrywanego pasma. Widzimy, że w tym przypadku wpływ podatności gruntu pod rozpatrywanym pasmem jest istotny i niepomijalny a przebiegi momentów zginających istotnie różne od takich przebiegów w niezależnie pracującej ławie.

Widzimy z powyższego jak istotny jest przy obliczaniu ław (i nie tylko) dobór kształtu modelu, rodzaju podłoża jak i metody obliczania.



Rys. 53. Momenty zginające w paśmie płyty fundamentowej o szerokości 1 m obciążonej ścianami, a) schemat modelu obliczeniowego, b) przebiegi momentów zginających płytę

5.7.3. Płyty fundamentowe

Jak uczy doświadczenie istniejące płyty fundamentowe zawierają zwykle znaczne zapasy nośności pozwalające na ich dociążenie w sytuacji nadbudowy lub przebudowy konstrukcji. Wymaga to jednak obliczeń sprawdzających ujmujących nie tylko rzeczywistą konstrukcję jak i aktualna charakterystykę gruntów zalegających pod fundamentem.

5.7.3.1. Modele podłoża

Chociaż obecnie dysponujemy dużym wyborem modeli podłoża, których przegląd może znaleźć Czytelnik w pracy [17], to w praktyce inżynierskiej zakres stosowanych modeli podłoża jest bardzo ograniczony.

W obliczeniach technicznych fundamentów podstawowymi programami inżynierskimi najczęściej spotykamy cztery sposoby modelowania podłoża.

Podłoże traktowane jako tarcza gruntowa

Istnieją tu szerokie możliwości odwzorowania cech podłoża, ale ten typ podłoża może być stosowany jedynie do konstrukcji liniowych i takich, które mogą być potraktowane jako płaskie. Trzeba pamiętać, że taka tarczę trzeba traktować jako pracującą w płaskim stanie odkształcenia (PSO).

Dość często spotyka się jednak płaskie modelowanie konstrukcji, które nie powinny być nigdy traktowane jako płaskie, co może prowadzić do istotnych błędów.

Podłoże winklerowskie

Ten uniwersalny rodzaj podłoża, można znaleźć praktycznie we wszystkich programach komputerowych wspomagających obliczenie konstrukcji. Jest to jednocześnie model podłoża bardzo odległy od podłoża rzeczywistego.

Jak wiadomo, ten model podłoża modelowany jest zestawem niezależnych sprężynek, o określonej dla każdej sprężynki liniowej charakterystyce w postaci współczynnika podatności podłoża C .

Podstawowym problemem przy stosowaniu tego modelu podłoża jest przyjęcie liczbowych wartości C w zależności od rzeczywistych parametrów gruntów, na których stoi fundament, oraz wymiarów i obciążenia tego fundamentu. Znane kłopoty z tym związane wykraczają daleko poza ramy niniejszej pracy.

Wskazemy, że jednym z inżynierskich sposobów określenia wartości współczynnika C dla płyt fundamentowych jest podział tych płyt na szereg niezależnych fundamentów, określenie w sposób normowy ich osiadań i na tej podstawie przyjęcie wartości współczynnika C [35]

Jak bowiem wiadomo,

$$C = \sigma_{gr}/a, \quad (29)$$

gdzie: σ_{gr} – naprężenie działające pod wyodrębnionym fundamentem,
 a – przemieszczenie fundamentu spowodowane zarówno obciążeniem rozważanego fundamentu, jak i fundamentów sąsiednich.

Tak więc wartość współczynnika C powinna być na obszarze dużego fundamentu (płyty fundamentowej) odpowiednio zróżnicowana, co niestety nie zawsze się zdarza. Oczywiście, stosując podłoże typu Winklera, nie otrzymamy żadnych informacji na temat oddziaływania na analizowany fundament innych obiektów położonych na zewnątrz tego fundamentu, ani informacji, jak wznoszony obiekt oddziałuje na inne sąsiednie obiekty.

Mimo tych mankamentów podłoże typu Winklera, ze względu na swoją formalną prostotę, wyśmienicie nadaje się do różnego typu analiz porównawczych, gdzie wartość współczynnika nie musi nawiązywać bezpośrednio do sytuacji rzeczywistej. Warto dodać, że zastosowanie podłoża winklerowskiego pozwala uzyskać wyniki przy jednorazowym rozwiązaniu modelu.

Jakkolwiek, nie będziemy się szerzej zajmować obliczeniami z zastosowaniem podłoża winklerowskiego, to podamy niżej w tablicy 3 [7] orientacyjne wartości współczynników C dla podłoży traktowanych jako podłoża winklerowskie dla różnych typów gruntów. Podano jednocześnie dla wyróżnionych gruntów ich orientacyjnie: moduły sprężystości E , współczynniki Poissona ν oraz wytrzymałości σ_{max} .

Tablica 3. parametry do obliczania w zależności od typu gruntu [7]

Typ gruntu	C [MN/m ³]	E [MPa]	ν	σ_{\max} [MPa]
ił miękko plastyczny	5 – 10	2 – 5	0,4	0 - 0,04
ił plastyczny i twaroplastyczny	10 – 20	5 – 15	0,4	0,08
ił półzwarty	20 – 40	15 – 30	0,4	0,15 – 0,3
glina plastyczna	20 – 30	4 – 16	0,5	0 – 0,04
glina średnia	40 – 50	10 – 30	0,4	0,1 – 0,2
glina sztywna	60 – 80	16 – 59	0,4	0,15 – 0,3
piasek drobny luźny	12 – 30	20 – 25	0,35	0,1
piasek zagęszczony	30 – 75	25 – 50	0,3	0,3
żwir zagęszczony	75 – 150	50 – 150	0,3	0,4

Podłoże jako półprzestrzeń sprężysta

Ten typ podłoża przyjmuje w założeniu, że mamy do czynienia z jednorodnym podłożem sprężystym rozciągniętym aż do nieskończoności, zarówno na boki, jak i w dół od analizowanego fundamentu.

Zaletą tego typu podłoża, poza zamkniętymi formami wzorów obliczeniowych, jest bezpośrednie wprowadzenie cech sprężystych gruntu oraz możliwość obserwacji oddziaływania analizowanego fundamentu na otoczenie i to zarówno na powierzchnię gruntu, jak i na sąsiednie obiekty. Jest to pierwszy z typów podłoży wskazany przez normę [N12] do wyznaczania nacisków kontaktowych fundamentów podatnych.

Wadą tego modelu podłoża jest konieczność przyjęcia na całym analizowanym obszarze jednorodnego gruntu i brak możliwości ograniczenia wpływu na wyniki warstw o małym przyroście naprężeń [N3], [N12]. W efekcie otrzymuje się silnie zawyżone wartości przemieszczeń zarówno analizowanego fundamentu jak i fundamentów sąsiednich.

Podłoże modelowane przez sumowanie odkształceń warstw podłoża

W tym typie podłoża [N12] przyjmuje się rozkład naprężeń ze znanego wzoru Boussinesqa, jak dla podłoża jednorodnego, pomijając wpływ cech sprężystych gruntu na rozkład naprężeń w gruncie. Sumowanie odkształceń następuje dla każdej warstwy z uwzględnieniem zależności naprężenie–odkształcenie otrzymanych na podstawie badań laboratoryjnych „*najlepiej kalibrowanych na podstawie badań polowych*” [66].

W modelu tym powinny być określone głębokości zalegania warstwy traktowanej jako niepodatna, przy czym głębokość zalegania tej warstwy może się zmieniać dowolnie na rozpatrywanym obszarze.

Obliczenie sprowadza się do iteracyjnego uzgodnienia, na całym obszarze fundamentu, przemieszczeń i naprężeń w poziomie odkształcalnej dolnej płaszczyzny płyty fundamentowej.

Uzyskuje się, między innymi, kształt odkształconej powierzchni gruntu zarówno pod płytą fundamentową, jak i poza rzutem fundamentu. Można określić naprężenia w gruncie na każdej dowolnej głębokości i w każdym dowolnym miejscu. Jednocześnie można otrzymać siły występujące w fundamencie (traktowanym jako liniowo sprężysty, a nawet w fundamencie zarysowanym), a w konsekwencji – sprawdzić konieczne zbrojenie i rozwartości rys.

W modelu tym możemy uwzględnić wszystkie fazy wznoszenia obiektu oraz, co istotne, wpływ wznoszonego obiektu na otoczenie. Ten typ podłoża nazywać będziemy dalej w

skrótce **podłożem uwarstwowionym**, oddając w ten sposób możliwość uwzględnienia warstwowości podłoża.

Przegląd różnego typu modeli gruntu zawarto między innymi w monografii [16] i pracy [43].

W praktyce projektowej w Polsce znalazł także zastosowanie model dyskretny podłoża dwuparametrowego [24], [25] oraz inne [13], [14], które nie będą tutaj omawiane. Zainteresowanych szerszym ujęciem zagadnienia odsyłam do pracy [17], gdzie też można znaleźć bardzo szeroką literaturę przedmiotu.

Obecnie zostały rozbudowane różne specjalistyczne programy wspomagające, dające możliwość wnikliwszego ujęcia cech gruntu i konstrukcji zatopionych w gruncie (m.in. patrz [17],[44], [61], [63]), jednak ze względu na ograniczone rozpowszechnienie i potrzebę głębszej informacji geotechnicznej nie będziemy ich tutaj omawiać.

Należy tu zwrócić uwagę, że podłoże sprężyste traktowane jest przez większość programów jako przenoszące zarówno ściskanie, jak i rozciąganie. Oczywiście grunt nie przenosi obciążeń rozciągających. Tak więc powinno tu być zastosowane podłoże z więzami jednostronnymi, przenoszącymi jedynie ściskania. Może to być automatyczna opcja programu (np. ABC-Płyta) [M1] lub więzy jednostronne można uzyskać eliminując – w kolejnych krokach – podparcia w miejscach pojawienia się rozciągań.

Traktując w obliczeniach inżynierskich podłoże jako podłoże sprężyste, możemy w pewnych obszarach otrzymać wartości przekraczające rozsądne granice możliwych oddziaływań normalnych i stycznych. Bez trudności można w obliczeniach ograniczyć wartości oddziaływań gruntu, co spowoduje przejście większych naprężeń w innych częściach rzutu fundamentu. Pokażemy dalej, dla ilustracji, wpływ poszczególnych przyjęć dokonywanych w trakcie obliczania fundamentów na końcowe wyniki obliczenia

5.7.3.2. Przykładanie obciążeń do płyty fundamentowej

Zwyczajowy sposób liczenia płyt fundamentowych obciążonych słupami czy ścianami polega zwykle. pomijając sposób modelowania podłoża gruntowego albo na

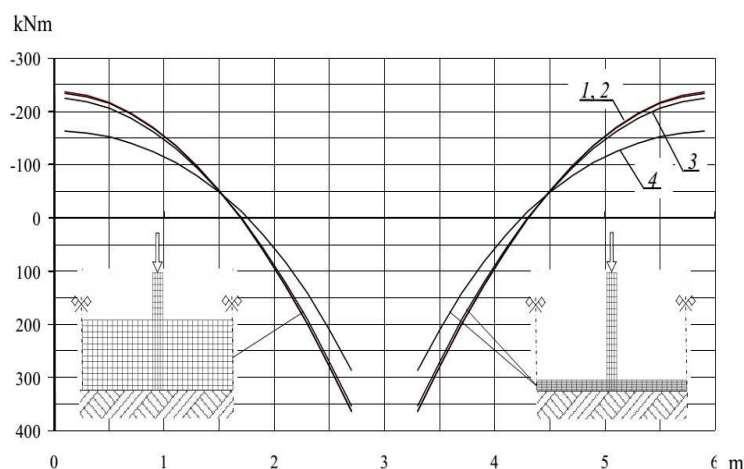
- 1 - przyłożenia obciążenia słupami i ścianami jako obciążeń skupionych lub liniowych (zbrojenie wymiaruje się na krawędzi obciążenia)
- 2 - przyłożeniu obciążenia na powierzchni obciążenia (rzadziej stosowany)

W obu podejściach jakkolwiek uwzględnia się przy obliczaniu momentów zginających płytę fundamentowa sztywność płyty fundamentowej - czasem uwzględniając jej zarysowanie i wpływy długotrwałe - to pomija się wpływ grubości tej płyty.

Autor spotkał się z podejściem, w którym dla obliczenia płyty fundamentowej obciążenie działające na tą płytę, rozkładano na szerokość większa niż rzeczywista szerokość przyłożenia obciążenia, tłumacząc to rozplywem przyłożonych obciążeń wewnątrz płyty fundamentowej. Prowadzi to w sposób oczywisty do zmniejszenia zapotrzebowania na zbrojenie.

Poniżej przeprowadzono sprawdzenie zasadności takiego przyjęcia.

W modelu tarczowym przyjęto 6-cio metrowy rozstaw ścian betonowych C30/37 o grubości 0,4m obciążonych 1000kN/m. Fragment ustroju wycięto osiami symetrii. Przyjęto zmienną grubość płyty fundamentowej 2,4m; 2,0m, 1,6m; 1,2m; 0,8m i 0,4m. Fundament oparto na tarczy z gruntu. Zastosowano wariantowo grunt bardzo podatny ($E = 10\text{MPa}$, $\nu = 0,2$) i mało podatny ($E = 100\text{MPa}$, $\nu = 0,2$). Momenty zginające w płycie fundamentowej uzyskano przez całkowanie naprężeń σ_x . Wyniki tych całkowań przedstawiono na rysunku 54.



Rys. 54. Wykresy momentów w pasmie płyty. Modele: 1 – $h = 2,4\text{m}$, $E = 10\text{MPa}$, 2 – $h = 2,4\text{m}$, $E = 100\text{MPa}$, 3 – $h = 0,4\text{m}$, $E = 10\text{MPa}$, 4 – $h = 0,4\text{m}$, $E = 100\text{MPa}$, (na miniaturach pokazano skrajne z rozważanych modeli: $h = 2,4\text{m}$, $h = 0,4\text{m}$)

Jakkolwiek zwiększenie grubości płyty fundamentowej prowadzi do zmiany rozkładu naprężeń w szczególności w pobliżu miejsca przyłożenia obciążenia, to okazuje się, czego można się było zresztą spodziewać, że nie wpływa na rozkład momentów zginających w płycie. Jak widać z rysunku przebiegi momentów przy bardzo szerokim spektrum zmian sztywności płyt i gruntu są praktycznie toż same. Jedyne dla bardzo sztywnego gruntu i cienkiej płyty nastąpiła redukcja wartości momentów (krzywa 4 na rysunku 54). Krzywą 3 na rysunku 54. pokazano celowo, gdyż już w przypadku zwiększenia grubości płyty do 0,8 m wykresy momentów pokrywały się praktycznie z wykresami 1 i 2.

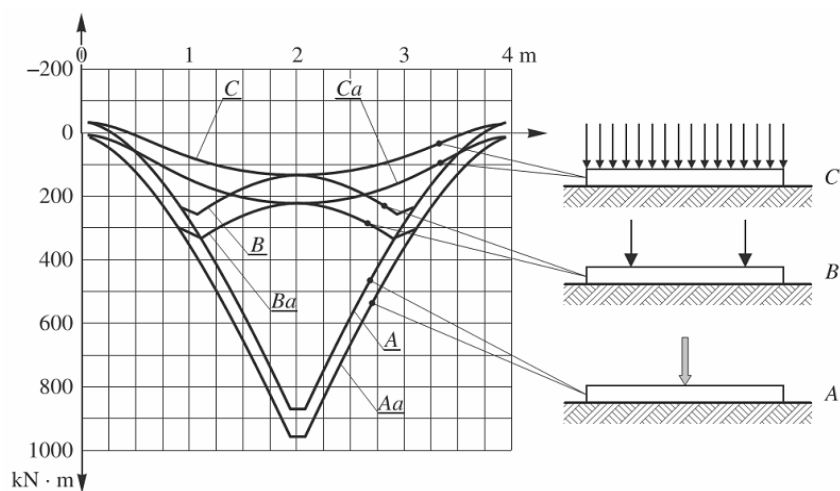
Wynika stąd wniosek, że

przyjmowanie w obliczeniach płyty fundamentowej obciążenia rozłożonego na większej powierzchni niż powierzchnia bezpośredniego przyłożenia jest bezzasadne,

Niezależnie sumując naprężenia rzutowane na oś płyty fundamentowej uzyskano siły osiowe działające w rozważanych płytach fundamentowych, oczywiście przy pełnej współpracy płyty fundamentowej z podłożem. W tym przypadku wartości sił, prawie stałe na całej długości płyty zależne są od grubości płyty fundamentowej a prawie niezależne od E gruntu. Występujące siły są siłami ściskającymi (oznaczenie ujemne) stosunkowo niewielkiej wartości. Siły te działają na korzyść bezpieczeństwa. Jest więc zdaniem autora uprawnione traktowanie tych **sił jako niewielkiej niejawniej rezerwy.**

5.7.3.3. Poślizg fundamentu po gruncie

W znacznej części przypadków, w obliczeniach fundamentów przyjmuje się milcząco, że podłoże oddziałuje na fundament jedynie siłami normalnymi do powierzchni, w zasadzie jedynie siłami pionowymi. Pomija się wpływ naprężeń stycznych pomiędzy gruntem a fundamentem. Wpływ tego pominięcia sił stycznych na wymiarowanie żelbetowych fundamentów pokazano (rys. 55) w modelu tarczowym na przykładzie ławy fundamentowej o nieskończonej długości, o dużej sztywności poprzecznej, obciążonej wzdłuż obciążeniem liniowym.



Rys. 55. Momenty zginające w przekroju poprzecznym ławy nieskończonej ($l = 4,0$ m, $h = 1,0$ m); A – jedna siła w środku, B – dwie siły w odległości 1 m od krawędzi każda, C – obciążenie równomiernie rozłożone (a – przy zapewnieniu poślizgu między fundamentem a gruntem)

Rozważono (rys. 55) trzy sposoby obciążenia fundamentu taką samą wartością siły wypadkowej jako:

- siłę skupioną (oznaczenie A),
- dwie siły skupione (oznaczenie B)
- obciążenie równomierne (oznaczenie C).

Dodatkowo przez „a” – oznaczono przypadek zapewnienia poślizgu między fundamentem a gruntem.

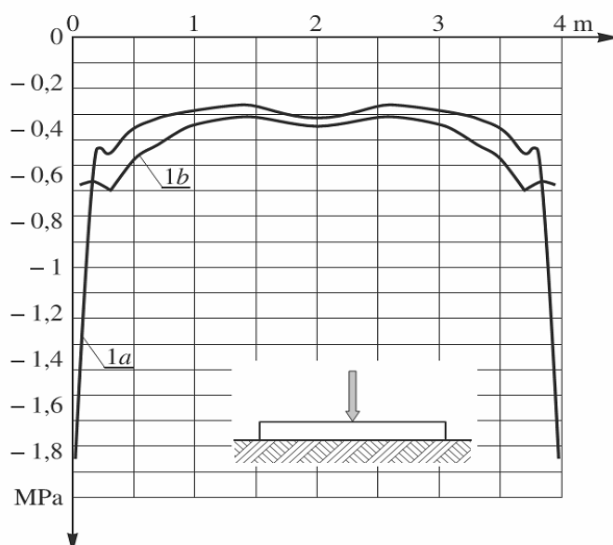
Z przedstawionych na rysunku 55 wyników tych obliczeń widzimy, że dla wszystkich sposobów obciążenia ławy uwzględnienie w obliczeniach modelowych możliwości poślizgu ławy po gruncie prowadziło do istotnego zwiększenia momentów zginających w ławie. W przypadku obciążenia równomiernego było to w rozważanym przypadku zwiększenie momentów o około 61%.

Pokazano na tym przykładzie, że **pominięcie w modelu obliczeniowym sił stycznych pomiędzy gruntem a obciążającą go ławą prowadzi do zaniżenia wartościach wynikowych.** Tak więc

szukając rezerw nośności powinniśmy obowiązkowo uwzględnić istnienie sił stycznych pomiędzy fundamentem i gruntem

5.7.3.4. Koncentracja naprężeń na krawędziach

Jak wspomniano, rozwiązanie liniowo-sprężyste przy przyjęciu gruntu jako materiału liniowo sprężystego prowadzić może na końcach ławy do nierealnych wartości oporu gruntu. Można wartości te ograniczyć (np. w programie ABC-Tarcza). Przykładowo w analizowanym modelu ograniczono te wartości do 0,6 MPa. Uzyskany w ten sposób rozkład oddziaływania podłoża pokazano na rysunku 56. (krzywa 1b) znacznie różni się od rozkładu, w którym nie narzucono tych ograniczeń (krzywa 1a).



Rys. 56. Oddziaływanie gruntu pod modelem ławy fundamentowej nieskończonej;
1a – przy założeniu pełnej liniowej sprężystości gruntu, 1b – jak pod 1a, ale z ograniczeniem maksymalnych oddziaływań do wartości 0,6 MPa

Wynika stąd wniosek, że w obliczeniach w przypadku modeli, w których wszystkie materiały traktowane są jako liniowo sprężyste, należy sprawdzać wartości ekstremalne oddziaływań i w razie potrzeby ograniczać dopuszczalne wartości maksymalne.

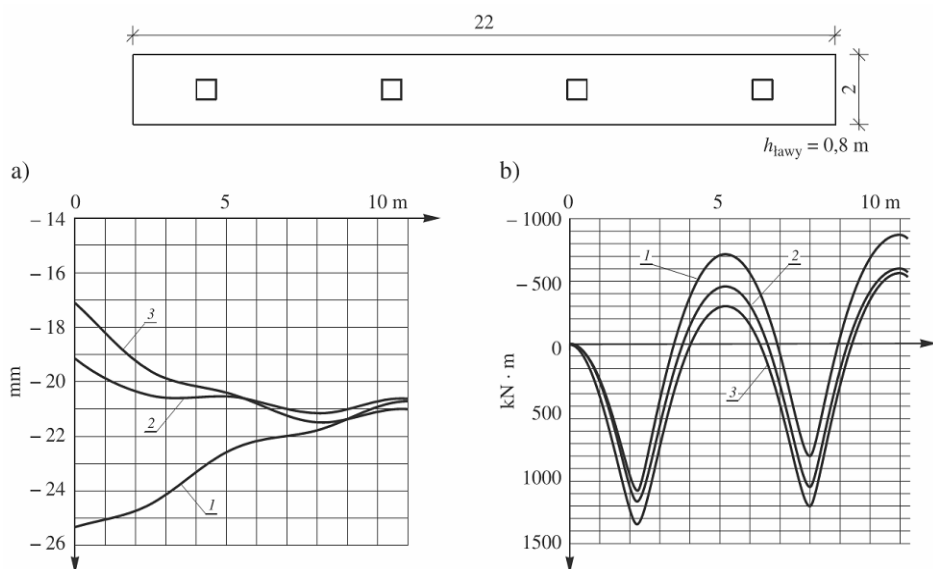
5.7.3.5. Wartości momentów zginających w zależności od zastosowanego modelu podłoża

Znamienny wpływ na wyniki obliczeń, nie tylko na przemieszczenia, ale także na momenty zginające w fundamencie ma model przyjętego podłoża gruntowego. Dla ilustracji tego wpływu przedstawiono na rysunku 57 wyniki obliczeń modelu ławy fundamentowej obciążonej siłami skupionymi (o wartości 2500 kN każda) (dokładniej w [58]).

Model analizowano dla przyjętych trzech typów podłoża:

1. podłoża winklerowskiego,
2. półprzestrzeni sprężystej,
3. podłoża uwarstwionego.

W celu umożliwienia wzajemnego porównania modeli przyjęto takie dopasowanie parametrów podatności, aby ugięcie w środku modelu było praktycznie jednakowe.



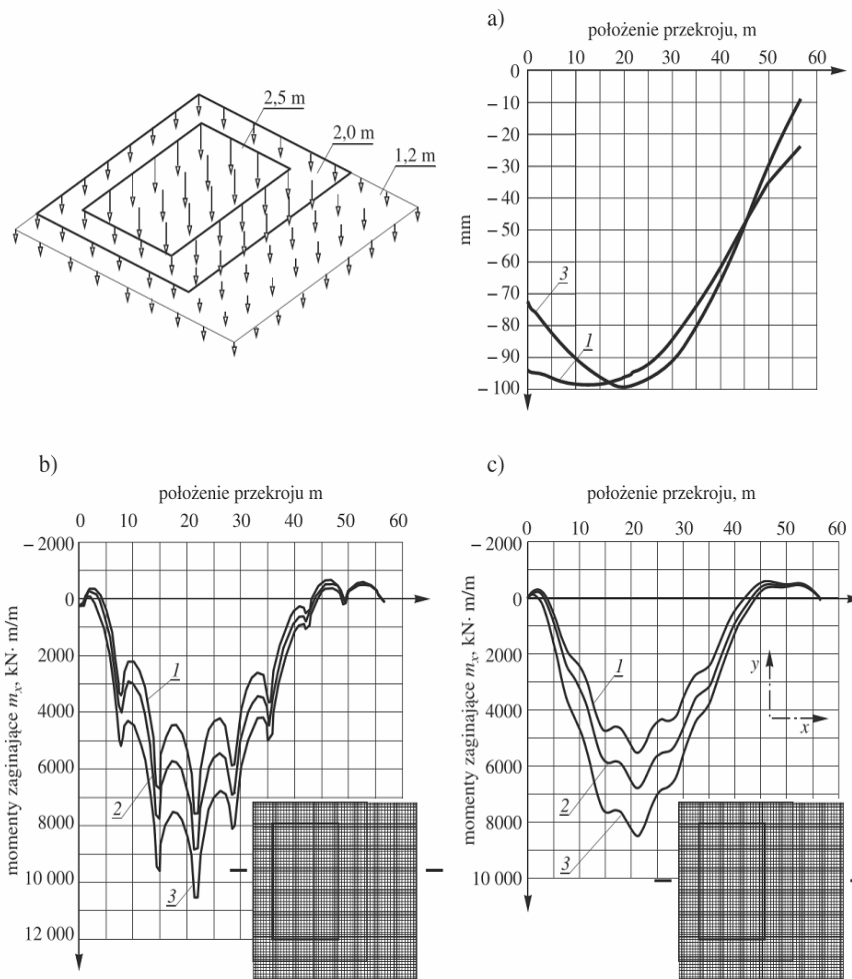
Rys. 57. Wpływ przyjętego modelu podłoża dla ławy fundamentowej na: a) ugięcia w osi podłużnej ławy, b) momenty zginające sumaryczne wzdłuż osi podłużnej ławy; 1 – podłoże winklerowskie, 2 – półprzestrzeń sprężysta, 3 – podłoże uwarstwione (głębokość całkowania odkształceń do wartości 0,3 naprężeń pierwotnych w gruncie)

W zależności od przyjętego modelu podłoża inny jest przebieg ugięć ławy, w szczególności w przęśle skrajnym (rys. 57a). Widzimy, że stosując model podłoża winklerowskiego o stałym współczynniku C , przeszacowujemy w tym przypadku znacznie ugięcia krawędziowe fundamentu.

Wpływ przyjętego modelu podłoża na momenty zginające jest, w rozważanym przypadku, bardzo duży (rys. 57b). Mimo że parametry podłoży dobrano w ten sposób, aby ugięcia w środku rozpiętości różniły się minimalnie, różnice momentów w pierwszym przęśle ławy przekraczają 100%. Różnice momentów podporowych, chociaż znaczne (rys. 57b), są jednak mniejsze.

Przy tych samych założeniach, dla konfrontacji, przeprowadzono obliczenia modelu dużej płyty fundamentowej o zmiennej grubości i zróżnicowanym obciążeniu (rys. 58).

Cechy sprężyste analizowanych modeli podłoży dobrano w ten sposób, aby maksymalne ugięcie modelu było jednakowe dla wszystkich zastosowanych podłoży (dokładniej w [58]). Także i w tym przypadku przedstawione porównanie ugięć (rys. 58a) potwierdza, że dla modelu podłoża winklerowskiego o stałej na całym rzucie fundamentu wartości współczynnika C , nawet w przypadku prawidłowego oszacowania przemieszczeń maksymalnych, rozkłady ugięć fundamentów będą się silnie różniły od uzyskanych przy zastosowaniu, zgodnie z normami [N3] i [N12], procedury dla podłoża uwarstwowionego.



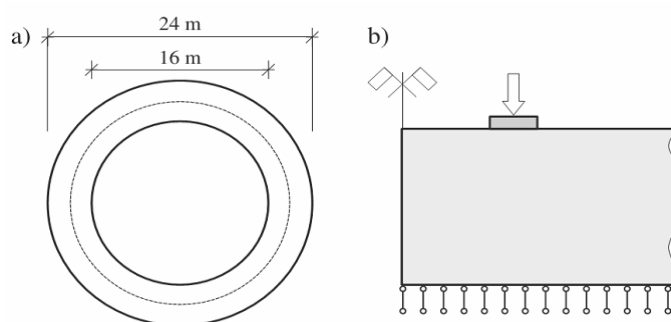
Rys. 58. Płyta fundamentowa o wymiarach 57×57 m, o zmiennej grubości (1,2 m, 2 m i 2,5 m) i zróżnicowanych obciążeniach (siły umiejscowiono na rysunku pod płytą):
 a) osiadania fundamentu w przekroju poziomym przez miejsce maksymalnych osiadań,
 b) momenty zginające m_x w przekroju podporowym, c) momenty zginające m_x w przekroju przęsłowym; modele podłoża: 1 – podłoże winklerowskie, 2 – półprzestrzeń sprężysta, 3 – podłoże uwarstwione przy głębokości całkowitej odkształceń do miejsca zmniejszenia się naprężeń od obciążeń do wartości 0,3 naprężeń pierwotnych od ciężaru gruntu

W omawianym modelu rozkłady i wartości obliczonych momentów zginających były także silnie uzależnione od modelu obliczeniowego podłoża (rys. 58b,c). W tym przypadku zastosowanie podłoża winklerowskiego, o stałym na całym rzucie współczynniku C, zamiast podłoża uwarstwowionego, prowadziło nawet do kilkudziesięcioprocentowego zniżenia momentów zginających. W przekroju międzysłupowym zniżenie momentów wyniosło 35%. Zastosowanie jako podłoża półprzestrzeni sprężystej, dało także zniżenie wyników.

Podane przykłady wskazują, że jeżeli już koniecznie trzeba stosować podłoże winklerowskie, to parametr C musi być na rzucie fundamentu odpowiednio zróżnicowany.

Na marginesie warto wskazać na szczególną sytuację w przypadku fundamentów kołowo symetrycznych i kołowo symetrycznie obciążonych. Otóż ten typ fundamentu może być analizowany zarówno jako fundament spoczywający na podłożu np. uwarstwowionym, jak i jako biegunowo symetryczna tarcza konstrukcyjno-gruntowa, także przy dowolnym uwarstwieniu podłoża.

Na przykład na rysunku 59 pokazano pierścieniową ławę ($l = 4,0$ m, $h = 1,0$ m) obciążoną w osi siłą liniową $F = 1592$ kN/m, rozwiązana przy zastosowaniu tych dwóch modeli.



Rys. 59. Ława pierścieniowa oparta na gruncie ($E_{cm} = 30\ 000$ MPa, $\nu_c = 0,2$, $E = 30$ MPa, $\nu = 0,3$, $\gamma_{gr} = 1,8$ T/m³): a) podłoże uwarstwione, b) tarcza osiowo symetryczna

W modelu tarczowym założono możliwość poślizgu fundamentu po gruncie, a wysokość tarczy z gruntu określono zgodnie z położeniem głębokości całkowania w modelu na podłożu warstwowym. W wyniku uzyskano: w przypadku modelowania na podłożu uwarstwowionym maksymalne osiadanie $a = 77,9$ mm, a w przypadku zastosowania modelu tarczy osiowo symetrycznej $a = 78,0$ mm. Czyli, różnice są znikome, co wzajemnie uwiarygodnia oba sposoby modelowania.

5.7.3.6. Określenie położenia poziomu warstwy nieodkształcalnej

Na obliczone przemieszczenie fundamentu w przypadku podłoża warstwowego wpływa uwzględniany zasięg odkształceń pionowych gruntu będący, jak wiadomo, funkcją założonego stosunku naprężeń w gruncie:

- $\sigma_{z_{max}d}$ – naprężenia dodatkowego na głębokości z
- $\sigma_{z_{max}\rho}$ – naprężenia pierwotnego na głębokości z ,

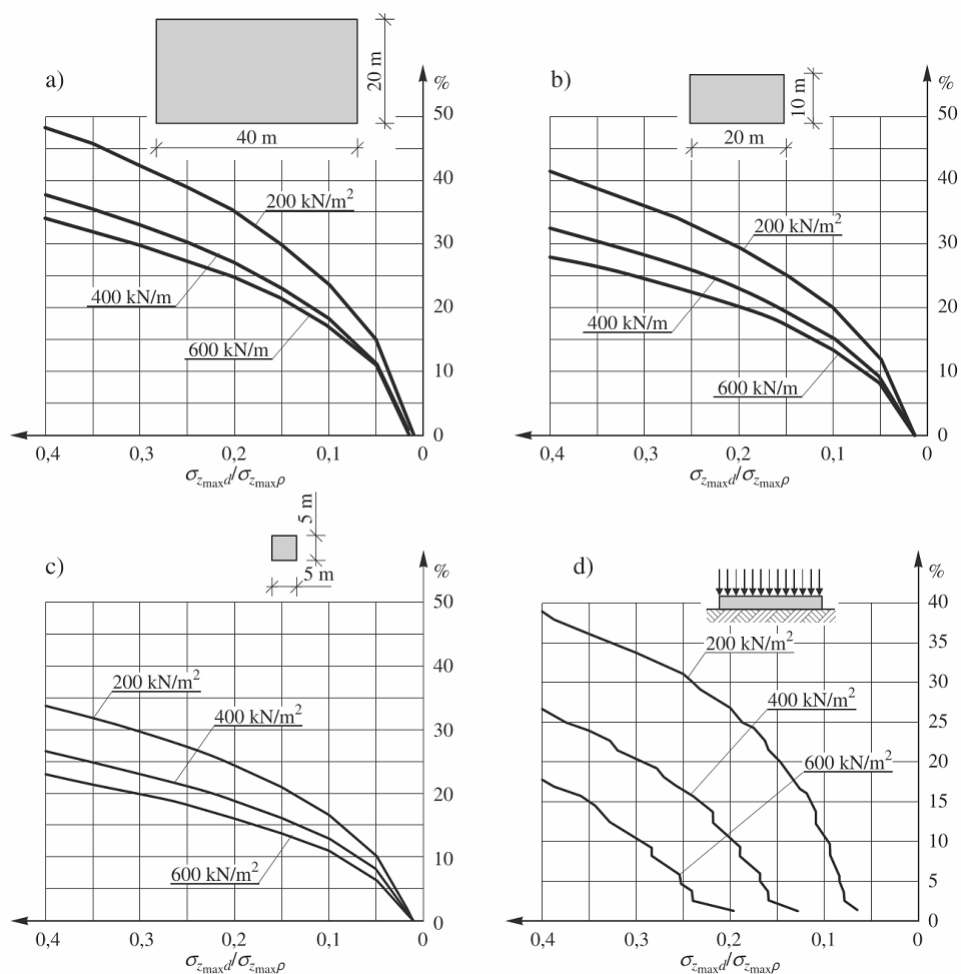
czyli $\sigma_{z_{max}d} / \sigma_{z_{max}\rho}$, przy czym obecnie wymaga się w normie [N12], żeby

$$\sigma_{z_{max}d} / \sigma_{z_{max}\rho} \leq 0,2 \quad (30)$$

a dotychczas wymagano w [N3], żeby:

$$\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho} \leq 0,3 \quad (31)$$

Na rysunku 60 przedstawiono, jak na wartość maksymalnych przemieszczeń wpływa przyjęty zasięg oddziaływań (całkowania) naprężeń w przypadku: fundamentów prostokątnych o różnych wymiarach i nieskończonego fundamentu ławowego rozpatrywanego w kierunku poprzecznym.



Rys. 60. Odchylenie osiadania (w %) od wartości a_{\max} – maksymalnego osiadania płyty (ławy) fundamentowej obciążonej równomiernie w zależności od stosunku $\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho}$; a) b), c) wymiary fundamentów w rzucie podane na rysunku, $h_{\text{fundamentu}} = 0,5$ m, d) ława nieskończona $l = 4,0$ m, $h_F = 0,2$ m)

Przy założeniu gruntu jednorodnego rezultaty obliczeń dla kolejnych wartości $\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho}$ podano w formie relatywnego odchylenia osiadań (w %) w stosunku do

osiadania odniesienia. Jako punkt odniesienia (a_{\max}) przyjęto dla fundamentów prostokątnych (rys. 60a, b, c) wartość osiadania środka fundamentu, przy sumowaniu odkształceń na obszarze $\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho} \geq 0,01$

Za punkt odniesienia dla ławy przyjęto arbitralnie położenie warstwy nieodkształcalnej na głębokości 6 długości poprzecznych ławy ($6 \times 4 = 24$ m).

Przedstawione na rysunku 60 wyniki obliczeń mają na celu jedynie wskazanie wzajemnych relacji poszczególnych wpływów na osiadanie fundamentów przy umowności założeń. Analiza tych wyników pozwala wskazać, że podawany przez dotychczasową normę [N3] zasięg sumowania odkształceń pionowych do wartości $\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho} \geq 0,3$ obarcza wyniki, w szczególności dużych fundamentów słabo obciążonych, zbyt dużymi odchyleniami od wartości odniesienia. Jest widoczne, że w celu uzyskania tego samego odchylenia względnego osiadań powinniśmy tym głębiej prowadzić sumowanie odkształceń, z im mniejszym obciążeniem mamy do czynienia.

Przyjmując za dopuszczalne odchylenie 20%, z przedstawionych wyników obliczeń otrzymujemy obszar sumowania odkształceń dla

- fundamentów bardzo dużych i średnich

$$\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho} \geq 0,1 \div 0,15 \quad (32)$$

- stóp fundamentowych

$$\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho} \geq 0,2 \quad (33)$$

To ostatnie zalecenie zgodne jest z zaleceniami normy [N12], dawnymi propozycjami [62], [66] i sugestiami dla małych i średnich fundamentów zawartymi w [63].

5.7.3.7. Zmiana parametrów gruntu wraz z głębokością

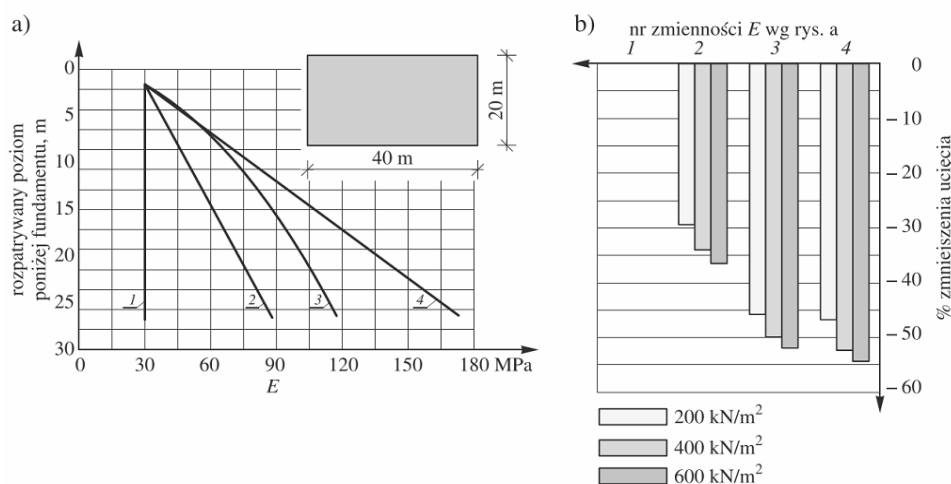
W przedstawionych wyżej analizach przyjęto stałe cechy gruntu na całej głębokości sumowania. Wiadomo, że warstwy tego samego gruntu głębiej położone wykazują wzrost wartości modułu odkształcalności. Określenie parametrów sprężystych poszczególnych warstw w zależności od rodzaju gruntu, początkowych i narastających naprężeń, wpływów reologicznych i innych jest sprawą kluczową dla obliczeń technicznych w modelu sprężystym. Dla ilustracji przedstawiono (rys. 61a) hipotetyczny efekt zwiększania modułu E zgodnie z propozycją zawartą w pracy [33], to jest proporcjonalnie do pierwiastka kwadratowego ze średniego nacisku na kolejnych głębokościach do nacisku na poziomie warstwy dla której określono wyjściową wartość E , a także proporcjonalnie do dwóch zmienności liniowych.

Przyjęto, że wartość wyjściowa E została określona dla głębokości 2 m poniżej stopy fundamentu oraz pominięto degradację tej wartości w warstwach płytszych. Dla celów analizy porównawczej założono, w ślad za normą [N3], zasięg sumowania odkształceń pionowych do wartości $\sigma_{z_{\max}d} / \sigma_{z_{\max}\rho} = 0,3$, mimo wykazanych wyżej wad tego przyjęcia.

Zbadano wpływ założonej zmienności modułu E na osiadania fundamentów płytowych różnych rozmiarów i przy różnej intensywności obciążenia (więcej w [52]). Wyniki

obliczeń w formie procentowego zmniejszenia osiadań w stosunku do wartości odniesienia dla dużej płyty fundamentowej podano na rysunku 61b.

Jako wartość ugięcia odniesienia określano każdorazowo osiadanie płyty fundamentowej opartej na w pełni jednorodnym gruncie.



Rys. 61. Procentowe zmniejszenie osiadań fundamentów w zależności od założonego rozkładu zwiększenia wartości E na głębokości oraz wymiarów płyty i wartości obciążenia: a) rozkłady zmienności wartości E (1 – wartość stała, 2, 4 – zmienności liniowe, 3 – zmienność według pierwiastka kwadratowego stosunku naprężeń w gruncie na poziomie rozważanym do naprężeń na poziomie, w którym ustalono wartość E), b) zmniejszenie wartości osiadań

Przy tej bardzo szacunkowej ocenie widzimy, że przy dużych fundamentach nawet niewielki wzrost modułu E w miarę zagłębiania się pod fundamentem prowadzi do istotnego, nawet kilkudziesięcioprocentowego, zmniejszenia osiadań w stosunku do osiadań odniesienia. W takich przypadkach założenie pierwiastkowego wzrostu modułu E może ograniczyć obliczeniowe osiadanie fundamentu nawet do 50% i więcej, w stosunku do sytuacji przy przyjęciu stałej wartości E .

Przy małych fundamentach wpływy te są niewielkie. Przy małych obszarowo fundamentach, silniej niż przy dużych, na wartości osiadań ma wpływ intensywność obciążenia.

Potwierdza to jeszcze raz, jak ważne jest, w szczególności w przypadku powierzchniowo dużych fundamentów silnie obciążonych, prawidłowe określenie parametrów gruntu na właściwych dla nich poziomach zalegania. Aby można było przeprowadzić prawidłowe obliczenie fundamentów, konieczna jest pełna i wiarygodna informacja o parametrach podłoża, najlepiej w postaci „profilów zmian modułu E z głębokością” [17].

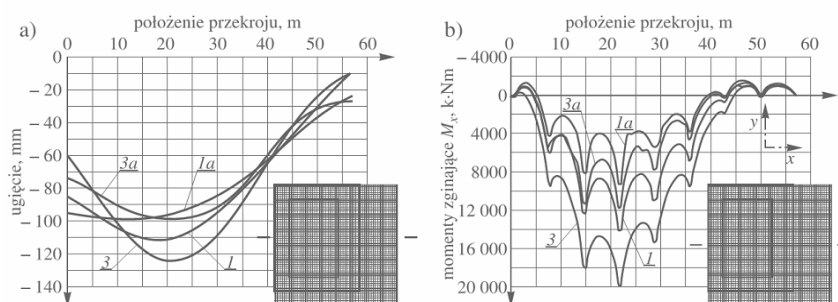
W przypadku gdy spodziewać się można nie wzrostu, lecz spadku wartości cech sprężystych gruntu, wraz ze wzrastającą głębokością, wzrastać będzie relatywny wpływ warstw przypowierzchniowych. Same jednak obliczenia przebiegać będą identycznie, jak pokazane dla wzrastających z głębokością wartości cech sprężystych gruntu.

5.7.3.8. Oddziaływanie zarysowania i odkształceń reologicznych żelbetowych płyt fundamentowych na wartości osiadań i momentów zginających

Najczęściej w obliczeniach projektanckich przyjmuje się w modelu obliczeniowym sztywność płyty fundamentowej, jak dla płyty izotropowej o pełnej wysokości. Prowadzi to do silnego przesztywnienia modelu płyty fundamentowej w stosunku do sytuacji rzeczywistej. Nawet bowiem gdyby płyta fundamentowa nie uległa zarysowaniom (np. płyta w pełni sprężona), to i tak płyta taka podlegałaby degradacji sztywności, choćby z racji wpływów reologicznych.

W rzeczywistości, żelbetowa płyta fundamentowa będzie wykazywała zarysowania, a w efekcie jej sztywność giętna ulegnie jeszcze wyraźniejszemu zmniejszeniu. Problem ten nie znajduje silniejszego odzewu w dzisiejszej literaturze technicznej, choć był przed laty szerzej analizowany [15], a odżył także w publikacji [37].

Stopień zmniejszenia sztywności modelu płyty zarysowanej zależy będzie, w dużej mierze, od przyjętej powierzchni przekroju poprzecznego zbrojenia, lokalizacji tego zbrojenia, czynników reologicznych i wpływu temperatury oraz, w istotnej mierze, od momentów zginających lokalnie działających w każdym elemencie skończonym.



Rys. 62. Płyta fundamentowa o wymiarach 57×57 m według modelu przedstawionego na rysunku 58: a) ugięcia płyty fundamentowej w przekroju zaznaczonym na miniaturze, b) momenty zginające pasmo o szerokości 2 m wzdłuż przekroju zaznaczonego na miniaturze; podłoże: 1 – winklerowskie, płyta sprężysta, 1a – winklerowskie z uwzględnieniem zarysowania i wpływów reologicznych, 3 – uwarstwione, płyta sprężysta, 3a – uwarstwione z uwzględnieniem zarysowania i wpływów reologicznych

Dla każdej sytuacji obliczeniowej otrzymamy zatem w każdym elemencie skończonym modelu płyty, traktowanym jako zarysowany, dwie niezależne ortogonalnie zorientowane sztywności giętne. Znając działające obciążenia, można teraz dla tak określonych sztywności rozwiązać płytę ortotropową o zmiennej sztywności.

Oczywiście uzyskane momenty gnące będą różne od tych, dla których określono uprzednio sztywności. Należy więc powtarzać omówioną operację aż do chwili, gdy momenty założone do określenia sztywności będą odpowiednio niewiele się różniły od otrzymanych z kolejnego rozwiązania płyty ortotropowej. Taki sposób obliczania odkształceń płyty żelbetowej (np. zawarty m.in. w programie ABC-Płyta 6.6 [M1]) można stosować także w obliczeniu żelbetowych fundamentów płytowych na podłożu sprężystym.

W wyniku obliczeń (dla fundamentu jak na rysunku 58), przyjmując zbrojenie wymagane programem, ujmując także wymagane zbrojenie minimalne (lecz bez zbrojenia

zakładów, zakotwień i zbrojenia konstrukcyjnego), ale uwzględniając dodatkowe zbrojenie konieczne do utrzymania rozwartości rys w granicach do 0,3 mm, otrzymano ugięcia jak na rysunku 62a.

Uwzględnienie zarysowania płyty fundamentowej i wpływów reologicznych wywołało zwiększenie maksymalnych ugięć płyty obliczanej na podłożu winklerowskim o 11%, a płyty fundamentowej obliczanej na podłożu uwarstwionym o 25%.

W analizowanym fundamencie bardziej znamienne są zmiany momentów zginających. Do porównań przyjęto momenty z pasma o szerokości 2,0 m, przebiegającego nad środkowymi podporami (rys. 62b). Uwzględnienie wpływu zarysowań, w przypadku obliczania fundamentu na podłożu winklerowskim, spowodowało redukcję momentów podporowych maksymalnych o 34%, a jeżeli fundament liczony był na podłożu uwarstwionym – redukcja maksymalnych wartości z tytułu uwzględnienia zarysowania i wpływów reologicznych wyniosła 38%.

Jak widać w analizowanym modelu, a także innych przeliczonych przez autora, redukcja momentów w płycie, z powodu zmniejszenia sztywności w wyniku uwzględnienia zarysowania płyt i wpływów reologicznych, wahała się od dwudziestu kilku procent do trzydziestu kilku procent.

Podstawowym zagadnieniem jest jednak przy sprawdzaniu płyty fundamentowej nie tyle sprawa uwzględnienia wpływu zmniejszenia sztywności płyty z tytułu zarysowania i wpływów reologicznych, ale obliczeniowe przyjęcie modelu podłoża i jego parametrów odkształceniowych.

Przyjęcie podłoża winklerowskiego o stałej wartości współczynnika podłoża C na całym rzucie fundamentu, prowadzi do bardzo silnych rozbieżności w stosunku do metody bazującej na modelu podłoża uwarstwionego. Oczywiście odpowiednio dobierając na rzucie zmienne parametry C , możemy uzyskać lepsze dopasowanie modelu podłoża do sytuacji rzeczywistej.

Trudności w doborze zmiennych na rzucie współczynników C wynika też stąd, że są one zależne nie tylko od struktury gruntu, wymiarów, kształtu i sztywności fundamentu oraz także fundamentów sąsiednich, ale także od wartości obciążeń – gdyż przemieszczenia fundamentów nie są liniowo zależne od wartości obciążeń.

Stosując w obliczeniach model podłoża uwarstwionego, w tym nawet z uwzględnieniem zarysowania płyty fundamentowej i wpływów reologicznych, nie powinniśmy zapominać o niepewnościach towarzyszących tym obliczeniom. Co prawda ten sposób obliczeń spełnia formalne wymogi norm, ale z jednej strony metody normowe nie są metodami dokładnymi, a z drugiej – parametry wprowadzane przez nas do obliczeń mogą się bardzo różnić od rzeczywistości fizycznej. Dotyczy to w szczególności parametrów sprężystych gruntu na różnych głębokościach, ale także wartości obciążeń, dla których prowadzimy obliczenia.

Stosowanie w modelu obliczeniowym tzw. podłoża uwarstwionego, spełniającego formalnie założenia norm [N3] i [N12], pozwala bardziej zbliżyć się do stanu rzeczywistego, w szczególności w przypadku uwzględnienia degradacji sztywności płyty spowodowanej zarysowaniem i wpływami reologicznymi.

Jednak nawet stosując w modelu obliczeniowym podłoże uwarstwione, stopień przybliżenia wyników obliczeń do fizycznej rzeczywistości zależy jest, pomijając dokładność metody, od prawidłowej informacji o zaleganiu warstw wraz z ich parametrami na stosownych głębokościach. Ze względu na łatwość prowadzenia tych obliczeń należy, zdaniem autora, przeprowadzić obliczenia wariantowe, uwzględniając oszacowaną zmienność parametrów gruntu.

6. Sprawdzanie konstrukcji z zastosowaniem analizy liniowo sprężystej z ograniczoną redystrybucją.

Jako jedną z metod projektowania norma EC2 dopuszcza w obliczeniach służących do sprawdzania stanu granicznego nośności elementów konstrukcji stosowanie analizy liniowej z ograniczoną redystrybucją. Dopuszczono redystrybucję momentów wyznaczonych na podstawie analizy liniowo-sprężystej, jednakże pod oczywistym warunkiem, że rozkład momentów po redystrybucji pozostanie w równowadze z przyłożonymi obciążeniami.

6.1. Założenia i ograniczenia metody

Zakres zastosowania analizy liniowej z ograniczoną redystrybucją ograniczono w normach do elementów, gdzie możliwe jest ustalenie zdolności do obrotu strefy podporowej – wskazując przykładowo, że nie należy jej stosować np. w narożach ram sprężonych.

Praktycznie analizę liniową z ograniczoną redystrybucją dopuszczono w projektowaniu dla ciągłych płyt i belek, co do których wymaga się aby,

- poddane były w przeważającej mierze zginaniu
- stosunek długości przylegających przęseł mieści się w przedziale od 0,5 do 2,

Przy spełnieniu powyższych założeń redystrybucję momentów zginających można przeprowadzać [EC2] bez jawnego sprawdzania zdolności do obrotu (w przegubach plastycznych) pod warunkiem, że zachodzi (dla warunków polskich):

z uwagi na beton

$$(5.10a) \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,} \quad \delta \geq 0,44 + 1,625 \frac{x_u}{d} \quad (34)$$

$$5.10b) \text{ dla } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad \delta \geq 0,54 + \left(0,75 + \frac{0,00175}{\varepsilon_{cu2}} \right) \frac{x_u}{d} \quad (35)$$

z uwagi na stal zbrojeniową

$$\delta \geq 0,7 \quad \text{gdy stosuje się zbrojenie klasy B i klasy C,} \quad (36)$$

$$\delta \geq 0,8 \quad \text{gdy stosuje się zbrojenie klasy A} \quad (37)$$

gdzie:

δ – stosunek momentu zginającego **po redystrybucji** do momentu zginającego obliczonego dla układu liniowo sprężystego **przed redystrybucją**,

x_u – wysokość strefy ściskanej przekroju w stanie granicznym nośności **po redystrybucji**,

d – wysokość użyteczna przekroju.

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0026 + 0,0035[0,01(90 - f_{ck})]^4, \text{ gdy } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (38)$$

Dotychczasowa norma PN02 pozwalała na uwzględnienie redystrybucji momentów bez analizy zdolności do obrotu w przekrojach krytycznych elementów poddanych głównie

zginaniu z ograniczeniem (w pełnej analogii do EC2) do płyt i belek ciągłych, w których stosunek rozpiętości sąsiednich przęseł mieści się w granicach od 0,5 do 2,0, ale także do rygli ram nieprzesuwanych.

W PN02 wymagano, aby w każdym przekroju stosunek δ wartości momentów zginających **po redystrybucji** do wartości tych momentów **przed redystrybucją** spełniał jednocześnie następujące warunki:

ze względu na beton

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \frac{x_u}{d} \quad (39)$$

ze względu na stal

$$\delta \geq 0,7 \text{ w przypadku stali o dużej ciągliwości,} \quad (40)$$

$$\delta \geq 0,8 \text{ w przypadku stali o średniej ciągliwości,} \quad (41)$$

Widać z powyższego, że **normy EC2 i PN02 nie dopuszczają głębszej redystrybucji niż $\pm 30\%$ w stosunku do stanu sprężystego.**

6.2. W zastosowaniu do belek

W odróżnieniu od projektowania zbrojenia gdzie mamy do dyspozycji wiele szczegółowych podejść, w przypadku sprawdzania istniejącej konstrukcji postępowanie jest w zasadzie jedno.

Należy:

1. określić nośność istniejącą w przekrojach
 - podporowym lewym - $M_{istn,pod}^L$
 - podporowym prawym - $M_{istn,pod}^P$
 - przęsłowym - $M_{istn,prz}$
2. obliczyć stosunki

$$\chi^L = \frac{M_{istn,pod}^L}{M_{istn,prz}} \quad \chi^P = \frac{M_{istn,pod}^P}{M_{istn,prz}} \quad (42)$$

3. obliczyć sumaryczne obciążenie

$$g + q = \frac{2}{l^2} M_{istn,prz} \left(\sqrt{1 + \chi^L} + \sqrt{1 + \chi^P} \right)^2 \quad (43)$$

4. dla uzyskanych wartości $(g+q)$ przeprowadzić klasyczne obliczenie rozważanej belki

5. sprawdzić, czy istniejące zbrojenie podporowe $M_{istn,pod}$ zapewnia w stosunku do momentu uzyskanego w rozwiązaniu sprężystym M_{spr} normowy warunek

$$M_{istn,pod} \geq 0,7 M_{spr,pod} \quad (44)$$

Należy mieć świadomość, że w ten sposób określona nośność przęsła zawiera niejawnie założenie mówiące, że momenty podporowe są w procesie obciążenia realizowalne.

Przy nierównych rozpiętościach przęseł względnie dużym zróżnicowaniu obciążeń może dojść do sytuacji, nawet w ekstremalnych warunkach, że zostanie wyczerpana nośność przęsła przy rezerwach nośności na podporach co przy sprawdzaniu konstrukcji należy szczególnie mieć na uwadze.

6.3. W zastosowaniu do stropów krzyżowo zbrojonych

Jeżeli konstrukcja została zaprojektowana i wykonana w pewnej korespondencji z modelem sprężystym, to możemy się spodziewać, że proporcje zbrojenia nie powinny w sposób drastyczny odbiegać od modelu sprężystego. Przypomnijmy, że nasze przepisy dopuszczają 30% redystrybucję zbrojenia (ściślej momentów przenoszonych przez zbrojenie) względem wartości uzyskiwanych przy założeniu liniowo sprężystej pracy ustroju.

W takiej sytuacji możemy obliczać konstrukcję jako sprężystą z uwzględnieniem tej redystrybucji.

Tutaj na wstępie istotne przypomnienie mówiące, że **sprawdzając wykonane ustroje należy porównywać istniejące zbrojenie nie z wartością maksymalną uzyskaną w rozwiązaniu sprężystego lecz moment przenoszony przez istniejące zbrojenie należy porównywać z uśrednioną wartością momentu z pasa o szerokości 3/5 rozpiętości w kierunku poprzecznym**

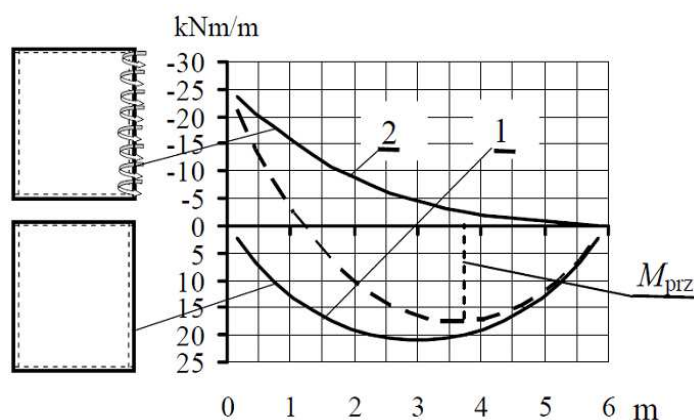
Stawiamy, jak poprzednio, pytanie, jaką wartość obciążenia jest w stanie przenieść analizowana konstrukcja przy założeniu jej pracy sprężystej z częściową redystrybucją. Takie podejście jest zasadne, bo umożliwia sprawdzenie zarówno zarysowania konstrukcji i jej ugięć

W przypadku wydzielonej płyty przykład postępowania na uproszczonym przykładzie pokażemy niżej.

Mamy płytę krzyżowo-zbrojoną na jednej krawędzi zamocowaną a na pozostałych swobodnie podpartą (rys. 63). Znamy zbrojenie (wartości momentów) zarówno na podporze jak i w przęśle, Przeprowadzamy obliczenie płyty jako swobodnie podpartej odczytując wyniki w wybranym miejscu dla dwóch schematów:

1. obciążenie równomierne q_0 (dowolnie przyjęta wartość, lecz z zakresu wartości spodziewanych) -(rys. 63 - moment Mq_0 linia 1) ;
2. obciążenie krawędzi znaną liniową wartością momentów podporowych będącą efektem istniejącego zbrojenia krawędziowego (rys. 63 - moment $M_{pod,istn}$ - linia 2)

Znana jest nam wartość momentu przęsłowego, przenoszonego przez zbrojenie w wybranym miejscu, który tutaj określimy jako $M_{prz,istn}$



Rys. 63. Metodologia określania maksymalnego obciążenia q (opis w tekście)

W efekcie możemy oszacować w wybranym miejscu w przęśle poszukiwaną wartość q jako:

$$g + q = q_0 \frac{M_{prz,istn} + \alpha |M_{pod,istn}|}{M_{q0}} \quad (45)$$

gdzie α jest współczynnikiem zmniejszającym oddziaływania momentu podporowego nad miejscem analizowanym uzyskana z pierwszego z obliczeń. Przykładowo $\alpha = 0,85$

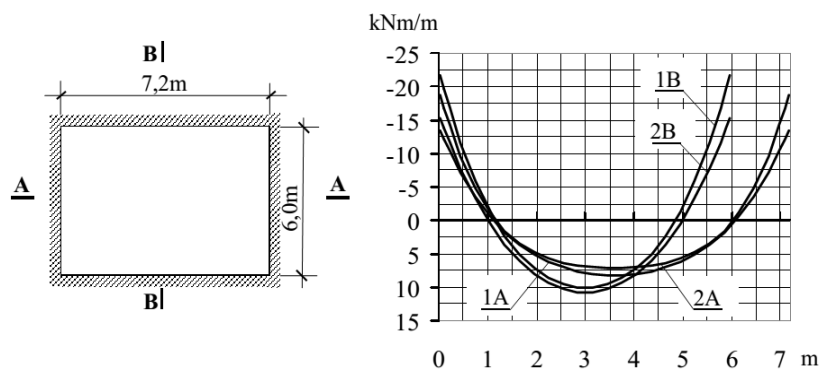
Podobnie postępować możemy w sytuacji większej liczby momentów podporowych.

Rodzi się pytanie, jakie są skutki w przypadku niedozbrojenia krawędziowego zamocowanych na obwodzie płyt krzyżowo- zbrojonych. Przykładem niech będzie 30% niedozbrojenie wszystkich czterech krawędzi płyty krzyżowo zbrojonej, co pokazano na rysunku 64

Jak widać zniżenie nośności stref podporowych płyty krzyżowo zbrojonej o 30% w stosunku do zapotrzebowania wynikłego z analizy sprężystej nie zawsze musi wymagać interwencji, w każdym razie, jeżeli chodzi o stan graniczny nośności (SGN). Widzimy, że mimo lokalnego podporowego ograniczonego (wzdłuż krawędzi) nośności zbrojenia, możemy pozostałe zbrojenie sprawdzić jak dla płyty liniowo- sprężystej. Problemem wymagającym w tym przypadku szczególnej rozważki nie jest stan graniczny nośności (SGN), a stany graniczne użyteczności.

W tej sytuacji ujawnia się dodatkowy sens ograniczenia redystrybucji momentów do 30% wartości uzyskanych dla warunków sprężystych. Normalnie przy obliczeniach, w szczególności wspomaganym komputerowo, zbrojenie jest określane nie dla jakiegoś jednego schematu, a dla obwiedni z szeregu schematów. Jeżeli nastąpi zniżenie nośności przekrojów podporowych o zalimitowaną np. w normie PN02 wartość 30%, to można spokojnie założyć, że pod obciążeniami

charakterystycznymi, a tym bardziej ich częścią długotrwałą, zbrojenie będzie znajdować się w strefie odkształceń sprężystych. Tak więc, można przeprowadzić analizę tych stanów w sposób zwykły (oczywiście uwzględniając zanizony nad podporami przekrój zbrojenia).



Rys. 64. Płyta prostokątna oparta na obwodzie. Momenty zginające w przekrojach środkowych A-A i B-B w przypadku: 1- pełnego zamocowania wzdłuż obwodu, 2 – swobodnego podparcia przy założeniu momentów krawędziowych o wartości 0,7 maksymalnego momentu od zamocowania dla danej krawędzi

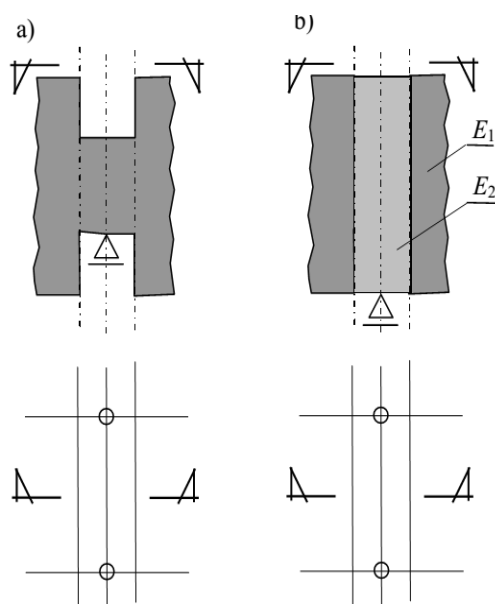
Analiza pojedynczej płyty krzyżowo-zbrojonej ma jedynie znaczenie poglądowe. Zwykle mamy do czynienia z zespołami różnych płyt.

Dość często spotykamy się z niedostateczną nośnością zbrojenia na podporach wewnętrznych. Jest to spowodowane głównie przez wgniecenie zbrojenia górnego w trakcie betonowania. Jeżeli zaniżenie nośności względem zapotrzebowania obliczonego z zastosowaniem modelu sprężystego mieści się w granicach do 30%, to można stosować przedstawione dalej postępowanie. Postępowanie to, jakkolwiek nieco żmudne, z jednej strony pozwala ująć rzeczywistą nośność strefy podporowej, a z drugiej strony także uwzględnić stany graniczne użytkowania (SGU). Obliczenia prowadzić będziemy dla określonego schematu obliczeniowego i określonej wartości obciążeń obliczeniowych

Jeżeli zachodzi potrzeba uzyskania obniżenia wartości momentów podporowych poniżej wartości uzyskiwanych przy liniowo sprężystym modelu stropu, należy nad liniami tych podpór uformować przeguby sprężyste.

W tym celu można wzdłuż podpór liniowych uformować pary elementów skończonych niewielkiej szerokości (każdy 2÷3 cm szerokości). Następnie należy na obszarze tych elementów albo w kolejnych cyklach obliczeniowych :

- stopniowo zmniejszać grubość tych elementów (rys. 65a), albo
- stopniowo zmniejszać wartość modułu sprężystości (rys. 65b) z stosowanego dla całego ustroju E do lokalnie zmniejszonego E_1 , przy czym w różnym miejscach modelu wartość tego zmniejszenia może być różna.



Rys. 65. Sposób modelowania strefy podpór wewnętrznych pozwalający ograniczyć wartości momentów podporowych (opis w tekście)

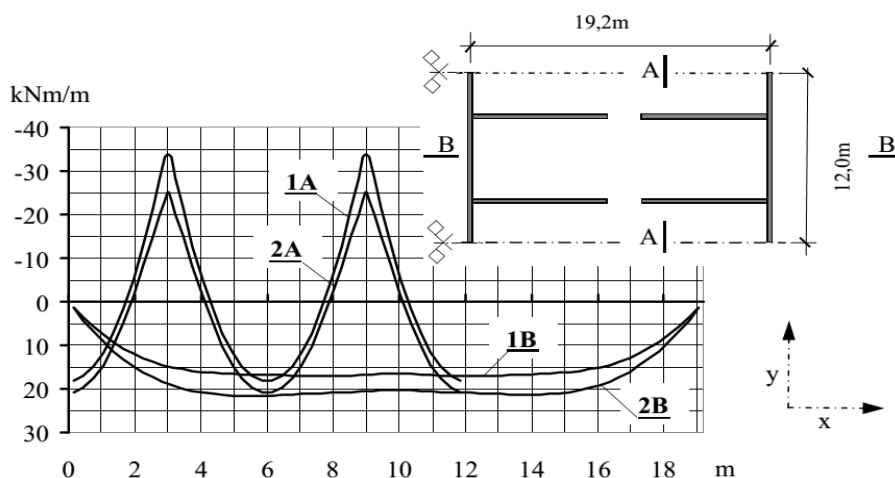
Zmniejszenie grubości/modułu sprężystości tych elementów prowadzi do zmniejszenia momentów podporowych. Postępować tak należy sekwencyjnie aż do momentu, gdy momenty podporowe, uzyskają pożądane wartości.

To zmniejszanie grubości/modułu sprężystości elementów podporowych musi być prowadzone ręcznie (zwykle wystarczają 2÷3 przybliżenia). Ponownie przypominamy, że chodzi każdorazowo o uzyskanie zgodności całki momentów zginających z szerokości 3/5 poprzecznej z nośnością umieszczonego zbrojenia.

Przykład takiego postępowania zilustrowano na przykładzie stropu przedstawionego na rysunku 66 (miniatura). Zastosowano tam zmniejszenie wysokości elementów nad podporami z $h = 0.16\text{m}$ na $h^* = 0,055\text{m}$ (szerokość każdego z wąskich elementów wynosiła $0,02\text{m}$). Uzyskano w ten sposób ok. 30% obniżenie momentów podporowych

Na rysunku 66 przedstawiono rezultaty tak wywołanej redystrybucji momentów zginających m_y w przekroju poprzecznym A-A i podłużnym B-B. Widzimy, że w tym przypadku obniżenie wartości momentów podporowych odbiło się odpowiednim zwiększeniem momentów przęsłowych.

Zastosowany sposób pozwala, po dobraniu grubości/sztywności wąskich elementów podporowych, dalsze postępowanie prowadzić w sposób rutynowy obliczając rozwartość rys i ugięcia pod wpływami długotrwałymi.



Rys. 66. Model stropu płytowego o grubości 0,16m podpartego liniowo. Wykresy momentów m_y w przekroju przyśrodkowym poprzecznym (przekrój A-A na miniaturze) oraz w przekroju podłużnym (przekrój B-B na miniaturze). Oznaczono: 1- wyniki rozwiązania dla stałej grubości płyty, 2- wyniki rozwiązania przy zmniejszeniu grubości wąskich elementów nadpodporowych (do 0,055m)

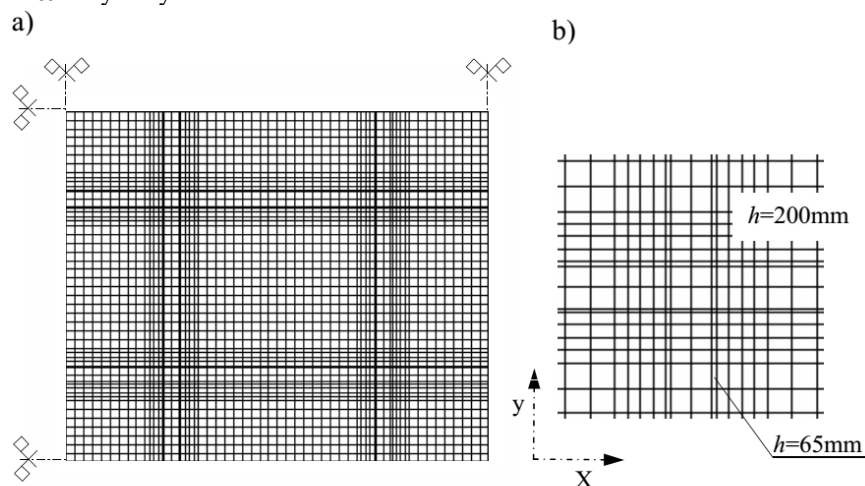
Powyższe postępowanie jest uprawnione, gdy uzyskane z obliczeń momenty zginające dodatnie przęsłowe znajdują pokrycie w stosownym zbrojeniu. Jeżeli warunek ten nie jest dopełniony, oznaczać to będzie, że strop nie jest w stanie bezpiecznie przenieść zaprogramowanych obciążeń, i zastosować trzeba środki naprawcze, względnie ograniczając (jeśli jest to możliwe ze względów użytkowych) programowane obciążenia, przeprowadzić obliczenia ponownie. Jeżeli niedomiar tak określonych nośności w przęśle nie jest duży, można dla określenia obciążenia powodującego zniszczenie zastosować obliczenia według metody stanów granicznych (podano w punkcie 7)

6.4. W zastosowaniu do stropów płytowo-słupowych

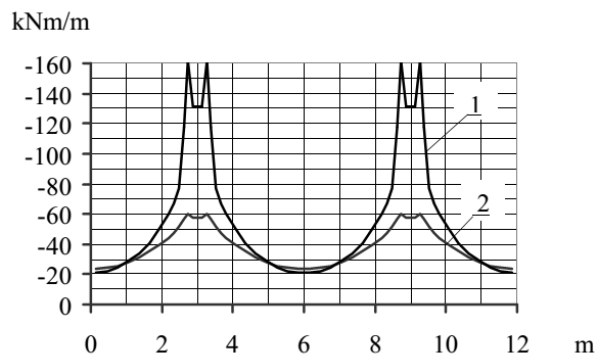
Przedstawiony wyżej sposób postępowania stosować można do różnego rodzaju stropów, w tym - co jest istotne - do stropów płytowo - słupowych. Jednakże zastosowanie tego postępowania w przypadku stropów płytowo - słupowych jest trudniejsze. Wynika to z faktu dużej zmienności wartości momentów podporowych.

Przy rozpatrywaniu ustroju płytowo-słupowego pierwszym krokiem postępowania musi być, analiza rzeczywistego rozmieszczenia zbrojenia – jego upasmowanie i wartości tuleń. Tak jak poprzednio na wstępie musi nastąpić porównanie uśrednionych momentów w pasmach wynikłych z istniejącego zbrojenia z uśrednionymi momentami z tych samych szerokości jak pasma a otrzymanymi z rozwiązania sprężystego. Jeżeli w stosunku do rozwiązania sprężystego wystąpi zaniżenie w poszczególnych przekrojach, to należy sprawdzić, czy zaniżenie to w przekroju przysłupowym na całej szerokości przęsła nie jest większe niż omawiane uprzednio 30%. Jeżeli ten warunek jest spełniony, to dalsze obliczenia powinny uwzględnić ten fakt, poprzez wprowadzenie w przekroju przypodporowym elementów o zmniejszonej sztywności (mniejsza wysokość względnie zmniejszona wartość modułu sprężystości).

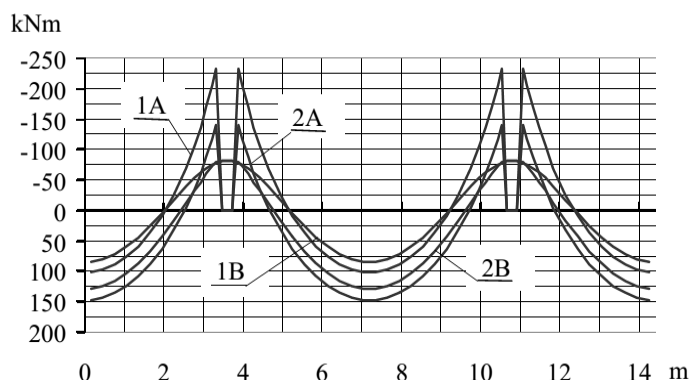
Dla przykładu przyjęto, dla centralnego pola stropu płytowo - słupowego jak na rysunku 67 że pierwotnie w projekcie zbrojenie zostało dobrane i umieszczone zgodnie z zapotrzebowaniem dla rozwiązania sprężystego. W tej sytuacji przebieg momentów w przekroju przysłupowym pokazano na rysunku 68 – wykres 1, a przebiegi uśrednionych momentów z pasm o szerokości 3m (połowa szerokości pola w kierunku poprzecznym) na rysunku 69 – wykresy 1.



Rys. 67. Model obliczeniowy stropu płytowo - słupowego ($l_x=7,2m$, $l_y=6,0m$, $h=0,2m$, słupy: $c=0,5m$, $l_{col}=3,0m$ zamocowane na dole, pogrubienie płyty nad słupem $h=0,5m$, $g=15kN/m^2$) a) analizowany model, b) fragment nadpodporowy w powiększeniu (opis w tekście) - wyszarzono pasy uśrednienia dla momentów przedstawionych na rysunku 69



Rys.68. Momenty wzdłuż przekroju na krawędzi słupa: 1- przy stałej grubości płyty $h=0,2m$ (nad słupem $0,5m$), 2 - przy wprowadzeniu zmniejszonej grubości $h^*=0,065m$ w wąskich elementach (patrz rys. 67b)



Rys. 69. Momenty zginające m_x w modelu jak na rys.3.9 uśrednione w pasmach o szerokości 3.0m. A- w paśmie podporowym (patrz rys.67a pasmo wyszarzone), B – w paśmie międzypodporowym (patrz rys. 67a pasmo między pasmami wyszarzonymi). 1- przy stałej grubości płyty $h=0,2\text{m}$ (nad słupem $0,5\text{m}$), 2- przy wprowadzeniu zmniejszonej grubości $h^*=0,065\text{m}$ w wąskich elementach (patrz rys. 67b)

Założono, zmniejszenie przenoszonych przez to zbrojenie momentów podporowych w przekroju podporowym o ok. 30%.

Symulację tego faktu dokonano przez zmniejszenie wysokości wąskich elementów przypodporowych z $h=0,2\text{m}$ do $h^*=0,065\text{m}$. W wyniku otrzymano redukcję momentów podporowych, Zmniejszono w ten sposób sumaryczny moment podporowy z szerokości przęsła z wartości $51,87\text{kNm}$ do wartości $36,30\text{kNm}$. jak to pokazano na rysunku 68 – wykres 2. Konsekwencją była też zmiana momentów m_x uśrednionych z szerokości przęsła pokazana na rysunku 69- wykresy 2.

7. Sprawdzanie konstrukcji z zastosowaniem analizy plastycznej

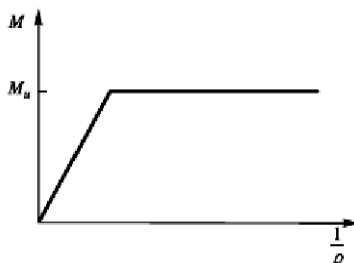
7.1. Założenia metody

Ze względu na stan bezpieczeństwa elementu, czy konstrukcji, istotne jest nie tyle samo przegrupowywanie się momentów w czasie obciążenia, ile wynik końcowy, tj. obciążenie wywołujące definitywne zniszczenie ustroju, bądź jego części. Aby określić to obciążenie, nie jest konieczna znajomość całej historii obciążania, wystarczy określić sytuację, jaka zachodzi tuż przed zniszczeniem. Dlatego ogólna metoda obliczeniowa nosi też nazwę **metody równowagi granicznej**.

Metoda nie odwzorowuje w pełni sytuacji rzeczywistej, upraszcza ją.. Niemniej jednak wyniki otrzymane metodą równowagi granicznej określają nośność konstrukcji z dokładnością wystarczającą do celów technicznych, oczywiście przy spełnieniu pewnych warunków konstrukcyjnych.

Ogólnie dla ustrojów płytowych i belkowych przyjmuje się:

- 1) zależność moment–krzywizna $M(1/\rho)$ o charakterystyce sprężysto-plastycznej przedstawionej na rysunku 70,



Rys. 70. Aproksymacja funkcji moment – krzywizna $M(1/\rho)$ stosowana przy obliczaniu elementów żelbetowych metodą równowagi granicznej

- 2) jeżeli w którymś z przekrojów zostanie osiągnięta wartość momentu uplastycznienia M_u , pojawia się w nim przegub plastyczny,
- 3) pozostałe przekroje, w których działające momenty M są mniejsze od wartości M_u , czyli $M < M_u$, pracują w sposób sprężysty,
- 4) pomija się siły podłużne występujące w ustroju ze względu na przesklepienie lub efekt błonowy,
- 5) nie zachodzi niebezpieczeństwo zniszczenia konstrukcji z powodu działania sił poprzecznych, braku stateczności elementu czy ustroju itp.

Rzeczywisty przebieg zależności $M(1/\rho)$ jest krzywoliniowy i uzależniony zarówno od wytrzymałości betonu, zbrojenia rozciąganego i ściskanego, jak i wielu innych czynników. Aproksymacja tego wykresu przedstawiona na rysunku 70 jest bardzo daleko idącym uproszczeniem. Niemniej jednak, ponieważ w metodzie równowagi granicznej wykorzystuje się w zasadzie jedynie poziomy odcinek funkcji aproksymacyjnej i to w partii oddalonej od odcinka sprężystego (ukośnego), błąd z tego tytułu nie jest istotny. Przyjmuje się, że po osiągnięciu momentu M_u następuje dowolny obrót sąsiednich przekrojów. Konsekwencją założenia ześrodkowania odkształceń plastycznych w przegubie jest przyjęcie, że pozostała część elementu pracuje w sposób sprężysty.

Metoda równowagi granicznej bada zachowanie się nie tyle samej konstrukcji, ile jej modelu. Dlatego też muszą być tu spełnione warunki zabezpieczające odpowiedność modelu i obiektu. Metoda nie może odnosić się do konstrukcji, w których nie dopuszcza się do powstania rys (np. ściany szczelnych zbiorników).

Metoda ta dopuszczona jest według EC2(5.6) przy obliczaniu „*belek, ram i płyt*” a więc w bardzo szerokim spektrum rozwiązań konstrukcyjnych. Tradycyjnie analizę plastyczną dopuszczano jedynie w przypadku połączenia płyt z podporami w sposób monolityczny. Obecnie według EC2 można ją stosować także w przypadku płyt niepełnych (płyty żebrowe, kanałowe i skrzynkowe), o ile szczególnie ze względu na efekty skręcania, ich zachowanie będzie podobne do płyt pełnych.

W niniejszym wykładzie nie będziemy omawiać zagadnień dotyczących ram a i belki potraktujemy dość pobieżnie, skupiając się na projektowaniu płyt stropowych.

Warto zwrócić uwagę, że w metodzie równowagi granicznej nie ujawnia się dodatkowych zapasów, jakie tkwią w stali zbrojeniowej w postaci wzmocnienia po przekroczeniu granicy plastyczności. stanowi to pewien dodatkowy niejawny zapas asekuracyjny. W rzeczywistym elemencie jest rzeczą oczywistą, że strefa, w której powstają odkształcenia plastyczne ma skończoną wymiarną długość.

Dopuszcza się oparcie oszacowania nośności modelu konstrukcji zarówno na oszacowaniu

- **dolnej granicy nośności (metoda statyczna)**, jak i na oszacowaniu
- **górną granicy nośności (metoda kinematyczna)**

Warunkiem podstawowym dopuszczenia do analizy plastycznej jest istnienie warunków do powstania przewidywanego mechanizmu utraty nośności. Mechanizm utraty nośności istnieje wtedy, gdy w przekrojach krytycznych możliwy będzie odpowiedni obrót. Co możliwe jest jedynie przy odpowiedniej ciągłości w tych przekrojach.

Ogólnie ciągłość w przekrojach krytycznych powinna być sprawdzana. Norma EC2 podaje metodę tego sprawdzenia. Ponieważ EC2 dopuszcza jednocześnie, pod pewnymi warunkami, pominięcie tego sprawdzenia, w dalszych rozważaniach przyjęto, że w sprawdzaniu rozważanego ustroju dopełnione będą warunki pozwalające na pominięcie sprawdzenia ciągłości.

Aby możliwe było pominięcie jawnego sprawdzenia warunków ciągłości powinny być spełnione EC2 (5.6.2.(2)) poniższe warunki :

- „stal zbrojeniowa jest klasy B lub C,
- *stosunek momentów na podporach pośrednich do momentów w przęśle zawiera się między 0,5 i 2,*
- *pole przekroju zbrojenia rozciąganego jest na tyle małe, że w każdym przekroju poprzecznym*
 - $x_u/d \leq 0,25$ dla betonu klasy nie wyższej niż C50/60,
 - $x_u/d \leq 0,15$ dla betonu klasy równej, lub wyższej, niż C55/67”;

Na marginesie przypomnienie, że w EC2 **wymaga się, aby momenty zginające uwzględniane w obliczeniu słupów odpowiadały maksymalnym momentom plastycznym, jakie rzeczywiście może przenieść zastosowane zbrojenie łączące.** W połączeniach słupów z płaskimi płytami momenty te należy uwzględnić w obliczeniach na przebiecie.

7.2. W zastosowaniu do elementów jednokierunkowo pracujących

7.2.1 Metoda statyczna

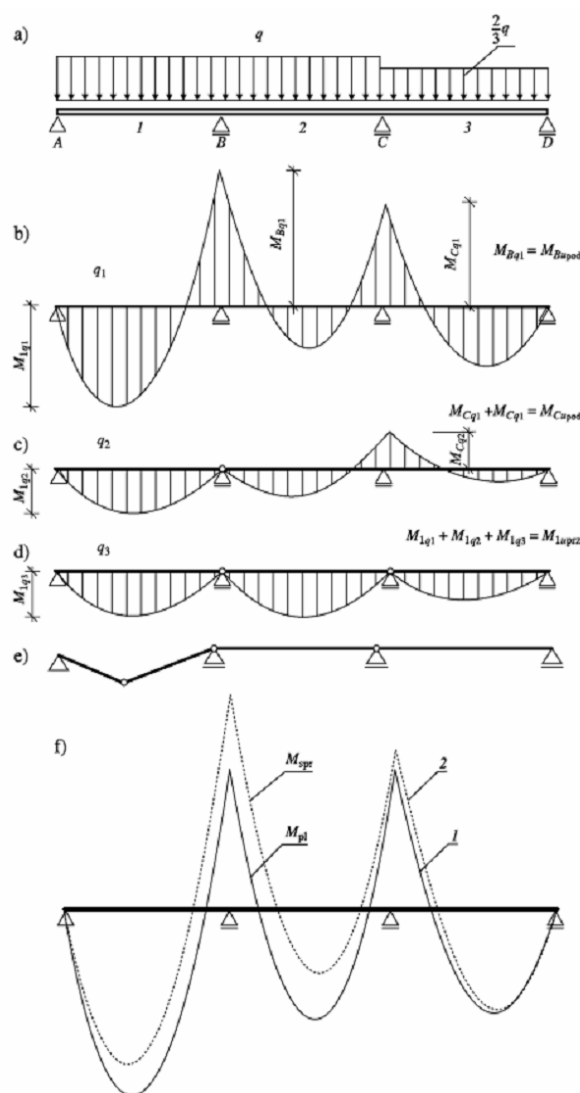
Określamy schemat statyczny elementu oraz jego zbrojenie. W efekcie mamy określoną graniczną wartość momentów, jakie są w stanie przenosić poszczególne przekroje. Kolejnym krokiem jest ustalenie wzajemnych relacji obciążeń, jakie mają działać na analizowany element. Poszukiwać będziemy odpowiedzi na pytanie: jak wielkie, przy danych wzajemnych relacjach, może być to obciążenie.

Przykładowo zwiększając proporcjonalnie obciążenie q elementu przedstawionego na rysunku 71a, dochodzimy do sytuacji, w której moment nad podporą M_{Bq1} od obciążenia q_1 (rys. 71b) osiąga wartość graniczną $M_{Bu,pod}$. Nad podporą powstaje przegub plastyczny i przekrój ten nie może już przyjąć większych obciążeń.

Dodatkowe obciążenie będzie więc działać na schemat elementu z jednym przegubem (rys. 71c). Obciążenie można zwiększać w tym schemacie pracy elementu aż do wartości q_2 , przy której nad podporą C wystąpi kolejny przegub plastyczny wywołany momentem $M_{Cq1} + M_{Cq2} = M_{Cu,pod}$ (rys. 71c).

Każde dalsze obciążanie działa już na schemat belki z dwoma przegubami (rys. 71d). Obciążenie to można zwiększać aż do wartości q_3 , przy którym to obciążeniu w przeszłym

przekroju I moment zginający osiąga wartość graniczną $M_{q1}+M_{q2}+M_{q3} = M_{1u,prz}$ i powstanie kolejny przegub plastyczny (rys. 71e). W tym jednak przypadku odkształcenia zaczną narastać w sposób nieograniczony, a ustrój przekształci się w mechanizm. Tak więc w omawianej belce powodujące zniszczenie obciążenie graniczne $q_u = q_1+q_2+q_3$.



Rys.71. Przykład poszukiwania obciążenia niszczącego metodą statyczną (opis w tekście): krzywa 1 – sumaryczny wykres momentów od obciążenia $q_u = q_1+q_2+q_3$ z uwzględnieniem plastycznego ich wyrównania, 2 – wykres momentów od obciążenia q_{max} dla elementu traktowanego jako liniowo sprężysty

Na rysunku 71f pokazano wykres momentów z uwzględnieniem odkształceń plastycznych od obciążenia q_u oraz, dla porównania, analogiczny wykres momentów od

obciążenia o tej samej intensywności, ale przy założeniu sprężystej pracy belki. Widoczne jest wyraźne wyrównanie momentów podporowych na wykresie sporządzonym z uwzględnieniem plastycznej pracy ustroju.

Jak łatwo zauważyć, metoda statyczna w przedstawionej formie jest żmudna, ale w przekonywujący sposób odpowiada na postawione pytanie o wartość obciążenia niszczącego.

7.2.2. Metoda kinematyczna

W metodzie kinematycznej mocy przygotowanych szacowanie nośności elementu uzyskujemy z porównania mocy przygotowanych L obciążeń zewnętrznych na odpowiadających im przemieszczeniach z mocą energii rozproszonej D w analizowanych przegubach [21]

$$L = D, \quad (46)$$

gdzie:

L jest mocą obciążeń zewnętrznych na odpowiadających im przemieszczeniach a ,

D – mocą energii rozproszonej wzdłuż wszystkich linii załomu.

Ogólnie możemy zapisać

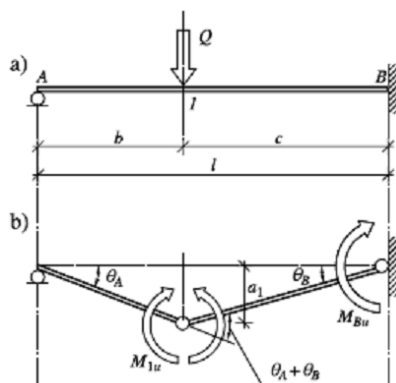
$$L = \int q_x \dot{a}_x dx \quad (47)$$

gdzie \dot{a}_x jest prędkością przemieszczenia w punkcie x ,

Wartość mocy rozproszonej jest sumą mocy określonej dla wszystkich załomów:

$$D = \sum_i^n m_{ni} \dot{\phi}_{ni}. \quad (48)$$

Podejście to ilustrujemy prostym przykładem (rys. 72).



Rys. 72. Obliczenie siły niszczącej Q_u metodą kinematyczną (opis w tekście)

Pod wpływem narastającej wartości siły Q (rys. 72a) pojawiają się w belce dwa przeguby (rys. 72b), jednocześnie przemieszczeniu ulegnie punkt I , przy czym z zależności geometrycznych wynika, że

$$\dot{\varphi}_A = \dot{\varphi}_B \frac{l-b}{b} \quad (49)$$

oraz

$$\dot{a}_1 \approx c \operatorname{tg} \dot{\varphi}_B \approx c \dot{\varphi}_B \quad (50)$$

Z względu na małe wartości $\dot{\varphi}_B$ przyjmujemy $\operatorname{tg} \dot{\varphi}_B = c \dot{\varphi}_B$

Tak więc moc przygotowana od obciążeń zewnętrznych L wynosi

$$L = Q \dot{a}_1 = Q c \dot{\varphi}_B \quad (51)$$

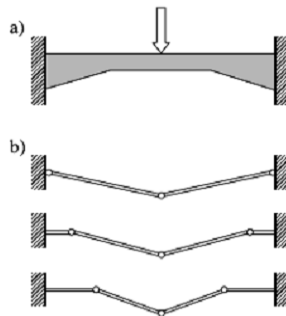
Z kolei moc energii rozproszonej w przegubach

$$M_{1u} (\dot{\varphi}_A + \dot{\varphi}_B) + M_{Bu} \dot{\varphi}_B = M_{1u} \dot{\varphi}_B \left(\frac{l-b}{b} + 1 \right) + M_{Bu} \dot{\varphi}_B \quad (52)$$

Z przyrównania do siebie tych mocy otrzymujemy wartość siły niszczącej

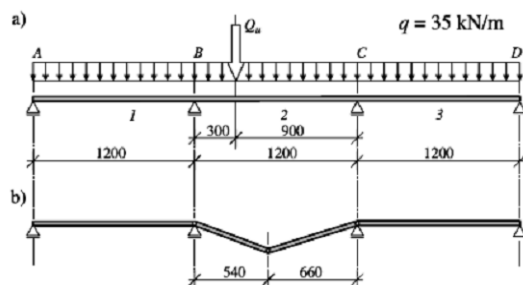
$$Q_u = M_{1u} \frac{l}{b c} + M_{Bu} \frac{l}{c} \quad (53)$$

Jak widać, postępowanie jest proste, jeżeli jednak znane są miejsca występowania przegubów. W wielu przypadkach nie jest to możliwe, czego przykładem może być zaczerpnięta z pracy [60] belka o zmiennym momencie bezwładności zamocowana na obu podporach (rys.73). W belce tej należy rozpatrzyć, co najmniej trzy mechanizmy zniszczenia.



Rys. 73. Belka ze skosami zamocowana na podporach: a) schemat konstrukcyjny, b) możliwe mechanizmy zniszczenia

Okazuje się też, że nawet w belce o stałej wysokości nie zawsze przegub powstaje tam, gdzie tego się można spodziewać. Przykład taki, opracowany na podstawie [60], pokazano na rysunku 74, gdzie przegub przeszłowy nie powstał pod siłą niszczącą ustrój.



Rys. 74. Belka trójprzęsłowa obciążona równomiernie w sposób ciągły obciążeniem stałym i siłą niszczącą: a) schemat belki i obciążenia, b) schemat zniszczenia ($M_{Bu} = M_{Cu} = M_{2u}$)

W konstrukcjach żelbetowych miejsce powstanie przegubu uzależnione jest od rozłożenia zbrojenia, między innymi od sposobu i miejsca kończenia zbrojenia podporowego

Należy zwrócić uwagę, że chociaż w wielu przypadkach rozwiązania metodą statyczną i kinematyczną są tożsame, nie zawsze musi tak być. Okazuje się bowiem (szczegóły znajdzie Czytelnik m.in. w [60]), że metoda statyczna daje dolne ograniczenie poszukiwanego obciążenia niszczonego. Innymi słowy, może zaniżyć wartość obciążenia niszczonego. Odwrotnie **metoda kinematyczna – daje ona górne ograniczenie obciążenia niszczonego, czyli występuje groźba zawyżenia obciążenia niszczonego.**

7.3. W zastosowaniu do stropów krzyżowo zbrojonych

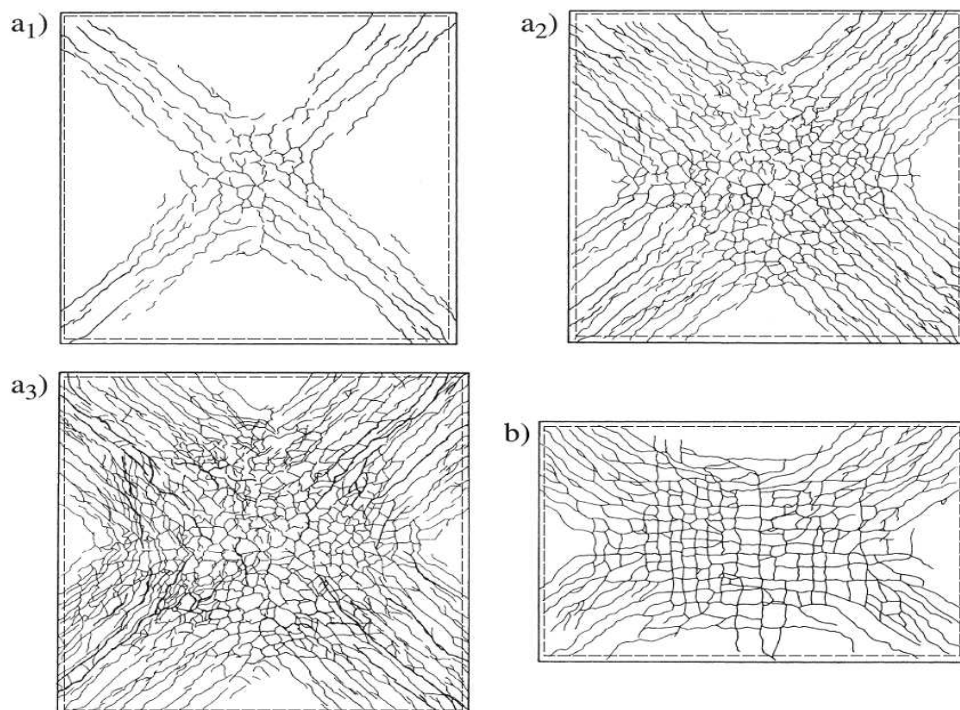
Wymaga się [EC2], aby w analizie plastycznej płyt brać pod uwagę każde nierównomierne zbrojenie, a także siły odrywające w narożach oraz skręcanie na swobodnych krawędziach płyt.

Zagadnienia obliczania nośności granicznej płyt zostaną przedstawione od strony użytkowej, praktycznej. Zagadnienia teoretyczne, odpowiednio pogłębione, można znaleźć m.in. w pracach [21], [22], [36], [41], [42], [47], [50], [67].

7.3.1. Zachowanie się płyt i jej model

Pod wpływem rosnącego obciążenia następuje rozwój zarysowania płyty, tworzą się obszary, pasma zarysowań (rys. 75). Intensywność zarysowań, gęstość występowania rys oraz ich rozwartość zależą od jakości betonu, typu i średnicy prętów zbrojeniowych, sposobu zbrojenia itp. Niemniej jednak ogólny charakter zarysowań pozostaje niezmienny.

Warto w tym miejscu podkreślić, że narastanie zarysowań jest w dużej mierze procesem reologicznym, jak to pokazuje rysunek 76 [38].

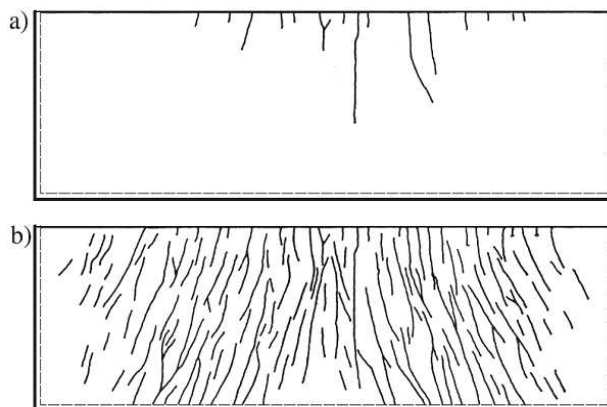


Rys. 75. Przykłady obrazu zarysowania płyt pracujących dwukierunkowo: a) rozwój zarysowania płyty kwadratowej w miarę zwiększania obciążenia – widok powierzchni rozciąganej [E. Absi i A.M. Brandt]: a₁) $q = 40$ kPa, a₂) $q = 90$ kPa, a₃) $q = 130$ kPa (zniszczenie), b) obraz zarysowania płyty prostokątnej swobodnie podpartej [G. Franz].

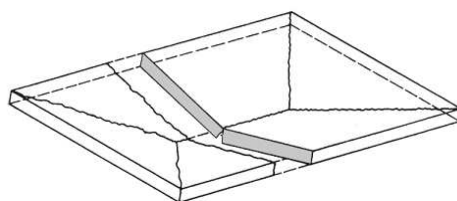
Obserwowane na płytach krzyżowo - zbrojonych pasma zarysowań, można w celach obliczeniowych ześrodkować do jednej rysy biegnącej jego środkiem. W stanie granicznym rysa taka tworzy załom, w którym odkształcenia mogą narastać bez zwiększania obciążeń. Tak więc wzdłuż linii załomu mamy do czynienia z przegubami plastycznymi, w których działające momenty mają wartość graniczną (m_u).

Pozostała część płyty jest podzielona liniami załomu na płyty traktowane jako sztywne. Tworzy się w ten sposób pewien obliczeniowy model zachowania się płyty w stanie granicznym (rys. 77). W modelu tym zakłada się ponadto, że odkształcenia płyty są na tyle małe, iż nie zmieniają mechanizmu zniszczenia w całym procesie narastania obciążeń.

Jak już o tym mówiono wyżej istnieją dwa podstawowe sposoby rozwiązywania zadań nośności granicznej: **rozwiązania statyczne i rozwiązania kinematyczne.**



Rys. 76. Obraz zarysowań na dolnej płaszczyźnie płyty podpartej na trzech krawędziach:
a) bezpośrednio po obciążeniu, b) po 400 dniach od chwili obciążenia



Rys. 77. Model zachowania się płyty w stanie granicznym
(podparcie swobodne – obciążenie równomierne)

7.3.2. Metoda statyczna

Metoda statyczna polega w skrócie na określeniu statycznie dopuszczalnego pola momentów i ewentualnie pola sił stycznych. Jako statycznie dopuszczalne pole momentów i sił stycznych uważa się taki ich rozkład, w którym [21]:

- „są spełnione warunki równowagi wewnętrznej,
- są spełnione warunki brzegowe zadane w naprężeniach oraz jest zapewniona równowaga obciążeń zewnętrznych z reakcjami,
- w żadnym punkcie konstrukcji nie jest przekroczony warunek plastyczności”.

Spośród możliwych rozwiązań statycznych należy wybierać zawsze rozwiązanie dające największą wartość obciążenia; rzeczywista nośność jest kresem górnym rozwiązań statycznych (czyli $\sup q_{us}$ - *sup (supremum)* - kres górny zbioru obciążeń q_{us})

Metodą statyczną nie będziemy się zajmować w płytach z powodu pracochłonności rozwiązań oraz bardzo ograniczonej klasy płyt, w których możliwe jest uzyskanie rozwiązania.

7.3.3. Metoda kinematyczna

Metoda kinematyczna polega w odniesieniu do płyt na określeniu dopuszczalnego pola prędkości lub przyrostów przemieszczeń. Pole to odpowiadać powinno następującym warunkom [50]:

- „spełnia wymagania kinematycznej dopuszczalności mechanizmu odkształcenia oraz kinematycznych warunków brzegowych,
- osiąga w dostatecznej liczbie punktów warunki stanu granicznego,
- praca obciążenia zewnętrznego na przyrostach odkształceń jest dodatnia, czyli

$$\delta V = \int_F q_{uk} \delta_a dF > 0 \quad (54)$$

gdzie q_{uk} jest obciążeniem granicznym kinematycznie dopuszczalnym.

Spośród wszystkich kinematycznie dopuszczalnych obciążeń q_{uk} obciążeniu rzeczywistemu odpowiada wartość najmniejsza ($\inf q_{uk}$ - *inf (infimum) - kres dolny zbioru obciążeń q_{us}*)

Rzeczywista wartość obciążenia granicznego q_u leży pomiędzy rozwiązaniem statycznym a kinematycznym

$$\sup q_{us} \leq q_u \leq \inf q_{uk} \quad (55)$$

Gdy zachodzi

$$\sup q_{us} = q_u = \inf q_{uk} , \quad (56)$$

mówimy o rozwiązaniu ścisłym (kompletnym) lub zupełnym. Rozwiązanie zupełne daje według [21] „jednoznacznie określoną intensywność obciążenia granicznego oraz rozkład naprężeń (sił wewnętrznych) w obszarach uplastycznionych. Nie musi być natomiast jednoznacznie określony mechanizm zniszczenia; ta sama konstrukcja może ulegać zniszczeniu według różnych schematów”.

Przy podejściu kinematycznym można stosować, w zależności od potrzeb, dwie metody:

1. metodę mocy przygotowanych,
2. metodę równowagi granicznej.

Metoda mocy przygotowanych polega ogólnie na porównaniu mocy wirtualnych (przygotowanych) wewnętrznych momentów granicznych w linii załomu (przegubie plastycznym) z mocą wirtualną (przygotowaną) obciążeń zewnętrznych.

Metoda równowagi granicznej wykorzystuje warunki równowagi składowych granicznych momentów i obciążeń zewnętrznych względem podpartych krawędzi płyty.

Ze względu na to, że całość omawianych tu zagadnień dotyczy stanu granicznego, w dalszych rozważaniach będziemy opuszczać w zapisie indeksu literę u .

7.3.3.1. Geometria linii załomów

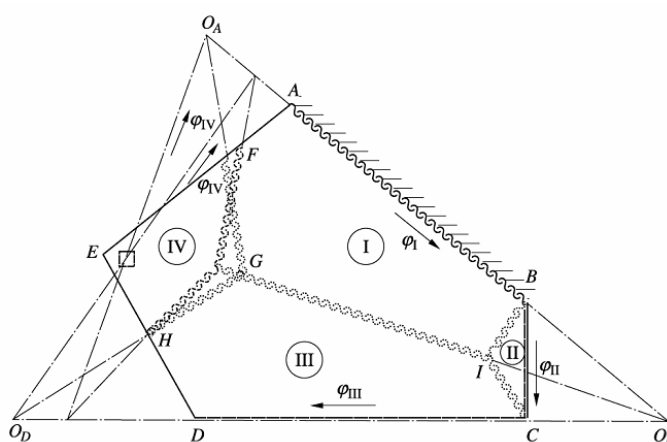
Linie załomów muszą być w modelu obliczeniowym tak dobrane, aby były kinematycznie zgodne, tzn. stwarzały możliwość powstania łańcucha kinematycznego. Mechanizm ten można opisać [21] za pomocą wektorów prędkości obrotu

przyporządkowanych każdemu ze sztywnych płatów. Ograniczając rozważania do prędkości przemieszczeń pionowych \dot{a} , ich wektory określić można przez

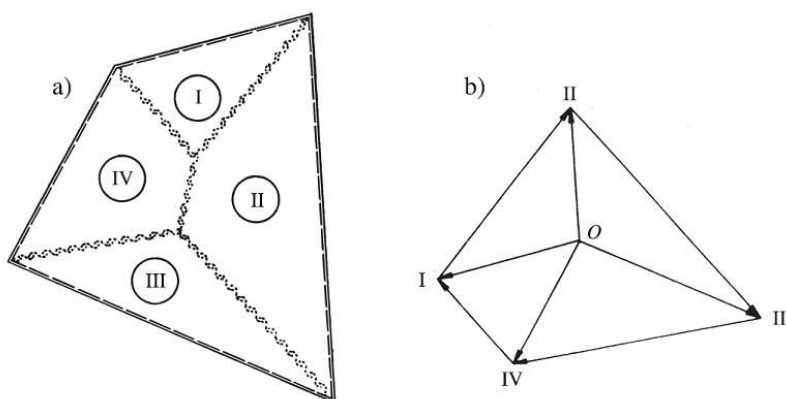
$$\dot{a} = \dot{\varphi} l^* \quad (57)$$

gdzie l^* jest odległością rozpatrywanego punktu od linii działania wektora prędkości obrotu $\dot{\varphi}$.

Jest rzeczą oczywistą, że wektory prędkości obrotu pokrywać się muszą z liniami podpór. Nie zawsze jest to jednoznaczne.



Rys. 78. Tworzenie geometrii załomów (opis w tekście)



Rys. 79. Konstrukcja planu wektorów prędkości obrotu płatów: a) układ linii załomów, b) plan wektorów prędkości obrotu płatów względem linii załomu

Jak przykładowo przedstawiono na rysunku 78, linie działania wektorów prędkości obrotu płyt I, II i III są rzeczywiście zdeterminowane. Linia działania wektora prędkości obrotu płyty IV może zajmować różne położenie, pod warunkiem jednakże przejścia przez podporę lokalną.

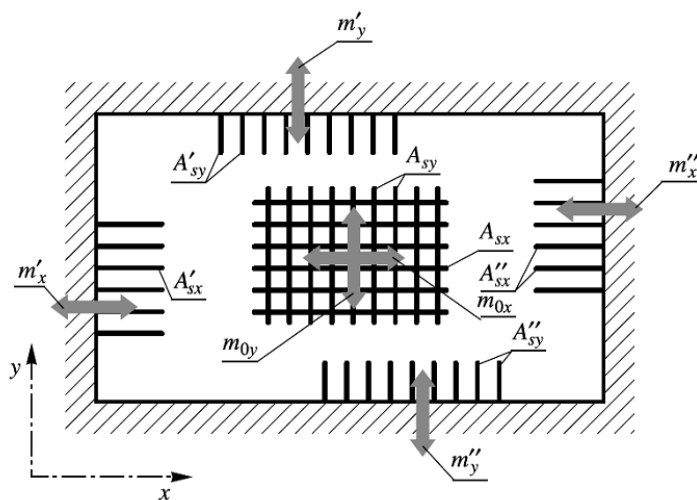
Przewidując linie załomów należy pamiętać, że linia załomu, lub jej przedłużenie, przechodzić musi przez punkt przecięcia osi obrotu sąsiednich płyt. Przykładowo według rysunku 78 dla załomu FG będzie to punkt O_A , a dla załomu GI punkt O_B .

Przy prawidłowym przyjęciu układu linii załomów zestaw wektorów prędkości obrotów tworzyć musi układ zamknięty, jak to pokazano na rysunku 79. Konstruując plan wektorów prędkości obrotu otrzymać można jedynie wzajemne relacje tych wartości, a nie same wartości. Wartość pierwszego z odnoszonych wektorów przyjmuje się bowiem dowolnie.

7.3.3.2. Rozdział zbrojenia

Płyty krzyżowo zbrojone, w szczególności przy obciążeniach charakterystycznych pracują w obszarze sprężystym lub zbliżonym do sprężystego. Tak więc, zastany rozdział zbrojenia w płytach, powinien z grubsza odpowiadać wytyżeniu przekrojów płyty izotropowej liniowo sprężystej. Często tak nie jest.

W obliczeniach stanu granicznego wygodnie jest przyjmować, że wzdłuż każdego przekroju niezależnie (podporowego, przęsłowego) przenoszony przez zbrojenie moment zginający ma jednakową wartość. Stąd mimo różnej intensywności zbrojenia przyjmuje się, momenty uśrednione na długości rozważanego przekroju (krawędzi), jak to przedstawiono na rysunku 80.



Rys. 80. Oznaczenia momentów jednostkowych

W ten sposób wprowadza się do obliczeń wartości jednostkowych momentów granicznych uśrednionych oznaczonych jako:

$$\bar{m}_{0y} \quad \bar{m}_{0x} \quad \bar{m}'_y \quad \bar{m}''_y \quad \bar{m}'_x \quad \bar{m}''_x$$

Każdy z tych momentów odpowiada w danym przekroju uśrednionym warunkom równowagi sił wewnętrznych z uwzględnieniem właściwego mu ramienia sił wewnętrznych i zwykle dla uproszczenia przy założeniu prostokątnego wykresu naprężeń ściskających w betonie.

$$\bar{m}_x = \frac{\sum m_{x_i} l_{x_i}}{\sum l_{x_i}}, \quad (58)$$

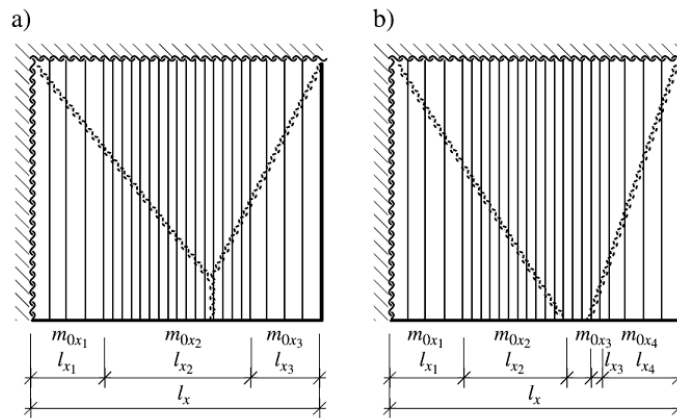
$$\bar{m}_y = \frac{\sum m_{y_i}}{\sum l_{y_i}}, \quad (59)$$

gdzie m_{x_i} , m_{y_i} są to graniczne momenty jednostkowe działające odpowiednio na szerokościach l_{x_i} , l_{y_i} w ramach obszaru pracy przegubu plastycznego.

Przykładowo dla sytuacji jak na rys. 81a

$$\bar{m}_{0x} = \frac{m_{0x_1} l_{x_1} + m_{0x_2} l_{x_2} + m_{0x_3} l_{x_3}}{l_x}, \quad (60)$$

gdzie: $l_x = l_{x_1} + l_{x_2} + l_{x_3}$.



Rys. 81. Zasady określania momentów uśrednionych \bar{m} (opis tekście)

Gdy obszar pracy przegubu plastycznego nie obejmuje całej szerokości płyty, jak to pokazano na rys. 81b, wówczas

$$\bar{m}_{0x} = \frac{m_{0x_1} l_{x_1} + m_{0x_2} l_{x_2} + m_{0x_3} l_{x_3} + m_{0x_4} l_{x_4}}{l_{x_1} + l_{x_2} + l_{x_3} + l_{x_4}}, \quad (61)$$

gdzie $l_{x_1} + l_{x_2} + l_{x_3} + l_{x_4} < l_x$.

W takiej sytuacji wartość jednostkowego momentu uśrednionego zależy od przebiegu linii załomu, co może wymagać iteracyjnego rozwiązania problemu. Przy stałej intensywności zbrojenia na szerokości płyty zachodzi oczywiście: $\bar{m}_x = m_x$, $\bar{m}_y = m_y$.

Ortotropową budowę płyty opisuje się według [59]

- współczynnikiem ortotropii

$$\chi_0 = \frac{\bar{m}_{0x}}{\bar{m}_{0y}}, \quad (62)$$

- współczynnikami warstwowości

$$\left. \begin{aligned} \chi_x' &= \frac{\bar{m}_x'}{\bar{m}_{0y}}, \chi_x'' = \frac{\bar{m}_x''}{\bar{m}_{0y}}, \\ \chi_y' &= \frac{\bar{m}_y'}{\bar{m}_{0y}}, \chi_y'' = \frac{\bar{m}_y''}{\bar{m}_{0y}}, \end{aligned} \right\} \quad (63)$$

w których \bar{m}_{0y} jest wartością standaryzującą.

7.3.3.3. Obliczanie płyt metoda mocy przygotowanych

W metodzie mocy przygotowanych możemy ogólnie wyrazić moc obciążeń zewnętrznych L jako

$$L = \iint q(x,y) \dot{a}(x,y) dx dy \quad (64)$$

gdzie: $\dot{a}(x,y)$ - prędkość przemieszczania w punkcie x, y .

$q(x,y)$ - obciążenie w punkcie x,y

Przy obciążeniu równomiernym $q(x,y) = q$ wzór (64) można przedstawić jako

$$L = q \iint \dot{a}(x,y) dx dy = q \Delta \dot{V} \quad (65)$$

gdzie $\Delta \dot{V}$ jest objętością bryły obrazującej prędkość przemieszczeń \dot{a} .

Wartość mocy rozproszonej jest sumą mocy określonej dla wszystkich załomów wzdłuż ich długości:

$$D = \sum_i^n m_{n_i} \dot{\phi}_{n_i} l_i. \quad (65)$$

Nie wchodząc w szczegóły, możemy dowolną ukośną linię załomu przedstawić jako linię schodkową (rys. 82), a wtedy możemy zapisać:

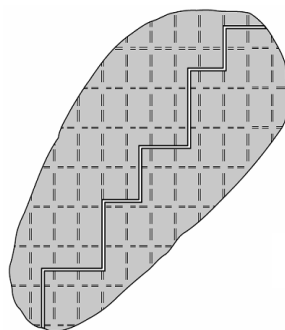
$$D = \sum_i^n m_{x_i} \dot{\phi}_{x_i} l_{x_i} + \sum_j^m m_{y_j} \dot{\phi}_{y_j} l_{y_j}. \quad (67)$$

gdzie:

m_{x_i}, m_{y_j} - momenty składowe w kierunku x i y działającymi w przekroju przegubu,

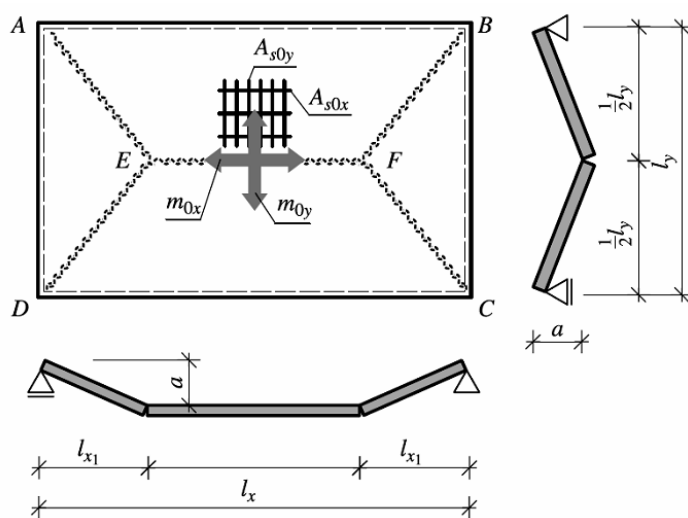
$\dot{\phi}_{x_i}, \dot{\phi}_{y_j}$ - odpowiadające im prędkości obrotu

l_{x_i}, l_{y_j} - długości obszaru działania.



Rys.82. Zastępczy schemat załomu przy ortogonalnej siatce zbrojenia

Przedstawimy niżej zastosowanie metody mocy wirtualnych na przykładzie płyty swobodnie podpartej wzdłuż obwodu (rys. 83).



Rys. 83. Oznaczenia do przykładu obliczania metodą mocy przygotowanych

Energię rozproszoną D obliczamy w sposób przedstawiony w tablicy 4.

Tablica 4. Obliczenie mocy rozproszonej

Płat	obrót składowy		Składowe mocy	
	$\dot{\phi}_x$	$\dot{\phi}_y$	$m_x \dot{\phi}_x l_y$	$m_y \dot{\phi}_y l_x$
AED	$\frac{\dot{a}}{l_{x1}}$	0	$\bar{m}_{0x} \frac{\dot{a}}{l_{x1}} l_y$	0
ABFE	0	$\frac{\dot{a}}{0,5 l_y}$	0	$\bar{m}_{0y} \frac{2 \dot{a}}{l_y} l_x$
BCF	$\frac{\dot{a}}{l_{x1}}$	0	$\bar{m}_{0x} \frac{\dot{a}}{l_{x1}} l_y$	0
CDEF	0	$\frac{\dot{a}}{0,5 l_y}$	0	$\bar{m}_{0y} \frac{2 \dot{a}}{l_y} l_x$
Razem D			$2 \bar{m}_{0x} \frac{\dot{a}}{l_{x1}} l_y$	$4 \bar{m}_{0y} \frac{2 \dot{a}}{l_y} l_x$

Moc sił zewnętrznych

$$L = q \Delta \dot{V} = q \cdot 2l_{x1} l_y \frac{\dot{a}}{3} + q l_y (l_x - 2l_{x1}) \frac{\dot{a}}{2} = q l_y (3l_x - 2l_{x1}) \frac{\dot{a}}{6}. \quad (68)$$

Jeżeli przyrównamy $L = D$, to

$$q l_y (3l_x - 2l_{x1}) \frac{\dot{a}}{6} = 2\bar{m}_{0x} \frac{\dot{a}}{l_{x1}} l_y + 4\bar{m}_{0y} \frac{\dot{a}}{l_y} l_x, \quad (69)$$

stąd

$$q = \frac{12}{l_y^2 \left(3 \frac{l_x}{l_y} - \frac{2l_{x1}}{l_y} \right)} \left(\frac{\bar{m}_{0x} l_y}{l_{x1}} + 2 \frac{\bar{m}_{0y} l_x}{l_y} \right). \quad (70)$$

Wprowadzając:

- współczynnik ortotropii [wzór (62)];

$$\chi = \frac{\bar{m}_{0x}}{\bar{m}_{0y}},$$

- parametr położenia punktu załamania linii załomu;

$$\xi = \frac{l_{x_1}}{l_x} \quad (71)$$

- oraz parametr [21]

$$b = \frac{\int_x^x \sqrt{\frac{m_0^h}{m_0^x}}}{\int_x^x} = \frac{\int_x^x \sqrt{\chi}}{\int_x^x} \quad (72)$$

otrzymamy

$$q = \frac{12 \bar{m}_{0x}}{l_x^2} \frac{\rho^2 + 2\xi}{\rho^2(3 - 2\xi)\xi}. \quad (73)$$

Aby znaleźć rzeczywisty układ siatki załomów, musimy znaleźć nieznaną wartość l_{x_1} . Otrzymamy ją szukając minimalnej wartości q z warunku

$$\frac{\partial q}{\partial l_{x_1}} = 0 \quad (74)$$

W tym przypadku

$$\frac{\partial q}{\partial l_{x_1}} = \xi^2 + \rho^2 \xi - \frac{3}{4} \rho^2 = 0, \quad (75)$$

skąd

$$\xi_0 = \frac{\rho^2}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{3}{\rho^2}} \right), \quad (76)$$

Podstawiając otrzymaną wartość ξ_0 do wzoru (73) i dokonując stosownych przekształceń otrzymuje się bardzo ładny wzór na obciążenie niszczące

$$q = \frac{6 \bar{m}_{0x}}{l_x^2 \xi_0^2}. \quad (77)$$

Powyższe rozwiązanie jest ważne dla $\rho \geq 1$. Jeżeli $\rho < 1$, należy zmienić układ osi na schemacie.

Położenie linii załomu przyporządkowane najmniejszemu obciążeniu niszczącemu obliczonemu metodą kinematyczną jest, jak wskazuje na to wzór (76), zależne wyłącznie od

parametru ρ charakteryzującego zarówno kształt płyty (stosunek l_x/l_y), jak i jej ortotropię (χ).

Należy zwrócić uwagę, że w przypadku bardziej złożonego kształtu linii załomów, dla znalezienia minimalnej wartości q należy określić kilka punktów węzłowych. Wówczas zamiast jednego równania (75) należy rozwiązać odpowiednią liczbę równań typu:

$$\frac{\partial q}{\partial l_{x_1}} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial l_{x_2}} = 0, \quad \dots, \quad \frac{\partial q}{\partial l_{y_1}} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial l_{y_2}} = 0,$$

czyli ogólnie

$$\frac{\partial q}{\partial l_i} = 0, \quad (78)$$

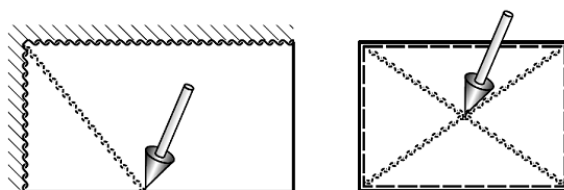
gdzie l_i jest poszukiwaną współrzędną punktu załamania (skrzyżowania) linii załomu.

7.3.4. Obliczanie płyt metoda równowagi granicznej płatów

Metoda równowagi granicznej płatów polega na poszukiwaniu równowagi płatów, na które dzieli płytę załomy. Wykorzystuje się przy tym warunki równowagi momentów względem osi podpór. Metoda ta w wielu przypadkach, prowadzi szybciej do tych samych rezultatów jak uzyskiwane metodą mocy przygotowanych. Nie będziemy jednak tutaj przedstawiać postępowania w tej metodzie odsyłając Czytelnika ewentualnie do pracy [55].

Powiemy jedynie, że metodę równowagi płatów można stosować, gdy wiadomo, że przy optymalnym rozwiązaniu siły węzłowe będą miały wartość zerową. Występuje to, gdy (por. [21]):

- linie załomu nie przecinają krawędzi swobodnych płyty pod kątem różnym od 90°
- brak jest węzłów (z wyjątkiem podporowych), w których zbiegają się załomy dodatnie i ujemne,
- nie ma węzłów skupiających więcej niż trzy załomy jednego znaku.



Rys. 84. Przykłady płyt, w których przy rozwiązywaniu metodą równowagi płatów należałoby uwzględnić siły węzłowe

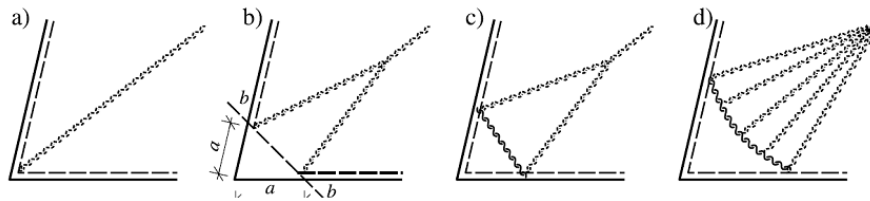
Oczywiście ogólna liczba parametrów lokalizujących siatkę załomów musi być tyle duża, aby można było spełnić równowagę graniczną wszystkich płatów. Na rysunku 84 pokazano schematy płyt, w których należałoby uwzględnić siły węzłowe.

7.3.5. Efekt naroża

Badania doświadczalne wskazują, że zazwyczaj rysa biegnąca ku narożu rozdwa się. Takiego przebiegu rysy należało się zresztą spodziewać, analizując szczegółowy przebieg momentów zginających w izotropowej płycie sprężystej.

7.3.5.1. Naroże o krawędziach podpartych przegubowo.

W omawianym przypadku mogą wystąpić trzy postacie zniszczenia partii przynaroznej (rys. 85).



Rys.85 Przebieg przegubu plastycznego w narożach o krawędziach swobodnie podpartych (opis w tekście): a - odcinek uniesiony płyty

Jeżeli zbrojenie nadpodporowe jest dostatecznie silne, spodziewać się należy nierozdwojenia zarysowań (rys. 85a).

Według [49] sytuacja taka zachodzi wtedy, gdy stosunek jednostkowych momentów podporowych m' do jednostkowych momentów przeszłowych m mieści się w granicach

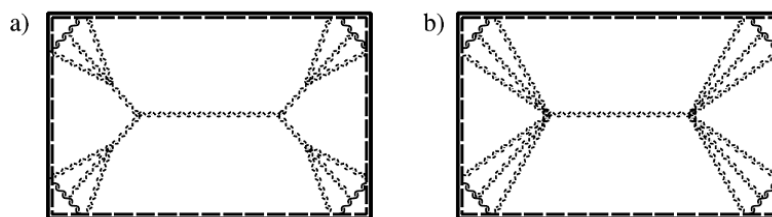
$$1 \leq \frac{m'}{m} \leq \frac{2}{\sqrt{3}} \quad \text{dla} \quad 1 \leq l_y / l_x \leq \infty. \quad (79)$$

Przy słabszym zbrojeniu podporowym i możliwości uniesienia naroża następuje wyłamanie trójkątnego pła (rys. 85b), dla którego fikcyjna podpora plasuje się wzdłuż linii $b-b$.

Gdy podniesienie naroża jest niemożliwe, pojawiają się w narożu momenty ujemne i powstaje układ przegubów plastycznych przedstawionych na rysunku 85c.

Zagadnienie "efektu naroża" opracowane zostało szeroko w pracy [9], gdzie rozważano model ustroju przedstawiony na rys. 86a. Przeprowadzona w [9] analiza wykazała, że w zakresie $1 \leq l_y / l_x \leq 3$ nośność obliczeniowego modelu płyty uwzględniającego rozdwojenie linii załomu w strefie narożnej w stosunku do modelu, w którym pojedyncza linia załomu dochodzi do nadproża (rys. 85a), jest mniejsza o ok. 8% (1/1,09).

Tego samego rzędu zmniejszenie obciążenia granicznego w stosunku do modelu według schematu na rys. 85a zachodzi, gdy rozpatrujemy model, w którym uniemożliwiono swobodne podniesienie naroży (rys. 85c). Do podobnych wniosków ilościowych doszli także autorzy pracy [48]: „zmniejszenie obciążenia granicznego wynosi co najwyżej 8%”, mimo że operowali oni nieco uproszczonym modelem pracy płyty (rys. 86b).



Rys. 86. Modele obliczeniowe płyt krzyżowo zbrojonych (opis w tekście)

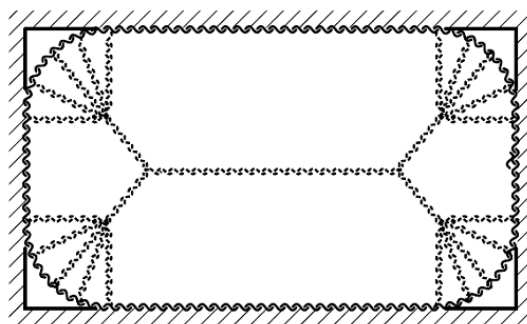
W pracy tej zwrócono ponadto uwagę, że rozstaw linii załomu w narożu zależy od intensywności zbrojenia w tym rejonie. Im silniejsze jest zbrojenie podporowe, tym mniejsze jest rozwarcie linii załomu. Nieco większy ubytek nośności, bo wynoszący 8,6%, określono w [41] dla płyty kwadratowej, której naroża zostały dociśnięte do podpory. Przyjęto w tym przypadku inny niż poprzednio obraz linii załomu (rys. 85d).

Stąd wniosek, że **jeżeli w płytach swobodnie podpartych uniemożliwione jest podniesienie naroży, to w celu określenia obciążenia granicznego należy zmniejszyć otrzymane wartości o 8%,**

7.3.5.2. Naroże o krawędziach zamocowanych.

Obraz linii załomu w narożu płyty zamocowanej przyjmuje się zwykle w postaci wachlarza. Najszerzej zagadnienie to omówiono w [50], gdzie dla uproszczeń formalnych przyjęto eliptyczny przebieg załomu ograniczającego płyty wachlarza (rys. 87).

Przykładowe porównanie wartości obciążenia granicznego dla płyty prostokątnej zamocowanej na obwodzie w zależności od przyjętego charakteru linii załomu pokazało, że uwzględnienie wachlarzowego przebiegu linii załomu na podporze obniża obliczeniową nośność płyty w zakresie $1 \leq l_y / l_x \leq 2$ o $8,6 \div 7,5\%$.

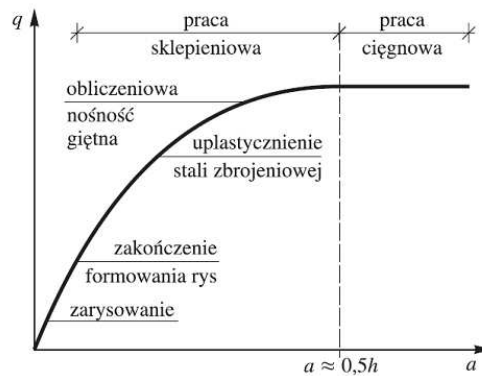


Rys. 87. Schemat obliczeniowy płyty zamocowanej według [50]

Stąd też przy obliczeniach płyt metodą stanów granicznych należy, licząc ją w schemacie uproszczonym (jedna linia załomu wychodząca z naroża), **do określenia obciążenia granicznego zmniejszyć otrzymane wartości o 9%,**

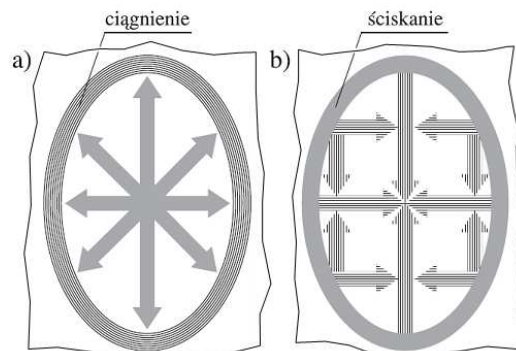
7.3.6. Sklepieniowa i ciągnowa praca płyt krzyżowo zbrojonych

Płyty dwukierunkowo zbrojone zawierają dodatkowe rezerwy pomijane w rutynowych obliczeniach głównie z powodu małej precyzji ich wyznaczania. Mamy tu na myśli efekty: sklepieniowy i membranowy. O ile jednak w belkach efekty te muszą być wspomagane przez odpowiednie zewnętrzne podparcia, o tyle w płytach powstaje on w wyniku równowagi wewnętrznej w obrębie płyty.



Rys. 88. Relacja między ugięciami płyty a wzrostem jej obciążenia

W płycie, w miarę narastania obciążeń, zwiększają się ugięcia. Do momentu ustabilizowania się rozwoju rys płyta pracuje praktycznie wyłącznie giętnie (rys. 88). Następnie w miarę dalszego przyrostu ugięć obok momentów zginających pojawiają się siły ściskające. Siły te są równoważone na obwodzie płyty obwodowymi siłami rozciągającymi (rys. 89a).



Rys. 89. Układ sił osiowych w zakresie występowania sklepieniowej i ciągnowej pracy płyty: a) siły w zakresie sklepieniowej pracy płyty, b) siły w zakresie ciągnowej pracy płyty

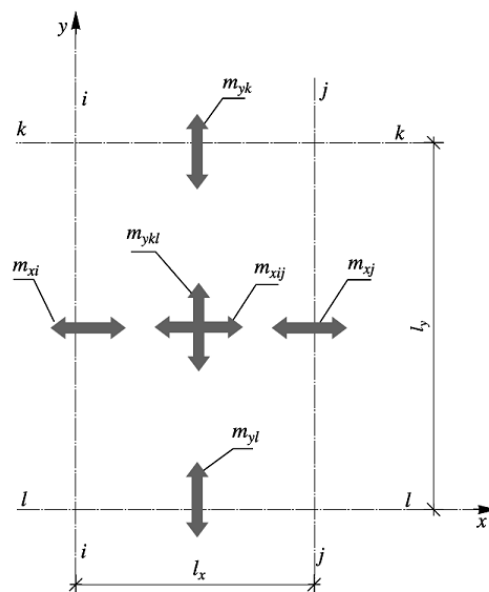
W tej sytuacji centralna część płyty pracuje jak płaskie sklepienie. Umownie **przyjmuje się, że ze sklepieniową pracą płyty mamy do czynienia w zakresie ugięć**

nieprzekraczających 1/2 grubości płyty (rys.88) [2]. Przy większych ugięciach zmienia się charakter pracy w centralnej części płyty, która **zaczyna pracować jak płaska powłoka ciągnowa** (rys. 89b). Rozciągające siły w części centralnej równoważone są na obwodzie płyty lub w ramach stropu odpowiednimi obwodowymi siłami ściskającymi. Sklepieniowa praca płyt w wielu konkretnych przypadkach prowadziła do istotnego zwiększenia nośności płyty krzyżowo zbrojonej.

. W normie [N2] w sposób jawny ujmowano wpływ sił sklepieniowych, pozwalając zmniejszyć konieczny przekrój zbrojenia. Obszerne omówienie tego zagadnienia i odpowiednie wzory obliczeniowe Czytelnik może znaleźć w pracy [42].

7.3.7. Obliczanie płyt metodą uproszczoną

Obraz linii załomu jest, jak wiadomo, funkcją sposobu podparcia płyty, rodzaju obciążenia (ciągłe, skupione) oraz sposobu jej zbrojenia. Obliczenie płyt metodą teorii nośności granicznej jest stosunkowo proste, ale tylko w przypadku pojedynczych elementów o zdefiniowanych warunkach podparcia. Gotowe wzory uwzględniające wpływ sposobu zbrojenia zawarto m. in. w [55].



Rys.90. Oznaczenia osi i momentów uśrednionych

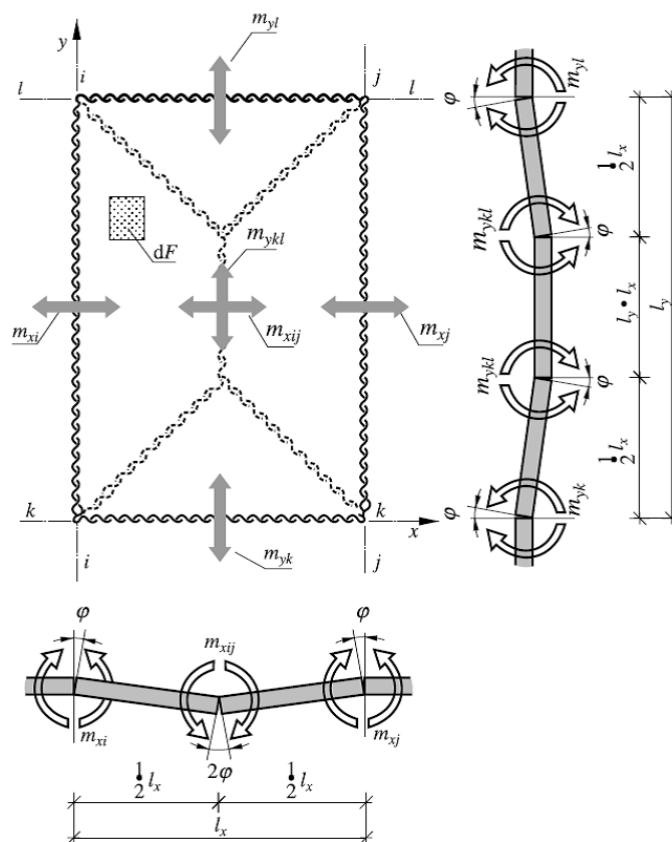
Jednakże przypadku płyt wielopolowych sytuacja znacznie się komplikuje i wymaga postępowania iteracyjnego. Z tego też względu w przypadku płyt wielopolowych wygodnie jest korzystać z metody uproszczonej, dotyczącej jednakże wyłącznie płyt prostokątnych obciążonych równomiernie w obrębie każdego pola. Została ona zaproponowana przez Gwozdiewa [18] dla płyt prostokątnych opartych na obwodzie i niezależnie przez Parka [39], [40] dla płyt opartych na czterech, trzech i dwóch krawędziach.

Metoda uproszczona zakłada, że niezależnie od intensywności zbrojenia przeszłowego dla

każdego z kierunków oraz intensywności zbrojenia podporowego **linie załomu wychodzą jako linia pojedyncza** z naroży płyty pod kątem 45°. Jak była o tym mowa, z wyjątkiem przypadków szczególnych tak nie jest a linia ta przybiera postać bardziej złożoną. Dlatego też **uzyskane w wyniku obliczeń metodą uproszczoną obciążenie niszczące należy zmniejszyć o kilka procent - do 10%, w przypadku płyt podpartych na 4 krawędziach**

Dla ułatwienia przyjęto oznaczenia krawędzi płyt i momentów w sposób pokazany na rysunku 90. Zwracamy uwagę, że momenty oznaczono kierunkiem śladu momentu zgodnie z oznaczeniem kierunku zbrojenia. Dla uproszczenia nie piszemy też dalej znaku wartości średniej jako kreseczki nad wyrażeniem momentów.

7.3.7.1. Płyta prostokątna oparta na obwodzie



Rys. 91. Schemat do obliczania płyty podpartej na obwodzie

Analizując schemat płyty przedstawiony na rysunku 91, moc sił wewnętrznych możemy zapisać jako

$$D = (m_{xi} \dot{\varphi} + 2m_{xij} \dot{\varphi} + m_{xj} \dot{\varphi}) l_y + (m_{yk} \dot{\varphi} + 2m_{ykl} \dot{\varphi} + m_{yl} \dot{\varphi}) l_x \quad (80)$$

Przyjęto tu równomierny rozkład zbrojenia w każdym rozważanym przekroju.

Moc sił zewnętrznych [por. wzór (65)]

$$L = q \cdot \Delta \dot{V} = q \cdot 2 \frac{l_x}{2} l_x \frac{\dot{a}}{3} + q \cdot l_x \left(l_y - 2 \frac{l_x}{2} \right) \cdot \frac{\dot{a}}{2} = q \frac{\dot{a} l_x}{6} (3l_x - l_x) \quad (81)$$

Porównując moc sił wewnętrznych z zewnętrznymi oraz uwzględniając, że

$$\dot{\varphi} \approx \operatorname{tg} \dot{\varphi} = \frac{2\dot{a}}{l_x}$$

otrzymujemy

$$q \frac{l_x^2}{12} (3l_y - l_x) = (m_{xi} + 2m_{xij} + m_{xy}) l_y + (m_{yk} + 2m_{ykl} + m_{yl}) l_x. \quad (82)$$

a stąd ostatecznie

$$q = \frac{12}{l_x^2 (3l_y - l_x)} [(m_{xi} + 2m_{xij} + m_{xy}) l_y + (m_{yk} + 2m_{ykl} + m_{yl}) l_x]. \quad (83)$$

Jeżeli zbrojenie nie jest rozłożone równomiernie wzdłuż obu kierunków, należy operować uśrednioną wartością momentów na rozważanym kierunku.

Wewnętrzne momenty zginające działające wzdłuż krawędzi linii załomu określa się stosownie do zbrojenia przecinającego te linie jako

$$m = f_{yd} A_s z, \quad (84)$$

przy czym można przyjąć w uproszczeniu

$$z = 0,9d. \quad (85)$$

Gdy płyty są otoczone przez związane z nimi monolitycznie wieńce i żebra, dopuszczano uwzględnienie sklepieniowej pracy płyty przez wprowadzenie do obliczeń współczynników η .

Współczynniki te według dawnej normy [N2] wynosiły:

dla pól i podpór wewnętrznych	$\eta = 1,20,$
dla pól skrajnych i podpór przedskrajnych	$\eta = 1,10.$
w innych przypadkach	$\eta = 1,00.$

Ostatecznie wyrażenia na momenty zginające graniczne wzdłuż linii załomu przybiorą postać

$$\begin{aligned} m_{xi} &= \eta A_{sxi} f_{yd} z, \\ m_{xij} &= \eta A_{sxij} f_{yd} z, \\ m_{sj} &= \eta A_{ssj} f_{yd} z, \\ m_{yk} &= \eta A_{syki} f_{yd} z, \\ m_{ykl} &= \eta A_{sykl} f_{yd} z, \\ m_{yl} &= \eta A_{syl} f_{yd} z, \end{aligned} \quad (86)$$

gdzie A_{sxi} , A_{sxij} , A_{ssj} , ... oznaczają pola przekrojów zbrojenia rozciąganego na jednostkę szerokości w miejscu występowania momentu o tym samym oznaczeniu.

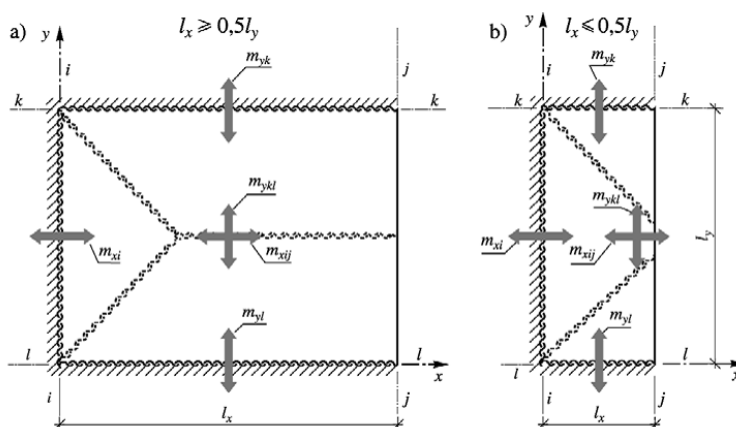
Płyty ciągłe oblicza się, określając kolejno obciążenie poszczególnych pól. Obliczenia

można rozpocząć w zasadzie od dowolnego pola, przy czym wygodnie jest rozpocząć od któregoś z pól wewnętrznych.

7.3.7.2. Płyta prostokątna oparta na trzech krawędziach

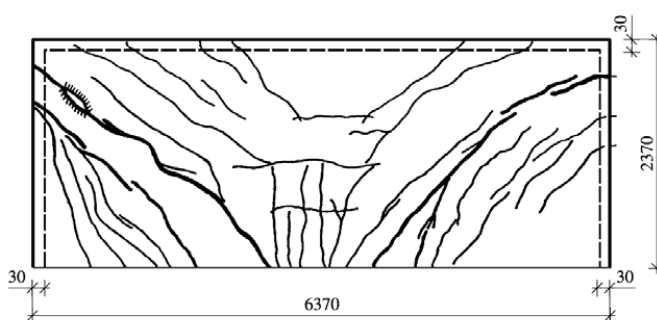
W przypadku płyt opartych na trzech krawędziach rozpatruje się tu dwa przypadki:
 płyty długie (rys. 92a), gdy $l_x \geq 0,5l_y$,
 płyty krótkie (rys. 92b), gdy $l_x \leq 0,5l_y$.

Przyjęto dalej na rzecz poprawności aproksymacji symetrię płyty i dlatego $m_{yk} = m_{yl}$.



Rys. 92. Płyty zamocowane na trzech krawędziach – oznaczenia ($m_{yk} = m_{yl}$):
 a) płyta długa, b) płyta krótka

Warto wskazać, że zasadność przyjętego przebiegu linii załomu potwierdza fakt, że taki przebieg występuje nie tylko w przypadku płyty pełnej, ale także w przypadku płyty kanałowej, jak to na podstawie badania w skali naturalnej przedstawiono według [34] na rysunku 93.



Rys.93. Obraz zarysowań dolnej płaszczyzny płyty kanałowej w chwili zniszczenia

7.3.7.2.1. Płyty długie

Moc sił wewnętrznych wyrazimy jako

$$D = (m_{xi} \dot{\varphi} + m_{xij} \dot{\varphi}) l_y + (m_{yk} \dot{\varphi} + 2m_{ykl} \dot{\varphi} + m_{yl} \dot{\varphi}) l_x, \quad (87)$$

a moc sił zewnętrznych jako

$$L = q \frac{l_y}{2} l_y \frac{\dot{a}}{3} + q l_y \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) \frac{\dot{a}}{2} = q \frac{l_y}{12} (6l_x - l_y) \dot{a} \quad (88)$$

Ostatecznie, uwzględniając $\dot{\varphi} = 2\dot{a}/l_y$, otrzymujemy w przypadku symetrycznym, gdy $m_{yk} = m_{yl}$

$$q = \frac{24}{l_y^2 (6l_x - l_y)} \left[(m_{xi} + m_{xij}) l_y + 2(m_{yk} + m_{ykl}) l_x \right] \quad (89)$$

7.3.7.2.2. Płyty krótkie

Moc sił wewnętrznych

$$D = m_{xi} \dot{\varphi} l_y + 2m_{xij} \dot{\varphi} l_x + (m_{yk} \dot{\varphi} + 2m_{ykl} \dot{\varphi} + m_{yl} \dot{\varphi}) l_x, \quad (90)$$

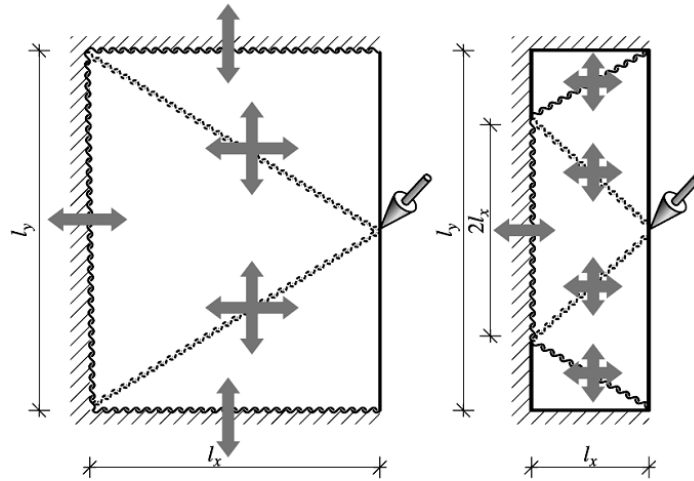
a moc sił zewnętrznych

$$L = q 2 l_x l_x \frac{\dot{a}}{3} + q (l_y - 2 l_x) l_x \frac{\dot{a}}{2} = q \frac{l_x}{6} (3l_y - 2l_x) \dot{a} \quad (91)$$

Przyrównując $D = L$ i uwzględniając $\dot{\varphi} \approx \dot{a}/l_x$, oraz przyjmując układ symetryczny $m_{yk} = m_{yl}$ otrzymamy poszukiwane obciążenie

$$q = \frac{6}{l_x^2 (3l_y - 2l_x)} \left[m_{xi} l_y + 2(m_{xij} + m_{yk} + m_{ykl}) l_x \right] \quad (92)$$

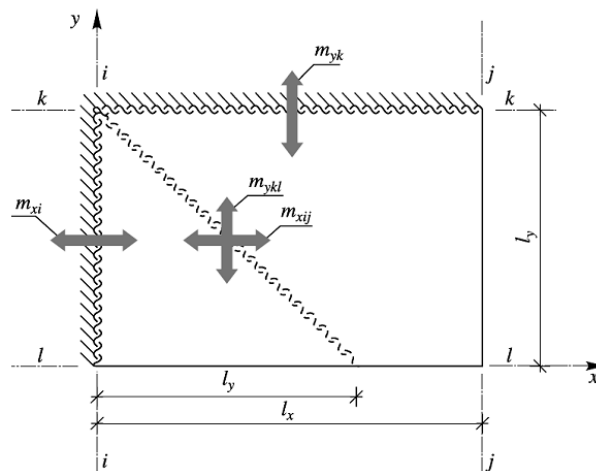
W tym miejscu warto wskazać, że w przypadku obciążeń skupionych traci zasadność przyjmowane wyżej założenie, mówiące o wyprowadzeniu linii załomu z naroża wzdłuż dwusiecznej kąta. Uproszczony układ linii załomu w takiej sytuacji pokazano za na rysunku 94. W pracy [19] wykazano, przyjmując jednolitą strukturę płyty, zasadność stosowania modelu obliczeniowego według rys. 94a dla $l_y/l_x \leq 2$, a modelu według rys. 94b dla $l_y/l_x \geq 2$.



Rys. 94. Układ linii załomu dla płyt zamocowanych na trzech krawędziach i obciążonych na krawędzi siłą skupioną w zależności od stosunku l_y/l_x (opis w tekście)

7.3.7.2.3. Płyty prostokątne oparte na dwóch sąsiednich krawędziach

Przyjmuje się, że warunki zamocowania na krawędziach podpierających mogą być dowolne. Mechanizm zniszczenia i oznaczenia podano na rysunku 95.



Rys. 95. Płyta zamocowana na dwóch sąsiednich krawędziach $l_y \leq l_x$ (oznaczenia)

Rozpiszemy jak poprzednio

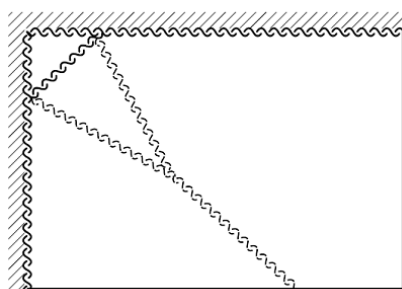
$$D = (m_{xi} \dot{\varphi} + m_{xij} \dot{\varphi}) l_y + m_{yk} \dot{\varphi} l_x + m_{ykl} \dot{\varphi} l_y, \quad (93)$$

$$L = q l_x l_x \frac{\dot{a}}{3} + q (l_x - l_y) l_y \frac{\dot{a}}{2} = q \frac{l_y}{6} (3l_x - l_y) \dot{a} \quad (94)$$

Uwzględniając $\dot{\phi} \approx \dot{a}/l_y$, otrzymamy

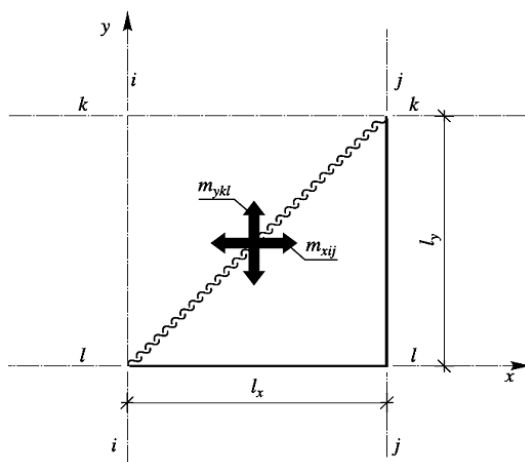
$$q = \frac{6}{l_y^2 (3l_x - l_y)} [m_{yk}l_x + (m_{xi} + m_{xij} + m_{ykl})l_y] \quad (95)$$

Przedstawiony wyżej mechanizm zniszczenia jest uproszczoną formą mechanizmu bardziej prawdopodobnego przedstawionego na rys. 96. Można się więc spodziewać stosując schemat jak na rysunku 95 pewnej dodatkowej rezerwy nośności.



Rys. 96. Płyta zamocowana na dwóch sąsiednich krawędziach – alternatywna forma zniszczenia.

Bardzo prawdopodobny może być też inny mechanizm zniszczenia, przedstawiony na rysunku 97, a polegający na wyłamaniu narożnika bez angażowania zbrojenia na krawędzi. Linia wyłamania (przegub plastyczny) może przebiegać między narożnikami. Powoduje to możliwość pochylenia przegubu pod kątem różnym od 45°.



Rys. 97. Płyta zamocowana na dwóch sąsiednich krawędziach – wyłamanie narożnika ($l_y \geq l_x$) (oznaczenia)

Moc sił wewnętrznych wyniesie w tym przypadku

$$D = m_{xij} \dot{\varphi}_y l_y + m_{ykl} \dot{\varphi}_x l_x, \quad (96)$$

a moc sił zewnętrznych

$$L = q \frac{l_x l_y}{2} \cdot \frac{\dot{a}}{3} \quad (97)$$

Ponieważ w tym przypadku $\dot{\varphi}_y \approx \dot{a} / l_x$, a $\dot{\varphi}_x \approx \dot{a} / l_y$, więc po podstawieniu otrzymamy

$$q = \frac{6}{l_x^2 l_y^2} (m_{xij} l_y^2 + m_{ykl} l_x^2) \quad (98)$$

Podane wzory (95) i (98) można stosować dla dowolnej trójkątnej formy załamania niepodpartego narożnika płyty.

W przypadku rozpatrywania trójkątnej formy załamania narożnika ujawnić się mogą, trudne do oszacowania, dodatkowe rezerwy nośności. Wynikają one z tego, że załamany płat płyty jest wcześniej ugięty o tworzących w przybliżeniu prostopadłych do linii załamania i nośność takiego elementu może się okazać niespodziewanie duża.

W sytuacji płyt wzmocnionych żebrami ich analizę stanów granicznych znaleźć można m.in. w [10],[67].

7.4. W zastosowaniu do stropów płaskich

Tak jak w przypadku stropów krzyżowo zbrojonych określanie obciążenia w stanie granicznym nośności z uwagi na zginanie stropu może być prowadzone jedynie wtedy, gdy

- konstrukcji nie grozi kruche zniszczenie z tytułu przebiccia stref przypodporowych.
- zapewniona jest sztywność ustroju na obciążenia poziome.

Trzeba przy tym pamiętać, że groźba kruche zniszczenia – przez przebicie jest tym większa, im silniejsze jest poziome zbrojenie nadpodporowe. Tak więc, aby można było wykorzystać nośność zbrojenia płyt na zginanie musi być pewność, że określone w ten sposób obciążenie nie spowoduje zniszczeniem przez przebicie w otoczeniu słupów

Należy tu wspomnieć, że podane dalej zasady nie zostały w przypadku stropów płytowo - słupowych w pełni zweryfikowane w badaniach w skali naturalnej. Znane są jedynie autorowi badania w skali pomniejszonej - modelowej. Badania w skali naturalnej były prowadzone według świadomości autora jedynie na typowych stropach grzybkowych, i przedstawione wzory zostały sprawdzone jedynie w sytuacji stropów grzybkowych.

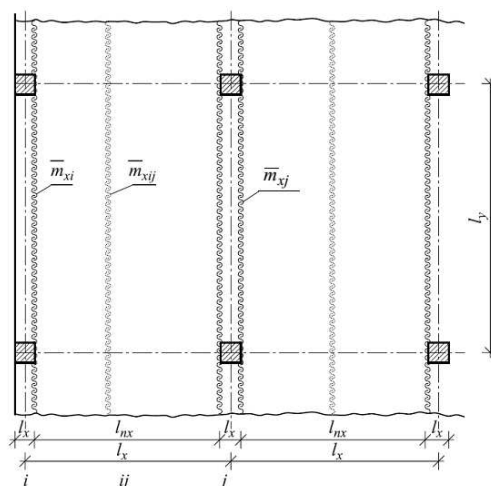
Podany dalej sposób może być stosowany jedynie w przypadku stropów, co najmniej dwu przęsłowych w każdym kierunku. Wymaga się ponadto, aby siatka słupów mieściła się w proporcji $l_y/l_x \leq 1,35$ a rozpiętość sąsiednich przęseł nie powinna różnić się więcej niż o 20%

Według przepisów angielskich proponowany sposób postępowania ograniczony jest do: $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ i $q \leq 1,25g$ gdzie g, q określają obciążenie obliczeniowe stałe i zmienne na 1m^2

Aby obliczyć obciążenie niszczące stropu płaskiego, należy rozważyć dwa mechanizmy jego zniszczenia.

W pierwszym z nich przyjmuje się, że zniszczenie pola płyty stropowej może nastąpić

przez załamanie jednokierunkowe – liniowe (rys. 98). przy obciążeniu o charakterze pasmowym. Jest to przypadek mający większe szanse wystąpienia, i w praktyce dominujący. Przyjmuje się, że w partii środkowej wystąpi przy rozciąganiu zbrojenia dolnego załom plastyczny – załom dodatni. Załom ten, w przypadku rozważania pasma wewnętrznego lokalizowany jest w środku pola, a w przy analizowaniu pasma skrajnego może przesunąć się nieco w kierunku krawędzi ustroju. Załomy rozciągające zbrojenie górne – załomy ujemne – zawsze lokalizują się wzdłuż krawędzi podpory.



Rys. 98. Schematy zniszczenia pasmowego płyty stropu płytowo-słupowego.
(opis w tekście)

W drugim mechanizmie przyjmuje się możliwość niezależnego zniszczenia poszczególnych płyt (rys. 101), przy obciążeniu całości względnie tylko części stropu (patrz dalej p.7.4.3.).

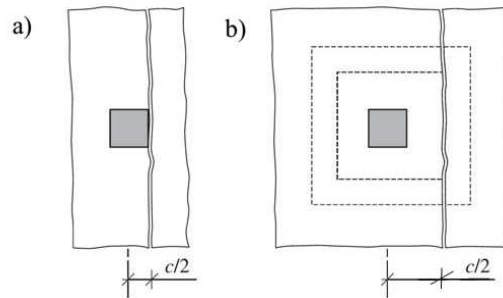
Podamy dalej sposoby sprawdzenia stropów płaskich metodą uproszczoną, w której zakłada się, że lokalizacja załomów jest niezależna od rozłożenia i intensywności zbrojenia.

7.4.1. Pola wewnętrzne przy zniszczeniu pasmowym

W przypadku zniszczenia pod obciążeniem pasmowym (rys. 98) załomy rozciągające zbrojenie górne – załomy ujemne, zawsze lokalizują się wzdłuż krawędzi podpory, czyli w odległości $c/2$ (rys. 99a) od osi słupa. W przypadku oparcia stropu na głowicach załomy te lokalizuje się w połowie wysięgu głowicy (rys. 99b).

Dla warunku nośności przy obciążeniu pasmowym (rys. 98) określając stosunek relacji średnich momentów wzdłuż załomu podporowego (ujemnego) \bar{m}_{xi} , \bar{m}_{yj} do średniego momentu wzdłuż załomu przęsłowego (dodatniego) \bar{m}_{xij} w postaci :

$$\chi_{xi} = \frac{\bar{m}_{xi}}{\bar{m}_{xij}} \quad \chi_{yj} = \frac{\bar{m}_{yj}}{\bar{m}_{xij}} \quad (99)$$



Rys. 99. Zasady określenia przebiegu załomu ujemnego przy zniszczeniu pasmowym (opis w tekście)

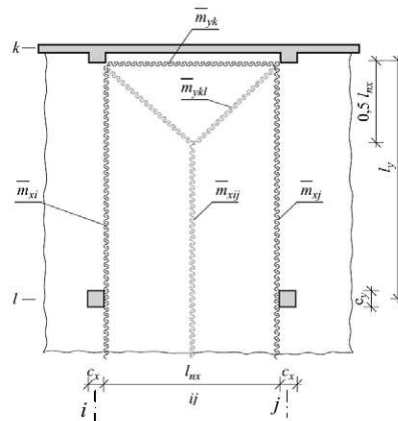
poszukiwaną **średnią** wartość obciążenia niszczącego otrzymamy z wyrażenia

$$g + q = \frac{2}{l_n} \bar{m}_{xij} (\sqrt{1 + \chi_{xi}} + \sqrt{1 + \chi_{xj}})^2 \quad (100)$$

w którym l_n jest odległością między załomami podporowymi (ujemnymi).

7.4.2. Pola skrajne czołowe

Pola skrajne czołowe dotyczą sytuacji, gdy wzdłuż krawędzi stropu w kierunku równoległym do rozważanego występuje podpora w postaci ściany względnie sztywnej belki. Sytuację taką przedstawiono na rysunku 100. Postępowanie jest analogiczne do przedstawionego poprzednio w p.7.3.



Rys. 100. Sytuacja, w której zewnętrzną krawędziową podporą równoległą do kierunku x stanowi ściana względnie sztywna belka oparta na słupach.

W przypadku pola skrajnego czołowego moc sił wewnętrznych wyrazimy jako

$$D = (\bar{m}_{xi} \dot{\phi} + 2\bar{m}_{xij} \dot{\phi} + \bar{m}_{xj} \dot{\phi})l_y + (\bar{m}_{yk} \dot{\phi} + \bar{m}_{kyl} \dot{\phi})l_x \quad (101)$$

a moc sił zewnętrznych jako

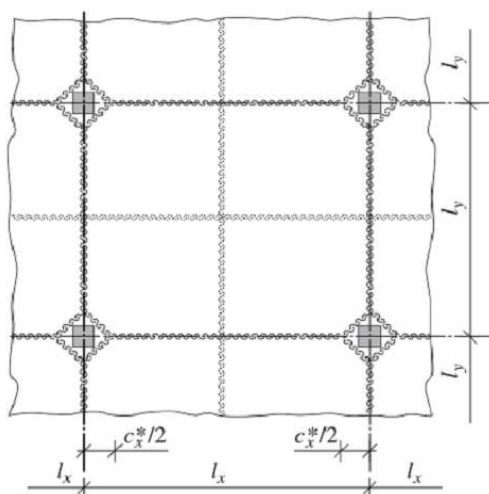
$$L = (g + q) \frac{l_{nx}}{12} (6l_y - l_{nx}) \dot{a} \quad (102)$$

Ostatecznie, uwzględniając $\dot{\phi} = 2\dot{a}/l_{nx}$, otrzymujemy poszukiwaną wartość obciążenia niszczącego

$$g + q = \frac{24}{l_{nx}^2 (6l_y - l_{nx})} [(\bar{m}_{xi} + 2\bar{m}_{xij} + \bar{m}_{xj})l_y + (\bar{m}_{yk} + \bar{m}_{kyl})l_x] \quad (102)$$

7.4.3. Pole wewnętrzne przy zniszczeniu kopertowym

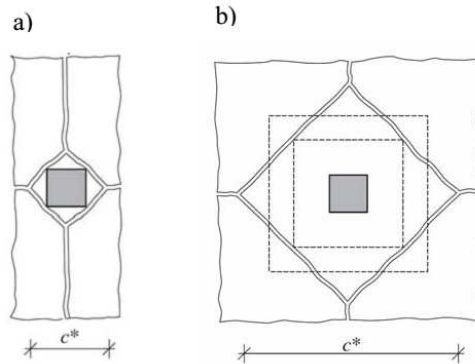
W przypadku wyraźnego silniejszego obciążenia pojedynczego pola stropu sugerowane jest wykonanie analizy dla układu załomów jak to pokazano na rysunku 101. Załomy ujemne sytuowane są w osiach słupów, zaś załomy dodatnie w osiach przęseł w układzie kopertowym. Przy słupach załomy ujemne przebiegają ukośnie.



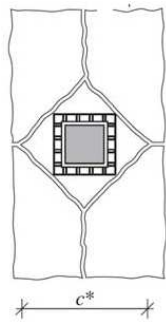
Rys. 101. Schemat 'kopertowego' zniszczenia pola wewnętrznego płyty stropu płytowo-słupowego. (opis w tekście)

Przebieg i wymiary odcinka ukośnego zależny jest od konstrukcji żelbetowej strefy oparcia stropu, co przedstawiono na rysunku 102. Ten model zniszczenia stropu odpowiada bardziej sytuacji, gdy strop posiada znacznych wymiarów głowice i dla takich stropów został zbudowany. Jeżeli płyta stropowa oparta została na stalowej głowicy osadzonej na

słupie to strefa wyłamania podporowego płyty ma przebieg zbliżony do przedstawionego na rysunku 103.



Rys. 102. Zasady określania przebiegu linii załomu przy zniszczeniu „kopertowym”, a) podparcie bezpośrednie na słupie, b) oparcie na grzybku stropu grzybkowego.



Rys. 103. Zasady określania przebiegu linii załomu przy zniszczeniu „kopertowym” w sytuacji oparcia stropu na stalowej głowicy

Mechanizmowi zniszczenia według rysunku 101 odpowiada (pomijamy dla skrótu wyprowadzenie) warunek:

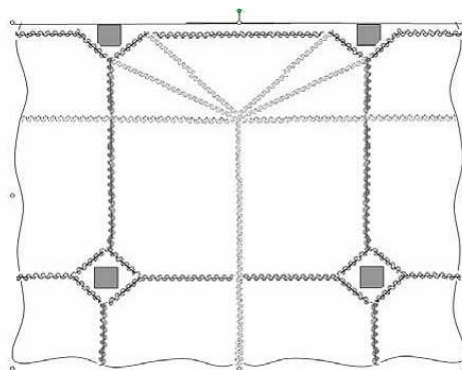
$$g + q = \frac{8}{l_x l_y \left(\frac{l_x + l_y}{2} - 2c^* + \frac{4}{3} \frac{c^{*3}}{l_x l_y} \right)} \left[(\bar{m}_{xi} + 2\bar{m}_{xij} + \bar{m}_{xj}) l_y + (\bar{m}_{yk} + 2\bar{m}_{ykl} + \bar{m}_{yl}) l_x \right] \quad (104)$$

gdzie: c^* według rysunku 102 względnie 103.

Dla pól kwadratowych zbrojonych jednakowo w obu kierunkach wzór (104) upraszcza się do postaci

$$g + q = \frac{16}{l^3 \left(1 - 2\frac{c^*}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c^*}{l} \right)^3 \right)} \left[(\bar{m}_{xi} + \bar{m}_{xij}) l_y + (\bar{m}_{yk} + \bar{m}_{ykl}) l_x \right] \quad (105)$$

Dla pól skrajnych, narożnych itp. odpowiednie wzory wyprowadza się, przyjmując układ linii załomu i poszukując rozwiązań najmniej korzystnych. Odpowiednie wzory dla różnych sytuacji, w tym pól skrajnych (rys. 104), może znaleźć Czytelnik m.in. w [23].



Rys. 104. Schemat 'kopertowego' zniszczenia pola skrajnego płyty stropu płytowo-słupowego.

Podane wyżej sposoby sprawdzania ustrojów płytowo słupowych metoda nośności granicznej ograniczono w zasadzie do sytuacji, gdy układ podpór ma charakter regularny. Metoda ta może znaleźć zastosowanie także w przypadku nieortogonalnego i nieregularnego rozstawienia podpór. W razie potrzeby szerokie wskazówki w tym względzie zawarte są między innymi w pracy [22].

8. Zarysowanie

Na wstępie należy tu sobie uświadomić, że odnosimy problem zarysowania do konstrukcji istniejącej. Tymczasem postępowanie normowe odnosi się do konstrukcji projektowanej.

W konstrukcji istniejącej już jakiś czas i przy obciążeniach charakterystycznych zbliżonych do prognozowanych maksymalnych możemy oczekiwać, że rysy i ich rozwartość osiągnęły wartości bliskie docelowym. Na to stwierdzenie nakłada się fakt, że precyzja określenia obliczeniowych rozwartości rys jest bardzo, bardzo słaba.

Tak więc w sytuacji zastanej należy ewentualnie zastanowić się nad zwiększeniem rozwarcia rys, jeżeli spodziewamy się zwiększenia obciążeń o charakterze trwałym.

Można wtedy ewentualnie przeprowadzić obliczenia rozwarcia rys pod występującymi obecnie obciążeniami i niezależnie pod przewidywanymi obciążeniami. Różnice tych rozwartości rys, należy następnie dodać do rozwartości rys istniejących.

9. Ugięcia

Bardzo ważnym elementem kontroli obiektów istniejących jest konieczność dotrzymania wartości obliczeniowych ugięć w określonym przedziale. Warto podkreślić, że mówimy o wartościach obliczeniowych z 70 – letnim horyzontem czasowym ich wypełnienia, podczas którego to okresu zarówno warunki obciążenia, jaki warunki użytkowania mogą ulec wielu mutacjom. Jednocześnie mówimy o wartościach

obliczeniowych gdzie metoda obliczeniowa ma bardzo istotny wpływ na ostateczne wyniki. Stąd z jednej strony konieczność wnikliwszego podejścia do zagadnienia a z drugiej świadomość, że obliczone wartości są w stosunku do rzeczywistości jedynie bardzo zgrubnym oszacowaniem. Trzeba więc przyjąć, że obliczenie ugięć ma w pewnej mierze znaczenie formalnego dopełnienia przepisu.

Prowadząc obliczenia stropów powinno się uwzględnić zgodnie z EC2 także ugięcie wywołane skurczem. Jest to pewne novum w obliczeniach konstrukcji z betonów konstrukcyjnych - ustosunkujemy się dalej do tego problemu.

9.1. Metody obliczania

W EC2 powołane są dwie metody obliczania ugięć:

- metodę zwanej dalej „**metodą sztywności obszarowej**” i
- metodę „*dokładniejszą*” nazwana tutaj dalej „**metodą sztywności lokalnej**”

Zanim rozwiniemy zagadnienie musimy powrócić do już omawianej kwestii usytuowania obciążeń zmiennych na rzucie stropu.

Wydaje się, że dla określenia ugięć doraźnych – krótkotrwałych - można poszukiwać najniekorzystniejszego ustawienia obciążeń zmiennych. Jest to sytuacja prawdopodobna.

Jednakże poszukując ugięć po długim okresie czasu można założyć (z wyjątkiem sytuacji szczególnych – magazyny), że oddziaływania zmienne przemieszczać się będą po analizowanym obszarze w sposób zupełnie przypadkowy i w ten przypadkowy sposób oddziaływać na końcową wartość ugięcia. Wydaje się, więc logiczne przyjęcie obciążenia zmiennego jako działającego na całym analizowanym obszarze jednocześnie oczywiście z uwzględnieniem współczynników zmniejszających ten wpływ jak to wynika z kombinacji oddziaływań obliczeniowych. ([N5] wzór 6.16a)

9.1.1. Obliczanie ugięć podane ogólnie w EC2 zwane dalej „**metodą sztywności obszarowej**”

Punktem wyjścia tej metody obliczania ugięć są stwierdzenia EC2(7.4.3.(3)) mówiące, że:

- „*Elementy, w których – jak się oczekuje - obciążenie nie przekroczy poziomu mogącego spowodować osiągnięcie wytrzymałości betonu na rozciąganie w jakimkolwiek przekroju, rozpatruje się jako niezarysowane.*

- *Elementy, w których – jak się oczekuje – powstaną rysy, ale które mogą być nie w pełni zarysowane, zachowują się w sposób pośredni pomiędzy warunkami panującymi w elementach niezarysowanych a warunkami w elementach w pełni zarysowanych.”*

W dotychczasowej normie PN02(6.5) doprecyzowano powyższe stwierdzenia mówiąc, że chodzi o „*ugięcie elementów mających stałe wymiary przekroju poprzecznego w przypadku, gdy całe obciążenie jest długotrwałe lub całe obciążenie jest krótkotrwałe*”

Stwierdzenia te, nakierowane są na obliczenie ugięć bez wspomagania komputerowego, sprowadzając określenie sztywności przekroju do przekroju najbardziej wyętego. Pozwala to na względne prawidłowe oszacowanie ugięć jedynie w niektórych typach elementów konstrukcyjnych.

Wskazany sposób obliczenia z uwzględnieniem wpływów reologicznych można zapisać symbolicznie jako:

- dla obciążeń wyłącznie doraźnych

$$a_0 = a \frac{B_{spr}}{B_0} \quad (106)$$

- dla obciążeń wyłącznie długotrwałych

$$a_\infty = a \frac{B_{spr}}{B_\infty} \quad (107)$$

w których:

- a – ugięcie sprężyste pod wpływem rozważanego obciążenia zgodnie z stosowną kombinacją oddziaływań obliczeniowych
- B_{spr} – sztywność giętna, sprężysta przekroju, przyjęta w obliczeniach statycznych,
- B_0 i B_∞ – odpowiednie sztywności doraźne i długotrwałe określone w przekrojach maksymalnych momentów uwzględniające ewentualne zarysowania..

Zapis ten można, co jest oczywiste, rozciągnąć także na sytuację obciążeń całkowitych złożonych z obciążeń długotrwałych i doraźnych

Metodologia określenia sztywności jako funkcji struktury przekroju, jego wyteżenia i wpływów reologicznych określona została szczegółowo w normie EC2 i nie będzie się tutaj jej omawiać, poza oczywistym stwierdzeniem, że w projektowaniu podstawowe wzory zapisane w normie powinny być w pełni honorowane.

Nie wchodząc w szczegóły, określenie ugięć dla danego punktu w elemencie sprowadza się, przy znajomości ugięcia w danym miejscu dla materiału liniowo sprężystego do określenia odpowiednio wartości B_0 względnie B_∞ w przekroju maksymalnego momentu. W przypadku obciążeń skupionych, aby uniknąć zawyżenia wartości ugięcia, powinna to być uśredniona wartość maksymalna z pewnego obszaru - stąd przyjęta nazwa metody odniesiona ogólnie do elementów powierzchniowych. Analizując ugięcia elementów płytowych należy każdorazowo wziąć pod uwagę sztywność w kierunku decydującym o wartości ugięcia (niekoniecznie będzie to mniejsza z sztywności B_x, B_y).

9.1.2. Obliczanie ugięć nazwane w EC2 „dokładniejszą metodę oceny ugięć” a zwane dalej metodą sztywności lokalnej.

Metoda ta, zgodnie z zapisem EC2 (7.4.3.(7)) polega na „*obliczaniu krzywizn w przekrojach gęsto rozmieszczonych wzdłuż elementu, a następnie obliczeniu ugięcia przez całkowanie numeryczne*” Zapis ten dla elementów płaskich odnosić należy niezależnie w dwóch kierunkach.

Obliczenie sztywności w poszczególnych przekrojach i kierunkach jest identyczne jak uprzednio opisane. W przypadku elementów hiperstatycznych wyznaczone w ten sposób krzywizny wywołują nowy układ reakcji, co prowadzi przy tym samym obciążeniu do nowego rozkładu momentów zginających i z kolei do nowych wartości krzywizn.

Procedurę powtarza się, aż do chwili, gdy kolejne wartości ugięć będą różnić się wystarczająco mało od poprzednich. Stąd też metoda ta nazywana jest także „*iteracyjną*”

W stosunku do elementów płaskich mamy obliczeniowo do czynienia z wielokrotnym rozwiązaniem płyty ortotropowej, gdzie w każdym elemencie skończonym występują równocześnie dwie ortogonalne sztywności. Należy podkreślić, że **baza do tych obliczeń musi być rozwiązaniem płyty ortotropowej**, gdyż sztywności w obu kierunkach mogą różnić się zasadniczo.

Trzeba tutaj nadmienić, że przy założeniu, że ustrój wykonany jest z materiału liniowo sprężystego izotropowego wyniki obliczenia dowolnego ustroju prowadzone różnymi programami powinny być bardzo zbliżone. Tego nie można powiedzieć o obliczeniach prowadzonych dla materiałów ortotropowych. W zależności od przyjętych przez autorów programów związków konstytutywnych oraz zróżnicowania sztywności na kierunkach głównych możemy otrzymać wyniki różniące się znacznie. Tak więc widzimy, że na wynik obliczenia ugięć „dokładniejszą metodę oceny ugięć” ma także wpływ zastosowany program obliczeniowy.

9.1.3. Obliczanie ugięć od skurczu

Norma EC2 wprowadziła obowiązek uwzględnienia przy obliczaniu elementów zginanych ugięć wywołanych skurczem. Chodzi o uwzględnienie faktu, że równomiernemu skurczowi elementu przeciwstawia się umieszczone w nim zbrojenie, zwykle rozłożone niesymetrycznie względem osi poziomej, co prowadzi do powstania krzywizny a w efekcie ugięcia.

- W przypadku elementów niezarysowanych ugięcie będzie miało miejsce jedynie w sytuacji niesymetrycznego zbrojenia, przy czym wygięcie elementu odbywa się w kierunku większego zbrojenia. W przypadku zbrojenia symetrycznego, w elementach niezarysowanych ugięcie nie wystąpi.
- W przypadku elementów zarysowanych ich wygięcie nastąpi w kierunku strefy rozciąganej od obciążeń grawitacyjnych.

W normie EC2 podano zasady określania spowodowanych skurczem krzywizny, którą w domniemaniu odnosić należy do przekroju najbardziej wyężonego.

Normowy wymóg uwzględnienia ugięcia od skurczu w stosunku do „dokładniejszej metody obliczenia ugięć” wymaga określenia krzywizny od skurczu w każdym elemencie skończonym, a w skończonych elementach płaskich także w obu niezależnych kierunkach. W ten sposób uwzględnić można rozłożenie zbrojenia na długości (powierzchni) elementów. W elementach płytowych prowadzi to do rozwiązania płyty ortotropowej obciążonej lokalnie odkształceniami.

9.1.4. Porównanie metod obliczeniowych

Dla bardzo typowych sytuacji i różnych typów konstrukcji podano w [58] szczegółowe wyniki obliczeń obydwoma metodami dla dwóch stopni zbrojenia pręślowego $\rho = 0,5\%$ względnie $1,5\%$. Poniżej podamy wnioski płynące z tych obliczeń

W obliczeniach znalazło potwierdzenie, że dla obciążeń grawitacyjnych metoda bazująca na krzywiznie w miejscu maksymalnego momentu zginającego (tutaj nazywana metodą sztywności obszarowej), nie obarcza zbyt dużym błędem elementów belkowych swobodnie podpartych a większym elementy belkowe ciągłe. Wynika to z faktu, że metoda sztywności obszarowej kalibrowana była właśnie na elementach prętowych swobodnie podpartych.

Metoda sztywności obszarowej nie powinna być stosowana do szacowania wartości ugięć

- **wsporników belkowych i płytowych,**
- **płyt krzyżowo zbrojonych,**
- **stropów płytowo słupowych.**
- **fundamentów płytowych**

Dla szacowania ugięć tych elementów powinno się stosować metodę dokładniejszą, zwana tutaj metoda sztywności lokalnej.

Stosując obliczanie ugięć, niezależnie od metody obliczania, należy ugięcia obliczać dla zbrojenia ostatecznie przyjętego a nie jedynie wymaganego lokalnie przez program, choć nie zawsze błąd z tego tytułu może być znaczny..

Wartości ugięć od skurczu w obliczanych przykładach wahały się w granicach od 13 do 31% oscylując jednak głównie na poziomie 20% w stosunku do ugięć określonych dla obciążeń grawitacyjnych metoda sztywności lokalnej. Ugięcia te określono jednak dla liberalnych warunków przyjmując wilgotność względną na poziomie 75%. Przy mniejszym poziomie wilgotności wartości te były by odpowiednio większe. **Obliczenia te potwierdzają istotność wpływu skurczu na ostateczne obliczeniowe wartości ugięć.**

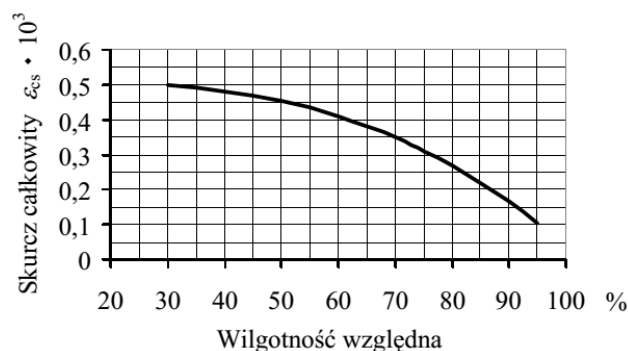
W większości przypadków obliczenie metodą „sztywności obszarowej” daje większe wartości ugięć niż obliczenie „metoda sztywności lokalnej” W elementach płytowych ugięcia liczone metoda sztywności obszarowej mogą być nawet o 100% większe niż obliczane metoda sztywności lokalnej. **Tak więc przed podjęciem decyzji o ingerencji w konstrukcję istniejącą z tytułu spodziewanych nadmiernych wartości ugięć, należy koniecznie dokonać sprawdzenia ugięć metodą sztywności lokalnej, czyli metoda dokładniejsza w ujęciu EC2 (do sprawy powrócimy w p. 9.3.).**

Zwracamy tutaj uwagę, że w elementach powierzchniowych o bardzo dużym wyężeniu ($\rho = 1,5\%$ w przeszle) może się okazać, że metoda sztywności lokalnej daje wyniki zanizone w stosunku do metody sztywności lokalnej.

9.2. Wpływ parametrów na wyniki obliczania ugięć.

9.2.1. Uwarunkowania skurczu

Odnosnie uzyskiwanych wartości ugięć od skurczu należy zwrócić uwagę na ogromną czułość ostatecznej wartości skurczu liczonego według EC2 na wartości wilgotności. Przykładowo, dla sytuacji jak w omawianych w [58] przykładach, wartość ostateczna skurczu w zależności od wilgotności zmieniała się w sposób pokazany niżej na rysunku 105.

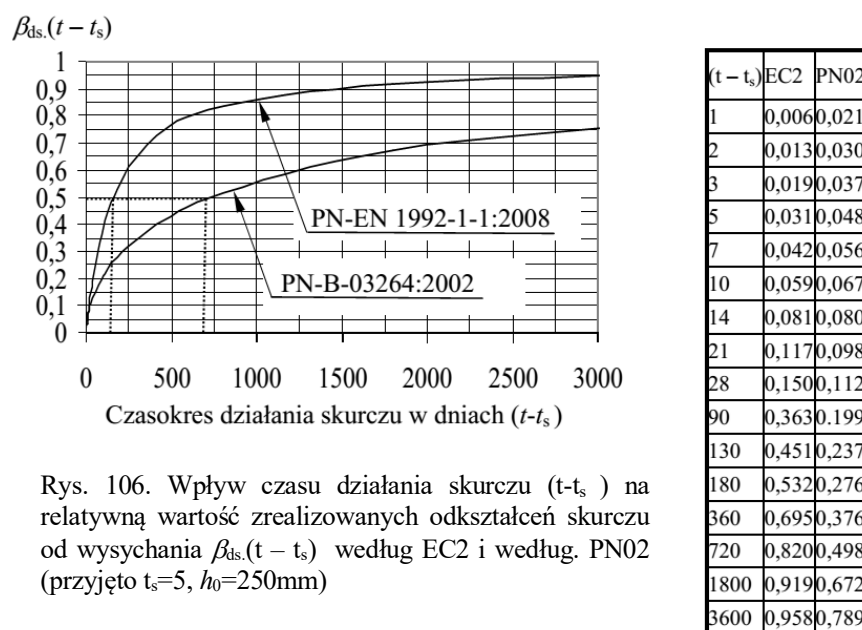


Rys.105. Zależność skurczu całkowitego od wilgotności względnej.

Proces narastania odkształceń skurczowych w części zależnej od wysychania przedstawiono na rysunku 106 i towarzyszącej tablicy zarówno dla EC2, jak i dla

poprzedniej normy PN02. Widzimy bardzo znaczące zróżnicowanie narastanie skurczu w ujęciu obu tych norm.

Rozpatrując proces narastania odkształceń skurczowych według PN02, widzimy, że po miesiącu od ukończenia pielęgnacji mamy zrealizowane jedynie 11% wartości skurczu docelowego od wysychania a po 3 miesiącach jedynie około 30% wartości skurczu docelowego. Realizacja 50% wartości docelowej skurczu następuje według EC2 po ok. pół roku a według PN02 dopiero po 2 latach.

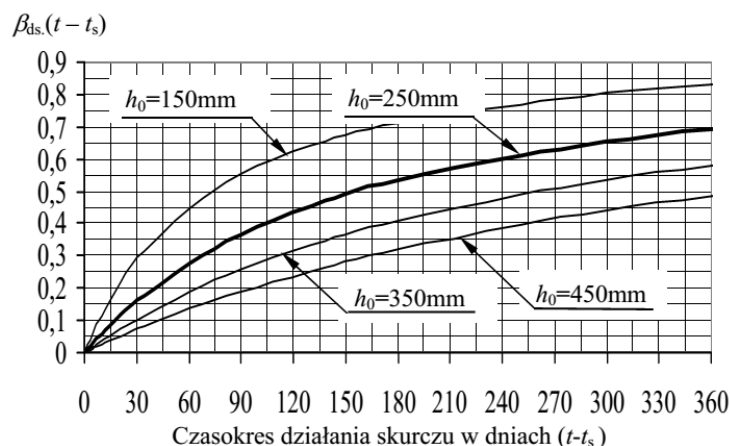


Rys. 106. Wpływ czasu działania skurczu ($t-t_s$) na względną wartość zrealizowanych odkształceń skurczu od wysychania $\beta_{ds}(t-t_s)$ według EC2 i według PN02 (przyjęto $t_s=5$, $h_0=250$ mm)

Podane wartości odnoszą się do założonej grubości sprowadzonej $h_0=250$ mm. Ponieważ w przebiegu narastania skurczu od wysychania wielką rolę ogrywa grubość sprowadzona h_0 elementu, na rysunku 107 przedstawiono te zależności.

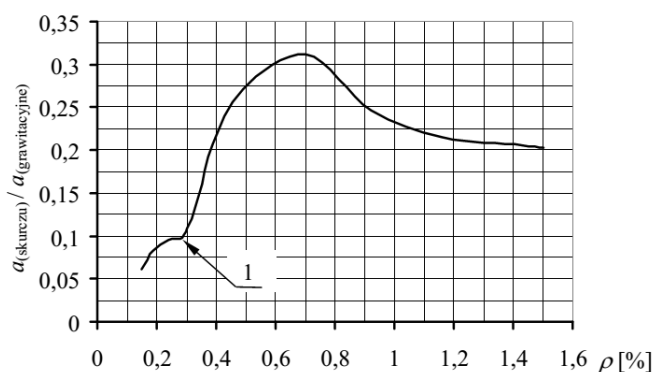
Widzimy, że w przypadku płyt bardzo cienkich ($h_0 = 150$ mm) po miesiącu następuje realizacja prawie 30% wartości skurczu docelowego, to w płytach o znacznej grubości ($h_0 = 450$ mm) w tym samym okresie wartość skurczu wynosi niespełna 7% wartości docelowej.

Tym niemniej, biorąc pod uwagę, że po okresie jednego miesiąca dla typowych stropów realizacja wartości odkształceń skurczowych wynosi ok. 20% wartości docelowej, a całkowite ugięcia od skurczu balansują w okolicach 20% ugięć od obciążeń grawitacyjnych, nie wydaje się celowym uwzględnianie przy liczeniu ugięć wpływu zmiany wilgotności konstrukcji na wartości ugięć wywołane skurczem. Należy, zdaniem autora, w tych przypadkach przyjąć wilgotność konstrukcji jak dla sytuacji docelowej.



Rys.107. Uwarunkowanie przebiegu narastania skurczu w funkcji zarówno przebiegu czasu jak i grubości sprowadzonej elementu h_0

Poniżej (rys. 108) przedstawiono dla orientacji dla płyty prostokątnej podpartej na obwodzie (C25/30) relacje ugięcia od skurczu do ugięcia od obciążeń grawitacyjnych w zależności od wymaganego stopnia zbrojenia, tym razem w sytuacji trwałej wilgotności $RH = 40\%$. Wartości określono dla zbrojenia wymaganego przez program.



Rys. 108. Stosunek ugięć od skurczu do ugięć od obciążeń grawitacyjnych w zależności od stopnia zbrojenia ρ dla wilgotności względnej $RH = 40\%$. (płyta krzyżowo zbrojona $l_x=6,0m$, $l_y = 7,2m$, $h=0,24m$), 1- punkt oddzielający płytę niezarysowaną od zarysowanej

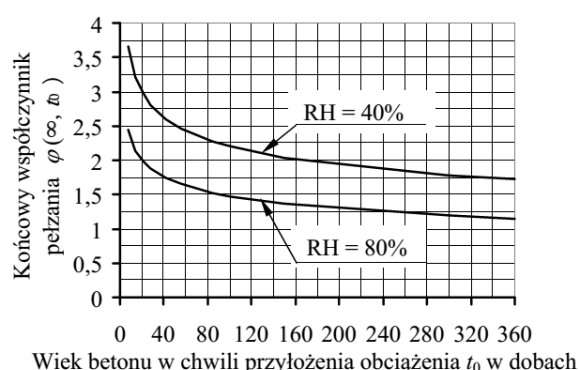
Widzimy, że stosunek ugięcia od skurczu do ugięcia od obciążeń grawitacyjnych silnie zależy od wymaganego stopnia zbrojenia wahając się w szerokich granicach, w szczególności przy niskich stopniach wymaganego zbrojenia.

Jeżeli, co ma zwykle miejsce zakładamy własny rozkład zbrojenia (pokrywający zwykle z nadmiarem zbrojenie wymagane programem), to spodziewać się należy w stosunku do wykazanych wartości: zmniejszenia ugięć od obciążeń grawitacyjnych przy jednoczesnym zwiększeniu ugięć od skurczu. W efekcie następuje wzrost stosunku ugięć od

skurczu do ugięć od obciążeń grawitacyjnych. W analizowanych przez autora przypadkach wzrost tego stosunku osiągnął nawet 40%.

9.2.2. Uwarunkowania pełzania.

Na wartości ugięć od obciążeń grawitacyjnych mają zasadnicze znaczenie procesy reologiczne zależne zarówno od wilgotności środowiska jak i momentu przyłożenia obciążenia. Jak silny jest wpływ na maksymalne wartości funkcji pełzania $\varphi(\infty, t_0)$, wilgotności środowiska RH (w %) i wieku betonu w chwili nałożenia obciążenia t_0 pokazuje rysunek 109.



Rys.109. Maksymalne wartości funkcji pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ w zależności od wilgotności środowiska RH (w %) i wieku betonu w chwili nałożenia obciążenia t_0 (wartości te określono dla płyty stropowej o grubości $h=0,24\text{m}$, która może wysychać obustronnie i jest wykonana z betonu C25/30)

Przykładowo, przyjmując, że konstrukcja przez cały okres eksploatacji przebywać będzie w środowisku wilgotnym (RH=80%) jeżeli obciążenie całkowite przyłożone zostanie w 20 dniu od betonowania otrzymamy końcowa wartość współczynnika pełzania $\varphi(\infty, 20) = 2,0$. Jeżeli obciążenie to zostanie przyłożone po 3 miesiącach otrzymamy wartość końcowego współczynnika pełzania $\varphi(\infty, 90) = 1,5$ czyli o 25% mniej. Jeszcze silniejszy wpływ na końcowa wartość pełzania ma zmiana wilgotności środowiska

Jak widać z powyższego dla otrzymania w miarę wiarygodnych wyników obliczenia ugięć należy uwzględnić zarówno historie przykładania obciążeń jak i historie zmian wilgotności środowiska.

9.3. Obliczanie ugięć w obiektach istniejących

9.3.1. Sprecyzowanie zagadnienia

Przy projektowaniu konstrukcji wymagamy obliczeniowego zapewnienia, że po 70 latach ugięcie nie przekroczy zaliczonych wartości.

Inaczej jest w przypadku konstrukcji istniejących. W tym przypadku wymagamy, aby **suma ugięć istniejących i przyrostu ugięć w czasie do 70 lat istnienia konstrukcji nie przekroczyła dopuszczalnych wartości, czyli:**

$$a_{\text{istn}} + \Delta a \leq a_{\text{lim}} \quad (108)$$

Tak więc **interesuje nas jedynie obliczenie przyrostu ugięć (Δa)** od czasu współczesnego do momentu, gdy konstrukcja osiągnie 70 lat swego istnienia.

Na marginesie należy wskazać, że jak pokazuje wieloletnie doświadczenie, jeżeli nie popełniono błędów w czasie realizacji konstrukcji, to obserwowane ugięcia są w większości przypadków znacznie mniejsze niż to wynika z rutynowych obliczeń. Należy jeszcze wziąć pod uwagę, że są sytuacje (dopuszczalne przez normę EC2) w których nie ma potrzeby sprawdzania ugięć. W przykładowej sytuacji, gdy mamy dla danego stropu sufit podwieszony i jednocześnie podniesioną podłogę, to wartości ugięć do momentu zainstalowania podłogi nie mają dla eksploatacji ustroju żadnego znaczenia. Istotne mogą być jedynie wartości przyrostów ugięć od momentu zamontowania podłogi i ścianek działowych.

9.3.2. Metodologia obliczania

Metodologia obliczania przyrostów ugięć jest w zasadzie elementarna jednak nieco żmudna. Trzeba bowiem zawsze pamiętać, że wzory na określenie sztywności przekroju a w konsekwencji ugięć długotrwałych **ujmują zawsze łącznie:**

- obciążenie doraźne danym obciążeniem
- odkształcenia reologiczne (pełzanie) pod danym obciążeniem narastające w czasie aż do czasu analizowanego wieku betonu t , oraz skurcz w czasie do analizowanego wieku betonu.

Tak więc przyrost ugięć z uwzględnieniem wpływów reologicznych $a(t_1, t_2)$ w interwale czasowym od wieku t_1 do wieku t_2 przy stałych wszystkich innych parametrach przekroju, obciążenia i środowiska (wilgotność, temperatura) będzie zawsze różnicą

a_2 = ugięcie liczone dla przyjętych parametrów w wieku od t_0 do t_2

a_1 = ugięcie liczone dla przyjętych (tych samych co wyżej) parametrów w wieku od t_0 do t_1

gdzie t_0 jest wiekiem betonu w chwili pierwszego obciążenia.

Stąd przyrost ugięć $\Delta a(t_1, t_2)$ w czasie od t_1 do t_2 można zapisać jako

$$\Delta a(t_1, t_2) = a_2(t_0, t_2) - a_1(t_0, t_1) \quad (109)$$

Wszystkie ugięcia liczymy jak dla obciążeń długotrwałych.

Powyższy wzór wyraża jedynie przyrost ugięć reologicznych przy stałej wartości obciążenia, eliminuje bowiem (przez różnicowanie) odkształcenia doraźne wywołane przyłożeniem obciążenia. Jeżeli więc w przedziale czasu od t_1 do t_2 ma działać inne obciążenie niż do momentu t_1 to doliczyć należy przyrost odkształceń doraźnych.

$$\Delta a_{\text{dor}}(t_1, t_1+) = a_{\text{dor}}(t_1+) - a_{\text{dor}}(t_1-) \quad (110)$$

gdzie: $a_{\text{dor}}(t_1+)$ = ugięcie od całości obciążenia w chwili t_1+

$a_{\text{dor}}(t_1-)$ = ugięcie od całości obciążenia w chwili t_1-

Różnicowanie ugięć doraźnych jest konieczne, bo nie mamy tu związku liniowego. Może się okazać, że w chwili (t_{1-}) mamy konstrukcję niezarysowaną, a w chwili dołożenia obciążenia w chwili (t_{1+}) konstrukcja będzie już pracowała jako zarysowana. Ale nawet, gdy w chwili (t_{1-}) konstrukcja była by zarysowana to zasięg tego zarysowania może być zupełnie inny niż w chwili (t_{1+})

Powyższy sposób uwzględnienia doraźnej części ugięć, jest pewnym oszacowaniem z niedomiarem. Przy tej analizie należy pamiętać, że często przejściowym obciążeniem stropu, choć o istotnym czasie trwania, są obciążenia od wykonywanych wyżej kondygnacji. Właśnie obciążeniami realizacyjnymi, w tym także od składowania materiałów można tłumaczyć zaskakujące niekiedy sytuacje, a mianowicie obserwowane także w fazie przed eksploatacyjnej;

- znaczne, ugięcia stropów przy minimalnych lub praktycznie braku zarysowań dolnej krawędzi stropów.
- bardzo liczne o małej rozwarłości zarysowania, wyraźnie pochodzenia siłowego, przy znikomych wartościach ugięć.

Wartości ugięć od skurczu w konstrukcjach zastanych, których wiek przekracza rok, można przyjąć, że odkształcenia od skurczu zostały zrealizowane.

10. Odporność pożarowa

10.1. Wprowadzenie

Analizowany obiekt powinien spełnić jakieś określone funkcje a w ślad za tym spełniać określone kryteria odporności pożarowej.

W poprzednich rozdziałach staraliśmy się określić maksymalną obliczeniową nośność omawianej konstrukcji. Tutaj z konieczności mając uprzednio ustaloną wartość maksymalnego obciążenia niszczącego w temperaturze pokojowej staramy się odpowiedzieć na pytanie, czy przyporządkowane określonemu obciążeniu niszczącemu obciążenie charakterystyczne spełnia w rozważanej konstrukcji wymaganą odporność przeciw pożarową..

Całe zagadnienie omówimy z konieczności w bardzo ograniczonym, sygnalizującym jedynie, zakresie odsyłając w razie potrzeby Czytelnika do norm [N5],[N7],[N11] oraz prac [31], [57].

Sprawdzając istniejący obiekt należy wyróżnić **strefy pożarowe**, które może stanowić budynek lub jego część oddzielona od innych budynków elementami oddzielenia pożarowego bądź też odpowiednimi pasami wolnego terenu. Strefa pożarowa zapobiega rozprzestrzenianiu się pożaru poza nią w odpowiednim czasie trwania pożaru [N7]. Jako część budynku traktuje się też jego kondygnacje, jeżeli klatki schodowe spełniają odpowiednie wymagania.

Ogólnie określa się [N7](1.5.1):

R – nośność ogniową (z fr. *Résistance*) – zdolność konstrukcji jako całości lub pojedynczego elementu do „*przejęcia określonych oddziaływań podczas odpowiedniego pożaru zgodnie z określonymi kryteriami*”. Kryterium nośności **R** uważa się za spełnione, gdy funkcja nośna elementu lub konstrukcji zostaje zachowana przez wymagany czas t oddziaływania odpowiedniego pożaru przy spełnieniu określonych normą kryteriów. Funkcja nośna powinna zostać zachowana przez cały czas trwania pożaru, włącznie z fazą zaniku, lub przez określony czas.

E – szczelność ogniowa (z fr. *Etanchéité*) – „zdolność oddzielającego elementu konstrukcji budowlanej, poddanej oddziaływaniu pożaru po jednej stronie, do zapobieżenia przedostaniu się płomieni i gorących gazów oraz do zapobiegania przed wystąpieniem płomieni na stronie nienagrzewanej”.

I – izolacyjność ogniowa (z fr. *Isolation*) – „zdolność oddzielającego elementu konstrukcji budowlanej, poddanej oddziaływaniu pożaru po jednej stronie, do ograniczenia wzrostu temperatury powierzchni nienagrzewanej poniżej określonych poziomów”. Przyjmuje się, [N11](2.1.3.) że *średni przyrost temperatury na całej nienagrzewanej powierzchni jest ograniczony do 140 K, a maksymalny przyrost temperatury w dowolnym punkcie tej powierzchni nie przekroczy 180 K w trakcie nagrzewania, aż do momentu, gdy wewnątrz strefy pożarowej zostanie osiągnięta maksymalna temperatura gazu.*

Z oczywistych względów zajmiemy się dalej, i to w ograniczonym zakresie, jedynie zagadnieniami nośności ogniowej.

10.2. Wymagania ogólne

Jak napisano w [N11] „*głównym celem ochrony przeciwpożarowej jest ograniczenie ryzyka pożaru z poszanowaniem jednostki i społeczeństwa, sąsiadującego mienia, a także, jeśli jest to wymagane, środowiska lub mienia bezpośrednio poddanego oddziaływaniu pożaru*”.

Obiekt budowlany musi zagwarantować, że w czasie pożaru:

- przez określony okres czasu wyrażony w minutach nośność konstrukcji będzie zabezpieczona,
- rozprzestrzenianie się ognia i dymu w ramach obiektu i na obiekty sąsiednie będzie ograniczone,
- przebywające wewnątrz obiektu osoby (mieszkańcy) będą mogli opuścić obiekt lub być uratowane w inny sposób,
- zagrożenie bezpieczeństwa ekip ratowniczych będzie ograniczone.

Wymagania te precyzuje w sposób bardzo obszerny Rozporządzenie Ministra Infrastruktury [N13].

Nie wchodząc w tym miejscu w szczegóły, będziemy się dalej posługiwać modelowym pojęciem tzw. pożaru obliczeniowego– standardowego, wykorzystującego **standardową krzywą temperatura–czas** rozwoju pożaru. Standardowa krzywa rozwoju pożaru obrazuje specyficzny rodzaj rozwoju pożaru przyjmowany zwykle do celów obliczeniowych. Istnieją też inne krzywe temperatura – czas : *krzywa węglowodorowa, krzywa zewnętrzna i krzywa powolnego nagrzewania* które tutaj nie będą uwzględniane. Przedstawione w [N11] metody i zalecenia odnoszą się w zasadzie do betonu zwykłego o klasie wytrzymałości nie wyższej niż C90/105 oraz do betonu lekkiego o klasie wytrzymałości nie wyższej niż LC55/60.

10.3. Obciążenia w sytuacji pożarowej

Mówiąc o sytuacji pożarowej trzeba mieć świadomość tego, że mamy zawsze do czynienia z sytuacją zastaną w chwili rozpoczęcia pożaru. Dotyczy to z jednej strony wytrzymałości materiałów a z drugiej obciążeń. Działające obciążenia odpowiadają jakiejś ich konfiguracji, jednemu zastanemu schematowi rozłożenia obciążeń zmiennych a nie wartościom wynikłym z obwiedni tych wartości, co jest zwykle podstawą wymiarowania zbrojenia. Stąd w chwili wybuchu pożaru w konstrukcji istnieją dodatkowe rezerwy nośności w stosunku do obliczeniowej nośności w warunkach temperatury pokojowej.

Pożar traktuje się jako sytuację wyjątkową [N5]. Zgodnie z tym, stwierdzeniem obciążenie elementu/konstrukcji powinno wynikać z podanej niżej kombinacji obciążeń.

Ogólnie obliczeniowy efekt oddziaływań wyraża się zgodnie z Polskimi Arkuszami Krajowymi do normy [N7] w sytuacji wyjątkowej wzorem:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1, i > 1 \quad (111)$$

gdzie

„+” – „należy uwzględnić w kombinacji z”

Σ- „łączny efekt”

$G_{k,j}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania stałego j

$Q_{k,1}$ – wartość charakterystyczna wiodącego obciążenia zmiennego

$Q_{k,i}$ – wartości charakterystyczne pozostałego obciążenia zmiennego

$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ współczynniki pobierane z [N5] tablica A.1.1.

Istotne jest zawarte w [N7](4.1.(4)) wskazanie, że „nie wymaga się, aby uwzględniano oddziaływania pośrednie od elementów przylegających, jeżeli wymagania bezpieczeństwa pożarowego dotyczą elementów w standardowych warunkach pożarowych”. Ponieważ dalej będziemy rozważać sytuacje pożarowe przy założeniu właśnie standardowych warunków pożarowych, tych dodatkowych wpływów nie będziemy uwzględniać.

Norma [N7] (4.3.2.(2)) dopuszcza w ramach zasad uproszczonych stosowanie współczynników redukcyjnych η_{fi} określonych jako stosunek wartości obliczeniowej w sytuacji pożarowej $E_{fi,d}$ do wartości obliczeniowej efektów oddziaływań według kombinacji podstawowej E_d czyli

$$\eta_{fi} = \frac{E_{fi,d}}{E_d} \quad (112)$$

10.4. Modele postępowania stosowane w analizie

Model konstrukcji przyjęty do obliczeń powinien odzwierciedlać oczekiwane właściwości użytkowe konstrukcji w warunkach pożarowych. Tego sprawdzenia należy dokonać dla odpowiedniego czasu oddziaływania pożaru.

Sprawdzając zabezpieczenie konstrukcji, można dokonać:

- **globalnej analizy modelu** całej konstrukcji, w której uwzględnia się pośrednie oddziaływania pożaru w całej konstrukcji. Należy wtedy uwzględnić także odpowiedni tryb zniszczenia zależny od temperatury, własności materiałowych oraz sztywności elementu, a także efekty termicznych rozszerzeń i deformacji (pośrednie oddziaływania pożaru);
- **analizy modelu części konstrukcji**, w której uwzględnia się pośrednie oddziaływania pożaru jedynie w wydzielonej części konstrukcji, ale nie uwzględnia się, zależnego od czasu, oddziaływania z innymi częściami konstrukcji. Wymaga się, aby poddawana analizie wydzielona część konstrukcji była określona na podstawie takich potencjalnych rozszerzeń i deformacji termicznych, których interakcję z innymi częściami konstrukcji można przybliżyć przez niezależne od czasu warunki

podparcia i warunki brzegowe w trakcie oddziaływania pożaru. Warunki brzegowe na podporach oraz siły i momenty na brzegach wydzielonej części konstrukcji, ustalone dla czasu $t = 0$, (momentu rozpoczęcia pożaru) przyjmuje się za niezmiennie przez cały czas oddziaływania pożaru.

- **analizy modeli wydzielonych elementów** rozpatrywanych jako elementy wyizolowane. Obliczając pojedynczy element konstrukcji na wpływy oddziaływań pożarowych, można jako uproszczenie, przyjąć efekty oddziaływań uzyskane na podstawie modelu konstrukcji analizowanego w temperaturze normalnej określone dla czasu $t=0$, i są przyjmowane za niezmiennie w trakcie działania pożaru..

W normie [N11] wymaga się uwzględnienia jedynie efektów deformacji termicznych powstałych w wyniku gradientów termicznych w przekroju poprzecznym, dopuszczając pominięcie efektów rozszerzeń termicznych osiowych lub powierzchniowych. Istotne jest stwierdzenie [N11], że „*dla weryfikacji wymagań standardowej odporności pożarowej jest wystarczająca analiza elementu*”. Dlatego też nasze dalsze rozważania ograniczymy do wyizolowanych elementów konstrukcji.

Według pracy [28] w stali zbrojeniowej podgrzanej do temperatury nieprzekraczającej 400°C nie powinno, po jej ochłodzeniu, ujawnić się zmniejszenie wartości granicy plastyczności. Można się spodziewać obniżenia granicy plastyczności stali o $5\div 15\%$ po ogrzaniu stali do temperatury $400\div 700^{\circ}\text{C}$. Większa degradacja wytrzymałości stali zbrojeniowej po ochłodzeniu może nastąpić wtedy, gdy temperatura ogrzania przekroczyła 700°C .

10.5. Sprawdzenie konstrukcji na warunki działania pożaru

Ogólnie w normie [N11](4.1.(10P)) dopuszczono stosowanie następujących metod projektowania, odniesionych tutaj do sprawdzania konstrukcji:

- postępowanie tabelaryczne wykorzystujące dane tabelaryczne lub wyniki badań,
- *uproszczone metody obliczeniowe w zastosowaniu do określonych typów elementów,*
- *zaawansowane metody obliczeniowe pozwalające na symulację zachowania się zarówno elementów konstrukcji, części konstrukcji, jak i całej konstrukcji.*

Wymaga się ponadto zabezpieczenia przed odpryskiwaniem betonu przez stosowanie odpowiednich środków zaradczych. Jeżeli środków tych się nie stosuje, należy brać pod uwagę wpływ odpryskiwania betonu na spełnienie wymagań zarówno wytrzymałościowych (**R**), jak i/lub szczelności (**E**). Dodatkowe informacje znaleźć można w [6], [27], [30], [31], [69].

10.5.1. Uproszczone metody obliczeń

Dopuszczono stosowanie uproszczonych metod sprawdzania przekroju poprzecznego elementu w celu wyznaczenia nośności granicznej nagrzewanego przekroju i porównania tej nośności z odpowiednią kombinacją oddziaływań.

W normie [N11] w załącznikach informacyjnych podano w szczególności alternatywne metody obliczania tym sposobem elementów zginanych i ściskanych. Metoda uproszczona w zastosowaniu do istniejących obiektów, pozwała na wykazanie rezerw w stosunku do metody tabelarycznej.

Przy sprawdzaniu belek i płyt metodę uproszczoną można stosować jedynie wtedy, gdy dominująca część obciążenia jest rozłożona równomiernie oraz gdy można wnosić że analizowane elementy były projektowane na standardowej analizie liniowej. W załączniku

informacyjnym normy [N11] podano alternatywne metody służące do obliczania nośności na zginanie i działanie sił osiowych

- „metodę izotermi 500°C”,
- „metodę strefową”.

Obydwie metody mogą uwzględniać efekty drugiego rzędu.

„Metodę izotermi 500°C” można stosować zarówno w przypadku pożaru standardowego, jak i parametrycznego. Warunki pożaru standardowego rozumie się jako działanie na konstrukcję nagrzewania zgodne ze standardową krzywą temperatura-czas. Natomiast warunki pożaru parametrycznego rozumie się jako działanie na konstrukcję temperatury, której przebieg został ustalony na podstawie modelu pożaru oraz właściwych parametrów fizycznych określających warunki w strefie pożaru.

Metodę „strefową” zaleca się stosować w odniesieniu do małych przekrojów i smukłych słupów, przy czym obowiązuje ona tylko dla pożarów standardowych. Szczegółowsze ustosunkowanie się do tych metod, tutaj nie omawianych, można znaleźć w [28], [29], [30], [31].

10.5.2. Zaawansowane metody obliczeń

Zaawansowane metody obliczeń mają za zadanie w miarę realistyczną analizę konstrukcji poddawanych oddziaływaniu pożaru. Powinny one wychodzić z fundamentalnych praw fizycznych, pozwalając na przewidywanie zachowania się odpowiedniego elementu konstrukcyjnego w warunkach pożaru. Metody zaawansowane powinny uwzględnić wszystkie potencjalne, niekorzystne mechanizmy zniszczenia – np. niewystarczającą zdolność obrotu, odpryskiwanie, miejscowe wyboczenie zbrojenia ściskanego, awarię w wyniku ścinania lub utratę przyczepności.

Jak widać, metody zaawansowane, ze względu na swoją złożoność, mogą mieć zastosowanie w szczególnych sytuacjach konstrukcyjnych – przy konfrontacji z wynikami badań, a także w celu rozstrzygnięcia sporów oraz przy weryfikacji prostszych metod. Metody te wymagają zaawansowanych programów obliczeniowych i doświadczenia w ich stosowaniu.

10.5.3. Metoda uproszczona sprawdzenia płyt i belek

Metodę „uproszczoną” można stosować w przypadku stwierdzenia mniejszych odległości osiowej a względem przyległej krawędzi niż tego się wymaga w normowej metodzie tabelarycznej. Jednakże minimalne wymiary przekroju poprzecznego (b_{\min} , b_w , h_s) i wszystkie inne zalecenia dotyczące tej metody powinny być dotrzymane.

Metody tej nie stosuje się do belek ciągłych o przekroju prostokątnym, których szerokość b_{\min} w obszarze ujemnych momentów jest mniejsza niż 200 mm, a wysokość h_s jest mniejsza niż $2b_{\min}$, gdzie b_{\min} jest wartością podaną w tablicy 5.

Tablica 5. Minimalna grubość belek b_{min} w strefie podporowej zależności od wymaganego okresu odporności pożarowej

Standardowa odporność ogniowa wyrażona minutach	R30	R60	R90	R120	R180	R240
b_{min} [mm]	200	300	400	500	600	700

10.5.3.1. Płyty i belki swobodnie podparte [N11] (E.2)

Dla sytuacji pożarowej wymaga się sprawdzenia warunku

$$(E.1) \quad M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (113)$$

We wzorze (113) wartość $M_{Ed,fi}$ jest maksymalnym momentem, przy projektowaniu ze względu na warunki pożarowe, wywołanym przez obciążenia $w_{Ed,fi}$ (kN/m) działające w warunkach pożarowych – głównie równomiernie rozłożone

$$(E.2) \quad M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 \quad (114)$$

gdzie l_{eff} jest efektywną długością płyty.

Wartość $M_{Rd,fi}$ jest nośnością na zginanie przy projektowaniu ze względu na warunki pożarowe, którą oblicza się z wyrażenia

$$(E.3) \quad M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_S}{\gamma_{S,fi}} k_s(\theta) M_{Ed} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}, \quad (115)$$

w którym

γ_S - częściowy współczynnik materiałowy dla stali (wg EC2 $\gamma_S = 1,15$)

$\gamma_{S,fi}$ - częściowy współczynnik materiałowy dla stali w warunkach pożaru (wg EC2 jak dla obciążeń wyjątkowych $\gamma_{S,fi} = 1,0$)

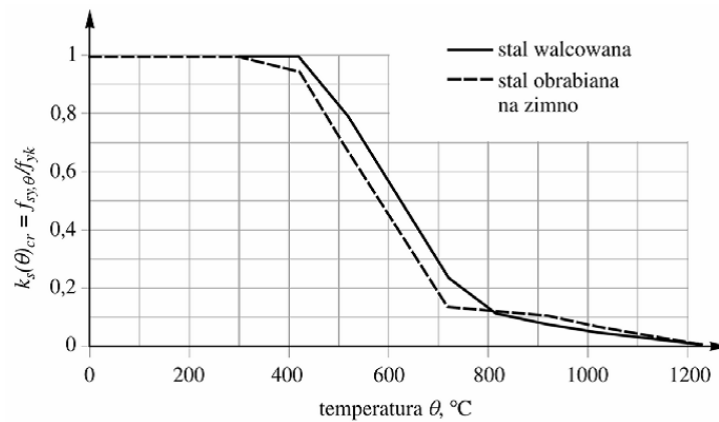
$k_s(\theta)$ - współczynnik redukcyjny wytrzymałości stali dla danej temperatury θ przy wymaganej odporności ogniowej.

M_{Ed} - moment obliczeniowy działający przy projektowaniu w temperaturze pokojowej (wg EC2)

$A_{s,prov}$ - rzeczywiste pole przekroju stali rozciąganej

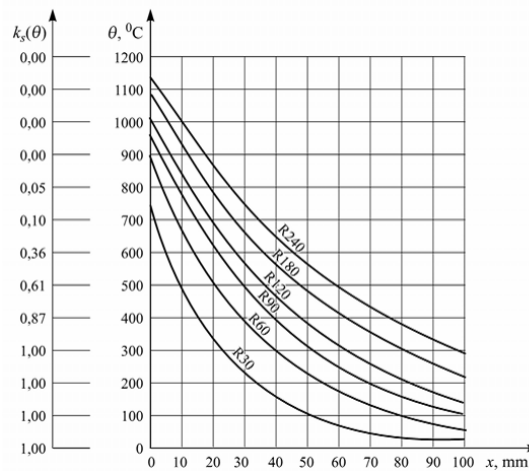
$A_{s,req}$ - pole przekroju stali rozciąganej, wymagane przy projektowaniu w temperaturze pokojowej przy czym wymaga się, aby $A_{s,prov} / A_{s,req} < 1,3$.

Współczynnik $k_s(\theta) = f_{sy,\theta} / f_{yk}$ można odczytać z wykresu 110 dla danej temperatury θ , którą ustala się w zależności od położenia zbrojenia (a) względem powierzchni ogrzanej i wymaganej klasy odporności ogniowej,



Rys.110 Zależności wytrzymałości stali zbrojeniowej od temperatury [N3.9]

Dla płyt i ścian jednostronnie podgrzewanych nomogram do określenia temperatury stali zbrojeniowej podano na rysunku. 3.20. Dla wybranych typów belek potrzebne wartości temperatur odczytać można z wykresów zamieszczonych w Załączniku A do normy [N11] Dla ułatwienia, na rysunku 111 naniesiono wprost wartości współczynnika $k_s(\theta)$ dla płyt.

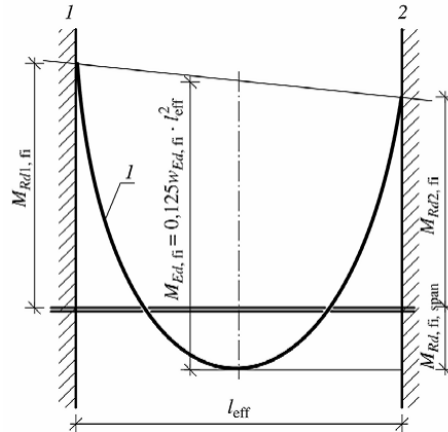


Rys. 111. Wartość temperatury oraz współczynnika $k_s(\theta)$ dla płyt (wysokość $h=200$ mm) dla R60 ÷ R240, x - odległość rozpatrywanego punktu od powierzchni nagrzewanej (w praktyce wartość a)

10.5.3.2. Płyty i belki ciągłe [N11] (E.3)

W elementach ciągłych w warunkach pożarowych wykorzystuje się redystrybucję momentów między przęsłami a podporami. Maksymalny moment obliczany jak dla elementu swobodnie podpartego w sytuacji pożarowej od działającego w tym czasie

obciążenia $w_{Ed,fi}$ powinien być przeniesiony zarówno przez przekrój przęsłowy elementu ciągłego, jak i jego przekroje podporowe. Powinny być spełnione warunki równowagi przedstawione na rysunku 112,



Rys.112. Warunki równowagi momentów w sytuacji pożarowej; I – wykres momentów od obciążenia równomiernie rozłożonego

na którym:

$M_{Ed,fi}$ – moment obliczamy jak dla elementu swobodnie podpartego od obciążeń działających w czasie pożaru (wg wzoru (114),

$M_{Rd,fi,Span}$ – nośność w przekroju przęsłowym, w którym w czasie pożaru występuje maksymalny moment, określona wzorem (115),

$M_{Rd1,fi}$, $M_{Rd2,fi}$ – momenty podporowe na podporze 1 i 2 w czasie działania pożaru.

Momenty $M_{Rd1,fi}$, $M_{Rd2,fi}$ można określić w przybliżeniu z wyrażenia

$$(E4) \quad M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_S}{\gamma_{S,fi}} M_{Ed} \frac{d-a}{d} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}, \quad (116)$$

w którym

γ_S , $\gamma_{S,fi}$, M_{Ed} , $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$ - zostały określone przy opisie wzoru 115,

d efektywna wysokość przekroju,

a - średnia wymagana dolna odległość osiowa podana niżej w tablicy 6.

Musi zachodzić $A_{s,prov} / A_{s,req} \leq 1,3$.

Tablica 6. Minimalna odległość a wkładek od dolnej powierzchni wymagana w metodzie tablicowej.

Standardowa odporność ogniowa wyrażona w minutach	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	REI 240
a_{\min} [mm]	10	20	30	40	55	65

Wzór (116) zachowuje swoją ważność jedynie w przypadku, gdy temperatura stali zbrojenia górnego nad podporami nie przekracza 350°C . W przypadku wystąpienia nad podporami wyższych temperatur wartość momentów podporowych $M_{Rd, fi}$ należy zredukować, mnożąc je przez współczynnik $k_s(\theta_{cr}) = f_{sy, \theta} / f_{yk}$ zgodnie z rysunkiem 110.

Niezależnie od spełnienia powyższych warunków, nad podporami, gdzie zastosowano zbrojenie o polu powierzchni przekroju poprzecznego wystarczającym do przejścia obliczeniowego obciążenia pożarowego, zbrojenie to, w celu umożliwienia wykorzystania obwiedni momentów zginających, powinno sięgać na wystarczającą odległość w stronę przęsła,

Długość zastosowanych prętów powinna sięgać poza podporę do odpowiedniego punktu określonego według rysunku 112 dodatkowo przesuniętego o dystans równy koniecznej długości zakotwienia $l_{bd, fi}$.

Obliczeniową długość zakotwienia $l_{bd, fi}$, wymaganą w warunkach pożarowych, obliczyć należy zgodnie z proponowanym w [N7] wyrażeniem

$$(E5) \quad l_{bd, fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s, fi}} \frac{\gamma_{c, fi}}{\gamma_c} l_{bd}, \quad (117)$$

gdzie wartość l_{bd} określa się według EC2.

Wprowadzając do wzoru 117 współczynniki γ zgodnie z EC2 otrzymamy

$$l_{bd, fi} = (1,15/1)(1,4/1,2) l_{bd} = 1,34 l_{bd}. \quad (118)$$

10.5.4. Uwagi dodatkowe

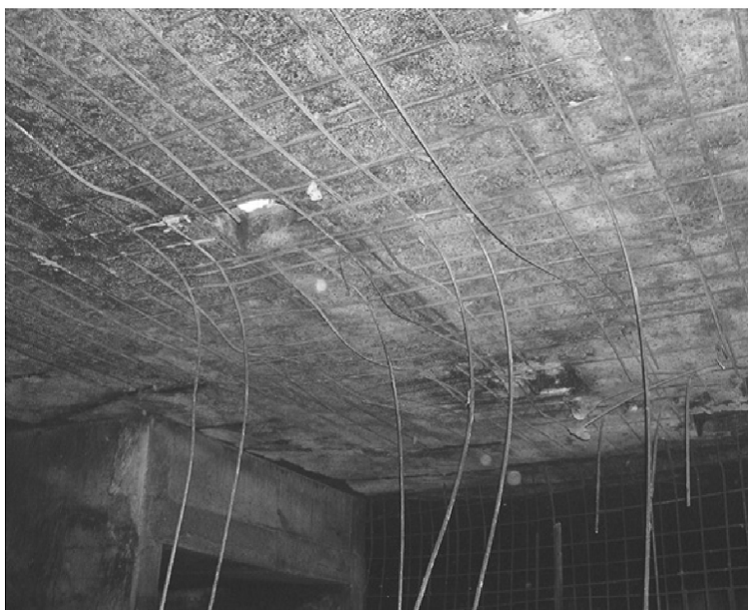
W podanych w normach sposobach zabezpieczenia przyjmuje się milcząco, że w czasie pożaru otulina istnieje i pełni swoje funkcje zarówno ochronne, jak i zapewniające współpracę stali zbrojeniowej z betonem. Działanie pożaru traktuje się jako proces, co prawda dynamiczny, ale charakteryzujący się przebiegiem funkcji gładkich zarówno wzrostu temperatury konstrukcji, jak i jej następnie wychładzania.

Powyższe założenia sprawdzają się w przeważającej liczbie sytuacji. Ujmuje się, co prawda zjawisko odpryskiwania betonu ale zazwyczaj traktuje się je jako defekty lokalne. Pozostaje jednak istotny odsetek przypadków, w których takie założenia się nie sprawdzają.

Zdarza się m.in. wtedy, gdy podczas pożaru woda, zastosowana w celach gaśniczych, zostaje skierowana bezpośrednio na rozgrzaną konstrukcję. W wyniku gwałtownego wychłodzenia warstwy powierzchniowej następuje oderwanie tej warstwy od części wewnętrznych. W zależności od sytuacji grubość warstwy oderwanej może mieć nawet kilka centymetrów grubości i sięgać pod wkładki zbrojeniowe, pozbawiając je całkowicie kontaktu z pozostałą częścią konstrukcji. Skierowanie wody na rozgrzaną konstrukcję może

być wymuszone sytuacją, na przykład wtedy, kiedy płonący materiał jest składowany bardzo wysoko lub gdy źródło ognia znajduje się za trudno usuwalną przeszkodą, a dojście do niego jest możliwe tylko pod sufitem.

Przykład efektów takiego gaszenia pożaru, który trwał jedynie 40 min (od jego wybuchu do całkowitego ugaszenia) i objął niewielką powierzchnię, przedstawia rysunek 113. Inne uwagi na temat efektów akcji gaszenia można znaleźć w [26].



Rys. 113. Widok stropu krzyżowo zbrojonego po trwającym 40 min pożarze

Trzeba rozważyć, czy te incydentalne sytuacje należy brać pod uwagę przy sprawdzaniu konstrukcji żelbetowych. **Żadne znane autorowi przepisy nie wymuszają uwzględnienia tych sytuacji.**

Autorskie zalecenia dla takich sytuacji podano w [57].

11. Obciążenia wyjątkowe

11.1. Wprowadzenie

O ile konstrukcja podlegać będzie zmianom sposobu eksploatacji względnie przebudowie, czyli jeżeli konieczny będzie projekt budowlany, to taka konstrukcja powinna spełniać warunki stawiane przez normę [N9] w sprawie zabezpieczenia przed możliwością wystąpienia katastrofy postępującej. Dotyczy to zarówno rozważenia możliwego wystąpienia dodatkowych obciążeń niszczących jak i spełnienia wymaganych warunków konstrukcyjnych.

Współcześnie wymaga się w sposób jednoznaczny, aby ustrój był zdolny do przeniesienia obciążeń wyjątkowych, takich jak: wybuch, uderzenie względnie splot zdarzeń wynikłych z ludzkich błędów i aby w wyniku tych zdarzeń **konstrukcja nie została uszkodzona w zakresie nieproporcjonalnym do początkowej przyczyny.**

Trzeba tu mieć świadomość, że o ile obiekty wzniesione w ostatnich latach mogą spełniać stawiane przez normę [N9] wymogi, to w stosunku do obiektów dawniej wzniesionych może zająć konieczność ich wzmocnienia z tego właśnie tytułu.

Zagadnienia zabezpieczenia przed katastrofą postępującą stanowią szeroką dziedzinę i w ramach tego wykładu z uwagi na obszerność nie da się ich omówić w sposób kompletny. Tak, że tutaj wskażę jedynie na pewne subiektywnie wybrane aspekty tego zagadnienia. Całościowe omówienie, znajdzie Czytelnik w razie potrzeby w [56].

11.2. Obciążenia

Obciążenia mogące wywołać katastrofę postępującą ograniczono w [N5] do

- wywołanych przez pojazdy i helikoptery (a także nie omawiane tutaj obciążenia wywołane ruchem kolejowym i ruchem statków);
- spowodowanych eksplozjami wewnętrznymi (w jednym pomieszczeniu nie uwzględniając wybuchów kaskadowych przenoszących się z jednego pomieszczenia na inne.;
- wywołanych miejscowym zniszczeniem od nieokreślonej przyczyny.

Jako swoistego rodzaju obciążenia w katastrofach postępujących traktować należy pożary a także defekty ustroju (zniszczenie elementu) spowodowane wadami materiałowymi, względnie błędami wykonawczymi lub projektowym

Zwraca uwagę fakt, że w przypadku lokalnego zniszczenia **ograniczono się [N5] do zniszczeń będących efektem ludzkiego błędu** (projektu, wykonania, nadzoru, użytkowania). **Z założenia nie rozpatruje się w zestawie Eurokodów sytuacji uszkodzenia obiektu przez celowe działanie.**

Obciążenia obliczeniowe wyjątkowe „ A_d ” wchodzi w skład **obliczeniowych kombinacji obciążeń wyjątkowych**, których wartość obliczeniową efektów oddziaływań E_d uwzględnia się jedynie wtedy, gdy mogą realnie wystąpić.

W takich sytuacjach rozważyć należy [N5](6.4.3.3.) każdorazowo kombinacje oddziaływań

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} P A_d (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (119)$$

Wyboru między $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ i $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ dokonuje się odpowiednio do miarodajnej sytuacji obliczeniowej, gdzie:

ψ_1 - współczynnik dla wartości częstej oddziaływania zmiennego ($\psi_1 \leq 1$) ([N5] - tab. A1.1)

ψ_2 - współczynnik dla wartości prawie stałej oddziaływania zmiennego ($\psi_2 \leq 1$) ([N5] - tab. A1.1)

P - miarodajna wartość reprezentatywna oddziaływania sprzężającego

Zalecono, na co warto zwrócić uwagę, aby kombinacje oddziaływań dla wyjątkowych sytuacji obliczeniowych dotyczyły [N5](6.4.3.3.(4)):

- albo **wylączenie oddziaływania wyjątkowego A_d ,**
- albo **sytuacji zaistniałej po wydarzeniu wyjątkowym ($A_d = 0$).**

11.3. Niezawodność obiektu budowlanego

Wyróżnia się ogólnie [N5](B3.1) **trzy klasy konsekwencji zniszczenia** obiektu:

niskie zagrożenie życia ludzkiego lub **małe lub nieznaczne** konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe (przykładowo budynki rolnicze, w których ludzie przebywają sporadycznie, szklarnie) – oznaczenia **CC1**;

przeciętne zagrożenie życia ludzkiego lub **znaczne** konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe (przykładowo budynki mieszkalne i biurowe, budynki użyteczności publicznej) – oznaczenia **CC2**;

wysokie zagrożenie życia ludzkiego lub **bardzo duże** konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe (przykładowo widownie teatralne, wysokie budynki mieszkalne, budynki użyteczności publicznej znacznych rozmiarów) – oznaczenia **CC3**;

Jako jeden ze sposobów praktycznego zróżnicowania klas niezawodności proponuje się [N5](B3.3) uzmiennienie współczynników obciążenia γ stosowanych w kombinacjach podstawowych lub stałych przez przemnożenie przez współczynnik K_{F1} . Wartość tego współczynnika ustalono na:

0,9 dla klasy **RC1**,

1,0 dla klasy **RC2** i

1,1, dla klasy **RC3**.

Współczynniki 0,9 i 1,1 powinny być stosowane jedynie w sytuacjach niekorzystnych. Współczynniki K_{F1} nie wchodzi w skład **obliczeniowych kombinacji obciążeń wyjątkowych**, ale **zwiększają lub zmniejszają rezerwy tkwiące w ustroju**.

11.4. Ogólne zasady sprawdzenia zabezpieczenia budowli przed skutkami obciążeń wyjątkowych

Zarówno w Eurokodzie 2 [N10] jak i dotychczasowej normie projektowania konstrukcji żelbetonowych [N4] wymaga się, aby oddziaływania wyjątkowe nie powodowały zniszczenia konstrukcji w zakresie nieproporcjonalnie dużym w stosunku do przyczyny. Zgodnie z [N5] wymaga się jednoznacznie, aby konstrukcje były projektowane z uwzględnieniem odpowiednich sytuacji wyjątkowych. Wyjątek stanowią konstrukcje, w których nie ma zagrożenia życia ludzkiego, a konsekwencje ich zniszczenia są ekonomicznie, społecznie i środowiskowo pomijalnie małe. W takich sytuacjach zawalenie się konstrukcji w wyniku oddziaływań wyjątkowych może być akceptowalne. **Wymaga to jednak uwzględnienia z inwestorem i władzami budowlanymi.**

We wszystkich innych przypadkach obiekt i jego części powinny być przygotowane na wystąpienie obciążeń wyjątkowych.

W analizie skutków wystąpienia takich obciążeń zastosowanie mają dwie podstawowe obliczeniowe strategii postępowania:

1. strategię bazującą na określeniu zdolności konstrukcji do przeniesienia określonych wartości oddziaływań wyjątkowych (np. siły uderzenia samochodu w słup, ciśnienia eksplozji),
2. strategię polegającą na wyznaczeniu obszaru zniszczenia miejscowego.

Warto podkreślić, że spełnienie niektórych z wymogów zawartych z normie [N9] nie zawsze jest możliwe do spełnienia nawet przy projektowaniu nowych ustrojów. Ustosunkowanie się do tych zagadnień podano w [56].

11.5. Wymagania formalne

Szerokie wymagania formalne zapewniające prawidłowe przenoszenie obciążeń wyjątkowych a dotyczące właściwego jej skonstruowania podane zostały w EC2 i [N9], Dotyczą one wymagań dotyczących sposobu prowadzenia zbrojenia, głębokości zakotwień wieńców poziomych i pionowych itp. Wszystkie te zalecenia powinny być kontrolowane przy ocenie zdolności konstrukcji do przenoszenia obciążeń wyjątkowych.

Bibliografia

- [1] Ajdukiewicz A., Starosolski W., *Żelbetowe ustroje płytowo – słupowe*. Arkady Warszawa 1981
- [2] Avak R., *Stahlbetonbau in Beispielen*, t. 2, Werner Verlag, 2005.
- [3] Berger F., *Modellversuche an Plattendecken und zylindrischen Shedshalen*. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik ETH, Zürich, 1961 nr. 36
- [4] Biegus A., *Podstawy projektowania i oddziaływania na konstrukcje budowlane*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2014
- [5] Borowiec Z., *Modyfikacja prętowego schematu statycznego płaskiej ramy krępej*. Inżynieria i Budownictwo, 1974, nr. 6, str. 278-282.
- [6] Chudoba K., *Projektowanie konstrukcji z betonu w warunkach pożarowych według eurokodów*. Podręcznik dla studentów wyższych szkół technicznych Wyd. Politechnika Krakowska, Kraków 2008.
- [7] Čajka R., *Betonové konstrukce a základy, Základové konstrukce* (wykład) TU Ostrava
- [8] Čírtek L., Zich M., *Betonové konstrukce I, Základové konstrukce*, Brno 2006
- [9] Dubinskij A. M., *Rasčet nesuščej sposobnosti železobetonnych plit i oboloček*, Budivel'nik, Kiev 1976.
- [10] Dubinskij A.M., Ovsepjan G.A., *Šatrovye paneli perekrytij*; Gosudarstvennoe Izdatel'vstvo Literaturny po stroitel'stvu i architecture USSR, Kiev 1962
- [11] Duddeck H., Berger F., Von Gunten H., *Praktische Berechnung der Pilzdecke ohne Stützenkopferstärkung (Flachdecke)*, Beton und Stahlbeton, 1963, nr. 3
- [12] FIB: *Design of post-tensioned slabs and foundations, Recommendations*, May 1998.
- [13] *Fundamenty, projektowanie i wykonawstwo*, Praca zbiorowa: kier. Zespołu autorskiego B. Rosiński, Arkady, Warszawa 1976.
- [14] *Fundamentowanie. Projektowanie i wykonawstwo*, Praca zbiorowa: t. 1 i 2, red. E. Dębicki, Arkady, Warszawa 1988.
- [15] Gorbunov-Possadov M.I., Malikova T.A., Solomin V.I., *Rasčet Konstrukcij na uprugom osnovanii*, Strojizdat, Moskva 1984.
- [16] Gryczmański M., *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntu*. Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 1995, s. 157.
- [17] Gryczmański M., *Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu*. XX Ogólnopolska Konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji” Wisła –Ustroń, 2005 tom 1 s.159-208
- [18] Gvozdev A.A., *Metod predel'nogo pasnovesija v primenenii k raščetu železobetonnych konstrukcij*, Inženernyj sbornik AN SSSR, t. V, wyd. 2, Moskva 1949.
- [19] Herzog M., *Tragfähigkeit dreiseitig eingespannter Rechteckplatten mit einem freien Rand unter Randbelastung*, Beton und Stahlbetonbau z9/2004 s.741-743
- [20] Huber M.T., *Stereomechanika techniczna (wytrzymałość materiałów)*. Część II, PZWS, Warszawa 1951.
- [21] Janas M., *Nośność graniczna płyt*, w: Szawczuk A., Janas M., König J.A.: *Analiza*

- plastyczna konstrukcji*, PAN-Ossolineum, Wrocław 1972, s. 59.
- [22] Kennedy G., Goodchild C.H., *Practical Yield Line Design*. Wyd. The Concrete Centre, 2004.
- [23] Kobiak J., Stachurski W., *Konstrukcje żelbetowe*, cz. II, wyd. 5 znowelizowane, Arkady, Warszawa 1987.
- [24] Kosecki M., *O układzie obliczeniowym fundament-podłoże uwzględniającym uplastycznienie gruntu*, Inżynieria i Budownictwo 1996, nr 5
- [25] Kosecki M., *Obliczanie fundamentów płytowo-palowych według założeń podłoża dwuparametrowego.*, Inżynieria i Budownictwo 2001, nr 12
- [26] Kosiorek M., *Ocena konstrukcji żelbetowych po pożarze*. XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy projektanta Konstrukcji Szczyrk 2006. tom 2 s.179 – 202.
- [27] Kosiorek M., Woźniak G., *Projektowanie elementów żelbetowych i murowych z uwagi na odporność ogniową.*, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki 409/2005, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2005
- [28] Kowalski R., *Bezpieczeństwo pożarowe konstrukcji żelbetowych z nowym ujęciu obliczeniowym*, Inżynieria i Budownictwo nr 12/2006 s.677-682.
- [29] Kowalski R., *Obliczeniowa ocena nośności zginanych elementów żelbetowych w sytuacji pożaru*. Prace naukowe Budownictwo z.149, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2008.
- [30] Kowalski R., *Zabezpieczenie pożarowe konstrukcji żelbetowych w „Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne: konstrukcje żelbetowe”*. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji – Szczyrk 2010, wyd. PZiTb O/Gliwice, Tom II s.183-232.
- [31] Kowalski R., *Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych*. PWN, 2019
- [32] Kuczyński W., *Konstrukcje żelbetowe. Kontynuacja teorii zginania żelbetu*. PWN, Warszawa 1971.
- [33] Lambe T., W., Whitman R., *Mechanika gruntów*, tom 2, Arkady Warszawa 1978 r.
- [34] Liszak V. I., Kireeva E.I., Taratuta M. G., *Issledowanija mnogopustotnyh plit perekrytij, opertych po trem storonam*, Beton i Żelezobeton nr 11/86 s.5-7.
- [35] Motak E.: *Inżynierskie modele obliczeniowe układu fundament – podłoże gruntowe*. Inżynieria i Budownictwo nr 2/1997 s 104-106.
- [36] Nilson A.H., Darwin D., Dolan Ch.W., *Design of concrete structures*, wyd. 13, McGraw-Hill Education, 2004.
- [37] Noakowski P., Ajdukiewicz A., *Structural Design of Large Foundation*, Budownictwo w energetyce, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2008.
- [38] Nürnbergrová T., Hájek J., *Rozvoj trhlin v doskách uložených na troch stranách*. Inženýrské Stavby 8-9/1987, s. 489–495.
- [39] Park R., *Yield-Line Design of Concrete Slabs with Free Edges*, N.Z. Eng., 21 (1960), nr 2, s. 63.
- [40] Park R., *Design of Reinforced Concrete Slabs by Yield-Line Theory*, N.Z. Eng., 18 (1963), nr 2, s. 56.
- [41] Park R., Gamble W. L., *Reinforced Concrete Slabs*, Wiley, New York 1980.
- [42] Park R., Gamble W.L., *Reinforced concrete slabs*, wyd. 2, John Wiley & Sons, New York 2000.
- [43] Perel'muter A. V., Slivker V. I., *Rasčetnyye modeli sooruzenij i vozmožnost' ich analiza*, Izdatel'stvo DMK, Moskwa 2007 s.596.
- [44] Popielski P., Stasiński J., *Zastosowanie pakietu hydro-geo w geotechnice i hydrotechnice, dokładności obliczeń numerycznych, analiza wsteczna*. XX Ogólnopolska konferencja „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji” Wisła –Ustroń, 2005, tom 1, s.235-259

- [45] Rawska-Skotniczy A., *Obciążenia termiczne w budynkach i budowlach przemysłowych według PN-EN 1991 -1-5*. Inżynieria i Budownictwo 2/2013 s.80- 84
- [46] Rawska-Skotniczy A., *Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według eurokodów*. PWN wyd.2 Warszawa 2018
- [47] Sawczuk A., Jaeger T., *Grenzträgfähigkeits – Theorie der Platten*, Springer, Berlin 1963.
- [48] Sawczuk A., Janas M., Zawidzki J., *Z zagadnień technicznej teorii nośności granicznej płyt o mieszanych warunkach brzegowych*, Rozprawy Inżynierskie
- [49] Scheich W., *Auflagertiefen und überstehende Endränder frei aufliegender Balken*, Beton und Stahlbetonbau, 1984, nr 5, s. 124.
- [50] Sobotka Z., *Nośność graniczna płyt*, Arkady, Warszawa 1975.
- [51] Starosolski W., *Wybrane zagadnienia komputerowego modelowania konstrukcji inżynierskich*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
- [52] Starosolski W., *Metody obliczania płyt fundamentowych, przyczynek w sprawie stosowanych metod obliczania płyt fundamentowych na podłożu sprężystym*. Geoinżynieria, Drogi, Mosty, Tunele, nr 3 (18) /2008 s.26-28,30, 32-33.
- [53] Starosolski W., *Projektowanie płytowo-słupowych ustrojów i fundamentów, żelbetowych i sprężonych wspomaganie komputerowo. Kształtowanie, obliczanie, wymiarowanie zbrojenia – materiały szkoleniowe – wersja 10*. PRO-SOFT, Gliwice. 2010. –
- [54] Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych* , Tom 5, wyd.1, PWN – Warszawa, : 2016
- [55] Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych* ,, Tom 2, wyd.16, PWN – Warszawa, : 2019
- [56] Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe tom 6* wyd. 1. PWN, W-wa 2019,
- [57] Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych*. Tom 1, Wyd.18, PWN Warszawa 2022.
- [58] Starosolski W., *Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich, Wybrane zagadnienia*, wyd.VI, Tom 1 i 2, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2022
- [59] Szkwarek J., *Współpraca dwóch żelbetowych płyt prostokątnych połączonych przegubem cylindrycznym w świetle teorii nośności granicznej*, Inżynieria i Budownictwo, 1972, nr 10, s.426.
- [60] Tichý M., Rákosnik J., *Obliczanie ramowych konstrukcji żelbetowych z uwzględnieniem odkształceń plastycznych*, Arkady, Warszawa 1971.
- [61] Truty A., *Modelowanie komputerowe w zagadnieniach geotechniczno – budowlanych. XXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji” Wisła 2009*, tom III s.281-312
- [62] Ulickij I.I. i in.: *Żelzobetonnye konstrukcji (rasčet i konstruirowanie)*, wyd. 3, Budivel'nik, Kiev 1972.
- [63] Urbański A., Truty A., *Współczesne możliwości modelowania komputerowego w zagadnieniach geotechniczno – budowlanych. XX Ogólnopolska konferencja „Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji” Wisła –Ustroń, 2005 tom 1 s.209-234*.
- [64] Wieczorek M., *Verification of the Assumptions of 2D a Model Slab-Column Connection with the Solid Model 3D*, Międzynarodna konferencja 70 rokov SvF STU, 4. - 5. december 2008, Bratislava, Slovensko
- [65] Wieczorek M., *Wpływ uproszczonego podziału elementami skończonymi strefy połączenia płyta-słup na wartości sił wewnętrznych w modelu numerycznym*, Zeszyty naukowe politechniki śląskiej, seria: Budownictwo z . Gliwice 2009
- [66] Wiłun Z., *Zarys geotechniki*, wydanie trzecie poprawione i uzupełnione., Wydawnictwa Komunikacji i Łączności Warszawa 1987 r.
- [67] Wojewódzki W., *Nośność graniczne płyt*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1995.

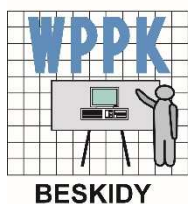
- [68] Woliński Sz., *Opis i analiza zjawiska zmęczenia konstrukcji z betonu w normach projektowania*, Inżynieria i Budownictwo, nr 8, 1998, s. 418–422.
- [69] Woźniak G., Turkowski P., *Projektowanie konstrukcji z betonu z uwagi na warunki pożarowe*. Instytut Techniki budowlanej 2019

Normy

- [N1] BS 8110:Part 1:1997 – *British Standard, Structural use of concrete, Part 1. Code of practice for design and construction*
- [N2] PN-76/B-03264 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie* (wycofana)
- [N3] PN-81/B-03020 – *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*. (wycofana)
- [N4] PN-B-03264:2002 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*. (wycofana)
- [N5] PN-EN 1990:2004/NA:2010/A1:2008/AC:2010/Ap1:2004/Ap2:2010 Eurokod: *Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [N6] PN-EN 1991-1-1:2004/NA:2010/AC:2009/Ap1:2010/Ap2:2011 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*.
- [N7] PN-EN 1991-1-2:2008/ Ap1:2010/NA:2010/AC:2013-07/ Ap2:2014-12, Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*.
- [N8] PN-EN 1991-1-5:2005/NA:2010/AC:2009/Ap1:2010 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-5: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania termiczne*.
- [N9] PN-EN 1991-1-7:2008/NA:2010/NA:2015-02/AC:2010/Ap1:2010/Ap2:2014-12/A1:2014-07(org) Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-7: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wyjątkowe*.
- [N10] PN-EN 1992-1-1: 2008 Eurokod 2. *Podstawy projektowania konstrukcji. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*
- [N11] PN-EN 1992-1-2:2008/AC:2008/ Ap1:2010. Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2: Zasady ogólne – Projektowanie na warunki pożarowe*
- [N12] PN-EN 1997-1:2008, Eurokod 7, *Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady ogólne*
- [N13] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn.12 kwietnia 2002r (z późniejszymi zmianami) *W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* (tekst jednolity z dn. 01.01.2018

Materiały firmowe

- [M1] Grajek K. *ABC –Płyta, Opis programu*, PROSOFT, Gliwice
- [M2] Grajek K. *ABC –Tarcza, Opis programu*, PROSOFT, Gliwice
- [M3] Grajek K. *ABC –Rama 3D, Opis programu*, PROSOFT, Gliwice
- [M4] Grajek K. *ABC –Obiekt 3D Opis programu*, PROSOFT, Gliwice



Michał GOLDYN*

INŻYNIERSKIE METODY OBLICZEŃ WZMOCNIEŃ KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

1. Wprowadzenie

W pracy przedstawione zostaną wybrane, inżynierskie metody projektowania wzmocnień elementów żelbetowych. Ponieważ nie sposób jest uwzględnić wszystkich przypadków autor ograniczył się do przedstawienia jedynie wybranych rozwiązań. Rozważania zostały zilustrowane przykładami obliczeniowymi, które pozwolą prześledzić specyfikę projektowania wzmocnień i różnice względem sytuacji, w których rozpatrywane są nowe konstrukcje. W niniejszym opracowaniu nie zamieszczono szczegółowych informacji dotyczących aspektów technicznych realizacji proponowanych technik wzmocnienia – te wiadomości zainteresowani Czytelnicy znajdą w rozdziale autorstwa prof. Tadeusza Urbana pt. „*Wzmacnianie konstrukcji metodami tradycyjnymi*”, z którym niniejsze opracowanie łączy się tematycznie.

Potrzeba wzmocnienia istniejącej konstrukcji może być spowodowana różnymi czynnikami do których zalicza się:

- zmianę sposobu użytkowania, wiążącą się ze wzrostem obciążeń stałych i zmiennych,
- uszkodzenia spowodowane eksploatacją konstrukcji w środowisku szkodliwym,

* dr inż., Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego, michal.goldyn@p.lodz.pl

- utratę przez materiały konstrukcyjne początkowych właściwości fizyczno-wytrzymałościowych wskutek wieloletniej eksploatacji (po osiągnięciu zakładanego projektowanego okresu użytkowania związanego z klasą konstrukcji),
- zniszczenie lub uszkodzenie konstrukcji wskutek obciążeń lub oddziaływań wyjątkowych jak na przykład pożar czy też uderzenie pojazdu lub wybuch gazu,
- błędy popełnione w trakcie wykonywania konstrukcji skutkujące na przykład nieprawidłowym rozmieszczeniem zbrojenia lub uzyskaniem stwardniałego betonu o niedostatecznej wytrzymałości,
- błędy projektowe wynikające z pomyłek popełnionych na etapie obliczeń lub przygotowywania dokumentacji rysunkowej.

Żelbet jest materiałem „wyróżniającym” i najczęściej dopiero połączenie kilku z wymienionych wcześniej czynników prowadzi do nieodwracalnej katastrofy. Niekiedy skala uszkodzeń lub następstw błędów jest tak duża, że jedynym racjonalnym ekonomicznie rozwiązaniem jest wyburzenie istniejącej konstrukcji i wykonanie nowej. Zazwyczaj jednak konstrukcję można skutecznie wzmocnić i przywrócić ją do użytkowania.

Przystępując do działania należy kierować się starożytną maksymą „po pierwsze nie szkodzić”. Projektowane wzmocnienie powinno zatem w jak najmniejszym stopniu ingerować w istniejącą konstrukcję, by nie zagrażać jej bezpieczeństwu. Wzmacnianie polegające na uzupełnieniu zbrojenia i reprofilacji elementu wymaga z reguły usunięcia otuliny i odsłonięcia istniejącego zbrojenia. Działanie to można bezpiecznie zrealizować w strefach rozciąganych, gdyż otulina nie ma większego wpływu na nośność (poza strefami zakładów prętów) – choć jest istotna z punktu widzenia aspektów użytkowych, gdyż wpływa na sztywność elementu. W przypadku stref ściskanych usunięcie otuliny będzie natomiast wiązało się z obniżeniem nośności wskutek zmniejszenia przekroju betonu i ograniczenia ramienia sił wewnętrznych. Sytuacja taka powinna być zatem uwzględniona w obliczeniach sprawdzających, gdy ingerencja w strukturę betonu w konstrukcji jest znaczna (na przykład konieczne jest usunięcie zdegradowanego betonu).

Projektując wzmocnienie konstrukcji żelbetowych należy mieć na uwadze także siły i deformacje elementów, jakie będą występowały na etapie realizacji prac. Mogą one prowadzić do obniżenia efektywności wzmocnienia, na przykład opóźniając moment włączenia się go do współpracy. Kolejnym istotnym aspektem jest zapewnienie odpowiedniego połączenia pomiędzy „starym” (istniejącym) a „nowym” betonem, dlatego też należy dążyć do zapewnienia kompatybilności materiałów pod względem odkształcalności i wytrzymałości. W celu przeciwdziałania odspojeniu elementów stanowiących wzmocnienie, konieczne jest zaprojektowanie dodatkowych elementów kotwiących w formie zbrojenia zespalającego czy też kotew wklejanych

Wszystkie wymienione aspekty wskazują wyraźnie na potrzebę nieco innego podejścia w przypadku analizy i projektowania wzmocnień konstrukcji już istniejących. W dalszej części pracy omówione zostaną procedury normowe, które dotyczą analizy istniejących elementów konstrukcyjnych. Przedstawione zostaną również wybrane metody projektowania wzmocnień płyt, belek, krótkich wsporników i słupów.

2. Stosowanie procedur normowych do oceny istniejących konstrukcji

W rozdziale przedstawiono różnice w sposobie obliczania konstrukcji projektowanych i istniejących, jakie wynikają z zapisów europejskich procedur normowych. Wskazano zalecenia obowiązującego Eurokodu 2 (PN-EN 1992-1-1 [N14]) odnoszące się od ustalania częściowych współczynników bezpieczeństwa. Przedstawiono również zasady, jakie

wprowadzone zostaną w nowym wydaniu normy (prEN 1992-1-1 [N17]), dotyczące analizy konstrukcji istniejących.

2.1. Ocena istniejących konstrukcji w świetle PN-EN 1992-1-1

Obowiązująca norma dotycząca konstrukcji żelbetowych PN-EN 1992-1-1 [N14] nie różnicuje zasad postępowania w przypadku projektowania nowych jak również oceny istniejących konstrukcji. Przewiduje natomiast kilka sytuacji, w których możliwa jest zmiana częściowych współczynników bezpieczeństwa odnoszących się do stali zbrojeniowej i betonu. Informacje na ten temat zamieszczone są w Załączniku A (informacyjnym), w którym zauważa się [**punkt A.1 (1)**], że *częściowe współczynniki materiałów podane w 2.4.2.4 odpowiadają odchyłkom geometrycznym klasy 1 według ENV 13670-1 oraz normalnemu poziomowi wykonania i kontroli (np. klasa kontroli 2 według ENV 13670-1)*.

Zgodnie z PN-EN 13670:2011 [N8] klasa tolerancji 1 przyjmowana jest jako podstawowa i obejmuje odchyłki normalne. Klasa 2 obejmuje ograniczone tolerancje wykonawcze i dotyczy sytuacji, gdy prowadzona jest zaostrzona kontrola wykonania konstrukcji. Klasy wykonania (od 1 do 3) odpowiadają dokładności wykonania konstrukcji i warunkują działania związane z kontrolą materiałów i wyrobów, nadzorem wykonawstwa, czy zakresem i dokumentacją kontroli – patrz Tablica 1. (*Tablica 3 PN-EN 13670:2011*)

Tablica 1. Wymagania dotyczące kontroli prac według PN-EN 13670:2011 [N8]
Tablica 3. Rodzaj i dokumentacja kontroli

	Klasa wykonania		
	1	2	3
1	2	3	4
Rodzaj kontroli	kontrola wizualna i pomiary wybiórcze	kontrola wizualna elementów i regularne kontrole robót	kontrola wizualna, szczegółowa kontrola wszystkich robót istotnych dla nośności i trwałości konstrukcji
Strona odpowiedzialna za kontrolę	samokontrola	samokontrola kontrola zgodnie z procedurami wykonawcy możliwe dodatkowe wymagania zgodnie ze specyfikacją wykonawczą	samokontrola kontrola zgodnie z procedurami wykonawcy dodatkowe wymagania zgodnie ze specyfikacją wykonawczą
Zakres	wszystkie prace	oprócz samokontroli regularne kontrole robót	
Raport z kontroli	niewymagany	wymagany	
Rys. powykonawcze	niewymagane	zgodnie ze specyfikacją wykonawczą	

Zmiany wynikające z kontroli jakości i zmniejszenia odchyłek wykonawczych (p. A.2.1 [N14])

Jeżeli w trakcie wykonywania konstrukcji stosowana jest kontrola, która zapewni, że niekorzystne odchyłki wymiarów przekrojów znajdują się w granicach odchyłek podanych w Tabelicy 2 (*Tablica A.1 PN-EN 1992-1-1*), wówczas częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do zbrojenia można zredukować do wartości $\gamma_{s,red1} = 1,10$. Jeżeli dodatkowo współczynnik zmienności wytrzymałości betonu nie przekracza 10 %, wówczas częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do betonu można zredukować do wartości $\gamma_{c,red1} = 1,35$.

Zmiany wynikające ze stosowania w projekcie zmniejszonych lub pomierzonych danych geometrycznych (p. A.2.2 [N14])

Jeżeli nośność jest określana na podstawie kluczowych parametrów geometrycznych takich jak na przykład wysokość użyteczna, pomniejszonych o odpowiednie odchyłki (p. A.2.2 *PN-EN 1992-1-1*), wskazane w Tabelicy 2 (*Tablica A.1 PN-EN 1992-1-1*) i na rys. 1, lub pomierzonych w wykonanej konstrukcji, wówczas częściowe współczynniki bezpieczeństwa można zmniejszyć do poziomu $\gamma_{s,red2} = 1,05$ i $\gamma_{c,red1} = 1,35$, jeżeli współczynnik zmienności wytrzymałości betonu nie przekracza 10 %.

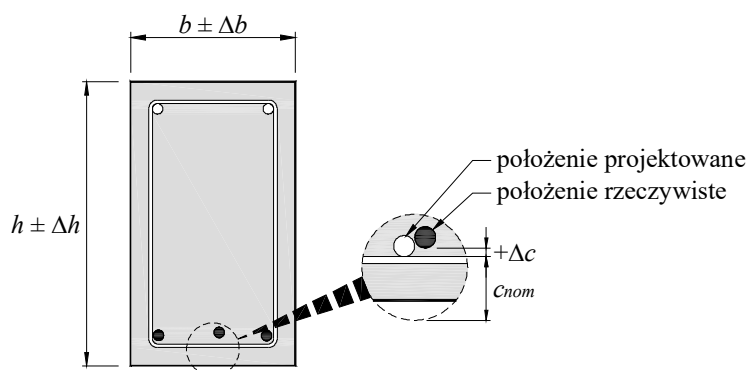
Tablica 2. Zmniejszone odchyłki wykonawcze według PN-EN 1992-1-1 [N14]

Tablica A.1. Zmniejszone odchyłki

Wymiar h lub b [mm]	Odchyłka wymiaru	
	Przekroju poprzecznego Δb lub Δh [mm]	Usytuowania zbrojenia Δc [mm]
1	2	3
≤ 150	± 5	± 5
400	± 10	± 10
≥ 2500	± 30	± 20

Uwagi:

- w przypadku wartości pośrednich można stosować interpolację liniową
- odchyłka zbrojenia odnosi się do średniej wartości pomierzonej dla prętów w przekroju poprzecznym



Rys.1. Definicja odchyłek charakterystycznych wymiarów elementu

Zmiany wynikające z oceny wytrzymałości betonu w konstrukcji (p. A.2.3 [N14])

Jeżeli wytrzymałość betonu określana jest na podstawie badań in situ w wykonanej konstrukcji lub elemencie, zgodnie z normą PN-EN 13791:2019 [N10], wówczas częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_c można zmniejszyć mnożąc go przez współczynnik konwersji $\eta = 0,85$, jednak minimalna wartość współczynnika końcowego, będącego wynikiem wszystkich zmniejszeń nie może być mniejsza niż $\gamma_{c,red1} = 1,30$.

W przypadku analizy istniejących konstrukcji, gdy dokonuje się bezpośredniej oceny właściwości wytrzymałościowych wbudowanych materiałów jak również wykonuje się pomiary kształtu elementów konstrukcyjnych i dokładnie lokalizuje się umieszczone w nich zbrojenie, zachodzą przesłanki do stosowania obniżonych wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa $\gamma_{red,i}$, zgodnie z Tablicą 3.

Tablica 3. Obniżone częściowe współczynniki bezpieczeństwa odnoszące się do stali zbrojeniowej i betonu

Opis	Współczynnik	
	Stal zbrojeniowa γ_s	Beton γ_c
1	2	3
Projektowanie nowej konstrukcji (trwała i przejściowa sytuacja obliczeniowa)	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_c = 1,40$
Zapewniono kontrolę wykonywania prac, która pozwoliła na ograniczenie niekorzystnych odchyłek geometrycznych do wartości wynikających z Tablicy 2	$\gamma_{s,red1} = 1,10$	$\gamma_{c,red1} = 1,35^1$
W obliczeniach uwzględniono odchyłki wykonawcze określone w Tablicy 2 lub przyjęto rzeczywiste wymiary pomierzone w konstrukcji	$\gamma_{s,red2} = 1,05$	$\gamma_{c,red2} = 1,45$ $\gamma_{c,red3} = 1,35^1$
Dokonano oceny wytrzymałości betonu w konstrukcji zgodnie z zasadami PN-EN 13791:2019 [N10]	–	$0,85 \cdot \gamma_c$ lecz nie mniej niż $\gamma_{c,red4} = 1,3$
¹ zmniejszony współczynnik można stosować jedynie w przypadku wykazania, że współczynnik zmienności charakteryzujący wytrzymałość betonu nie przekracza 10%		

2.2. Ocena istniejących konstrukcji w świetle prEN 1992-1-1

Autorzy nowego wydania Eurokodu 2 (prEN 1992-1-1:2021 [N17]) postanowili przygotować opracowanie znacznie bardziej obszerne i kompleksowe względem obowiązującej normy europejskiej PN-EN 1992-1-1:2004 [N14]. Ocenie istniejących konstrukcji poświęcony został Załącznik I (*Annex I – Assessment of Existing Structures*), mający status załącznika informacyjnego. Uzupełnia on zawarte w Eurokodzie 2 postanowienia dotyczące projektowania konstrukcji z betonu zwykłego, zbrojonego i sprężonego o zalecenia dotyczące oceny istniejących konstrukcji, które są modernizowane, rozbudowywane lub wzmocniane.

Załącznik ten ujmuje dodatkowe zasady dotyczące:

- materiałów stosowanych w konstrukcji,
- oceny elementów, które nie spełniają warunków konstrukcyjnych wymaganych w przypadku elementów nowoprojektowanych,
- zakotwienia prętów gładkich,
- oceny uszkodzeń i ich wpływu na istniejące konstrukcje.

Dużą uwagę poświęca się określaniu właściwości wytrzymałościowych materiałów i częściowych współczynników bezpieczeństwa w sytuacji, gdy odpowiednie cechy materiałów określane są na drodze badań próbek pobranych z konstrukcji.

Współczynniki częściowe odnoszące się do materiałów

Podstawowe współczynniki bezpieczeństwa, stosowane w przypadku projektowania konstrukcji, mogą zostać zmodyfikowane zgodnie z zasadami podanymi w Załączniku A normy [N17]. W tym celu uwzględnia się wartości średnie i współczynniki zmienności charakteryzujące daną grupę wyników. W przypadku betonu pobranego z konstrukcji takiej modyfikacji można dokonać jedynie w sytuacji, gdy współczynnik zmienności opisujący wytrzymałość na ściskanie określoną na próbkach rdzeniowych $V_{fc, is}$ nie przekracza wartości granicznej $V_{fc, is, lim}$, ujętej w Tabelcy 4 (*Tablica I.1 prEN 1992-1-1:2021*)

Tablica 4. Wartość współczynnika $V_{fc, is, lim}$ w zależności od liczby próbek n
Tablica I.1 — Values of $V_{fc, is, lim}$ as function of the number of sample n

Liczba próbek n	8	10	12	16	20	30	∞
1	2	3	4	5	6	7	8
$V_{fc, is, lim}$	0,13	0,15	0,17	0,20	0,21	0,23	0,29

W przypadku dodatkowej kontroli wykonania konstrukcji, stosowania parametrów geometrycznych wynikających z pomiarów in situ lub też uwzględniania w obliczeniach właściwości wytrzymałościowych ustalonych na podstawie badań materiałów pobranych z konstrukcji, prenorma prEN 1992-1-1:2021 [N17] dopuszcza zmniejszenie częściowych współczynników bezpieczeństwa. Wartości te mogą zostać zmodyfikowane zgodnie z metodologią przedstawioną w Załączniku A (normatywnym). W Tabelcy 5 zestawiono zalecenie wartości do stosowania w odniesieniu do trwałych i przejściowych sytuacji obliczeniowych

Tablica 5. Obniżone częściowe współczynniki bezpieczeństwa według prEN 1992-1-1 [N17]

Opis przypadku	Współczynnik		
	Stal zbroj. γ_s	Beton γ_c	Ścinanie γ_v
1	2	3	4
Projektowanie nowej konstrukcji	1,15	1,50	1,40
Zapewniono kontrolę odchyłek wykonania konstrukcji zgodnie z klasą 2 PN-EN 13670	1,03	1,48	1,33

cd. Tablicy 5. Obniżone częściowe współczynniki bezpieczeństwa według prEN 1992-1-1 [N17]

Opis przypadku	Współczynnik		
	Stal zbroj. γ_s	Beton γ_c	Ścinanie γ_v
1	2	3	4
Nośność określana przy założeniu pomierzonych wymiarów charakterystycznych (takich jak wysokość użyteczna czy pole przekroju poprzecznego), które charakteryzują się współczynnikiem zmienności na poziomie $V = 0,015$ (1,5%) i błędem statystycznym $\mu = 1,0$	1,04	1,48	1,29
Nośność określana jest przy założeniu obliczeniowej wysokości użytecznej, opisanej zależnością (2)	1,03	–	2,19
Wytrzymałość betonu określona na podstawie badań in situ według rozdz. 8 EN 13791:2019	–	Równ. (1)	–

Jeżeli właściwości wytrzymałościowe są określane na podstawie badań betonu w konstrukcji, wówczas w obliczeniach można przyjmować zmodyfikowany częściowy współczynnik bezpieczeństwa, określony następująco

$$\gamma_c = \frac{e^{\alpha_R \cdot \beta_{Igt} \cdot V_{RC}}}{\mu_{RC}}, \quad (1)$$

gdzie:

α_R – współczynnik wrażliwości powiązany z nośnością, równy 0,8,
 β_{Igt} – współczynnik niezawodności dla okresu powrotu równego 50 lat, równy 3,8 w przypadku trwałej i przejściowej sytuacji obliczeniowej,

V_{RC} – współczynnik zmienności równy

$$V_{RC} = \sqrt{V_{f_c, is, corr}^2 + V_{A_c}^2 + V_{\theta_c}^2},$$

V_{A_c} – współczynnik zmienności związany z polem przekroju betonu, równy 0,040 według Tablicy A.2 [N17],

V_{θ_c} – współczynnik zmienności związany z niepewności modelu, równy 0,060 według Tablicy A.2 [N17],

$V_{f_c, is, corr}$ – skorygowany współczynnik zmienności opisujący wyniki badań betonu in situ, równy

$$V_{f_c, is, corr} = \frac{k_{d, n}}{\alpha_R \cdot \beta_{Igt}} V_{f_c, is},$$

$V_{f_c, is}$ – współczynnik zmienności opisujący wytrzymałość na ściskanie oznaczoną na rdzeniach pobranych z konstrukcji (według EN 13791) lecz nie mniej niż 0,08,

μ_{RC} – błąd statystyczny równy

$$\mu_{RC} = \mu_{fc, is} \cdot \mu_{Ac} \cdot \mu_{\theta c}$$

μ_{Ac} – błąd statystyczny związany z polem przekroju betonu, równy 1,00 według Tablicy A.2 [N17],

$\mu_{\theta c}$ – błąd statystyczny związany z niepewności modelu, równy 1,02 według Tablicy A.2 [N17],

$\mu_{fc, is}$ – błąd statystyczny określający wytrzymałość na ściskanie oznaczoną na rdzeniach pobranych z konstrukcji

$$\mu_{fc, is} = e^{k_n \cdot V_{fc, is}}$$

k_n – współczynnik zależny od liczby oznaczeń, przyjmowany zgodnie z Tablicą 6,

$k_{d, n}$ – współczynnik zależny od liczby oznaczeń, przyjmowany zgodnie z Tablicą 6.

Tablica 6. Wartości współczynników k_n i $k_{d, n}$ w zależności od liczby próbek n
Tablica A.4 — Values of k_n and $k_{d, n}$ as function of the number of sample n

Liczba próbek n	8	10	12	16	20	30	∞
1	2	3	4	5	6	7	8
k_n	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,64
$k_{d, n}$ ($\alpha_R \cdot \beta_{igt} = 3,04$)	5,07	4,51	4,19	3,85	3,64	3,44	3,04

Obliczeniowa wysokość użyteczna uwzględnia możliwe odchyłki wymiarowe i dana jest następująco

$$d_d = d_{nom} - \Delta d, \quad (2)$$

gdzie:

d_{nom} – nominalna wysokość użyteczna,

Δd – odchyłka wysokości użytecznej, równa 15 mm w przypadku konstrukcji żelbetowych i sprężonych kablobetonowych oraz 5 mm w przypadku konstrukcji sprężonych strunobetonowych.

Współpraca istniejącego zbrojenia

W przypadku prętów gładkich o przekroju kwadratowym w obliczeniach stosuje się średnicę zastępczą \varnothing_{eq} koła o równoważnym polu przekroju poprzecznego.

Wprowadzono zasady dotyczące analizy elementów konstrukcyjnych w zależności od zaawansowania procesów korozyjnych, wyrażonych głębokością korozji P_x .

Jeżeli $P_x \geq 0,2/0,4$ mm (zaawansowana korozja / korozja wżerowa):

- w obliczeniach należy uwzględnić zredukowany przekrój elementu, pomijając w całości otulinę, która może być zarysowana i odspojona w sąsiedztwie skorodowanych prętów,
- należy uwzględnić ograniczoną ciągliwość zbrojenia w stanie granicznym nośności,
- należy brać pod uwagę koncentrację naprężeń w obszarach osłabionych korozją wżerową, na przykład zakładając zmniejszony przekrój poprzeczny pręta (patrz rys. 2) ; wskutek osłabienia przekroju może dojść m.in. do przedwczesnego zerwania strzemion.

Jeżeli $P_x < 0,2/0,4$ mm (początkowa/średniozaawansowana korozja)

- w obliczeniach można przyjmować nominalny przekrój elementu, ograniczając jednak wytrzymałość betonu w obszarach sąsiadujących ze skorodowanym zbrojeniem,
- można założyć, że procesy korozyjne nie wpływają na charakterystykę naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej.

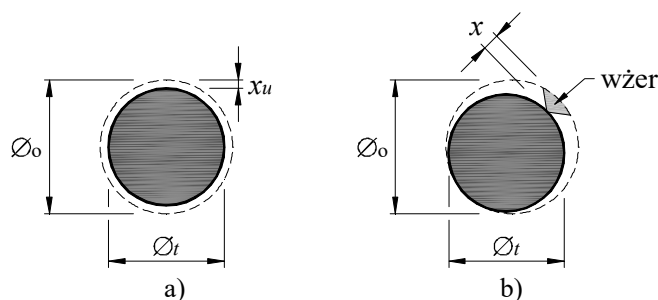
Zgodnie z wytycznymi RILEM [2] głębokość penetracji korozyjnej P_x definiuje się jako zmniejszenie promienia pręta w określonym czasie (parametr ten wyraża grubość warstwy skorodowanej). Może być szacowana na podstawie prądu korozyjnego I_{corr} lub tempa korozji w rozważanym przedziale czasowym. Współczynnik koncentracji uszkodzeń korozyjnych α (*the pitting factor*) wyraża zależność pomiędzy głębokością wżeru x a średnią grubością warstwy skorodowanej x_u

$$\alpha = \frac{P_{pit}}{P_x} = \frac{x}{x_u} . \quad (3)$$

Współczynnik ten może być pomocny w przypadku oceny skutków korozji wżerowej, gdy znane jest tempo korozji równomiernej. Wówczas w celu określenia maksymalnego ubytku przekroju pręta mnoży się średnie tempo korozji przez czas trwania procesów korozyjnych i współczynnik α ($\alpha \leq 10$).

Równomierny ubytek przekroju zbrojenia (rys. 2a) spotykany jest rzadziej, bowiem wymaga to jednakowej intensywności procesów korozyjnych na całej powierzchni styku pręta z betonem. Sytuacja taka może być następstwem zobojętnienia betonu w wyniku występowania dużego stężenia jonów chlorkowych – wskutek bezpośredniego wprowadzenia do mieszanki betonowej lub przenikania do stwardniałego już betonu wraz z wodami roztopowymi, zawierającym na przykład środki odladzające (niezabezpieczone płyty parkingów).

Najczęściej korozja zbrojenia postępuje nierównomiernie, rozpoczynając się od obszarów zlokalizowanych najbliżej zewnętrznych powierzchni elementów (rys. 2b). Jest to następstwo dealkalizacji otuliny, która traci właściwości ochronne w stosunku do zbrojenia lub też korozji wżerowej wynikającej z wnikania mediów agresywnych poprzez rysy powstałe w betonie.



Rys. 2. Definicja korozji: a) równomiernej, b) wżerowej

Co istotne, korozja stali zbrojeniowej skutkuje nie tylko zmniejszeniem przekroju poprzecznego prętów (co jest stosunkowo łatwe do stwierdzenia w trakcie oględzin konstrukcji), lecz także zmianą (redukcją) granicy plastyczności [19]. Omówione w pracy [18] badania prętów pobranych z konstrukcji poddanej działaniu środowiska agresywnego, wykazały, że stal zbrojeniowa charakteryzowała się zbliżoną wytrzymałością na rozciąganie jednak granica plastyczności wahała się w przedziale 258÷344 MPa i była mniejsza od

wartości charakteryzującej stal gatunku 18G2 ($f_{yk} = 355$ MPa). Porównując kilka modeli empirycznych opisujących zależność pomiędzy stopniem korozji a granicą plastyczności *Jaśniok* i *Jaśniok* zauważyli, że współczynnik wyrażający spadek granicy plastyczności zawiera się w przedziale 0,72÷2,10% – przeciętnie 1,32%. Taką też wartość autorzy uwzględnili w analizie obliczeniowej, której celem było ustalenie nośności istniejących elementów konstrukcyjnych.

Zmiana wytrzymałości i odkształcalności stali zbrojeniowej jest następstwem powstawania mikropęknięć struktury, wywołanych osłabieniem więzi między atomami żelaza w wyniku pojawienia się znacznych naprężeń rozciągających na powierzchni defektów [52]. W takim przypadku zjawiska korozyjne nie muszą wiązać się ze zmniejszeniem przekroju poprzecznego pręta (możliwe jest nawet „pęcznienie” zbrojenia) jednak utrata sił kohezji sprawia, że możliwe jest rozkruszenie zbrojenia bez użycia dużej siły. Na rysunku 3 pokazano przykład pręta zbrojeniowego pochodzącego ze stropu na piwnicy w budynku użyteczności publicznej w Łodzi, wzniesionego w latach 30. ubiegłego wieku. Wskutek wieloletniego przesączania wód opadowych zawierających środki odładzające, zbrojenie uległo bardzo silnej korozji. Po oczyszczeniu prętów przy użyciu szczotki drucianej pozostał rdzeń o przekroju $\varnothing 12$ mm – mimo, że początkowa średnica pręta stwierdzonego w odkrywcę wynosiła $\varnothing 20 \div 25$ mm.



Rys. 3. Uszkodzona struktura pręta zbrojeniowego wynikająca z intensywnych procesów korozyjnych

Tworzenie się na prętach produktów korozji o charakterze ekspansywnym prowadzi do osłabienia przyczepności wskutek zarysowania i odspojenia otuliny. W pracy [19] zauważa się, że niewielkie (powierzchniowe) skorodowanie zbrojenia (4% masy stali) powoduje korzystny wzrost sił adhezji o około 15%, co wynika ze wzrostu sił tarcia pomiędzy stalą a betonem. Dalszy wzrost stopnia korozji prowadzi do bardzo gwałtownego obniżenia sił przyczepności. Przy ubytku na poziomie 10% masy stali przyczepność ulega obniżeniu do około 20% wartości nominalnej.

Właściwości wytrzymałościowe betonu

Oznaczania wytrzymałości betonu w konstrukcji powinno dokonywać się zgodnie z zasadami podanymi w rozdziale 8 normy PN-EN 13791:2019 [N10], która wyróżnia trzy możliwe sposoby oceny tego parametru:

- wyłącznie na podstawie badań niszczących rdzeni pobranych z konstrukcji (w zależności od rozmiaru próbek wymaga się minimum 8 lub 12 miarodajnych wyników oznaczeń),
- na podstawie badań niszczących skorelowanych z badaniami nieniszczącymi,
- na podstawie ograniczonej liczby badań niszczących (min. 3 próbki rdzeniowe pobrane z lokalizacji, w których oczekuje się betonu o najmniejszej wytrzymałości ; miejsca te określa się na podstawie wstępnych badań nieniszczących – ultradźwiękowych lub sklerometrycznych, przy czym metoda ta może być stosowana jedynie do objętości betonu nieprzekraczającej 30 m³).

Bardziej szczegółowe informacje na temat oceny wytrzymałości betonu w konstrukcji a także porównanie metodologii stosowanej w PN-EN 13791:2019 [N10] i PN-EN 13791:2008 [N9] zainteresowany Czytelnik znaleźć może w pracach [12], [13], [14].

Badania betonu powinny obejmować przede wszystkim ocenę wytrzymałości na ściskanie, natomiast pozostałe parametry mechaniczne takie jak moduł sprężystości czy wytrzymałość na rozciąganie można określić w sposób przybliżony na podstawie formuł analitycznych – jeżeli widoczne uszkodzenia nie będą wpływały na te wielkości. Ocenę tej kwestii pozostawia się jednak każdorazowo ekspertowi, który w przypadku wątpliwości, powinien podjąć decyzję o wyznaczeniu żądanych cech mechaniczno-wytrzymałościowych betonu w sposób bezpośredni.

Bardzo istotne zagadnienie stanowi powiązanie charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{ck} z wytrzymałością betonu w konstrukcji $f_{ck, is}$ określoną zgodnie z PN-EN 13791:2019 [N10]. Prenorma prEN 1992-1-1:2021 [N17] podaje następującą relację pomiędzy dwiema wymienionymi wielkościami

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (1.1) \end{array} \quad f_{ck} = \frac{f_{ck, is}}{k_{\mu fc}}, \quad (5)$$

przy czym współczynnik modyfikujący $k_{\mu fc}$ przyjmuje się zgodnie z Tablicą 7 (*Tablica 1.2 prEN 1992-1-1*).

Przy określaniu obliczeniowej wytrzymałości na ściskanie f_{cd} należy uwzględnić również wpływ naprężeń w konstrukcji i długości trwania obciążenia. Jeżeli oddziaływania długotrwałe stanowią 100% obciążeń uwzględnianych w analizie, wówczas wytrzymałość f_{ck} należy zmniejszyć o 15% (stosując współczynnik $k_{rc} = 0,85$, odpowiadający parametrowi α_{cc} , występującemu w obowiązującej edycji Eurokodu 2 [N14]). W przypadku, gdy efekty działania obciążeń zmiennych krótkotrwałych (czas trwania poniżej 1 godziny) stanowią przynajmniej 20% całkowitych obciążeń uwzględnianych w analizie, wówczas w obliczeniach można uwzględnić pełną wytrzymałość betonu f_{ck} ($k_{rc} = 1,0$). W przypadkach pośrednich stosuje się interpolację liniową.

Tablica 7. Parametr k_{ufc} wyrażający miarodajność wytrzymałości na ściskanie betonu w konstrukcji, określonej zgodnie z EN 13791:2019 [N10]

Tablica I.2. Parameter k_{ufc} considering the representativeness of the in-situ compressive concrete strength assessed according to EN 13791:2019, Clause 8 in Formula (I.1)

Obszar i sposób pobrania próbek	k_{ufc}
1	2
próbki pobrane wyłącznie z dolnej części (30% wysokości przekroju licząc od powierzchni dolnej) masywu betonowego	0,95
rdzenie pobrane z różnych obszarów, reprezentatywnych dla rozważanego elementu konstrukcyjnego, jednak nie stanowiących miejsc kluczowych dla weryfikacji (np. wskutek ich niedostępności na potrzeby badań)	0,90
rdzenie pobrane z miejsc kluczowych dla weryfikacji konstrukcji	0,85

Właściwości wytrzymałościowe zbrojenia

Właściwości stali zbrojeniowej można określać na podstawie badań próbek pobranych z konstrukcji. Przy podejmowaniu decyzji odnośnie ich liczby i lokalizacji miejsc, z których zostaną pobrane, należy brać pod uwagę możliwość pochodzenia prętów z różnych wytopów. Wartość charakterystyczną parametru wytrzymałościowego stali zbrojeniowej można określić na drodze analizy statystycznej, przyjmując

$$\begin{matrix} \text{prEN} \\ 1992-1-1 \\ (I.2) \end{matrix} \quad X_k = e^{(m_x - k_n s_x)}, \quad (6)$$

gdzie:

m_x – reprezentuje średnią wartość parametru X przy założeniu rozkładu log-normalnego

$$m_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i,$$

s_x – reprezentuje odchylenie standardowe, które dane jest następująco:

- jeżeli współczynnik zmienności jest znany (np. z wcześniejszych badań)

$$s_x = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)},$$

- jeżeli współczynnik zmienności nie jest znany

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - m_x)^2},$$

V_x – współczynnik zmienności równy $V_x = s_x/m_x$,

k_n – współczynnik ufności k_n , określony zgodnie z Tablicą 8 (przy założeniu kwantyla 5% wartości charakterystycznej).

Tablica 8. Wartości współczynnik k_n dla 5% wartości charakterystycznej

Table I.3 — Values of k_n for the 5 % characteristic value

Liczba n	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	∞
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
V_x znane	2,31	2,01	1,89	1,83	1,8	1,77	1,74	1,72	1,7	1,68	1,67	1,64
V_x nieznane	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2	1,92	1,82	1,76	1,73	1,64

Powyższa procedura jest tożsama z przyjętą w obowiązującej obecnie normie PN-EN 1990 [N11] (Załącznik D), przy założeniu rozkładu log-normalnego funkcji gęstości prawdopodobieństwa.

Analiza elementów konstrukcyjnych

Załącznik Inormy [N17] zawiera dodatkowe informacje dotyczące sprawdzania warunków stanu granicznego nośności. Poniżej omówiono w sposób syntetyczny najważniejsze zmiany w zasadach obliczeń i weryfikacji stanu granicznego nośności, jakie przyniesie nowe wydanie Eurokodu [N17] w odniesieniu do konstrukcji istniejących:

Ścinanie poprzeczne

- naprężenia graniczne $\tau_{Rd,c}$ można określać w sposób dokładny, uwzględniając m.in. odkształcenie w poziomie zbrojenia głównego; w tym celu można korzystać z wyników analizy nieliniowej i zależności przedstawionych w Załączniku G (bazujących teorii pól naprężeń);
- alternatywnie, w przypadku belek o wysokości użytecznej $d > 500$ mm bez zbrojenia na ścinanie, naprężenia graniczne τ_{Rd} można określać zgodnie z zależnością przybliżoną (stosowaną w przypadku projektowania nowych konstrukcji), stosując współczynnik redukcyjny k_{vd} , zależny m.in. od stopnia zbrojenia podłużnego, wysokości użytecznej i rozmiaru kruszywa stosowanego w betonie;
- określając nośność na ścinanie elementów ze zbrojeniem poprzecznym klasy ciągłości B lub C, które nie spełnia warunków konstrukcyjnych dotyczących rozstawu czy też minimalnego stopnia zbrojenia poprzecznego $\rho_{w,min}$, należy dokonać redukcji udziału zbrojenia $\tau_{Rd,sy}$;
- jeżeli odległość pomiędzy ramionami strzemion mierzona w kierunku poprzecznym do osi elementu przewyższa maksymalny rozstaw wynikający z warunków konstrukcyjnych, wówczas w obliczeniach należy uwzględnić zredukowaną szerokość przekroju poprzecznego elementu b_w ;
- w obliczeniach można uwzględniać korzystny wpływ pólek ściskanych przy ustalaniu położenia krytycznego przekroju kontrolnego w sąsiedztwie podpór, gdzie działają reakcje skupione;

Ścinanie w styku pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie

- jeżeli rozstaw zbrojenia zespalającego przewyższa rozstaw maksymalny, wynikający z warunków konstrukcyjnych, wówczas udział zbrojenia w nośności styku można uwzględniać wyłącznie w ograniczonym obszarze, mniejszym aniżeli powierzchnia całego styku;

Skrećanie

- jeżeli rozstaw strzemion przewyższa wartości wynikające z warunków konstrukcyjnych, wówczas takie zbrojenie nie powinno być uwzględnione w analizie skrećania (w obliczeniach można uwzględnić jedynie udział betonu $T_{Rd,c}$);

Przebiecie

- w przypadku analizy przebiecia w sąsiedztwie słupów wewnętrznych, w pobliżu których nie są ułożone otwory, można uwzględnić korzystny wpływ efektu membranowego (zwiększony względem konstrukcji projektowanych);
- graniczne naprężenia styczne $\tau_{Rd,c}$ w płytach bez zbrojenia na przebiecie można ustalać w sposób dokładny, korzystając z zależności uwzględniającej deformację płyty wyrażoną przez kąt obrotu ψ ; kąt obrotu może zostać określony na drodze analizy nieliniowej, uwzględniającej m.in. wpływ zarysowania, efekt usztywnienia przy rozciąganiu, efekt membranowy;
- przy określaniu nośności na przebiecie płyt zbrojonych poprzecznie można uwzględnić pełny udział betonu (współczynnik $\eta_c = 1,0$) natomiast przy ustalaniu udziału zbrojenia można wziąć pod uwagę deformację reprezentowaną przez kąt obrotu płyty ψ ;
- przy określaniu maksymalnej nośności na przebiecie uwzględnia się zmodyfikowany współczynnik k_{sys} , wyrażający efektywność zastosowanego zbrojenia;
- w obliczeniach uwzględnia się rzeczywiste położenie kolejnych obwodów zbrojenia – nawet jeżeli odległości pomiędzy nimi nie spełniają warunków konstrukcyjnych;
- jeżeli zbrojenie na przebiecie nie jest skutecznie zakotwione (nie obejmuje przynajmniej trzech warstw zbrojenia głównego) należy dodatkowo ograniczyć współczynnik k_{max} uwzględniający efektywność zbrojenia;

Zarysowanie

- stosuje się zmodyfikowaną zależność opisującą maksymalny rozstaw rys w przypadku prętów gładkich;

Kształtowanie zbrojenia

- jeżeli rozstaw zbrojenia w świetle jest mniejszy niż $D_{upper} + 5$ mm (gdzie D_{upper} stanowi najmniejszą średnicę ziaren największej frakcji kruszywa stosowanego w betonie), wówczas pręty należy traktować jako ułożone w wiązkach;
- minimalna długość zakotwienia może zostać ograniczona do $5\varnothing$ jeżeli strefa zakotwienia nie nosi śladów zarysowania;
- jeżeli obliczeniowe naprężenia w zbrojeniu $\sigma_{sd} \leq 300$ MPa, wówczas długość zakotwienia prętów gładkich można określać korzystając ze zmodyfikowanej zależności, uwzględniającej wytrzymałość betonu, rzeczywistą otulinę, średnicę zbrojenia oraz warunki przyczepności (lokalizację zbrojenia);
- jeżeli otulina prętów jest mniejsza aniżeli ich średnica, wówczas obliczoną długość zakotwienia należy zwiększyć uwzględniając lokalizację zbrojenia względem wszystkich powierzchni bocznych elementu;
- efekt odspojenia otuliny wskutek korozji zbrojenia uwzględnia się poprzez modyfikację wymaganej długości zakotwienia;
- możliwe jest ograniczenie minimalnej długości zakładu prętów rozciąganych do $10\varnothing$ lub $5\varnothing$ (jeżeli inspekcja nie wykaże zarysowania strefy zakładu zbrojenia);
- jeżeli długość zakotwienia jest mniejsza od wymaganej, wówczas fakt ten należy uwzględnić w obliczeniach poprzez redukcję naprężeń w zbrojeniu.

3. Wybrane aspekty związane z projektowaniem wzmocnień

W niniejszym rozdziale omówiono wybrane zagadnienia, istotne z punktu widzenia projektowania wzmocnień elementów żelbetowych, takie jak zespolenie betonu czy wpływ zarysowania konstrukcji.

3.1. Zespolenie pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie

Ważnym zagadnieniem przy realizacji wzmocnienia poprzez zwiększenie wysokości przekroju jest zespolenie pomiędzy betonem podłoża (tzw. „starym” betonem) a nadkładem (tzw. „nowym” betonem). Problem ten jest szczególnie istotny w sytuacji, gdy wskutek zmiany wysokości przekroju oś obojętna znajduje się w nadbetonie bądź też w warstwie nowego betonu ułożone zostanie zbrojenie uzupełniające. Zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [N14] naprężenia w styku betonów, które układano w różnym czasie, powinny spełniać zależność

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{(6.23)} \end{array} \quad v_{Edi} \leq v_{Rdi} \cdot \quad (7)$$

Występujące w powyższym wyrażeniu naprężenia styczne v_{Edi} dane są następująco

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{(6.24)} \end{array} \quad v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b_i \cdot z}, \quad (8)$$

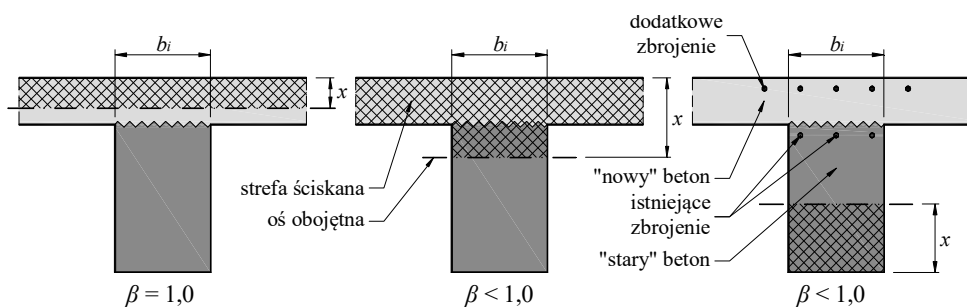
gdzie:

β – współczynnik zależny od stosunku siły podłużnej działającej w przekroju nowego betonu do całej siły podłużnej występującej w strefie ściskanej/rozciąganej przekroju zespolonego – patrz rys. 5,

V_{Ed} – obliczeniowa wartość siły poprzecznej,

b_i – szerokość styku,

z – ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym.



Rys. 5. Wartość współczynnika β w zależności od położenia osi obojętnej w przekroju zespolonym

Problem połączenia pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie został ujęty w rozdziale 6.2.5 normy PN-EN 1992-1-1 [N14]. Graniczne naprężenia w płaszczyźnie styku betonów, które ułożono w różnym terminie określa, się następująco

$$\begin{array}{l}
 \text{PN-EN} \\
 \text{1992-1-1} \\
 (6.25)
 \end{array}
 \quad
 v_{Rdi} = \underbrace{c f_{ctd}}_{\text{adhezja}} + \underbrace{\mu \sigma_n}_{\text{tarcie}} + \underbrace{\rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)}_{\substack{\text{zazębienie kruszywa} \\ \text{dyblowanie zbrojenia}} \leq 0,5 v f_{cd} , \quad (9)$$

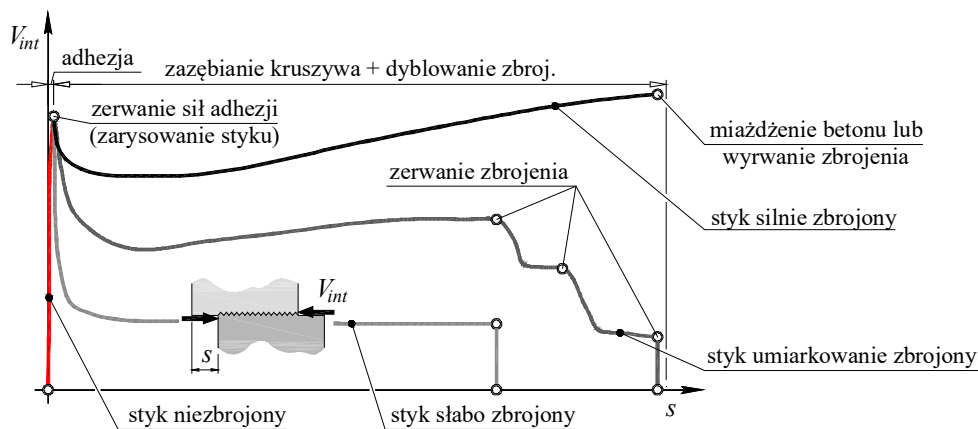
gdzie:

- c – współczynnik wyrażający wpływ sił adhezji, patrz Tablica 9,
- μ – współczynnik wyrażający wpływ tarcia, patrz Tablica 9,
- σ_n – minimalna wartość naprężeń ściskających działających prostopadle do powierzchni styku, jednak nie więcej niż $0,6 f_{cd}$,
- ρ – stopień zbrojenia przecinającego płaszczyznę zespolenia (nachylonego po kątem α),
- f_{yd} – granica plastyczności zbrojenia styku,
- $v f_{cd}$ – wytrzymałość na ściskanie betonu zarysowanego.

W powyższej procedurze założono jednoczesne działanie efektów związanych z siłami adhezji, tarcie, zazębieniem kruszywa oraz dyblowaniem zbrojenia. Założenie to stanowi istotne uproszczenie i nie odpowiada rzeczywistemu zachowaniu styków pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie. Na rysunku 6 przedstawiono w sposób syntetyczny zależność pomiędzy siłą w styku V_{int} a przemieszczeniem naprzeciwległych powierzchni (poślizgiem) s . Początkowo, zwiększaniu siły działającej w płaszczyźnie zespolenia towarzyszy jedynie nieznaczne wzajemne przemieszczenie w styku s . Po osiągnięciu siły rysującej, dochodzi do zarysowania i zerwania wiązań adhezyjnych. Dalsze zachowanie styku jest zależne od ilości zbrojenia przecinającego płaszczyznę zespolenia i możliwe są następujące sytuacje:

- styk niezbrojony – zarysowanie jest równoznaczne ze zniszczeniem połączenia; nośność jest zależna jedynie od sił adhezji a ich zerwanie skutkuje zniszczeniem o charakterze gwałtownym;
- styk słabo zbrojony – bezpośrednio po zarysowaniu następuje wyraźny spadek siły przenoszonej przez połączenie i wzrost przemieszczenia; nośność reszkowa wynika głównie z efektu dyblującego zbrojenia a zniszczenie wynika z niemal równoczesnego zerwania całego przeginanego zbrojenia zespalającego jednak ma ono charakter ciągły;
- styk umiarkowanie zbrojony – po zarysowaniu obserwuje się spadek siły przenoszonej przez styk jednak nie jest on tak znaczny, jak w przypadku połączeń słabo zbrojonych; nośność reszkowa wynika z działania sił tarcia (efekt krępowania styku przez zbrojenie) oraz dyblowania zbrojenia; zniszczenie ma charakter ciągły i przejawia się sukcesywnym zrywaniem kolejnych prętów;
- styk silnie zbrojony – w zależności od intensywności zastosowanego zbrojenia po zarysowaniu może nastąpić (lub nie) spadek siły przenoszonej przez styk; w miarę wzajemnego przemieszczania się powierzchni styku obserwuje się wzrost siły, która może nawet przekroczyć wartość rejestrowaną w chwili zarysowania; zniszczenie może być następstwem zmiażdżenia betonu, zerwania zbrojenia lub utraty zakotwienia.

Ostatni z przedstawionych mechanizmów pracy złącza charakteryzuje raczej elementy belkowe, w których stosuje się z reguły bardzo intensywne zbrojenie łączące (np. połączenie prefabrykatu z betonem monolitycznym układanym na budowie). W przypadku styków w elementach wzmacnianych należy oczekiwać zachowania opisującego połączenie słabo i umiarkowanie zbrojone, dlatego istotne jest zaprojektowanie zbrojenia zapewniającego ciągłość połączenia.



Rys. 6. Zależność obciążenie-poślizg charakteryzująca styki pomiędzy betonami, charakteryzujące się różną intensywnością zbrojenia zespalającego

Obserwacje i wnioski z dotychczasowych badań eksperymentalnych stanowiły przesłankę do wprowadzenia w prenormie *fib Model Code 2010* [N4] istotnych zmian w zakresie projektowania styków pomiędzy betonami. W procedurze tej uwzględniono propozycje sformułowane przez *Randla* [31] i wyszczególniono dwa podstawowe rodzaje styków – o zachowaniu sztywnym oraz niesztywnym. W zależności od klasyfikacji styku stosuje się różne podejścia obliczeniowe, które uwzględniają niejednoczesność działania różnorodnych mechanizmów. Jeżeli spodziewane jest zachowanie sztywne wówczas nośność styku będzie zależna głównie od sił adhezji. Pomija się tym samym udział zbrojenia, bowiem jego aktywacja wymaga wzajemnego przemieszczenia powierzchni styku, kiedy nie działają już siły adhezji. Takie założenia wynika z obserwacji czynionych w trakcie dotychczasowych badań eksperymentalnych, o czym mowa była wcześniej. Nośność styku określa się wówczas zgodnie z poniższą zależnością

**fib Model
Code 2010**
(7.3-50)

$$\tau_{Rdi} = \underbrace{c_a f_{ctd}}_{\text{adhezja}} + \underbrace{\mu \sigma_n}_{\text{tarcie}} \leq \tau_{Rd, \max}, \quad (10)$$

gdzie:

c_a – współczynnik wyrażający wpływ sił adhezji, patrz Tablica 9,

μ – współczynnik sił tarcia, patrz Tablica 9,

σ_n – minimalna wartość naprężeń ściskających działających prostopadle do powierzchni styku.

W przypadku połączeń niesztywnych, gdy możliwy jest wzajemny poślizg w styku, nośność nie zależy od sił adhezji lecz czynników związanych z zazębaniem kruszywa a także efektem dyblującym zbrojenia. Udział efektu zazębania kruszywa i czynników związanych ze współpracą zbrojenia poprzecznego zależy od profilu powierzchni (chropowatości). W przypadku, gdy dopuszcza się poślizg powierzchni styku, graniczne naprężenia styczne określa się zgodnie z poniższą zależnością

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.3-51) \end{array} \quad \tau_{Rdi} = \underbrace{c_r \sqrt[3]{f_{ck}}}_{\text{zazębienie kruszywa}} + \underbrace{\mu \sigma_n}_{\text{tarcie}} + \underbrace{\kappa_1 \mu \rho_s f_{yd}}_{\text{krepowanie styku}} + \underbrace{\kappa_2 \rho_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}}}_{\text{dyblowanie}}, \quad (11)$$

gdzie:

- c_r – współczynnik wyrażający efekt zazębienia kruszywa, patrz Tablica 9,
- κ_1 – współczynnik interakcji związany z siłami rozciągającymi powstałymi w zbrojeniu poprzecznym, patrz Tablica 9,
- κ_2 – współczynnik interakcji związany z nośnością zbrojenia poddanego zginaniu (przeгинaniu), patrz Tablica 9,
- ρ_s – stopień zbrojenia poprzecznego przecinającego powierzchnię styku,
- v – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego.

Współczynniki κ_1 oraz κ_2 (współczynniki interakcji) ograniczają nośność zbrojenia z uwagi na złożony stan naprężenia wynikający z jednoczesnego rozciągania i zginania. Wskutek przeginięcia zbrojenia (*kinking effect*) w zewnętrznej części przekroju prętów tworzą się strefy uplastycznienia i ograniczeniu ulega efektywny przekrój zbrojenia, które bierze udział w krepowanie styku (*clamping effect*).

W odróżnieniu do propozycji *fib Model Code 2010* [N4], w procedurze prEN 1992-1-1 [N17] dokonano rozróżnienia styków zbrojonych pod względem ich zachowania, dokonując dodatkowego podziału na styki o zachowaniu sztywnym i ciągliwym. W pierwszym przypadku graniczne naprężenia styczne określa się zgodnie z zależnością (12), zakładając, iż zbrojenie poprzeczne może ulec uplastycznieniu (tzn. jest właściwie zakotwione):

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.60) \end{array} \quad \tau_{Rdi} = c_{v1} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} + \mu_v \sigma_n + \mu_v \rho_s f_{yd} \leq v f_{cd}, \quad (12)$$

Przypadek ten dotyczy m.in. połączeń pomiędzy elementami prefabrykowanymi (np. ścianami i płytami, płytami i belkami). Warto zauważyć, że uwzględnia się wówczas łączne działanie sił adhezji, tarcia i zazębienia kruszywa, co jednak nie odzwierciedla zachowania styków obserwowanego w badaniach eksperymentalnych. Zerwanie sił adhezji następuje bowiem już przy bardzo niewielkich wzajemnych przemieszczeniach powierzchni styku i następnie cała siła przekazywana jest w wyniku działania mechanizmów zazębienia kruszywa, tarcia oraz dyblowania. Wyrażenie (12) należy stosować również w odniesieniu do styków niezbrojonych ($\rho = 0$).

Zachowanie ciągliwe uwzględniać należy wtedy, gdy nie można zagwarantować uplastycznienia zbrojenia. Jako przykład wskazuje się nadbeton układany na płytach żelbetowych, gdy dodatkowym czynnikiem powodującym zarysowanie styku (i tym samym osłabienie lub zerwanie sił adhezji) może być skurcz układanego nadbetonu. W takich przypadkach zakłada się, że nośność będzie zależała przede wszystkim od efektu dyblującego zbrojenia poprzecznego oraz zazębienia kruszywa. Graniczne naprężenia styczne należy wówczas określać zgodnie z wyrażeniem

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.61) \end{array} \quad \tau_{Rdi} = c_{v2} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} + \mu_v \sigma_n + k_1 \mu_v \rho_s f_{yd} + k_f \rho_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}}, \quad (13)$$

W Tabelicy 9 zestawiono współczynniki stosowane przy określaniu nośności styku pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie, przyjęte w różnych procedurach normowych. Współczynniki tarcia i adhezji zostały zdefiniowane w sposób bardzo zbliżony natomiast różnice w wartościach parametrów c_a i c_{v1} oraz c_r i c_{v2} wynikają z zastąpienia w [N17] wytrzymałości betonu na rozciąganie pierwiastkiem kwadratowym z wytrzymałości na ściskanie, co wymusiło dostosowanie współczynników adhezji i zazębienia kruszywa.

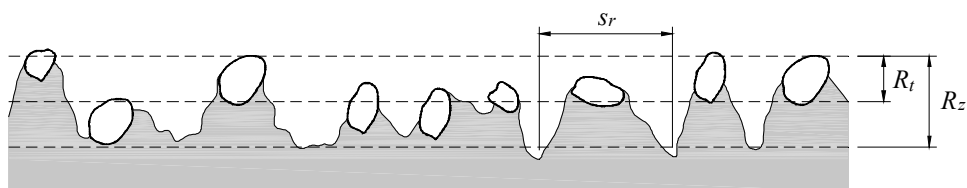
Tabela 9. Współczynniki zależne od sposobu przygotowania powierzchni zespolenia

Przygotowanie powierzchni	EN 1992-1-1 [N14]		fib Model Code 2010 [N4]					prEN 1992-1-1:2021 [N17]				
	μ	c	μ	c_a	c_r	κ_1	κ_2	μ	c_{v1}	c_{v2}	k_t	k_f
1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14
bardzo szorstka	0,9	0,5	0,8 (1,0)	0,5	0,2	0,5	0,9	0,9	0,19	0,15	0,5	0,9
szorstka	0,7	0,4	0,7	0,4	0,1	0,5	0,9	0,7	0,15	0,075	0,5	0,9
gładka	0,6	0,2	0,6	0,2	0	0,5	1,1	0,6	0,075	0	0,5	1,1
bardzo gładka	0,5	0,025 0,10	0,5	0,025	0	0	1,5	0,5	0,0095	0	0	1,5

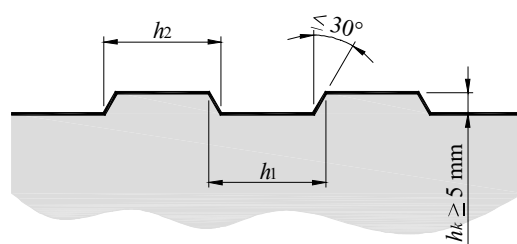
Klasyfikacja powierzchni stosowana w PN-EN 1992-1-1 [N14] bazowała na subiektywnej ocenie ich szorstkości. W celu jednoznacznej klasyfikacji w [N17] i [N4] wprowadzono jasne kryteria oceny, uwzględniające profil powierzchni i związane z nim wielkości charakterystyczne takie jak średnia wysokość profilu R_t czy też średnia wysokość grzbietu mierzona względem dna doliny R_z – patrz Tablica 10 i rys. 7.

Tabela 10. Klasyfikacja powierzchni zespolenia

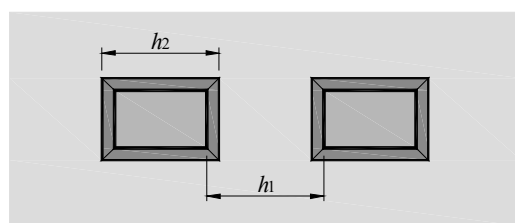
Powierzchnia	Wymagania dotyczące sposobu przygotowania
1	2
Bardzo gładka	Powierzchnia mająca wcześniej kontakt z formą / szalunkiem
Gładka	Powierzchnia pozostawiona po betonowaniu ($R_z < 3\text{mm}$; $R_t < 1,5\text{ mm}$)
Szorstka	Powierzchnia uzyskana w wyniku grabienia lub odsłonięcia kruszywa (np. poprzez piaskowanie) (bruzdy o głębokości $R_z \geq 3\text{ mm}$ w rozstawie nie większym niż 40 mm; $R_t \geq 1,5\text{ mm}$)
Bardzo szorstka	Powierzchnia uzyskana w wyniku grabienia lub odsłonięcia kruszywa (np. poprzez działanie strumieniem wody pod wysokim ciśnieniem) (bruzdy o głębokości $R_z \geq 6\text{ mm}$ w rozstawie nie większym niż 40 mm; $R_t \geq 3\text{ mm}$)
Z wrębami	Odpowiednio ukształtowane zamki, spełniające wymagania określone na rys. 8.



Rys. 7. Definicja parametrów R_t i R_z opisujących profil powierzchni zespolenia



$$3h_k \leq h_1 \leq 10h_k$$



$$3h_k \leq h_2 \leq 10h_k$$

Rys. 8. Wymagania dotyczące kształtu wrębów

Wyrażenie (12) silnie nawiązuje do wcześniejszej propozycji Model Code 2010 [N4]. Autorzy projektu normy rozszerzyli zasady projektowania połączeń o styki sztywne zbrojone ($\rho_s > 0$), w których zakotwienie zbrojenia poprzecznego umożliwia pełne wykorzystanie nośności. Stanowi to powrót do reguł stosowanych w Eurokodzie 2 [N14], gdzie zakładano addytywność sił adhezji i efektu zazębienia kruszywa, co jednak nie odpowiada rzeczywistemu zachowaniu styków elementów betonowych. Wskazują na to jednoznacznej wyniki dotychczasowych badań eksperymentalnych. Przy poślizgu, przy którym zerwaniu ulegają siły adhezji ($s \sim 0,05$ mm), naprężenia w zbrojeniu poprzecznym są z reguły niewielkie. W badaniach [16] średnie odkształcenia zbrojenia w momencie zarysowania styku wynosiły około $0,023 \div 0,061\%$ ($0,5 \div 1,3\%$ odkształcenia przy uplastycznieniu). Wiele z dotychczasowych badań eksperymentalnych pokazało ponadto, że niemożliwe jest wykorzystanie pełnej nośności zbrojenia styku (w badaniach [16] przy maksymalnym rejestrowanym obciążeniu naprężenia w zbrojeniu dochodziły do $17 \div 25\%$ granicy plastyczności, w badaniach [30] naprężenia te wynosiły przeciętnie 50%). Zbrojenie poprzeczne ulegało uplastycznieniu dopiero przy znacznych wzajemnych przemieszczeniach powierzchni styku, gdy nie działały już siły adhezji.

W myśl przedstawionych wcześniej zasad, jeżeli w żadnej z rozważanych sytuacji obliczeniowych naprężenia w płaszczyźnie styku nie przewyższają naprężeń granicznych wynikających z działania sił adhezji ($v_{Edi} \leq c \cdot f_{ctd}$), wówczas zbrojenie zespalające jest teoretycznie zbędne. Rozważania te nie uwzględniają jednak wpływu nierównomiernego skurczu nadbetonu, który będzie powodował odspajanie nowego betonu od płyty (delaminację), szczególnie w strefach przykrawędziowych, co pokazano schematycznie na

rys. 9. Jeżeli efektem tego nie przeciwdziałają obciążenia skupione pochodzące na przykład od ciężaru własnego ścian, wówczas prEN 1992-1-1 [N17] wymaga zastosowania zbrojenia krawędziowego. Jego przekrój powinien być dobrany w taki sposób, aby zapewnić przekazanie sił rozciągających, jakie mogą powstać po zarysowaniu betonu

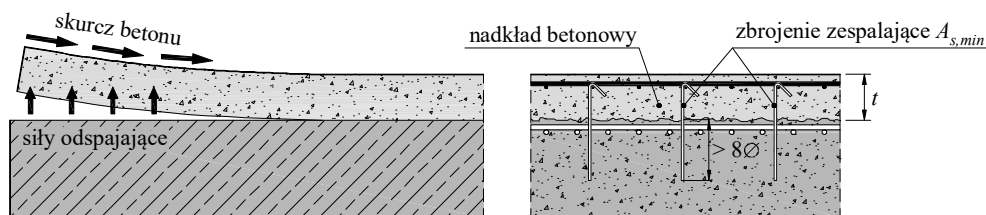
prEN
1992-1-1
(8.62)

$$A_{s,min} = t_{min} \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, \quad (14)$$

gdzie:

t_{min} – stanowi mniejszą z grubości – nadkładu lub elementu, $t_{min} = \min(t; h)$,
 f_{ctm} – średnia wytrzymałość na rozciąganie betonu komponentu o grubości t_{min} ,
 f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia zszywającego.

Norma nie precyzuje wprawdzie, w jakiej strefie zbrojenie to powinno być rozmieszczone, jednak kierując się zaleceniami dotyczącymi rozmieszczenia zbrojenia styku można rekomendować, by szerokość pasma krawędziowego, w którym będzie ono umieszczone, nie przekraczała 300 mm i $2,5h$ (gdzie h stanowi wysokość przekroju wzmacnianego elementu).



Rys. 9. Zasada działania zbrojenia zespalającego podłoże z nadkładem

Procedura [N17] wyraźnie precyzuje wymagania dotyczące konstruowania zbrojenia zespalającego. Głębokość zakotwienia powinna zapewnić osiągnięcie połowy nośności zbrojenia, co w przypadku prętów prostych uznaje się za spełnione jeżeli jest ona nie mniejsza niż 8ϕ . Dodatkowo rozstaw prętów nie powinien przekraczać: $2,5h$ lub 300 mm w kierunku działania sił ścinających oraz $5h$ lub 750 mm w kierunku prostopadłym (gdzie h oznacza wysokość przekroju wzmacnianego elementu)

Istotny problem natury projektowej stanowi określenie zbrojenia zespalającego, które zapewni „zszycie” starego betonu z nadkładem. Ze względu na znaczną pracochłonność, jaka wiąże się z instalacją dodatkowych łączników w płytach (często jest konieczność wykonania tysięcy otworów, w które następnie należy wkleić pręty kotwiące – patrz rys. 10) dąży się do ograniczenia ilości zbrojenia zespalającego. Zastosowane łączniki powinny jednak być zdolne do przeniesienia sił rozwarstwiających i zapewnić pewną ciągłość styku.



Rys. 10. Przykłady zastosowania zbrojenia zespalającego nadbeton ze wzmocnionym stropem

Zadaniem zbrojenia przecinającego płaszczyznę styku jest przejście sił rozciągających, jakie pojawiają się bezpośrednio po zerwaniu sił adhezji, wskutek zarysowania. W Tablicy 11 zestawiono, wynikające z badań, średnie naprężenia przyczepności charakteryzujące styki o różnym sposobie przygotowania powierzchni.

Tablica 11. Naprężenia przyczepności charakteryzujące różne powierzchnie styków

Rodzaj powierzchni	Średnia głębokość profilu R_t [mm]	Średnie naprężenia przyczepności τ_m [MPa]
1	2	3
bardzo gładka (powierzchnia kontaktu z deskowaniem, powierzchnia pozostała po betonowaniu)	< 0,5	0,5÷1,5
szorstka (np. powierzchnia piaskowana)	0,5÷1,0	1,5÷2,5
bardzo szorstka (np. powierzchnia z odsłoniętym kruszywem, poddana działaniu strumienia wody pod wysokim ciśnieniem)	2,5÷3,0	2,0÷3,5

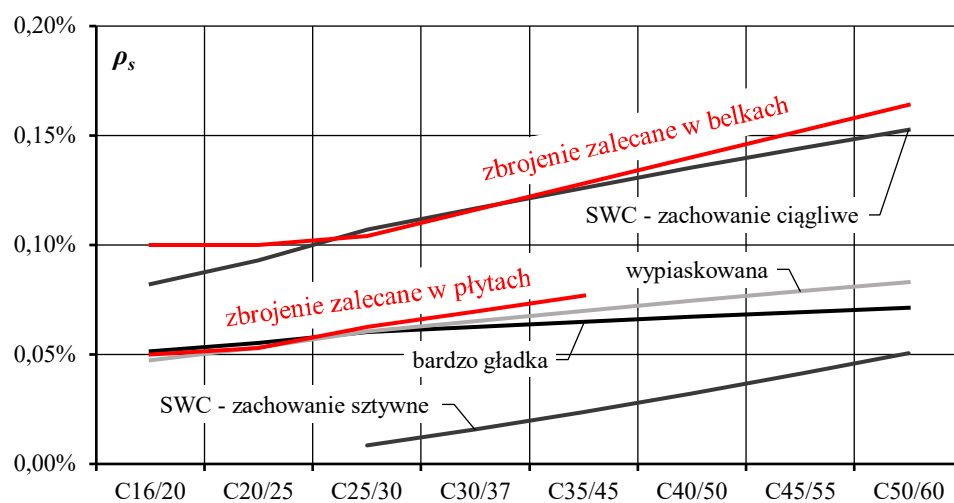
Dotychczasowe badania eksperymentalne wykazały, że minimalna ilość zbrojenia wymagana dla ciągłego zachowania złącza jest zależna od szorstkości (sposobu przygotowania) powierzchni. W badaniach [30] obserwowano gwałtowne zniszczenie elementów, w których styki przygotowywane były za pomocą strumienia wody pod wysokim ciśnieniem w przypadku, gdy stopień zbrojenia był mniejszy od 0,05%. Zwiększenie ilości zbrojenia powyżej 0,10% umożliwiło uzyskanie zachowania ciągłego tak, iż do zniszczenia dochodziło przy znacznych przemieszczeniach w płaszczyźnie styku.

W literaturze spotkać można zróżnicowane zalecenia dotyczące minimalnego zbrojenia styków. *Lindig* [21] zaleca, by minimalny stopień zbrojenia zespalającego wynosił $\rho_s = 0,1 \div 0,3\%$, zależnie od sposobu przygotowania powierzchni (ilość zbrojenia wzrasta wraz

ze zwiększaniem szorstkości powierzchni), podczas gdy w *fib Model Code 1990* [N3] za wartość minimalną przyjmowano ogólnie $\rho_s = 0,1\%$. Praktyczne informacje dotyczące tego problemu znaleźć można w pracy *Randla* [29], który określił zbrojenie minimalne wychodząc z zależności (11), dotyczącej styków o zachowaniu ciągłym. Określił on minimalny przekrój zbrojenia w zależności od sposobu przygotowania powierzchni a także wytrzymałości betonu w połączeniu, warunkującej siły przyczepności (kohezji mechanicznej – *Verhakungskohäsion*) – patrz rys. 11. Dokonał on również rozróżnienia pod względem wielkości powierzchni zespolenia, formułując odrębne zalecenie w odniesieniu do belek i płyt. W pierwszym przypadku, ze względu na bardzo ograniczoną szerokość styku, nie można liczyć na redystrybucję sił i wraz z utratą sił przyczepności o nośności decydować będą wszystkim efekty związane ze współdziałaniem zbrojenia, takie jak tarcie i dyblowanie. Ze względu na znaczną powierzchnię zespolenia w przypadku płyt utrata sił przyczepności nie nastąpi jednocześnie na całym obszarze i wskutek zażębiania kruszywa możliwa będzie redystrybucja sił na inne obszary płyty. *Randl* sformułował następujące zalecenie dotyczące minimalnego zbrojenia poprzecznego w elementach zespolonych:

- belki: $\rho_{min} = 0,20 f_{ctm}/f_{yk} > 0,1\%$,
- płyty: $\rho_{min} = 0,12 f_{ctm}/f_{yk} > 0,05\%$.

Zasady te zostały również uwzględnione w prenormie *fib Model Code 2010* [N4], Powyższe funkcje, reprezentowane przez linie czerwone na rys. 11, stanowią niejako obwiednię krzywych uzyskanych w wyniku analizy minimalnego zbrojenia w elementach z różnie przygotowaną powierzchnią.



Rys. 11. Zalecenia dotyczące minimalnego stopnia zbrojenia zespalającego w belkach i płytach

3.2. Zarysowanie i efekty reologiczne

Ponieważ całkowite odciążenie konstrukcji nie jest zazwyczaj możliwe (choćby ze względu na działanie ciężaru własnego) przekrój będzie się charakteryzował wstępnymi odkształceniami. Określenie ich rozkładu w przekroju w trakcie realizacji wzmocnienia jest

konieczne w celu weryfikacji założenia dotyczącego uplastycznienia zbrojenia dodatkowego w stanie granicznym nośności.

Z reguły wzmocnione elementy są wstępnie zarysowane, dlatego też obliczenia można od razu prowadzić dla fazy II pracy przekroju (przekrój zarysowany). Rozważania rozpoczyna się od homogenizacji przekroju żelbetowego sprowadzając zbrojenie do zastępczego przekroju betonowego. W tym celu stosuje się współczynnik α_e , wyrażający stosunek modułu odkształcalności podłużnej stali E_s i betonu E_c : $\alpha_e = E_s/E_c$. Zasięg strefy ściskanej można wyznaczyć z warunku równości momentów statycznych względem osi obojętnej (jest to geometryczna interpretacja równowagi sił w przekroju)

$$bx \frac{x}{2} + \alpha_e A_{s2} (x - a_2) = \alpha_e A_{s1} (d - x)$$

$$\downarrow \quad (15)$$

$$\frac{b}{2} x^2 + \alpha_e (A_{s1} + A_{s2}) x - \alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} a_2) = 0.$$

Zasięg strefy ściskanej x jest dodatnim pierwiastkiem powyższego równania kwadratowego (stosowane oznaczenia objaśniono na rys. 12)

$$x = \frac{-\alpha_e (A_{s1} + A_{s2}) + \sqrt{\alpha_e^2 (A_{s1} + A_{s2})^2 + 2b\alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} a_2)}}{b}. \quad (16)$$

Odształcenia w charakterystycznych włóknach przekroju zastępczego dane są następująco:

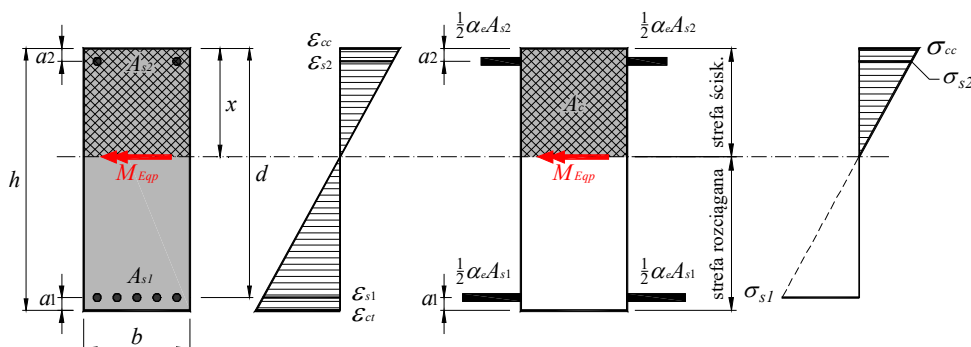
- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_{cc} = \frac{M_{Eqp}}{E_c J_{cr}} x, \quad (17)$

- w poziomie zbrojenia głównego $\varepsilon_{cs1} = \frac{M_{Eqp}}{E_c J_{cr}} (d - x), \quad (18)$

- na krawędzi strefy rozciąganej $\varepsilon_{ct} = \frac{M_{Eqp}}{E_c J_{cr}} (h - x), \quad (19)$

natomiast J_{cr} oznacza moment bezwładności przekroju zarysowanego, liczony względem osi obojętnej, równy

$$J_{cr} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x)^2 + \alpha_e A_{s2} (x - a_2)^2. \quad (20)$$



Rys. 12. Przekrój sprowadzony w fazie II – odkształcenia i naprężenia

Przy ustalaniu odkształceń przekroju na etapie wzmacniania, wywołanych przede wszystkim obciążeniami długotrwałymi, należy uwzględnić wpływ efektów reologicznych i zarysowania. Jako uproszczenie można przyjąć podejście obliczeniowe przedstawione w punkcie 5.8.7.2 (4) normy PN-EN 1992-1-1 [N14]. Zakładając, że przekroje są w pełni zarysowanej (faza II pracy przekroju), w obliczeniach można stosować efektywny moduł sprężystości betonu, wyrażony następująco

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (5.27) \end{array} \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (21)$$

gdzie:

E_{cm} – sieczny moduł sprężystości betonu,

φ_{ef} – efektywny współczynnik pełzania.

W normie PN-EN 1994-1-1 [N16] dotyczącej projektowania konstrukcji zespolonych efekty skurczu i pełzania proponuje się uwzględniać poprzez zastosowanie zmienionej wartości stosunku modułów sprężystości podłużnej stali i betonu n_L

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1994-1-1} \\ (5.6) \end{array} \quad n_L = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)], \quad (22)$$

gdzie:

n_0 – stosunek doraźnych modułów sprężystości stali i betonu, $n_0 = E_s/E_{cm}$,

$\varphi(t, t_0)$ – współczynnik pełzania zależny od wieku betonu w rozpatrywanym czasie t i wieku betonu w chwili obciążenia t_0 ,

ψ_L – mnożnik współczynnika pełzania równy 1,1 w przypadku obciążeń długotrwałych, 0,55 w odniesieniu do efektów skurczu betonu oraz 1,5 w przypadku następstw sprężenia i oddziaływań wymuszonych.

Redukcja modułu sprężystości betonu zależna jest zatem od rodzaju obciążeń. W przypadku obciążeń stałych (długotrwałych) efektywny moduł sprężystości podłużnej można wyrazić jako

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{E_{cm}}{1 + 1,1 \cdot \varphi(t, t_0)}. \quad (23)$$

Rozpatrując konstrukcje istniejące za wartość $\varphi(t, t_0)$ można bezpiecznie przyjąć końcowy współczynnik pełzania $\varphi(\infty, t_0)$, zakładając, że zrealizowała się już większość efektów związanych z pełzaniem betonu. Dodatkowo, uwzględniając zapisy PN-EN 1994-1-1 [N16], efektywny współczynnik pełzania można zastąpić wartością nominalną $\varphi(\infty, t_0)$, przyjmując konserwatywnie, że obciążenia długotrwałe stanowią 100% wszystkich obciążeń działających na element konstrukcyjny.

4. Projektowanie wzmocnień płyt żelbetowych

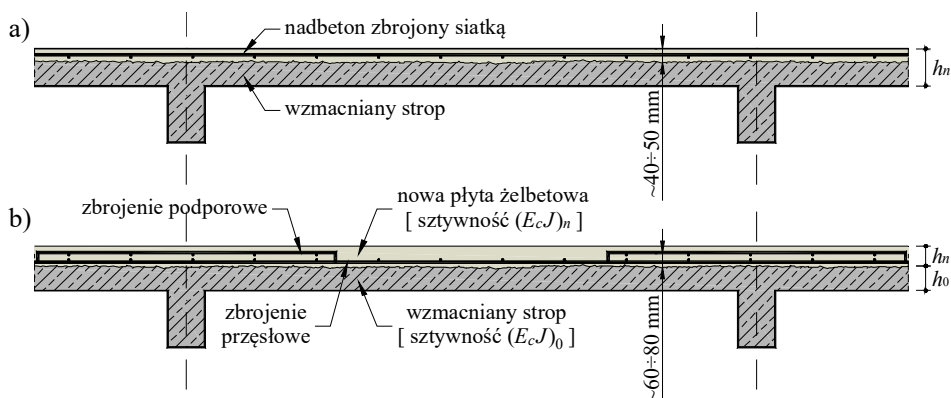
4.1. Wzmacnianie płyt na zginanie

Jednym z najprostszych i zarazem najbardziej skutecznych sposobów wzmacniania elementów żelbetowych na zginanie jest ułożenie nadbetonu, w którym można umieścić potrzebne zbrojenie. Rozwiązanie to pozwala zwiększyć wysokość przekroju (ramię sił wewnętrznych) a zarazem dobroić strefy, w których zbrojenie jest niewystarczające. W przypadku, gdy beton i zbrojenie stropu są w dobrym stanie (rys. 13a), wówczas wzmocnienie można zrealizować poprzez ułożenie stosunkowo cienkiej warstwy betonu o grubości około 40÷50 mm, zbrojonej pojedynczą siatką. Wzmocnioną w ten sposób płytę traktuje się jako zmonolityzowaną z istniejącym stropem (do obliczeń można przyjmować pełną wysokość przekroju po wzmocnieniu h_n).

Jeżeli wskutek poważnych uszkodzeń struktury betonu bądź jego zanieczyszczenia (np. wskutek przesiąknięcia olejami czy smarami) niemożliwe jest zapewnienie skutecznego zespolenia pomiędzy „starym” i „nowym betonem”, wówczas na istniejącym stropie można wykonać nową płytę o grubości h_n . Będzie ona miała za zadanie odciążać istniejącą płytę stropową, wobec czego zbroi się ją z uwagi na momenty przęsłowe i podporowe, zakładając, że jest podparta w miejscu żeber (belek) stropu. Obciążenie użytkowe rozdziela się na obie płyty proporcjonalnie do ich sztywności (rys. 13b).

W celu ograniczenia ugięć i zapewnienia jak najwyższej skuteczności nadbetonu istniejącą konstrukcję zaleca się tymczasowo podeprzeć (lub nawet wyprzeć, jeśli to możliwe).

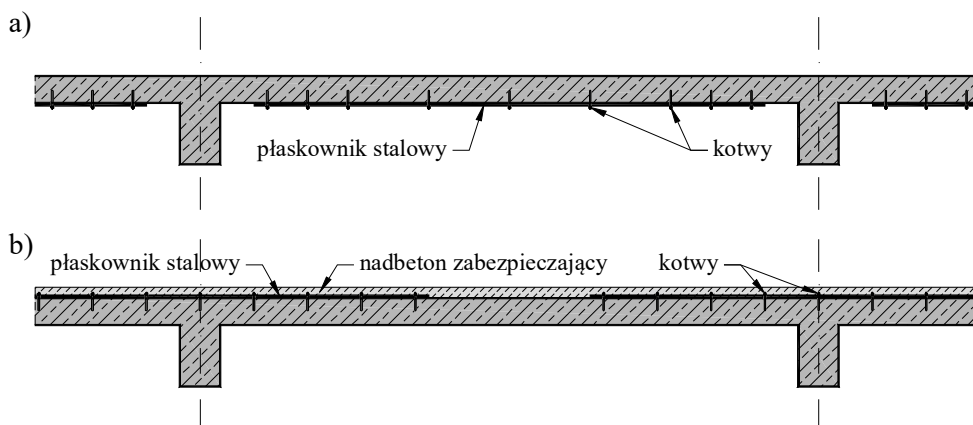
Istotną wadą wskazanej metody wzmacniania jest zwiększenie ciężaru własnego konstrukcji. Alternatywę betonu zwykłego może stanowić lekki beton kruszywowy, który przy zbliżonej wytrzymałości na ściskanie jak beton zwykły, charakteryzuje się o około 15÷20% mniejszym ciężarem objętościowym, dzięki czemu możliwe jest obniżenie ciężaru własnego nadbetonu.



Rys. 13. Przykłady wzmacniania płyt za pomocą nadbetonu: a) płyta zmonolityzowana z istniejącą konstrukcją, b) płyta pracująca niezależnie względem istniejącej płyty stropowej

Kolejnym ze spotykanych rozwiązań jest stosowanie zbrojenia zewnętrznego w strefie rozciąganej. Ze względu na łatwość montażu w tym celu sprawdzają się doskonale stalowe płaskowniki – patrz rys. 14. Jeżeli podłoże charakteryzuje się odpowiednią przyczepnością (z reguły wymaga się minimalnej wytrzymałości betonu na rozciąganie równej 1,5 MPa), wówczas płaskowniki można kleić bezpośrednio na powierzchni elementu. W celu zabezpieczenia przed odspojeniem (zarysowaniu i translokacji fragmentów płyty rozdzielonych rysą) stosuje się dodatkowo kotwy wklejane, mocujące mechanicznie płaskowniki. Wskazany sposób wzmocnienia pozwala na bardzo efektywne zwiększenie nośności na zginanie poprzez wzrost ilości zbrojenia i wysokości użytecznej przekroju (zbrojenie dodatkowe mocowane jest na powierzchni rozciąganej). Dodatkowo stosowanie tej metody prowadzi do względnie niewielkiego wzrostu ciężaru własnego konstrukcji. Jeżeli współpraca wymagana jest także w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, wówczas elementy stalowe należy zabezpieczyć przed działaniem wysokiej temperatury poprzez obłożenie ich elementami ogniochronnymi (np. płytami gipsowo-kartonowymi) lub zabetonowanie (jeżeli płaskowniki mocowane są na górnej powierzchni płyty).

W przypadku stosowania płaskowników stalowych jako zbrojenia dolnego należy pamiętać o istotnym ograniczeniu wynikającym ze specyfiki montażu. Z reguły bowiem niemożliwe jest ich doprowadzenie i zakotwienie na podporze, co w przypadku niewielkiego przekroju zbrojenia pierwotnego uniemożliwia zachowanie warunków konstrukcyjnych. Norma [N14] wymaga by przynajmniej 50% zbrojenia wymaganego w przęśle było doprowadzone i zakotwione na podporze – dla porównania dotychczasowa norma polska [N7] określała ten przekrój na poziomie 1/3 zbrojenia przęsłowego).

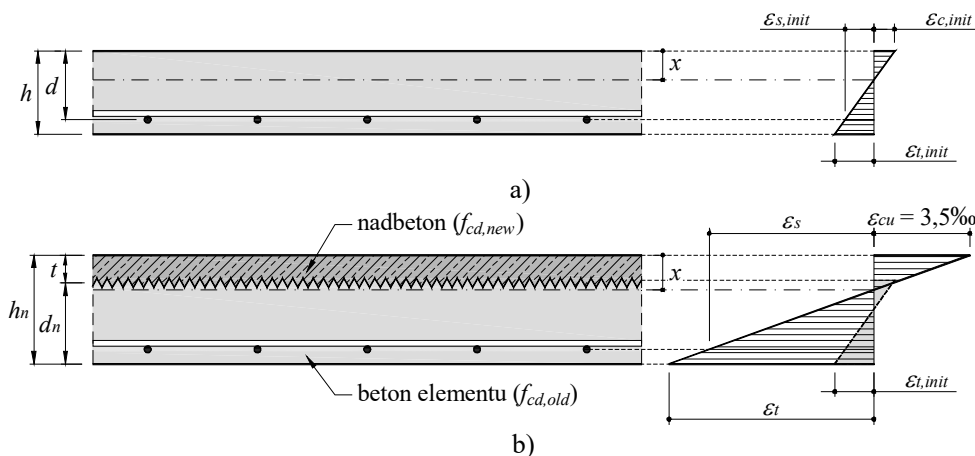


Rys. 14. Przykłady wzmocnienia za pomocą stalowych płaskowników: a) w strefach przęsłowych, b) w strefach podporowych

Projektując wzmocnienia w formie zbrojonego nadbetonu czy też zbrojenia zewnętrznego, stosuje się klasyczną teorię żelbetu, przyjmując zasadę zachowania płaskich przekrojów. Założenie to wymaga oczywiście wyeliminowania poślizgu pomiędzy istniejącą konstrukcją a elementami wzmocnienia, co z reguły jest zapewnione przy należyтым przygotowaniu powierzchni zespolenia. W dalszej części rozdziału przedstawione zostaną bardziej szczegółowo zasady projektowania wzmocnień płyt za pomocą nadbetonu i stalowych płaskowników.

4.1.1. Wzmacnianie płyt za pomocą nadbetonu

W stanie granicznym nośności zakłada się osiągnięcie w skrajnych włóknach ściskanych odkształceń granicznych ε_{cu} . Jeżeli stosuje się uproszczony, plastyczny rozkład naprężeń w strefie ściskanej, wówczas odkształcenia te w przypadku betonów klas $\leq C50/60$ są równe $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$. Korzystając z warunku równowagi sił działających w przekroju, określa się wysokość strefy ściskanej w stanie granicznym nośności a następnie odpowiadający jej rozkład odkształceń. Na rysunkach 15 i 16 pokazano możliwe rozkłady odkształceń w przekrojach elementów wzmocnionych za pomocą nadbetonu.



Rys. 15. Płyta wzmocniona za pomocą nadbetonu w strefie ściskanej:
a) rozkład odkształceń na etapie wzmacniania, b) rozkład odkształceń w przekroju wzmocnionym w stanie granicznym nośności

Pierwszy przypadek dotyczy sytuacji, w której zwiększeniu uległa jedynie wysokość przekroju natomiast zbrojenie pozostaje bez zmian. Obliczenia prowadzi się jak w przypadku typowego elementu żelbetowego. Wysokość strefy ściskanej określa się z warunku równowagi sił w przekroju. Jako pierwsze przybliżenie można przyjąć, że oś obojętna położona będzie w warstwie nadbetonu, uwzględniając w obliczeniach wytrzymałość na ściskanie betonu nadkładu $f_{cd,new}$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{b \cdot 0,8 f_{cd,new}} \quad (24)$$

Jeżeli przyjęte założenie okaże się błędne, to znaczy $x > 1,25t$ (przy założeniu prostokątnej bryły naprężeń w strefie ściskanej), wówczas obliczenia należy powtórzyć wyznaczając położenie osi obojętnej zgodnie z poniższą zależnością

$$x = t + \frac{A_s f_{yd} - b \cdot t \cdot f_{cd,new}}{b \cdot 0,8 f_{cd,old}} \quad (25)$$

gdzie:

- $f_{cd,old}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu elementu,
- $f_{cd,new}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie nadbetonu,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia,
- A_s – pole przekroju poprzecznego zbrojenia pierwotnego,
- b – szerokość strefy ściskanej,
- t – grubość nakładu betonowego.

Założenie dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego będzie prawdziwe, jeżeli obliczona wysokość strefy ściskanej nie będzie przewyższała granicznej wysokości strefy ściskanej ($x \leq x_{lim}$), danej następująco

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d_n \quad (26)$$

W zależności od położenia osi obojętnej, nośność przekroju przy zginaniu będzie równa

- gdy oś obojętka położona jest w nadbetonie

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \cdot z_n = A_s f_{yd} \cdot (d_n - 0,5 \cdot 0,8x), \quad (27)$$

- gdy oś obojętka położona jest w elemencie pierwotnym

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d_n - x) + b \cdot t \cdot f_{cd,new} (x - 0,5t) + b \cdot 0,8(x - t) \cdot f_{cd,old} \cdot 0,6(x - t). \quad (28)$$

Drugi przypadek odpowiada wzmocnieniu za pomocą nadbetonu, w którym dodatkowo umieszczone jest zbrojenie. Sytuacja ta odpowiada strefie podporowej, kiedy to nadbeton będzie znajdował się w strefie rozciąganej i w celu przeniesienia powstałych sił wymagane jest ułożenie dodatkowego zbrojenia. Obliczenia należy rozpocząć od określenia początkowych odkształceń w poziomie zbrojenia dodatkowego $\varepsilon_{t2,init}$, zakładając, że element charakteryzuje się stałą krzywizną (patrz też rys. 16)

$$\varepsilon_{t2,init} = \kappa \cdot (d_2 - x_{init}) = \frac{|\varepsilon_{t,init}| + \varepsilon_{c,init}}{h} \cdot (d_n - x_{init}). \quad (29)$$

W celu wyznaczenia wysokości strefy ściskanej w stanie granicznym nośności należy rozważyć równowagę sił w przekroju. Wstępnie zakłada się uplastycznienie zarówno zbrojenia pierwotnego jak i dodatkowego. Nośności zbrojenia wynikające z przyjętego założenia są równe:

- nośność zbrojenia pierwotnego

$$F_{Rd,old} = A_{s1} f_{yd,old} \quad (30)$$

- nośność zbrojenia dodatkowego

$$F_{Rd,new} = A_{s2} f_{yd,new} \cdot \quad (31)$$

Wysokość strefy ściskanej w stanie granicznym nośności (po wzmocnieniu)

$$x = \frac{F_{Rd,old} + F_{Rd,new}}{b \cdot 0,8 f_{cd,old}}, \quad (32)$$

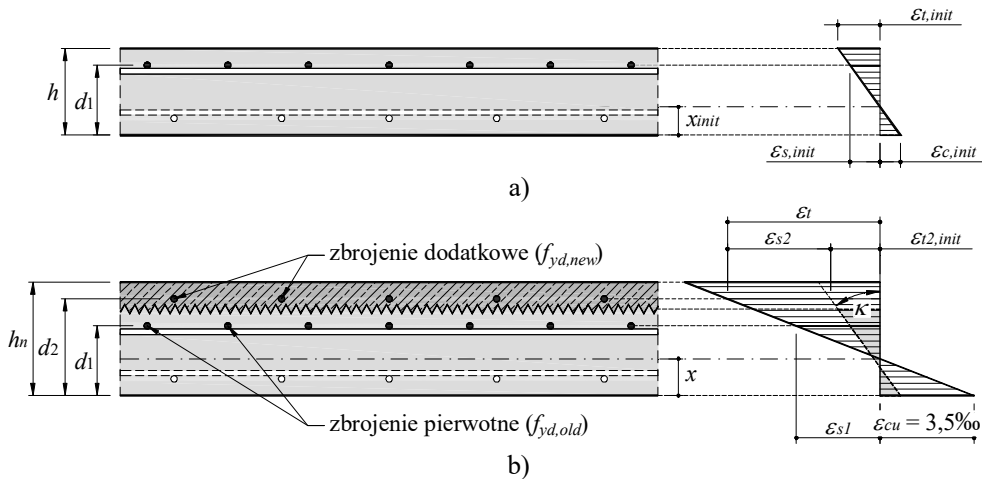
gdzie:

$F_{Rd,old}$ – nośność zbrojenia pierwotnego,

$F_{Rd,new}$ – nośność zbrojenia dodatkowego,

$f_{cd,old}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu elementu,

b – szerokość strefy ściskanej.



Rys. 16. Płyta wzmocniona za pomocą nadbetonu w strefie rozciąganej:
a) rozkład odkształceń na etapie wzmocniania, b) rozkład odkształceń w przekroju wzmocnionym w stanie granicznym nośności

Odształcenia przekroju w poziomie zbrojenia pierwotnego są równe

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d_1 - x}{x} = 3,5\text{‰} \frac{d_1 - x}{x} \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,old}}{E_s}. \quad (33)$$

Odształcenia przekroju w poziomie zbrojenia dodatkowego wynoszą

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{cu} \frac{d_2 - x}{x} = 3,5\text{‰} \frac{d_2 - x}{x}. \quad (34)$$

Uwzględniając wstępną deformację elementu na etapie wzmacniania, odkształcenia, jakie pojawiają się zbrojeniu umieszczonym w nadbetonie będą stanowiły różnicę pomiędzy odkształceniami na etapie wzmacniania $\varepsilon_{t2,init}$ i odkształceniami w stanie granicznym nośności ε_t

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_t - \varepsilon_{t2,init} \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,new}}{E_s} \quad (35)$$

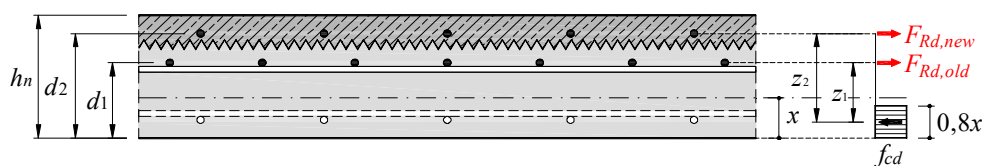
Jeżeli odkształcenia ε_{s1} i ε_{s2} przewyższają ε_{yd} , wyznaczające odkształcenie przy uplastycznieniu zbrojenia, wówczas przyjęte wcześniej założenie można uznać za słuszne i przystąpić do określenia nośności na zginanie przekroju wzmacnionego. W tym celu określa się ramiona sił wewnętrznych:

- zbrojenie pierwotne $z_1 = d_1 - 0,5 \cdot 0,8x$, (36)

- zbrojenie dodatkowe $z_2 = d_2 - 0,5 \cdot 0,8x$. (37)

Nośność na zginanie przekroju wzmacnionego dodatkowym zbrojeniem

$$M_{Rd} = F_{Rd,old} \cdot z_1 + F_{Rd,new} \cdot z_2 \quad (38)$$



Rys. 17. Układ sił w przekroju wzmacnionym za pomocą zbrojonego nadbetonu

Należy wykazać, że przyjęte na wstępie założenia dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotne i dodatkowe jest prawidłowe, to znaczy $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ (gdzie ε_{yd} oznacza odkształcenie przy początku uplastycznienia, $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$). Jeżeli zbrojenie dodatkowe będzie charakteryzowało się bardzo dużą intensywnością, wówczas może dojść do sytuacji w której nie ulegnie ono uplastycznieniu. Taki przypadek oczywiście nie jest dopuszczalny, gdyż zniszczenie elementu powinno mieć charakter ciągły i być sygnalizowane.

Przy wzmacnianiu elementu poprzez ułożenie nadbetonu należy oczywiście pamiętać o konieczności zachowania zbrojenia minimalnego, które dane jest następująco

$$\begin{matrix} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{(9.1N)} \end{matrix} \quad A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,0013 b d_n \\ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d_n \end{cases} \quad (39)$$

przy czym za f_{ctm} należy przyjmować średnią wytrzymałość na rozciąganie betonu elementu (jeżeli nadbeton układany jest w strefie ściskanej przekroju) lub nadkładu (jeżeli nadbeton układany jest w strefie rozciąganej).

Przykład P1

Strop pośredni w budynku biurowym

Rozważa się strop pośredni w budynku biurowym. Właściciel podjął decyzję o zmianie przeznaczenia jednego z pomieszczeń na archiwum dokumentów. Będzie się to wiązało ze zmianą obciążenia użytkowego z 2,0 kN/m² (obciążenie kat. B) do 7,5 kN/m² (obciążenie kat. E1) i jednocześnie zamianą istniejących warstw podłogowych na posadzkę żywiczną, co spowoduje zmniejszenie obciążenia stałego z 1,5 do 0,5 kN/m². W Tablicach P1.1 i P1.2 zestawiono obciążenia w stanie istniejącym a także po planowanej zmianie przeznaczenia pomieszczenia.

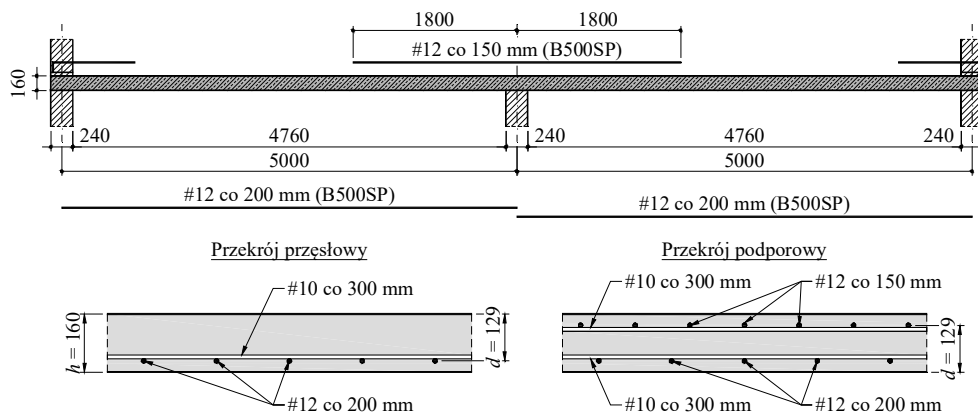
Tablica P1.1. Obciążenia w stanie istniejącym

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,16 m	4,00	1,35	0,85	5,40	4,59
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
obc. użytkowe (kat. B)	2,00	1,5	0,7	3,00	2,10
Razem	7,50			10,43	8,41

Tablica P1.2. Obciążenia docelowe, po zmianie przeznaczenia pomieszczenia

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
nadbeton gr. 0,05 m	1,25	1,35	0,85	1,69	1,43
plyta żelbetowa gr. 0,16 m	4,00	1,35	0,85	5,40	4,59
warstwy podłogowe	0,50	1,35	0,85	0,68	0,57
obc. użytkowe (kat. E1)	7,50	1,5	1,0	11,25	11,25
Razem	13,25			19,02	17,84

Strop międzykondygnacyjny to dwuprzęsłowa płyta ciągła o grubości 0,16 m, wykonana z betonu klasy C25/30. Zbrojenie główne stanowią pręty #12 co 200 mm (przęsło), #12 co 150 mm (podpora wewnętrzna) oraz #10 co 300 mm (zbrojenie rozdzielcze). Z uwagi na możliwość częściowego zamocowania w sąsiedztwie podpór zewnętrznych zastosowano zbrojenie górne z prętów #10 co 200 mm. Zbrojenie wykonano ze stali gatunku B500SP. Zmierzona otulina zbrojenia wynosi $c = 25$ mm i jest jednakowa w odniesieniu do prętów dolnych i górnych. Układ zbrojenia stropu pokazano schematycznie na rys. P1.1.



Rys. P1.1. Schemat zbrojenia stropu

Analizę rozpoczęto od określenia nośności stropu na zginanie w stanie istniejącym:

- w przekroju przęsłowym

$$M_{Rd} = A_s f_{sd} \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8x) = 565 \cdot 434,8 \cdot (129 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 17,19) \cdot 10^{-6} = 30,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

gdzie:

$$x = \frac{A_s f_{sd}}{b \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{565 \cdot 434,8}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 17,19 \text{ mm},$$

- w przekroju podporowym

$$M_{Rd} = A_s f_{sd} \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8x) = 754 \cdot 434,8 \cdot (129 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 22,95) \cdot 10^{-6} = 39,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

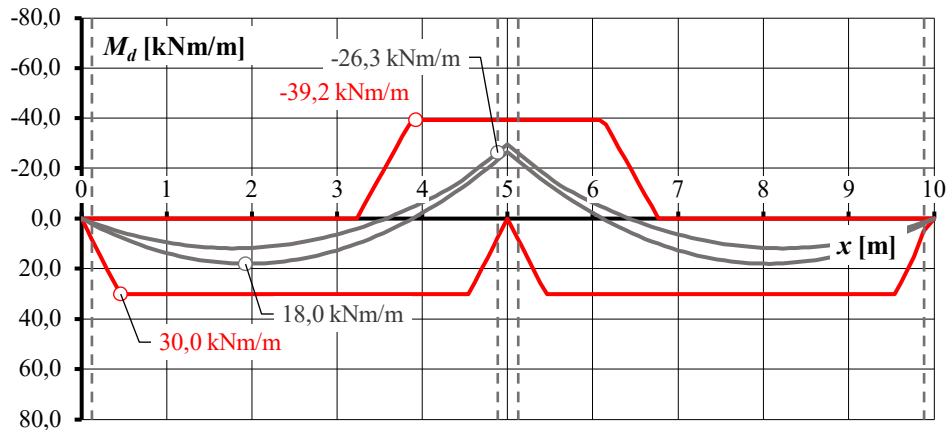
gdzie:

$$x = \frac{A_s f_{sd}}{b \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{754 \cdot 434,8}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 22,95 \text{ mm}.$$

Na rysunku P1.2 pokazano obwiednię momentów zginających na tle nośności na zginanie istniejącego stropu. Obliczenia sprawdzające wykazały, że istniejące zbrojenie dolne charakteryzuje się znacznym zapasem nośności przy aktualnych obciążeniach (rezerwa nośności 40%). Większe wykorzystanie nośności na zginanie na poziomie około 70% uzyskano w sąsiedztwie podpory wewnętrznej.

W wyniku zmiany przeznaczenia budynku obciążenia obliczeniowe ulegną zwiększeniu o ponad 80% i konieczne jest wzmocnienie stropu. Biorąc pod uwagę wyniki analizy nośności w stanie istniejącym zdecydowano się na zastosowanie nadbetonu o grubości 0,05 m. Pozwoli to zwiększyć ramię się wewnętrznych a wprowadzenie dodatkowego zbrojenia podłużnego w strefie podporowej umożliwi dalsze zwiększenie nośności na zginanie. Oczywiście będzie się

to wiązało ze wzrostem obciążenia od ciężaru własnego konstrukcji jednak wobec zmniejszenia ciężaru warstw podłogowych o $1,0 \text{ kN/m}^2$, zmiana ta nie będzie szczególnie istotna.



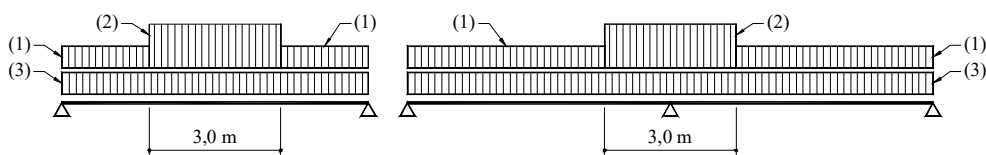
Rys. P1.2. Obwiednia momentów zginających na tle nośności stropu na zginanie

Zaprojektowanie wzmocnienia wymaga przeanalizowania sił wewnętrznych i odkształceń w dwóch stadiach pracy stropu – w fazie wykonawczej i eksploatacyjnej (docelowej). Wykonanie nadbetonu będzie wiązało się z usunięciem istniejących warstw podłogowych, co umożliwi częściowe odciążenie konstrukcji. Z drugiej strony świeża mieszanka betonowa będzie stanowiła dodatkowy balast, bowiem w trakcie prowadzenia prac nie przewiduje się tymczasowego podparcia stropu. Przy ustalaniu obciążenia od nadbetonu w fazie wykonawczej zakłada się ciężar objętościowy świeżej mieszanki betonowej $\gamma_{c, fresh} = 26,0 \text{ kN/m}^3$ (zgodnie z PN-EN 1991-1-1 [N12]).

Zgodnie z PN-EN 1991-1-6 [N13] w trakcie układania betonu należy uwzględnić jednocześnie działanie takich obciążeń jak:

- oddziaływania pochodzące od pracujących osób (Q_{ca}),
- ciężar własny elementów nośnych i form (Q_{cc}),
- ciężar świeżej mieszanki betonowej (Q_{cf}).

Na rysunku P1.3 pokazano zalecane rozkłady obciążeń wykonawczych, z wyraźnym wskazaniem na obszar prowadzenia prac.



Rys. P1.3. Zalecane układy obciążeń wynikających z układania mieszanki betonowej

Obciążenie Q_{ca} od pracowników zaopatrzonych w narzędzia ręczne lub niewielkie urządzenia modelowane jest jako obciążenie równomiernie rozłożone q_{ca} . Wartość tego obciążenia może zostać określona w projekcie konstrukcji, przy czym zaleca się $q_{ca} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ [N13].

Tablica P1.3. Zalecane wartości obciążeń wykonawczych w czasie układania betonu

Tablica 4.2. Zalecane wartości obciążeń wykonawczych w czasie układania betonu

Oddziaływanie	Powierzchnia	Obciążenie
1	2	4
(1)	Poza stanowiskiem pracy	$0,75Q_{ca}$
(2)	Stanowisko pracy $3,0 \times 3,0$ m (jednak nie więcej niż rozpiętość przęsła)	$0,75 \text{ kN/m}^2 \leq 0,10 Q_{cf} \leq 1,50 \text{ kN/m}^2$
(3)	Cały strop	ciężar własny elementów nośnych i form (Q_{ca}) ciężar własny świeżej mieszanki betonowej o nominalnej grubości (Q_{cf})

Zwiększone obciążenie wykonawcze w strefie prowadzenia prac uwzględnia możliwość czasowego gromadzenia się większej ilości mieszanki betonowej, niż wynika to z projektowanej grubości stropu. W rozważanym przypadku obciążenie to będzie równe wartości minimalnej $q_{cf} = 0,75 \text{ kN/m}^2$ ponieważ $0,10Q_{cf} = 0,10 \cdot 1,30 = 0,13 \text{ kN/m}^2 < q_{cf}$. Można zauważyć, że obciążenie wynikające z nadwyżki grubości mieszanki betonowej będzie decydujące dopiero w przypadku, gdy nominalna grubość warstwy betonu monolitycznego osiągnie około 0,29 m. W pozostałych przypadkach decyduje wartość minimalna i wówczas obciążenia wykonawcze (1) i (2) mają jednakową wartość na całej powierzchni stropu.

W Tablicy P1.4 zestawiono obciążenia działające na konstrukcję w fazie wykonawczej.

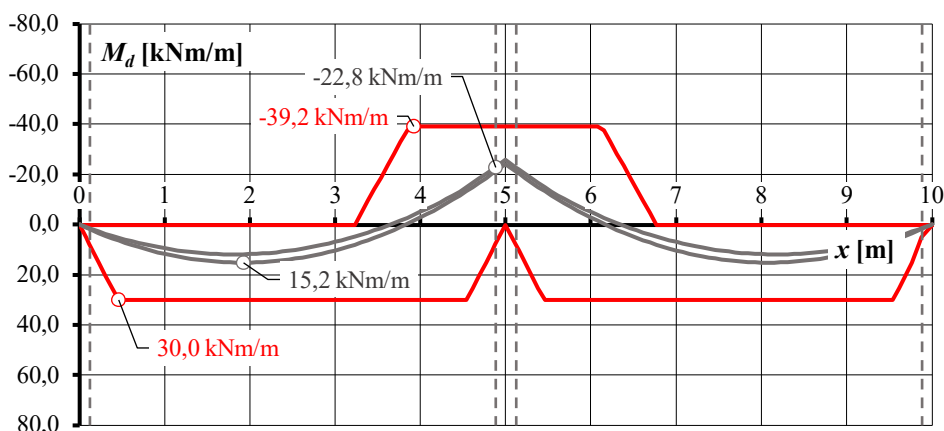
Tablica P1.4. Obciążenia w fazie wykonawczej

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	γ_F	ψ_0 lub ξ	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
nadbeton gr. 0,05 m	1,30	1,35	0,85	1,76	1,49
plyta żelbetowa gr. 0,16 m	4,00	1,35	0,85	5,40	4,59
obc. montażowe	0,75	1,5	1,0	1,13	1,13
Razem	6,05			8,29	7,21

Faza wykonawcza

W analizie stanu granicznego nośności zakłada się uplastycznienie zbrojenia pierwotnego i dodatkowego. Prawdziwość tej supozycji należy jednak zweryfikować rozważając zmianę odkształceń w przekroju przed i po wzmocnieniu. W tym celu konieczne jest określenie rozkładu odkształceń w przekrojach stropu, jakie będą występowały w trakcie prowadzenia prac.

Na rysunku P1.4 pokazano obwiednię momentów zginających określonych przy założeniu obciążeń występujących w fazie wykonawczej (patrz Tablica P1.4). Maksymalne momenty zginające wynoszą $M_{Ed} = 15,2 \text{ kNm/m}$ i $M_{Ed} = 22,7 \text{ kNm/m}$ odpowiednio w przekroju przęsłowym i podporowym. Nie przekraczają one nośności na zginanie istniejącego stropu (obwiednia nośności została pokazana linią czerwoną na rys. P1.4).



Rys. P1.4. Obwiednia momentów zginających w fazie wykonawczej na tle nośności stropu na zginanie

Określenie rozkładu odkształceń w fazie wykonawczej wymaga uwzględnienia nominalnych obciążeń występujących na tym etapie. Ponieważ rozważa się stan nieodwracalny, jako miarodajną przyjmuje się kombinację charakterystyczną według wzoru (6.14b) normy PN-EN 1990 [N11]

$$\text{PN-EN 1990 (6.14b)} \quad \sum_{j=1}^m G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

W analizowanym przypadku całkowite obciążenie charakterystyczne będzie równe

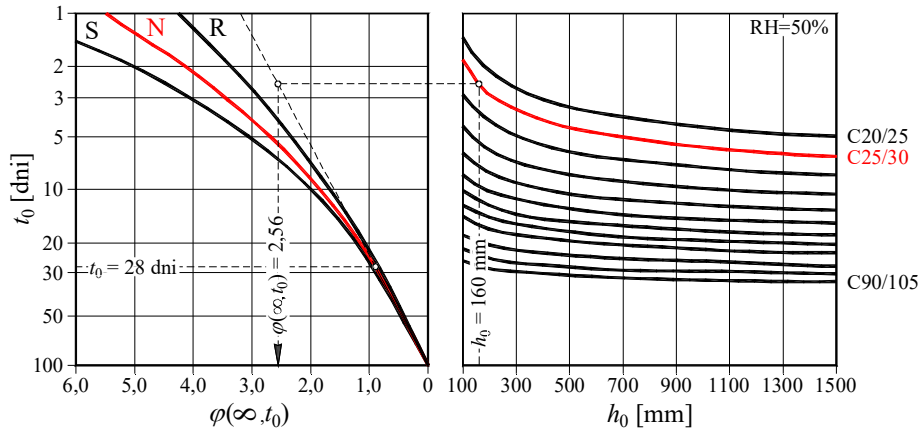
$$q_{Ek} = g_k + q_k = (1,30 + 4,00) + 0,75 = 6,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Uwzględniając najbardziej niekorzystne rozkłady obciążenia wykonawczego, uzyskano następujące wartości momentów zginających:

- w przekroju przęsłowym $M_{Ek} = 11,1 \text{ kNm/m}$,
- w przekroju podporowym $M_{Ek} = 16,7 \text{ kNm/m}$.

W celu uwzględnienia zarysowania konstrukcji i efektów reologicznych, w obliczeniach uwzględnia się efektywny moduł sprężystości betonu $E_{c,eff}$. Końcowy współczynnik pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ odczytano korzystając z nomogramu na rys. P1.5 (rysunek 3.1 normy PN-EN 1992-1-1 [N14]) przy założeniu, że wilgotność względna otoczenia wynosi $RH = 50\%$ (środowisko wewnętrzne). Miarodajny wymiar przekroju określono przy założeniu, że wysychanie mogło nastąpić na obu powierzchniach płyty

$$\text{PN-EN 1992-1-1 (6.14b)} \quad h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2bh}{2b} = h = 160 \text{ mm}$$



Rys. P1.5. Nomogram do określania końcowego współczynnika pełzania

W rozważanym przypadku efektywny moduł sprężystości betonu elementu jest równy

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{31}{1 + 2,56} = 8,71 \text{ GPa} .$$

Przekrój przęsłowy

Korzystając z równania (16) określamy wysokość strefy ściskanej przekroju zarysowanego (ze względu na brak zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} = 0$)

$$x = \frac{-\alpha_e \cdot A_{s1} + \sqrt{\alpha_e^2 \cdot A_{s1}^2 + 2bd\alpha_e A_{s1}}}{b} =$$

$$= \frac{-22,96 \cdot 565 + \sqrt{(22,96)^2 \cdot 565^2 + 2 \cdot 1000 \cdot 129 \cdot 22,96 \cdot 565}}{1000} = 46,32 \text{ mm} ,$$

gdzie

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{8,71} = 22,96 .$$

Moment bezwładności przekroju zarysowanego względem osi obojętnej wynosi

$$J_{cr} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x)^2 = \frac{1000 \cdot (46,32)^3}{3} + 22,96 \cdot 565 (129 - 46,32)^2 =$$

$$= 121806272 \text{ mm}^4 .$$

Odształcenia w poziomie zbrojenia głównego są równe

$$\varepsilon_{s,init} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} J_{cr}} (d - x) = \frac{11,1 \cdot 1000}{8,71 \cdot 121806272} (129 - 46,32) = 0,87\text{‰} .$$

Przekrój podporowy

Korzystając z równania (16) określamy wysokość strefy ściskanej przekroju zarysowanego. W rozważanym przekroju zbrojenie występuje także w strefie ściskanej (#12 co 200 mm, $A_{s2} = 565 \text{ mm}^2/\text{mb}$), stąd

$$\begin{aligned}x &= \frac{-\alpha_e(A_{s1} + A_{s2}) + \sqrt{\alpha_e^2(A_{s1} + A_{s2})^2 + 2b\alpha_e(A_{s1}d + A_{s2}a_2)}}{b} = \\&= \frac{-22,96(754 + 565) + \sqrt{(22,96)^2(754 + 565)^2 + 2 \cdot 1000 \cdot 22,96(754 \cdot 129 + 565 \cdot 31)}}{1000} = \\&= 48,38 \text{ mm},\end{aligned}$$

gdzie

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{8,71} = 22,96.$$

Moment bezwładności przekroju zarysowanego względem osi obojętnej wynosi

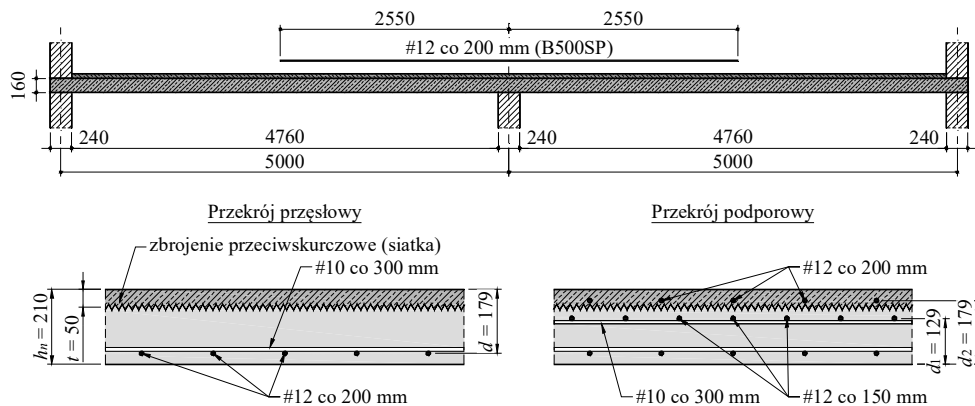
$$\begin{aligned}J_{cr} &= \frac{bx^3}{3} + \alpha_e A_{s1}(d-x)^2 + \alpha_e A_{s2}(x-a_2)^2 = \\&= \frac{1000 \cdot (48,38)^3}{3} + 22,96 \cdot 754(129 - 48,38)^2 + 22,96 \cdot 565(48,38 - 31)^2 = \\&= 154184735 \text{ mm}^4.\end{aligned}$$

Odształcenia w poziomie zbrojenia głównego są równe

$$\varepsilon_{s,init} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} J_{cr}}(d-x) = \frac{16,7 \cdot 1000}{8,71 \cdot 154184735}(129 - 48,38) = 0,67\text{‰}.$$

Faza eksploatacyjna

Na rysunku P1.6 pokazano przyjętą koncepcję wzmocnienia stropu. Założono, że na całej powierzchni stropu wykonana zostanie warstwa nadbetonu gr. 0,05 m. W strefie przęsłowej nadbeton zbrojony będzie przeciwskurczowo siatką #8 co 150 mm, natomiast w strefie podporowej przewidziano zbrojenie składające się prętów #12 co 200 mm, układanych prostopadle do podpory wewnętrznej. Zasięg zbrojenia dostosowano do przebiegu momentów zginających, przyjmując pręty o długości 5,10 m.



Rys. P1.6. Schemat dobrojenia płyty

Przekrój przęsłowy

Określamy wysokość strefy ściskanej, zakładając, że zbrojenie pierwotne ulegnie uplastycznieniu w stanie granicznym nośności

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{b \cdot 0,8 f_{cd, new}} = \frac{565 \cdot 434,8}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 17,19 \text{ mm} < 1,25t = 62,5 \text{ mm} ,$$

Odształcenia w punktach charakterystycznych na wysokości przekroju płyty są równe:

- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$,
- w poziomie zbrojenia pierwotnego

$$\varepsilon_s = \frac{d_n - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{179 - 17,19}{17,19} 3,5\% = 32,94\% > \varepsilon_{sd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{434,8}{200} = 2,17\% .$$

Założenie dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego okazało się słuszne i można przystąpić do określenia nośności na zginanie po wzmocnieniu

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d_n - 0,5 \cdot 0,8x) = 565 \cdot 434,8 (179 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 17,19) \cdot 10^{-6} = 42,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} .$$

Przekrój podporowy

Określamy wysokość strefy ściskanej, zakładając, że zarówno zbrojenie pierwotne jak i dodatkowe ulegnie uplastycznieniu w stanie granicznym nośności

$$x = \frac{A_{s, old} f_{yd, old} + A_{s, new} f_{yd, new}}{b \cdot 0,8 f_{cd, old}} = \frac{754 \cdot 434,8 + 565 \cdot 434,8}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 40,14 \text{ mm} .$$

Odształcenia w punktach charakterystycznych na wysokości przekroju płyty są równe:

- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$,
- w poziomie zbrojenia pierwotnego

$$\varepsilon_{s,old} = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{129-40,14}{40,14} 3,5\text{‰} = 7,75\text{‰} > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,old}}{E_s} = \frac{434,8}{200} = 2,17\text{‰} ,$$

- w poziomie zbrojenia dodatkowego

$$\varepsilon_{s,new} = \frac{d_n - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{179 - 40,14}{40,14} 3,5\text{‰} = 12,11\text{‰} .$$

Zakładając stałą krzywiznę określamy teoretyczne odkształcenia w poziomie zbrojenia dodatkowego na etapie realizacji wzmocnienia

$$\varepsilon_{t2,init} = \frac{|\varepsilon_{t,init}| + \varepsilon_{c,init}}{h} \cdot (d_n - x_{init}) = \frac{0,93\text{‰} + 0,40\text{‰}}{160} \cdot (179 - 48,38) = 1,09\text{‰} .$$

Zmiana odkształceń w zbrojeniu dodatkowym będzie równa

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s,new} - \varepsilon_{t2,init} = 12,11 - 1,09 = 11,02\text{‰} > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,new}}{E_s} = \frac{434,8}{200} = 2,17\text{‰} .$$

Założenie dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego i dodatkowego okazało się słuszne i można przystąpić do określenia nośności na zginanie po wzmocnieniu. W tym celu określa się:

- nośność zbrojenia pierwotnego

$$F_{Rd,old} = A_{s1} f_{yd,old} = 754 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 327,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ,$$

- nośność zbrojenia dodatkowego

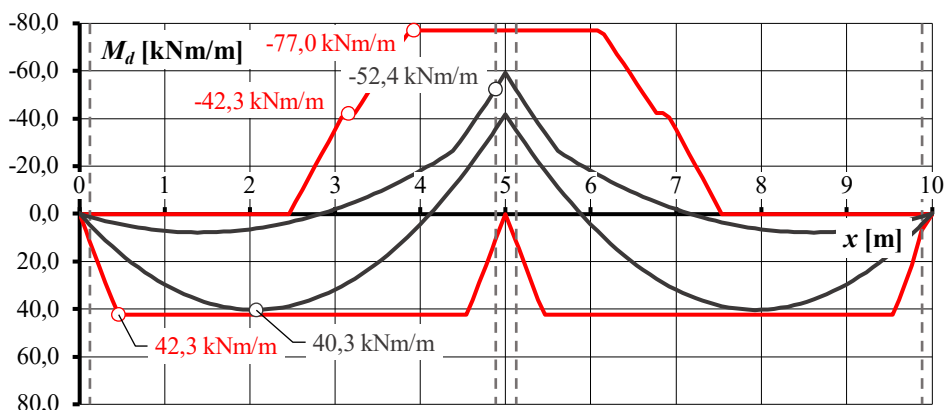
$$F_{Rd,new} = A_{s2} f_{yd,new} = 565 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 245,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} .$$

Nośność na zginanie płyty wzmocnionej za pomocą nadbetonu gr. 0,05 m zbrojonego prętami #12 co 200 mm będzie równa

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{Rd,old} (d - 0,5 \cdot 0,8x) + F_{Rd,new} (d_n - 0,5 \cdot 0,8x) = \\ &= 327,8 (129 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 40,14) \cdot 10^{-3} + 245,7 (179 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 40,14) \cdot 10^{-3} = \\ &= 77,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} . \end{aligned}$$

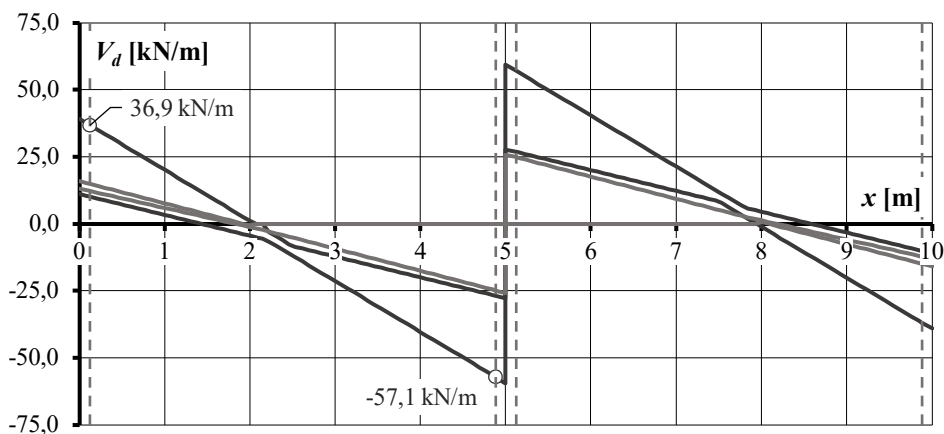
Na rysunku P1.7 pokazano obwiednię momentów zginających wywołanych obciążeniami, jakie pojawią się po wzmocnieniu stropu. Linie czerwone wyznaczają nośność na zginanie płyty

wzmocnionej. Zastosowanie nadbetonu spowodowało zwiększenie nośności na zginanie M_{Rd} w przekroju przęsłowym z 30,0 kNm/m do 42,3 kNm/m (wzrost nośności o 41%). Wzrost obciążeń spowoduje jednocześnie zwiększenie momentu zginającego M_{Ed} z 18,0 kNm/m do 40,3 kNm/m, jednak warunek stanu granicznego nośności będzie zachowany z zapasem około 5%. Zespolenie stropu ze zbrojonym nadbetonem umożliwiło niemal dwukrotne zwiększenie nośności M_{Rd} przekroju w strefie podporowej z 39,2 kNm/m do 77,0 kNm/m. Wskutek zwiększenia obciążeń moment zginający M_{Ed} ulegnie zmianie z 26,3 kNm/m do 52,4 kNm/m (wzrost o niemal 100%), jednak warunek stanu granicznego nośności będzie zachowany z zapasem około 30%.



Rys. P1.7. Obwiednia momentów zginających od obciążeń docelowych na tle nośności stropu na zginanie po realizacji wzmocnienia

Istotne zagadnienie przy realizacji wzmocnienia za pomocą nadbetonu stanowi zespolenie pomiędzy betonem podłoża i nadbetonem. Na rysunku P1.8 pokazano wykres sił poprzecznych w płycie po wzmocnieniu. Obliczenia rozwarstwienia wykonano w odniesieniu do przekrojów przypodporowych, w których występują największe siły poprzeczne.



Rys. P1.8. Obwiednia sił tnących od obciążeń docelowych

Naprężenia styczne określono zgodnie z zależnością (8). Przyjęto, że położenie osi obojętnej wynika ze stanu odkształcenia w stanie granicznym nośności. W przypadku przekroju

w sąsiedztwie podpory zewnętrznej będzie ona położona w obrębie nadbetonu ($x = 17,19 \text{ mm} < t = 50 \text{ mm}$) a zatem współczynnik $\beta = 1$. Naprężenia styczne odpowiadające sile $V_{Ed} = 36,9 \text{ kN/m}$ są równe

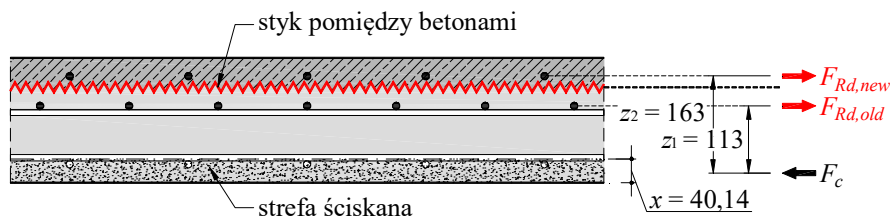
$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b \cdot z} = \frac{1,0 \cdot 36,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 172} = 0,215 \text{ MPa} .$$

W przypadku strefy w sąsiedztwie podpory wewnętrznej oś obojętna położona jest w przekroju istniejącej płyty a zatem przy określaniu współczynnika β , determinującego siły działające w płaszczyźnie zespolenia, należy wziąć pod uwagę relację nośności zbrojenia dodatkowego do nośności całego zbrojenia rozmieszczonego w rozciąganej części przekroju (patrz też rys. P1.9)

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{F_{Rd,new}}{F_{Rd,old} + F_{Rd,new}} = \\ &= \frac{A_{s,new} f_{yd,new}}{A_{s,old} f_{yd,old} + A_{s,new} f_{yd,new}} = \frac{565 \cdot 434,8}{754 \cdot 434,8 + 565 \cdot 434,8} = 0,428 . \end{aligned}$$

Wypadkowe ramię sił wewnętrznych wynosi

$$z = \frac{A_{s,old} \cdot z_1 + A_{s,new} \cdot z_2}{A_{s,old} + A_{s,new}} = \frac{754 \cdot 113 + 565 \cdot 163}{754 + 565} = 134,4 \text{ mm} .$$



Rys. P1.9. Szczegół zespolenia pomiędzy płytą i nadbetonem w strefie podporowej

Naprężenia styczne odpowiadające sile $V_{Ed} = 57,1 \text{ kN/m}$ są równe

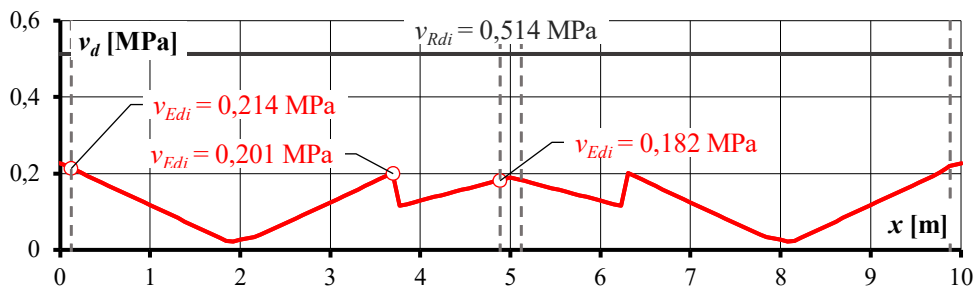
$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b \cdot z} = \frac{0,428 \cdot 57,1 \cdot 10^3}{1000 \cdot 134,4} = 0,182 \text{ MPa} .$$

Zbrojenie zespalające nie jest wymagane jeżeli naprężenia styczne nie przekraczają naprężeń granicznych v_{Rdi} wynikających wyłącznie z udziału sił adhezji (patrz rozdz. 3.1). Zakłada się, że powierzchnia stropu zostanie uszorstniona mechanicznie poprzez frezowanie – powstaną bruzdy o głębokości około 5 mm w rozstawie 20 mm. Uwzględniając klasyfikację podłoża, omówioną wcześniej, powierzchnię zespolenia będzie można traktować jako szorstką. Przekłada się to na współczynnik tarcia $\mu = 0,7$ i współczynnik sił adhezji $c = 0,4$ według

PN-EN 1992-1-1 [N14]. W rozważnym przypadku graniczne naprężenia styczne będą równe (pomija się udział sił tarcia wynikających z docisku nadbetonu do stropu)

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} = c \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,4 \frac{1,8}{1,4} = 0,514 \text{ MPa} .$$

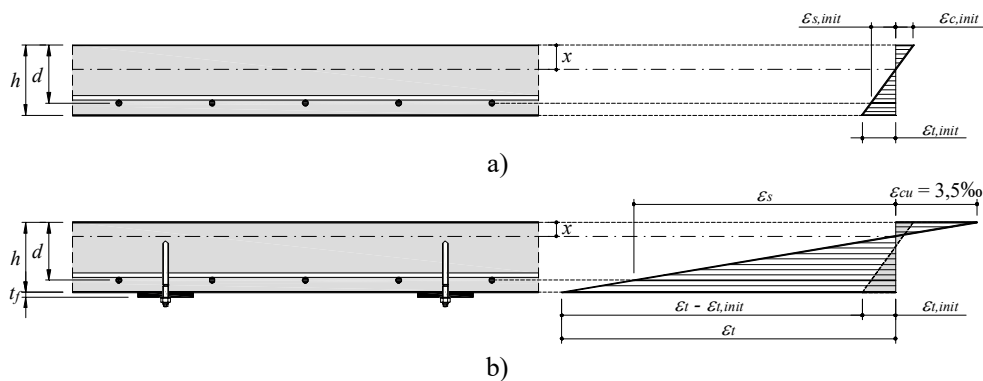
Na rysunku P1.10 pokazano rozkład naprężeń stycznych w płaszczyźnie zespolenia. W żadnym przypadku nie przekraczają one naprężeń granicznych v_{Rdi} (maksymalnie stanowią około 42% tej wartości). Z tego względu, biorąc pod uwagę znaczną pracochłonność instalowania zbrojenia zespalającego, zdecydowano się zaprojektować styk jako niezbrojony.



Rys. P1.10. Wykres naprężeń w styku pomiędzy nadbetonem i płytą stropową

4.1.2. Wzmacnianie płyt za pomocą płaskowników stalowych

Ponieważ montaż płaskowników będzie odbywał się na elemencie częściowo obciążonym (a zatem ugiętym), zbrojenie dodatkowe włączy się do współpracy dopiero przy obciążeniach przewyższających występujące na etapie wzmacniania. Z tego względu odkształcenia, jakie pojawią się w stalowych elementach wzmacnienia będą stanowiły różnicę pomiędzy odkształceniami na w poziomie środka ciężkości tego zbrojenia na etapie wzmacniania ε_{init} i w stanie granicznym nośności ε_{ult} (w przypadku płaskowników klejonych na powierzchni elementu można założyć, że będzie to krawędź strefy rozciąganej) – patrz rys. 18.



Rys. 18. Płyta wzmacniona za pomocą zbrojenia zewnętrznego w formie płaskowników: a) rozkład odkształceń na etapie wzmacniania, b) rozkład odkształceń w przekroju wzmacnionym wynikających z obciążeń docelowych

Należy sprawdzić, czy przyjęte wstępnie założenia dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego i dodatkowego są prawidłowe, to znaczy $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ (gdzie ε_{yd} oznacza odkształcenie przy początku uplastycznienia, $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$). Jeżeli zbrojenie dodatkowe będzie charakteryzowało się bardzo dużą intensywnością, wówczas może nie ulec ono uplastycznieniu. Taka sytuacja jest niepożądana, gdyż zniszczenie elementu powinno mieć charakter ciągły i być sygnalizowane.

Wysokość strefy ściskanej w stanie granicznym nośności (po wzmocnieniu) można określić następująco

$$x = \frac{F_{Rd,s} + F_{Rd,a}}{b \cdot 0,8 f_{cd}}, \quad (40)$$

gdzie:

- $F_{Rd,s}$ – nośność zbrojenia pierwotnego, równa $F_{Rd,s} = A_s f_{sd}$,
- $F_{Rd,a}$ – nośność stalowych płaskowników, równa $F_{Rd,a} = A_a f_{yd}$,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu elementu,
- f_{sd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali kształtowej,
- A_a – pole przekroju płaskowników,
- A_s – pole przekroju zbrojenia pierwotnego.

W przypadku płyt obliczenia wykonuje się dla pasma b o szerokości 1 m i wówczas przekrój wzmocnienia przyjmowany w równaniu (40) można wyrazić następująco

$$A_a = \frac{b_a \cdot t_f}{s_f}, \quad (41)$$

gdzie:

- b_a – szerokość płaskownika (netto – po odliczeniu otworów wykonanych w płaskowniku),
- t_f – grubość płaskownika,
- s_f – rozstaw płaskowników.

Odkształcenia przekroju w poziomie zbrojenia pierwotnego są równe

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 3,5\% \frac{d-x}{x} \geq \varepsilon_{sd} = \frac{f_{sd}}{E_s}. \quad (42)$$

Uwzględniając wstępną deformację elementu na etapie wzmocnienia, zmiana odkształceń w płaskownikach będzie równa

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_{t,init} = 3,5\% \frac{h-x}{x} - \varepsilon_{t,init} \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}. \quad (43)$$

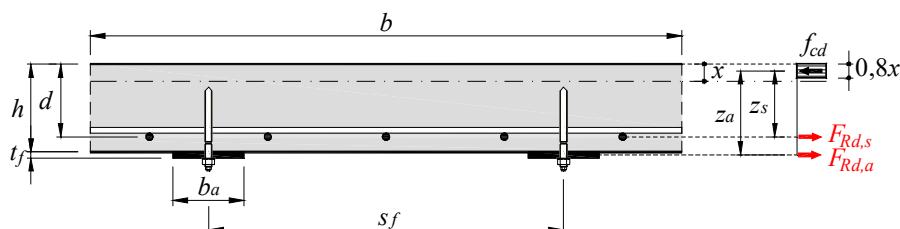
Jeżeli zarówno $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sd}$ jak i $\varepsilon_a \geq \varepsilon_{yd}$ wówczas przyjęte założenia dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego i wtórnego są słuszne i można przystąpić do określenia nośności na zginanie po wzmocnieniu. Ramiona sił wewnętrznych są równe odpowiednio (patrz rys. 19)

- zbrojenie pierwotne $z_s = d - 0,5 \cdot 0,8x$, (44)

- zbrojenie dodatkowe (płaskowniki) $z_a = h - 0,5t_f - 0,5 \cdot 0,8x$. (45)

Nośność na zginanie przekroju wzmocnionego płaskownikami jest równa

$$M_{Rd} = F_{Rd,s} \cdot z_s + F_{Rd,a} \cdot z_a \quad (46)$$

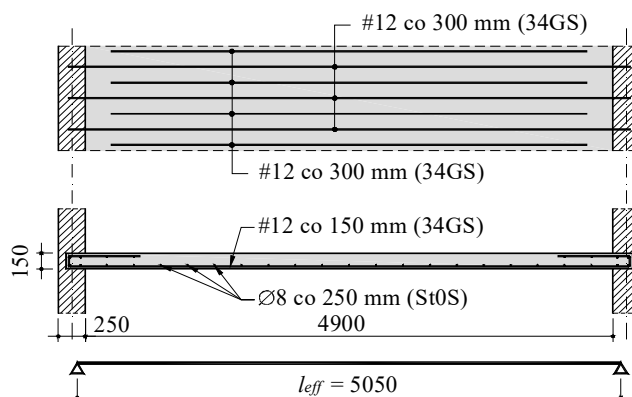


Rys. 19. Układ sił w przekroju wzmocnionym za pomocą płaskowników

Przykład P2

Strop w budynku usługowym

Ze względu na planowaną zmianę przeznaczenia budynku zaistniała potrzeba wzmocnienia istniejącego stropu opartego na ścianach murowanych. Płyta o grubości 0,15 m wykonana została z betonu, który zaliczyć można do klasy wytrzymałości na ściskanie C25/30. Zbrojenie główne stanowią pręty #12 co 150 mm ze stali klasy A-III (34GS), natomiast zbrojenie rozdzielcze pręty $\varnothing 8$ co 250 mm ze stali A-0 (St0S). Otulina zbrojenia wynosi $c = 20$ mm. Ustalono, że do podpór zostało doprowadzone 50% zbrojenia przeszłowego. Zbrojenie stropu pokazano schematycznie na rys. P2.1.



Rys. P2.1. Schemat zbrojenia płyty stropowej

Dotychczas pomieszczenia budynku użytkowane były jako biura jednak część z nich postanowiono przekształcić na powierzchnie handlowe. W Tablicach P2.1 i P2.2 zestawiono obciążenia działające na konstrukcję w stanie istniejących a także po zmianie przeznaczenia budynku. Obliczenia sprawdzające wykonano zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [N14], dlatego też obciążenia określono konsekwentnie stosując normy PN-EN 1990 [N11] i PN-EN 1991-1-1 [N12]. Dotychczasowe obciążenie użytkowe zaliczono do kategorii B, natomiast po zmianie przeznaczenia na strop będzie działało obciążenie kategorii D2, skutkiem czego zmianie ulegnie relacja pomiędzy obciążeniami stałymi i zmiennymi.

W stanie istniejącym przy określaniu miarodajnego obciążenia obliczeniowego decydująca była kombinacja 6.10a według [N11], natomiast po zwiększeniu obciążenia użytkowego decydująca będzie kombinacja 6.10b. Wskutek planowanych zmian całkowite obciążenie obliczeniowe ulegnie zwiększeniu o 47% (w odniesieniu do wartości charakterystycznych zmiana ta będzie wynosiła 41%). Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie obliczeniowe $q_{Ed} = 13,52 \text{ kN/m}^2$.

Tablica P2.1. Obciążenia w stanie istniejącym

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,15 m	3,75	1,35	0,85	5,06	4,30
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
obc. użytkowe (kat. B)	2,00	1,5	0,7	2,10	3,00
Razem	7,25			9,19	9,02

Tablica P2.2. Obciążenia po zmianie przeznaczenia budynku

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,15 m	3,75	1,35	0,85	5,06	4,30
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
obc. użytkowe (kat. D2)	5,00	1,5	0,7	5,25	7,50
Razem	10,25			12,34	13,52

Uwzględniając sposób podparcia stropu a także grubość płyty, rozpiętość efektywna będzie równa

$$l_{eff} = l_0 + 2 \cdot \min\{0,5h ; 0,5t\} = 4900 + 2 \cdot \min\{0,5 \cdot 150 ; 0,5 \cdot 250\} = 5050 \text{ mm} .$$

Przed podjęciem decyzji odnośnie potrzeby wzmacniania należy określić nośność stropu w stanie istniejącym. Ustalamy wysokość strefy ściskanej

$$x = \frac{A_s f_{sd}}{b \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{754 \cdot 350}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 18,47 \text{ mm}$$

a następnie nośność na zginanie

$$M_{Rd} = A_s f_{sd} \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8x) = 754 \cdot 350 \cdot (124 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 18,47) \cdot 10^{-6} = 30,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} .$$

W wyniku zwiększenia obciążenia moment zginający w środku rozpiętości przęśla wzrośnie do wartości

$$M_{Ed} = 0,125 q_{Ed} \cdot l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 13,52 \cdot (5,05)^2 = 43,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > M_{Rd} = 30,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Deficyt nośności będzie wynosić około 40% i konieczne jest wzmocnienie stropu. Zdecydowano, że w tym celu zastosowane zostaną płaskowniki stalowe o przekroju 50×5 mm wykonane ze stali S235JR. Płaskowniki zostaną przyklejone do płyty za pomocą kleju na bazie żywic epoksydowych i dodatkowo zakotwione wklejającymi kotwami M10. Osadzenie łączników będzie wymagało wykonania perforacji w kształtownikach – otworów o średnicy $\varnothing 11$ mm. Wykonanie otworów spowoduje zmniejszenie przekroju czynnego płaskowników, który wynosić będzie $A_{a,net} = (50 - 11) \cdot 5 = 195 \text{ mm}^2$.

Dobierając rozstaw płaskowników należy kierować się rozmieszczeniem istniejącego zbrojenia w elemencie. Ze względu na kotwienie mechaniczne i związaną z tym konieczność wykonania otworów w płycie, płaskowniki należy sytuować pomiędzy prętami zbrojeniowymi. W rozważanym przypadku zdecydowano się zastosować płaskowniki w rozstawie co 300 mm tj. co drugi pręt. Taka lokalizacja elementów stalowych umożliwi bezpieczne wykonanie otworów, ograniczając ryzyko uszkodzenia istniejącego zbrojenia.

W trakcie realizacji wzmocniania na strop nie będzie działało obciążenie użytkowe. Całkowite obciążenie quasi-stałe będzie równe

$$q_{Eqp} = g_s + g_f = 3,75 + 1,50 = 5,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

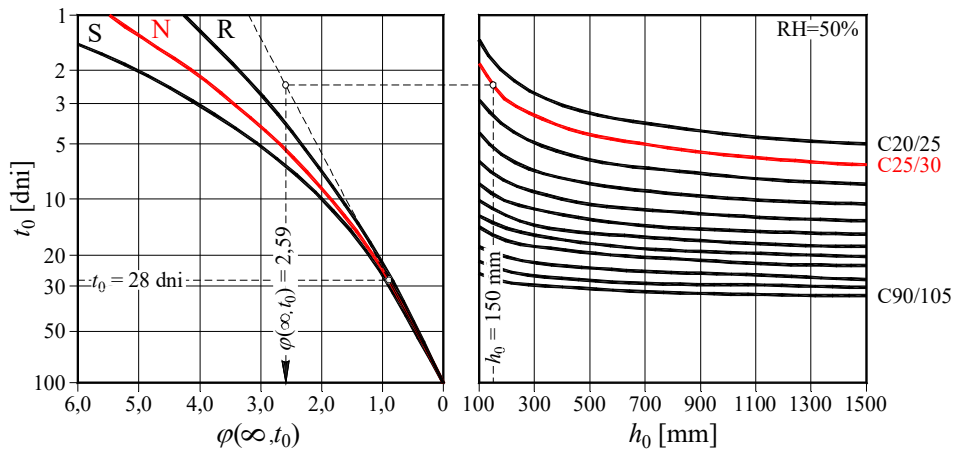
Moment zginający wywołany obciążeniem działającym na etapie wzmocniania stropu będzie wynosił

$$M_{Eqp} = 0,125 q_{Eqp} \cdot l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 5,25 \cdot (5,05)^2 = 16,7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

W celu uwzględnienia zarysowania i efektów reologicznych, w obliczeniach uwzględnia się efektywny moduł sprężystości betonu $E_{c,eff}$. Końcowy współczynnik pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ odczytano korzystając z nomogramu na rys. P2.2 (*rysunek 3.1* normy **PN-EN 1992-1-1** [N14]) przy założeniu, że wilgotność względna otoczenia wynosi $RH = 50\%$ (środowisko wewnętrzne). Miarodajny wymiar przekroju określono przy założeniu, że wysychanie mogło nastąpić na obu powierzchniach płyty

PN-EN
1992-1-1
(6.14b)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2bh}{2b} = h = 150 \text{ mm}.$$



Rys. P2.2. Nomogram do określania końcowego współczynnika pęcznienia

W rozważanym przypadku efektywny moduł sprężystości betonu elementu jest równy

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{31}{1 + 2,59} = 8,64 \text{ GPa} .$$

Korzystając z równania (16) określamy wysokość strefy ściskanej przekroju zarysowanego (ze względu na brak zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} = 0$)

$$x = \frac{-\alpha_e \cdot A_{s1} + \sqrt{\alpha_e^2 \cdot A_{s1}^2 + 2bd\alpha_e A_{s1}}}{b} = \frac{-23,15 \cdot 754 + \sqrt{(23,15)^2 \cdot 754^2 + 2 \cdot 1000 \cdot 124 \cdot 23,15 \cdot 754}}{1000} = 50,62 \text{ mm} ,$$

gdzie

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{8,64} = 23,15 .$$

Moment bezwładności przekroju zarysowanego względem osi obojętnej wynosi

$$J_{cr} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x)^2 = \frac{1000 \cdot (50,62)^3}{3} + 23,15 \cdot 754 (124 - 50,62)^2 = 137225122 \text{ mm}^4 .$$

Odształcenia na krawędzi strefy rozciąganej są równe

$$\varepsilon_{t,init} = \frac{M_{Eqp}}{E_{c,eff} J_{cr}} (h - x) = \frac{16,7 \cdot 1000}{8,64 \cdot 137225122} (150 - 50,62) = 1,40\% .$$

Określamy wysokość strefy ściskanej, zakładając, że zarówno zbrojenie pierwotne jak i płaskowniki ulegną uplastycznieniu w stanie granicznym nośności

$$x = \frac{F_{Rd,s} + F_{Rd,a}}{b \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{263,9 + 152,8}{1000 \cdot 0,8 \cdot 17,86} \cdot 10^3 = 29,16 \text{ mm},$$

gdzie:

- nośność zbrojenia pierwotnego

$$F_{Rd,s} = A_s f_{sd} = 754 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 263,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

- nośność zbrojenia dodatkowego

$$F_{Rd,a} = A_a f_{yd} = \frac{(b_a - D_b) \cdot t_f}{s_f} f_{yd} = \frac{(50 - 11) \cdot 5}{300} 235 \cdot 10^{-3} = 152,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Odształcenia w punktach charakterystycznych na wysokości przekroju płyty są równe

- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$,
- w poziomie zbrojenia pierwotnego

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{124 - 29,16}{29,16} 3,5\% = 11,38\% > \varepsilon_{sd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{350}{200} = 1,75\%,$$

- na krawędzi rozciąganej

$$\varepsilon_t = \frac{h - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{150 - 29,16}{29,16} 3,5\% = 14,50\%.$$

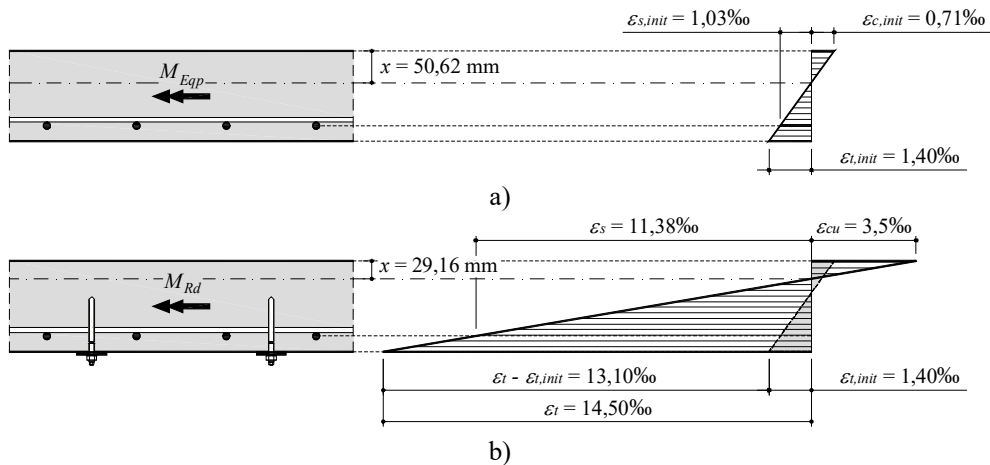
Zmiana odkształceń w stalowych płaskownikach będzie równa

$$\varepsilon_a = \varepsilon_t - \varepsilon_{t,init} = 14,50 - 1,40 = 13,10\% > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_a} = \frac{235}{210} = 1,12\%.$$

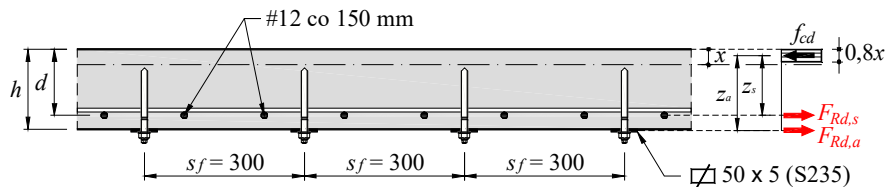
Na rysunku P2.3 pokazano rozkład odkształceń w przekroju na etapie wzmacniania a także po jego zakończeniu, w stanie granicznym nośności

Przyjęte założenia dotyczące uplastycznienia zbrojenia okazały się słuszne i można przystąpić do określania nośności na zginanie, która będzie wynosić (patrz też rys. P2.4)

$$M_{Rd} = F_{Rd,s} \cdot z_s + F_{Rd,a} \cdot z_a = 263,9 \cdot 112,34 \cdot 10^{-3} + 152,8 \cdot 140,84 \cdot 10^{-3} = 51,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$



Rys. P2.3. Płyta wzmocniona za płaskowników: a) rozkład odkształceń na etapie wzmocniania, b) rozkład odkształceń w przekroju wzmocnionym w stanie granicznym nośności



Rys. P2.4. Układ sił w przekroju wzmocnionym za pomocą płaskowników

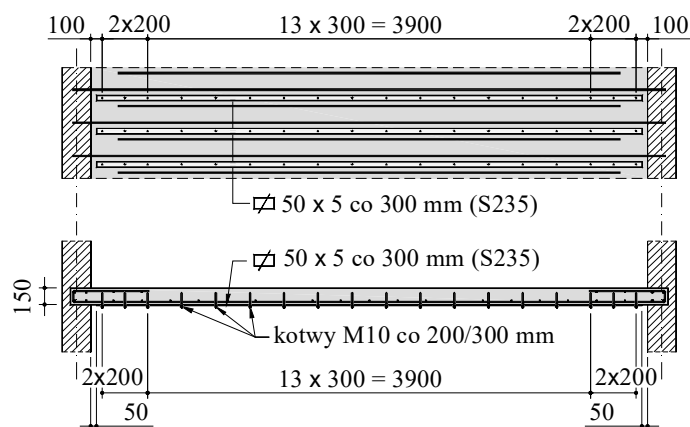
Po wzmocnieniu nośność stropu będzie odpowiednia, aby zwiększyć obciążenia użytkowe wynikające ze zmiany sposobu użytkowania ($M_{Ed}/M_{Rd} = 43,1/51,2 = 0,83$).

Zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [N14] w płytach swobodnie podpartych połowę obliczonego zbrojenia przęsłowego należy doprowadzić do podpór i tam zakotwić. W przypadku wzmocniania za pomocą płaskowników mocowanych do powierzchni dolnej spełnienie tego warunku jest trudne do zrealizowania – wymagałoby bowiem wykonania gniazd w ścianie lub powiększenia podpory. Dotychczasowa norma polska PN-B 03264:2002 [N7] wymagała w takich sytuacjach doprowadzenia do podpory nie mniej niż $1/3$ prętów wymaganych w przekroju przęsłowym i nie mniej niż 3 prętów na 1 mb szerokości.

We wzmocnianej płycie do podpór doprowadzono co drugi pręt zbrojenia głównego. Przyjęto, że płaskowniki zostaną zakończone przed krawędzią podpory. Udział zbrojenia, które będzie doprowadzone i zakotwione na podporach wynosi

$$\frac{0,5 A_s f_{sd}}{A_s f_{sd} + A_a f_{yd}} = \frac{0,5 \cdot 754 \cdot 350}{754 \cdot 350 + 650 \cdot 235} \cdot 100\% = 31,7\%$$

Można stwierdzić, że do podpory będzie doprowadzone około $1/3$ zbrojenia przęsłowego, co odpowiada wymaganiom [N7]. Na rysunku P2.5 pokazano schemat rozmieszczenia zbrojenia dodatkowego. W celu zabezpieczenia płaskowników przed odspojeniem, zostaną one dodatkowo zakotwione wklejanymi kotwami M10 w rozstawie co 300 mm (zmniejszonym do 200 mm na początku płaskowników).



Rys. P2.5. Schemat rozmieszczenia płaskowników wzmacniających strop

4.2. Wzmacnianie płyt na przebiecie

Rosnąca popularność szkieletowych konstrukcji typu płyta-słupa sprawia, że coraz częściej zachodzi potrzeba ich wzmacniania. Z reguły wynika ona z błędów popełnionych na etapie projektowania lub wykonywania konstrukcji. W przypadku stropów płaskich miejscem kluczowym jest strefa podporowa, w której dochodzi do koncentracji sił wewnętrznych.

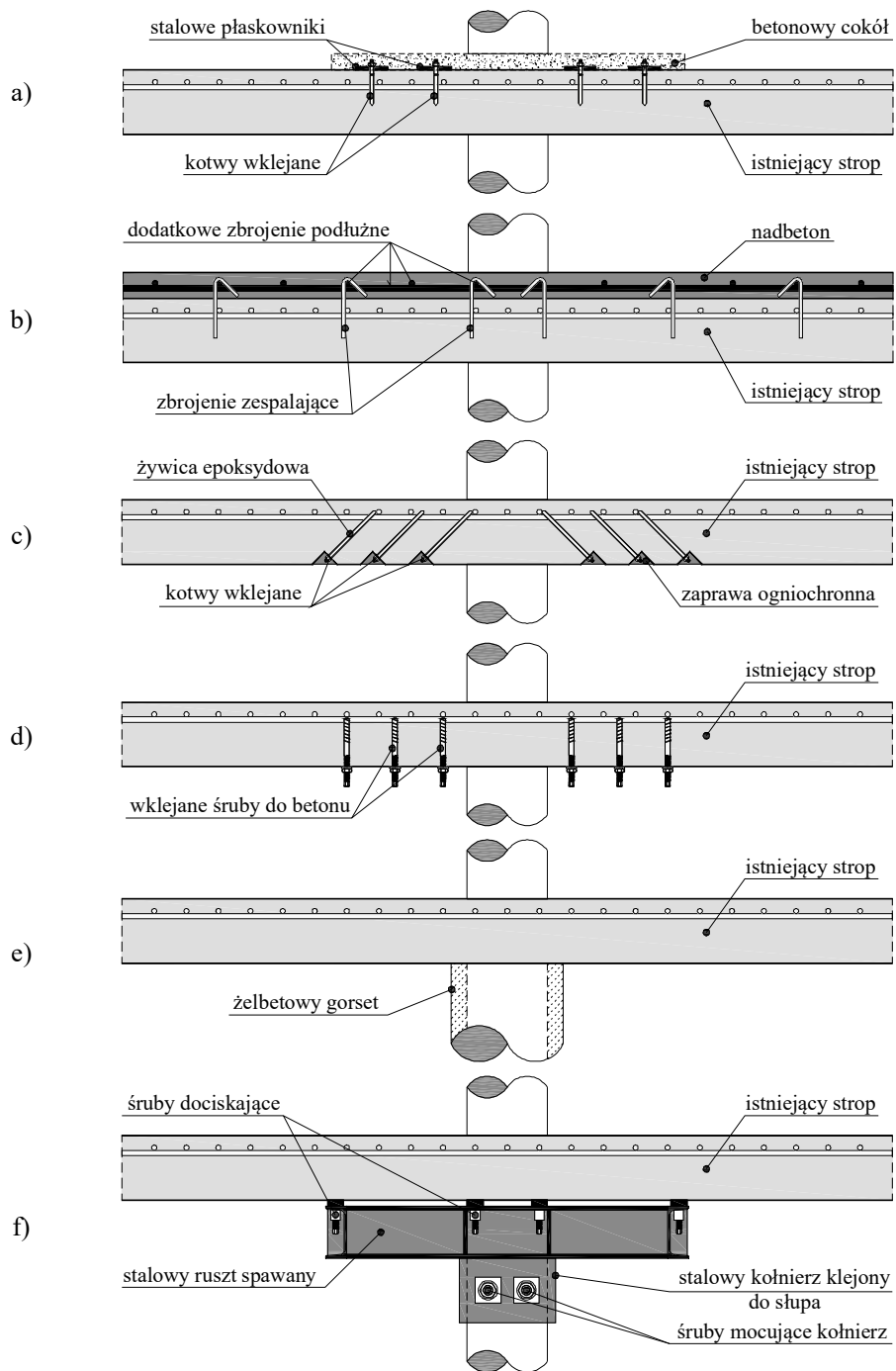
Niedostateczna stabilizacja zbrojenia głównego bądź też niewłaściwe zaprojektowanie elementów dystansowych prowadzi do sytuacji, w której siatka zbrojenia górnego ulega nadmiernemu przemieszczeniu do dołu (w głąb płyty). Prowadzi to do obniżenia wysokości użytecznej przekroju i w konsekwencji zmniejszenia nośności na zginanie i przebiecie. Nieprawidłowo umieszczone zbrojenie główne powoduje także trudności w prawidłowym umieszczeniu zbrojenia na przebiecie [48] lub też uniemożliwia skutecznego jego zakotwienie [43].

Dotychczasowe badania eksperymentalne wykazały, że nośność płyt na przebiecie zależy głównie od:

- właściwości mechanicznych betonu (wytrzymałości na ściskanie f_{ck} i rozciąganie f_{ctk} , rodzaju i wielkości zastosowanego kruszywa),
- intensywności i właściwości mechanicznych zbrojenia głównego (stopnia zbrojenia podłużnego ρ_l i granicy plastyczności f_{yk}),
- kształtu elementów konstrukcyjnych (wysokości użytecznej płyty d , wymiarów przekroju poprzecznego słupa c , D , rozpiętości stropu w osiach podpór L),
- rodzaju i rozmieszczenia zbrojenia na przebiecie.

Wzmacniania stropów z uwagi na przebiecie sprowadza się zatem do zmiany jednego (lub kilku) z wymienionych powyżej parametrów. Ze względu na brak możliwości wpływania na cechy wytrzymałościowe materiałów, pozostają metody wzmacniania polegające na:

- zwiększeniu zbrojenia głównego za pomocą płaskowników stalowych (rys. 20a) lub zbrojenia prętowego umieszczanego w nadbetonie (rys. 20b),
- stosowaniu dodatkowego zbrojenia na przebiecie w formie na przykład prętów wklejanych (rys. 20c) lub śrub do betonu (rys. 20d),
- powiększaniu rozmiaru podpory poprzez zwiększenie przekroju słupa (rys. 20e) lub zastosowanie głowicy stalowej (rys. 20f).

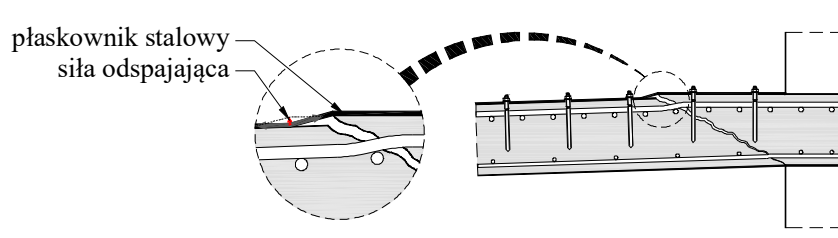


Rys. 20. Przykłady sposobów wzmocnienia na przebiecie stropów płaskich

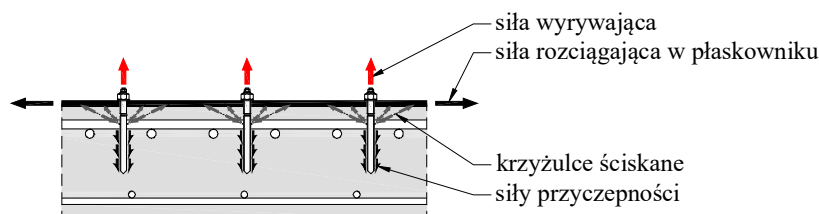
W dalszej części pracy omówione zostaną szczegółowo wybrane spośród wymienionych technik wzmacniania, które charakteryzują się, w ocenie autora, największą łatwością aplikacji.

Stosowanie płaskowników stalowych wymaga dostępu do płyty stropowej jedynie od góry, co stanowi niewątpliwą zaletę w sytuacji, gdy do stropu mocowane są od dołu instalacje technologiczne, których demontaż byłby bardzo uciążliwy i wymagał przerwania procesów produkcyjnych. Nie bez znaczenia pozostaje również dość duża swoboda w doborze przekroju płaskowników, który można przyjmować w zależności od potrzeb. W przypadku rozwiązań komercyjnych takich jak taśmy CFRP dostępny asortyment jest zwykle dość ograniczony.

W celu zapewnienia odpowiedniego zakotwienia płaskowników, zaleca się ich dodatkowe kotwienie za pomocą łączników wklejanych, których zadaniem będzie przeniesienie sił wrywających, jakie pojawiają się w następstwie deformacji płyty i zarysowania ukośnego – patrz rys. 21 i 22. W takim przypadku siły przyczepności do podłoża mogą okazać się niewystarczające, czego dowiodły badania *Urbana* i in. [47]. W wyniku wzajemnego przemieszczenia powierzchni płyty po obu stronach rysy powstaje siła odpajająca, która będzie prowadziła do stopniowego odklejania płaskownika od miejsca, w którym będzie on przytrzymany zakotwionym łącznikiem.



Rys. 21. Odpajanie płaskowników w następstwie ukośnego zarysowania

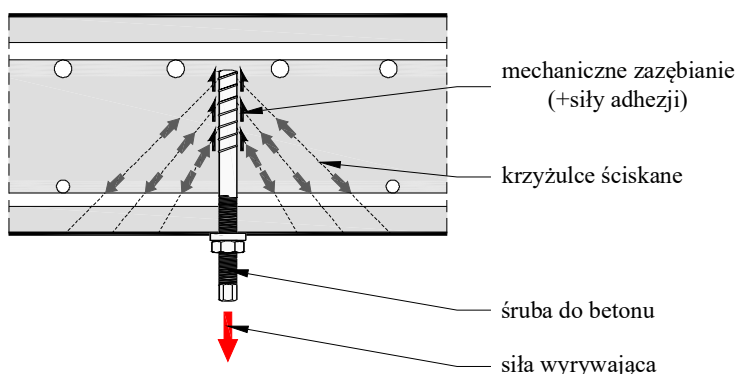


Rys. 22. Idea pracy zakotwienia płaskowników stalowych

Kolejny ze sposobów wzmacniania stref podporowych na przebiecie polega na instalowaniu śrub/wkrętów do betonu, które mają stanowić zbrojenie na ścinanie. Jeden z końców zaopatrzony jest w gwint, który w trakcie wkręcania podcina ścianki otworu, co umożliwia zazębienie z betonem. Dodatkowo można stosować środek adhezyjny wypełniający przestrzeń pomiędzy kotwą i betonem, zwiększający skuteczność zakotwienia i uszczelniający otwór. Drugi koniec łącznika jest zaopatrzony w typowy gwint metryczny. Zakotwienie realizowane jest poprzez podkładkę dociskaną do powierzchni płyty za pomocą nakrętki śruby. Na rysunku 23 pokazano typowe kształty śrub stosowane do betonu i objęte odpowiednią aprobatą techniczną, natomiast na rys. 24 przedstawiono ideę działania tego rodzaju łączników.



Rys. 23. Przykłady śrub do betonu stosowanych do wzmacniania na przebiecie [M1]



Rys. 24. Idea zakotwienia śrub do betonu

Oczywiście przedstawione powyżej rozwiązania wymagają zachowania wysokiej staranności prac i właściwego przygotowania. Prace powinny zostać poprzedzone lokalizacją istniejącego zbrojenia, które nie może zostać naruszone w trakcie wykonywania otworów pod kotwy i śruby. Problematyka instalacji zewnętrznego zbrojenia została przedstawiona m.in. w publikacji [42].

2.2.2. Wzmacnianie płyt na przebiecie za pomocą płaskowników stalowych

Ocena skuteczności płaskowników stalowych jako zbrojenia na przebiecie płyt płaskich była celem badań Urbana i in. [47], [48]. W badaniach tych wzmacniano płyty z błędnie usytuowanym zbrojeniem podłużnym (przesuniętym 30 mm w głąb płyty). Zastosowanie płaskowników pozwoliło podnieść nośność na przebiecie o 84÷91% względem elementu porównawczego S4 i o ponad 40% względem elementu odniesienia, z poprawnie zainstalowanym zbrojeniem podłużnym. Co istotne, w badaniach [47] stwierdzono, że realizacja wzmocnienia pod obciążeniem obniża w niedużym stopniu skuteczność płaskowników stalowych – w relacjonowanych badaniach różnica ta sięgała 6%. Uzyskane wyniki badań potwierdziły tym samym wysoką skuteczność wymienionej metody wzmacniania, która, zdaniem autorów [48], powinna być stosowana w przypadku elementów charakteryzujących się niskim mechanicznym stopniem zbrojenia (niską mocą zbrojenia prętowego) $\omega = \rho_l f_{yk} / f_{ck} \leq 0,15$, spotykanym w praktyce w większości przypadków.

Nośność na przebicie jest powiązana z nośnością płyty na zginanie, co znalazło odzwierciedlenie we współczesnych procedurach projektowych m.in. *fib* Model Code 2010 [N4]. Obowiązująca obecnie norma Eurokod 2 [N14] uzależnia graniczne naprężenia styczne w przekroju kontrolnym od stopnia zbrojenia głównego ρ_l

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (6.47) \end{array} \quad v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100\rho_l \cdot f_{ck}} + k_1\sigma_{cp} \geq v_{Rd,min} \quad (47)$$

gdzie:

$$v_{Rd,min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck} + k_1\sigma_{cp}} \quad \text{– naprężenia minimalne,}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,128 \quad \text{– współczynnik empiryczny,}$$

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} \\ 2,0 \end{cases} \quad \text{– współczynnik wyrażający wpływ efektu skali,}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,y} \cdot \rho_{l,z}} \leq 0,02 \quad \text{– średni stopień zbrojenia głównego,}$$

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu płyty,

k_1 – współczynnik równy 0,1,

σ_{cp} – naprężenia normalne w betonie (dodatnie przy ściskaniu, w MPa) w przekroju krytycznym.

Projektowanie wzmocnienia według reguł PN-EN 1992-1-1 [N14]

Jeżeli zbrojenie pierwotne w konstrukcji charakteryzuje się granicą plastyczności $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa (tzn. zastosowana została stal gatunku A-III lub A-IIIN według PN-B 03264:2002 [N7]) wówczas możliwe jest zastosowanie reguł PN-EN 1992-1-1 [N14] do oceny nośności płyty z uwagi na przebicie. Sprawdzenie stanu granicznego nośności polega na porównaniu naprężeń stycznych v_{Ed} z naprężeniami granicznymi $v_{Rd,c}$. Naprężenia styczne, będące efektem oddziaływań, dane są następująco

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (6.38) \end{array} \quad v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (48)$$

gdzie:

β – współczynnika uwzględniający nierównomierny rozkład naprężeń stycznych na długości obwodu kontrolnego, wynikający z działania niezrównoważonych momentów zginających przekazywanych z płyty na słup jak również mimośrodowo obciążenia względem środka ciężkości obwodu kontrolnego; wartość współczynnika można ustalić w sposób dokładnych (korzystając z metody ogólnej) lub przybliżony (korzystając ze wzorów przybliżonych, według [N14] lub [N2], metody obwodów zredukowanych lub stałych współczynników) – szersza dyskusja tego zagadnienia została przedstawiona w publikacji [38],

V_{Ed} – siła przebijająca (reakcja ze stropu na słup),

- u_1 – długość podstawowego obwodu kontrolnego, położonego w odległości $2d$ od krawędzi słupa,
 d – średnia wysokość użyteczna płyty, równa $d = (d_y + d_z)/2$.

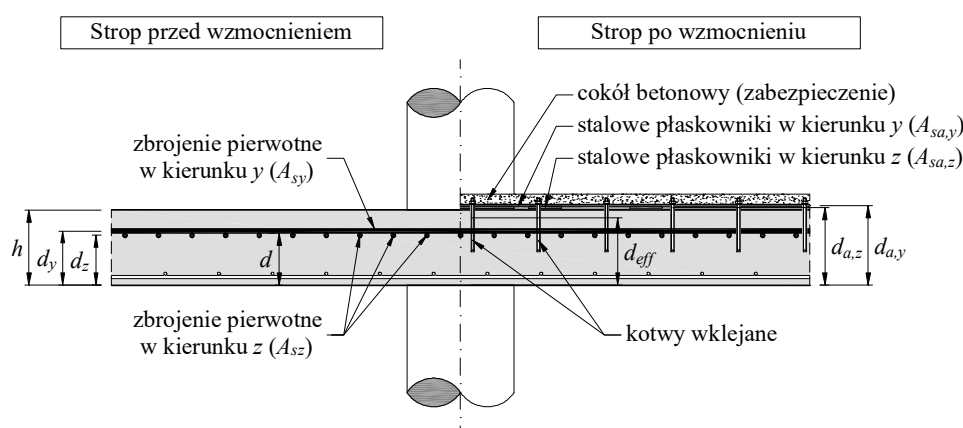
Jeżeli $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ wówczas nośność na przebicie nie jest zachowana i konieczne jest wzmocnienie strefy podporowej. Jednym ze sposobów może być zastosowanie w tym celu płaskowników stalowych klejonych na górnej powierzchni płyty i dodatkowo kotwionych prętami wklejanymi. Realizując tego rodzaju wzmocnienie najczęściej stosuje się najbardziej popularną stal kształtową S235 lub S355, która cechuje się charakterystyczną granicą plastyczności mniejszą aniżeli zbrojenie główne. Fakt ten uwzględnia się w obliczeniach poprzez modyfikację rzeczywistego przekroju płaskowników za pomocą współczynnika α_s , danego następująco

$$\alpha_s = \frac{f_{ak}}{f_{yk}}, \quad (49)$$

gdzie:

- f_{ak} – charakterystyczna granica plastyczności stali kształtowej,
 f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej.

Zastosowanie płaskowników stalowych będzie wiązało się ze zwiększeniem przekroju zbrojenia głównego jak również zmianą wysokości użytecznej przekroju płyty – patrz rys. 25.



Rys. 25. Płyta wzmocniona za pomocą płaskowników – stosowane oznaczenia

Efektywna wysokość użyteczna w obu ortogonalnych kierunkach będzie funkcją przekroju poprzecznego zbrojenia pierwotnego i dodatkowego, wyrażoną następująco:

$$d_{eff,y} = \frac{A_{s,y} \cdot d_y + \alpha_s \cdot A_{a,y} \cdot d_{a,y}}{A_{s,y} + \alpha_s \cdot A_{a,y}}, \quad (50)$$

$$d_{eff,z} = \frac{A_{s,z} \cdot d_z + \alpha_s \cdot A_{a,z} \cdot d_{a,z}}{A_{s,z} + \alpha_s \cdot A_{a,z}}, \quad (51)$$

natomiast średnia wysokość użyteczna przekroju wzmocnionego

$$d_{eff} = \frac{d_{eff,y} + d_{eff,z}}{2}. \quad (52)$$

Ustalając wysokości użyteczne $d_{a,y}$ i $d_{a,z}$ można bezpiecznie pominąć grubość warstwy kleju pod płaskownikami.

Efektywny stopień zbrojenia podłużnego określa się następująco

$$\rho_{leff} = \sqrt{\rho_{leff,y} \cdot \rho_{leff,z}} \quad (53)$$

gdzie:

$$\rho_{leff,y} = \frac{A_{s,y} + \alpha_s \cdot A_{a,y}}{b \cdot d_{eff,y}} \quad (54)$$

$$\rho_{leff,z} = \frac{A_{s,z} + \alpha_s \cdot A_{a,z}}{b \cdot d_{eff,z}} \quad (55)$$

Graniczne naprężenia styczne w przypadku płyty wzmocnionej za pomocą płaskowników stalowych określa się zgodnie z zależnością (47), zastępując wysokość użyteczną d wysokością efektywną d_{eff} oraz przyjmując efektywny stopień zbrojenia podłużnego $\rho_{l,eff}$. Należy również zauważyć, że zwiększenie wysokości użytecznej będzie prowadziło do zmiany położenia i długości podstawowego obwodu kontrolnego u_1 , tym samym konieczne jest ponowne określenie naprężeń stycznych v_{Ed} danych zależnością (48).

Długość płaskowników należy dobrać w taki sposób, aby były właściwie zakotwione w strefie podporowej. W celu zapewnienia skuteczności tego rodzaju zbrojenia, można zalecić przyjmowanie długości płaskowników w taki sposób, by sięgały poza teoretyczną linię zerowania się momentów radialnych. W przypadku stropów o regularnej siatce podpór, gdy stosunek rozpiętości przęsł w obu prostopadłych kierunkach zawiera się w przedziale $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2,0$ promień tego obwodu będzie wynosił około 0,22 odpowiedniej rozpiętości L_x lub L_y [N4]. Dodatkowo płaskowniki powinny zostać zakotwione poza krawędzią podstawy teoretycznego stożka przebicia. Tym samym płaskowniki powinny sięgać minimum $2d + l_{bd}$ poza krawędź słupa, jeżeli większa ich długość nie wynika z potrzeby zwiększenia nośności stropu na zginanie. Długość zakotwienia płaskowników l_{bd} można określić uwzględniając maksymalne naprężenia przyczepności. Producenci klejów (np. na bazie żywic epoksydowych) podają z reguły wytrzymałość na ścinanie czy też odrywanie od stali i betonu. W większości przypadków o nośności połączenia będzie decydowała wytrzymałość betonu podłoża, dlatego też ustalając długość zakotwienia można kierować się na przykład wytycznymi zawartymi w materiałach technicznych [M5]. Dotyczy ona wprowadzie wzmocniania za pomocą materiałów kompozytowych FRP, jednak z uwagi na zbliżony moduł odkształcalności podłużnej stali kształtowej i taśm z włókien węglowych, przedstawione zasady można wykorzystać w odniesieniu do płaskowników stalowych. Zgodnie z [M5] długość zakotwienia, wymagana do uzyskania maksymalnej siły $N_{bd,max}$, przy której inicjowane jest odspojenie pojedynczej taśmy na końcach, dana jest następująco

$$l_{bd} = 0,6 \sqrt{\frac{E_s \cdot t_f}{f_{ctd}}} \quad (56)$$

gdzie:

E_s – moduł sprężystości podłużnej,

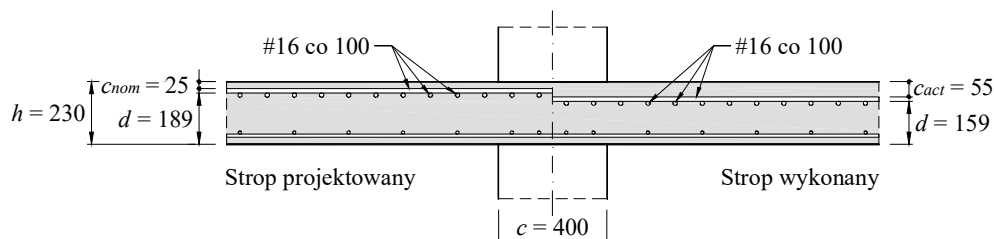
t_f – grubość płaskownika (taśmy),

f_{ctd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Przykład P3

Wzmocnienie strefy podporowej za pomocą płaskowników

W celu przeanalizowania możliwości zastosowania płaskowników stalowych jako wzmocnienia istniejącej konstrukcji, rozważa się strop płaski o grubości 230 mm, oparty na słupach o przekroju kwadratowym 400 × 400 mm. W płycie z betonu klasy C25/30 zaprojektowano zbrojenie głowicowe składające się z prętów #16 w rozstawie co 100 mm. Wskutek błędu wykonawczego nastąpiło przemieszczenie zbrojenia głównego o 30 mm do dołu, skutkiem czego projektowana, średnia wysokość użyteczna przekroju płyty d uległa obniżeniu z 189 do 159 mm – patrz rys. P3.1.



Rys. P3.1. Szczegóły zbrojenia stropu w strefie podporowej

Przed podjęciem decyzji odnośnie konieczności wzmocnienia stropu, należy określić ewentualny deficyt nośności. W tym celu wyznaczamy graniczne naprężenia styczne charakteryzujące płytę z błędnie usytuowanym zbrojeniem głowicowym

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l \cdot f_{ck}} = \frac{0,18}{1,4} \cdot 2,0 \sqrt[3]{100 \cdot 0,0125 \cdot 25} = 0,810 \text{ MPa} > v_{Rd,min}$$

gdzie:

- średnia wysokość użyteczna przekroju $d = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{167 + 151}{2} = 159 \text{ mm}$,
- współczynnik efektu skali $k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{159}} = 2,122 \\ 2,0 \end{array} \right\} = 2,0$,
- stopień zbrojenia głównego $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,y} \cdot \rho_{l,z}} = \sqrt{0,012 \cdot 0,013} = 0,0125$,
 $\rho_{l,y} = \frac{A_{s,y}}{b \cdot d_y} = \frac{2010}{1000 \cdot 167} = 0,012$,
 $\rho_{l,z} = \frac{A_{s,z}}{b \cdot d_z} = \frac{2010}{1000 \cdot 151} = 0,013$,
- naprężenia minimalne $v_{Rd,min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} =$
 $= 0,035 \sqrt{2^3 \cdot 25} = 0,495 \text{ MPa}$.

Następnie przystępujemy do wyznaczenia naprężeń stycznych w przekroju kontrolnym. Wartości obliczeniowe reakcji podporowych są równe (zestaw reakcji z wiodącą siłą przebijającą V_{Ed}): $V_{Ed} = 460,0$ kN, $M_{Ed,y} = 27,0$ kNm, $M_{Ed,z} = 24,0$ kNm. Naprężenia zostaną ustalone zgodnie z metodą ogólną PN-EN 1992-1-1 [N14], przy czym, ze względu na lokalizację słupa i ciągłość obwodu kontrolnego, współczynnik zwiększający β zostanie ustalony zgodnie z zależnością (6.43) według [N14]:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed} \cdot b_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed} \cdot b_z}\right)^2} = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{24,0}{460,0 \cdot 1,036}\right)^2 + \left(\frac{27,0}{460,0 \cdot 1,036}\right)^2} = 1,136,$$

gdzie:

$$b_y = b_z = c + 4d = 400 + 4 \cdot 159 = 1036 \text{ mm}.$$

Długość podstawowego obwodu kontrolnego wynosi

$$u_1 = 4c + 2\pi \cdot 2d = 4 \cdot 400 + 2\pi \cdot 2 \cdot 159 = 3598 \text{ mm}.$$

Naprężenia styczne w podstawowym przekroju kontrolnym są równe

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,136 \cdot 460,0}{3,598 \cdot 159} = 0,914 \text{ MPa} > v_{Rd,c} = 0,810 \text{ MPa}.$$

Gdyby płyta została wykonana poprawnie (otulina zbrojenia głównego $c \leq 25$ mm), wówczas naprężenia graniczne wynosiłyby $v_{Rd,c} = 0,775$ MPa i byłyby niższe od naprężeń stycznych $v_{Ed} = 0,914$ MPa. Obniżenie zbrojenia głównego spowodowało deficyt nośności równy około 13%. Nośność na przebicie jest niewystarczająca i konieczne jest wzmocnienie stropu w celu zachowania jego pełnej użyteczności. Zdecydowano się zastosować po 4 płaskowniki stalowe 120×6 mm w obu ortogonalnych kierunkach. Elementy zostaną wykonane ze stali S355 JR2 ($f_{ad} = 355/1,0 = 355$ MPa). W celu dodatkowego zakotwienia płaskowników zastosowane zostaną kotwy M12 wklejane na żywicę epoksydową. W tym celu w płaskownikach należy przewidzieć perforację. Liczba otworów powinna uwzględniać możliwość kolizji z istniejącym zbrojeniem dlatego też przewiduje się wykonanie dwóch rzędów otworów $\varnothing 13$ mm, co spowoduje zmniejszenie efektywnej szerokości płaskowników $b_a = 120 - 2 \cdot 13 = 94$ mm. Efektywny przekrój pojedynczego płaskownika będzie równy

$$A_a = t_a \cdot b_a = 6 \cdot 94 = 564 \text{ mm}^2.$$

Współczynnik modyfikujący α_s jest równy

$$\alpha_s = \frac{f_{ak}}{f_{yk}} = \frac{355}{500} = 0,71.$$

Określając efektywną wysokość użyteczną jak również efektywny stopień zbrojenia podłużnego bierzemy pod uwagę położenie dodatkowego zbrojenia i rozważamy strefę o szerokości $b = c + 6h = 400 + 6 \cdot 230 = 1780$ mm.

Efektywne wysokości użyteczne są równe:

$$d_{eff,y} = \frac{A_{s,y} \cdot d_y + \alpha_s \cdot A_{a,y} \cdot d_{a,y}}{A_{s,y} + \alpha_s \cdot A_{a,y}} = \frac{1,78 \cdot 2010 \cdot 167 + 0,71 \cdot 4 \cdot 564 \cdot 239}{1,78 \cdot 2010 + 0,71 \cdot 4 \cdot 564} = 189 \text{ mm},$$

$$d_{eff,z} = \frac{A_{s,z} \cdot d_z + \alpha_s \cdot A_{a,z} \cdot d_{a,z}}{A_{s,z} + \alpha_s \cdot A_{a,z}} = \frac{1,78 \cdot 2010 \cdot 151 + 0,71 \cdot 4 \cdot 564 \cdot 233}{1,78 \cdot 2010 + 0,71 \cdot 4 \cdot 564} = 176 \text{ mm},$$

$$d_{eff} = \frac{d_{eff,y} + d_{eff,z}}{2} = \frac{189 + 176}{2} = 183 \text{ mm}.$$

Efektywne stopnie zbrojenia podłużnego wynoszą:

$$\rho_{leff,y} = \frac{A_{s,y} + \alpha_s \cdot A_{a,y}}{b \cdot d_{eff,y}} = \frac{1,78 \cdot 2010 + 0,71 \cdot 4 \cdot 564}{1780 \cdot 189} = 0,0154,$$

$$\rho_{leff,z} = \frac{A_{s,z} + \alpha_s \cdot A_{a,z}}{b \cdot d_{eff,z}} = \frac{1,78 \cdot 2010 + 0,71 \cdot 4 \cdot 564}{1780 \cdot 176} = 0,0165,$$

$$\rho_{leff} = \sqrt{\rho_{leff,y} \cdot \rho_{leff,z}} = \sqrt{0,0154 \cdot 0,0165} = 0,0159.$$

Współczynnik wyrażający wpływ efektu skali jest równy

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{183}} = 2,04 \\ 2,0 \end{array} \right. .$$

Graniczne naprężenia styczne charakteryzujące płytę wzmocnioną płaskownikami są równe

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_{leff} \cdot f_{ck}} = \frac{0,18}{1,4} \cdot 2,0 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0159 \cdot 25} = 0,878 \text{ MPa} > v_{Rd,min},$$

gdzie:

$$v_{Rd,min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \sqrt{2^3 \cdot 25} = 0,495 \text{ MPa}.$$

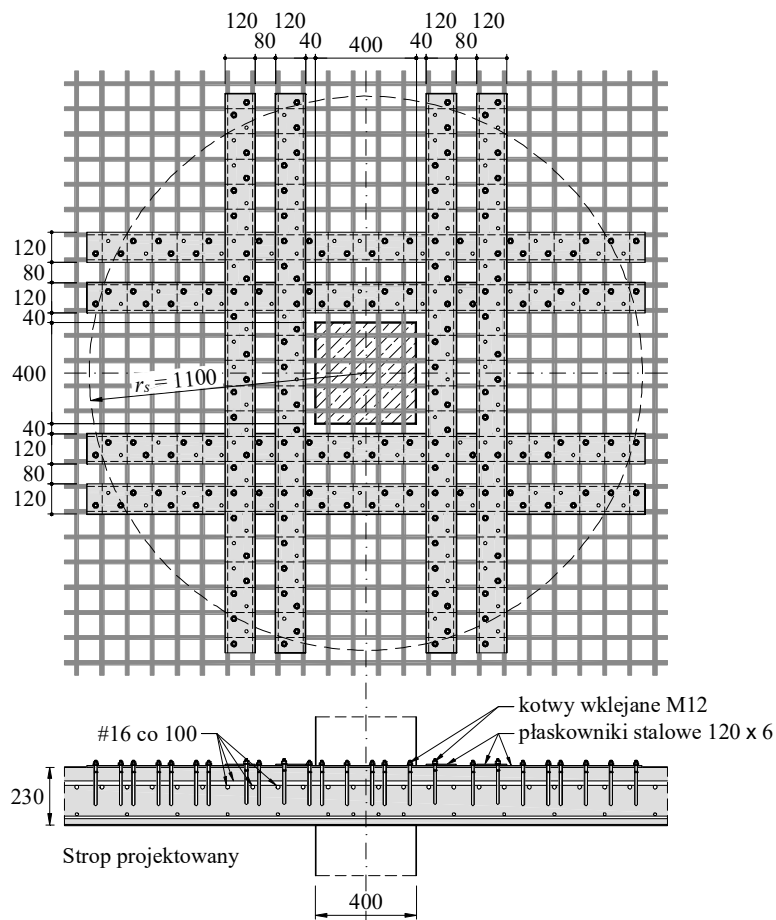
Zastosowanie płaskowników stalowych pozwoliło na zwiększenie stopnia zbrojenia podłużnego ρ_l z 1,25% do 1,59%, co przełożyło się na wzrost granicznych naprężeń stycznych o ponad 8%. Wskutek zwiększenia przekroju zbrojenia zmianie ulegnie również wysokość użyteczna przekroju, dlatego też konieczne jest ponowne wyznaczenie naprężeń stycznych v_{Ed}

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,125 \cdot 460,0}{3,898 \cdot 183} = 0,725 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,878 \text{ MPa},$$

gdzie:

- długość podstawowego obwodu kontrolnego $u_1 = 4c + 2\pi \cdot 2d_{eff} = 4 \cdot 400 + 2\pi \cdot 2 \cdot 183 = 3898 \text{ mm}$,
- szerokość obwodu kontrolnego $b_y = b_z = c + 4d_{eff} = 400 + 4 \cdot 183 = 1132 \text{ mm}$,
- współczynnik uwzględniający wpływ niezerównoważonego momentu zginającego $\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed} \cdot b_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed} \cdot b_z}\right)^2} = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{24,0}{460,0 \cdot 1,132}\right)^2 + \left(\frac{27,0}{460,0 \cdot 1,132}\right)^2} = 1,125$.

Po wzmocnieniu nośność płyty będzie wystarczająca i nie ma potrzeby ograniczania obciążeń względem wartości projektowanych. Schemat rozmieszczenia płaskowników stalowych pokazano na rys. P3.2.



Rys. P3.2. Schemat rozmieszczenia płaskowników stalowych

Projektowanie wzmocnienia stropów niepodlegających regulom PN-EN 1992-1-1 [N14]

Zasady Eurokodu 2 [N14] dotyczą współcześnie projektowanych konstrukcji, dla których granica plastyczności zbrojenia zawiera się w przedziale $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa. Wzmacniając istniejące stropy można jednak spotkać ze stałą o parametrach spoza tego przedziału, na przykład klasy A-II (18G2). W takim przypadku w celu zaprojektowania wzmocnienia, można skorzystać z autorskiej procedury obliczeniowej *Urbana* [37], zweryfikowanej na podstawie licznych wyników badań eksperymentalnych. W koncepcji tej wiąże się nośność na przebicie z tzw. mocą zbrojenia (mechanicznym stopniem zbrojenia) – parametrem uwzględniającym nie tylko geometryczny stopień zbrojenia głównego ρ_l , lecz także cechy wytrzymałościowe zbrojenia i betonu: granicę plastyczności f_{yk} i wytrzymałość na ściskanie f_{ck} : $\omega = \rho_l \cdot f_{yk} / f_{ck}$. W zależności od wielkości tego parametru *Urban* wyróżnia trzy możliwe mechanizmy zniszczenia:

- mechanizm zginający gdy $\omega \leq 0,15$,
- mechanizm pośredni zginanie-ściananie gdy $0,15 < \omega \leq 0,3$,
- mechanizm czystego ścinania gdy $\omega > 0,3$.

W pierwszym przypadku zniszczenie jest poprzedzone uplastycznieniem zbrojenia w strefie podporowej, co przejawia się występowaniem rys o znacznej szerokości (zniszczenie jest zatem sygnalizowane). Przy znacznej mocy zbrojenia $\omega > 0,3$, gdy decydujący jest mechanizm ścinający, przebicie następuje przed uplastycznieniem zbrojenia głównego i ma charakter niesygnalizowany. W metodzie tej dla każdego z trzech mechanizmów zniszczenia ustalono doświadczalne zależności określające obliczeniowe naprężenia krytyczne $v_{u,d}$ w przekroju kontrolnym, usytuowanym w odległości $d/2$ od krawędzi podpory. Naprężenia krytyczne określają następujące wzory empiryczne:

$$\begin{aligned} \text{▪} \quad \text{gdy } \omega \leq 0,15 \quad v_{u,d} &= \frac{1}{\gamma_c} (0,065 + 1,064\omega) \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}, \quad (57) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{▪} \quad \text{gdy } 0,15 < \omega \leq 0,30 \quad v_{u,d} &= \frac{1}{\gamma_c} (1,97 \cdot \omega - 3,15 \cdot \omega^2) \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}, \quad (58) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{▪} \quad \text{gdy } \omega > 0,30 \quad v_{u,d} &= \frac{1}{\gamma_c} (0,275 + 0,108 \cdot \omega) \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}. \quad (59) \end{aligned}$$

Obliczeniową nośność na przebicie określa się zgodnie z następującą zależnością

$$V_{u,d} = k_{d/c} \cdot k_s \cdot v_{u,d} \cdot u_p \cdot d, \quad (60)$$

gdzie:

$k_{d/c}$ – współczynnik zależny od stosunku wysokości użytecznej płyty d do efektywnego wymiaru podpory c równego co do wartości pierwiastkowi kwadratowemu z pola przekroju poprzecznego słupa ($c = \sqrt{A_c}$); współczynnik ten obliczany jest ze wzoru $k_{d/c} = 0,6 + 0,889d/c$,

k_s – współczynnik skali, dany wzorem: $k_s = 0,5 + \sqrt{\frac{50}{d}} \leq 1,0$,

u_p – długość obwodu kontrolnego usytuowanego w odległości $d/2$ od lica podpory; kształt obwodu ustala się zgodnie z zasadami PN-B 03264:2002 [N7] i ACI 318 [N1],

d – średnia wysokość użyteczna płyty,

$v_{u,d}$ – obliczeniowe naprężenia graniczne w przekroju kontrolnym płyty, zależne od mocy zbrojenia ω .

Przykład P4

Wzmocnienie strefy podporowej za pomocą płaskowników

Rozważa się płytę stropową w budynku istniejącym. Wskutek zmiany przeznaczenia planowane jest zwiększenie obciążeń użytkowych, które będzie pociągało za sobą wzrost reakcji podporowych o 20%. Po wykonaniu odkrywek stwierdzono, że zbrojenie główne stanowią pręty #16 co 11 cm w obu kierunkach, wykonane ze stali klasy A-II (18G2). Zgodnie z PN-B 03264:2002 [N7] stal ta charakteryzuje się obliczeniową granicą plastyczności $f_{yd} = 310$ MPa ($f_{yk} = 355$ MPa). Beton w konstrukcji zaliczono do klasy B37 (C30/37). Otulina zbrojenia wynosi $c = 25$ mm

Przed podjęciem decyzji odnośnie konieczności wzmocnienia stropu, określamy nośność na przebiecie. W tym celu wyznaczamy średni stopień zbrojenia głównego

$$\rho_l = \sqrt{\frac{A_{s,y}}{b \cdot d_y} \cdot \frac{A_{s,z}}{b \cdot d_z}} = \sqrt{\frac{1828}{1000 \cdot 167} \cdot \frac{1828}{1000 \cdot 151}} = 0,0115.$$

Mechaniczny stopień zbrojenia pierwotnego jest równy

$$\omega = \frac{\rho_l f_{yk}}{f_{ck}} = \frac{0,0115 \cdot 355}{30} = 0,136.$$

Średnia wysokość użyteczna płyty wynosi

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{167 + 151}{2} = 159 \text{ mm}.$$

Graniczne naprężenia styczne dane równaniem (57) są równe

$$v_{u,d} = \frac{1}{\gamma_c} (0,065 + 1,064\omega) \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{1}{1,5} (0,065 + 1,064 \cdot 0,136) \cdot \sqrt[3]{30^2} = 1,350 \text{ MPa}.$$

Przepisy PN-B 03264:2002 [N7] nie precyzowały, w jaki sposób należy uwzględniać wpływ niezrównoważonych momentów zginających przekazywanych z płyty na słup, na rozkład naprężeń stycznych w przekroju kontrolnym. Ze względu na tożsamy sposób kształtowania obwodu kontrolnego według postanowień amerykańskich ACI 318-19 [N1], procedura ta może zostać wykorzystana do określenia rozkładu naprężeń w rozważanym przykładzie. W przypadku przebiecia mimośrodowego zakłada się liniowy przebieg naprężeń na długości obwodu kontrolnego – patrz rys. P4.1. Z obliczeniowego punktu widzenia najistotniejsze są oczywiście naprężenia maksymalne, które, w przypadku działania momentów zginających w obu kierunkach, będą występowały w jednym z naroży obwodu. Stosując oznaczenia pokazane na rys. P4.1 maksymalne naprężenia styczne $v_{n,max}$ można wyrazić jako

$$v_{n,max} = \frac{V_{Ed}}{u \cdot d} + \frac{\gamma_{vz} \cdot M_{Ed,y} \cdot c_{AD}}{J_{cy}} + \frac{\gamma_{vy} \cdot M_{Ed,z} \cdot c_{AB}}{J_{cz}},$$

gdzie:

V_{Ed} – siła przebijająca,

$M_{Ed,y}$ – nie zrównoważony moment zginający przekazywany z płyty na słup, działający względem osi y ,

$M_{Ed,z}$ – nie zrównoważony moment zginający przekazywany z płyty na słup, działający względem osi z ,

u – długość obwodu kontrolnego,

d – średnia wysokość użyteczna,

γ_v – współczynniki wyrażający udział naprężeń stycznych w przenoszeniu niezrównoważonego momentu zginającego, równe:

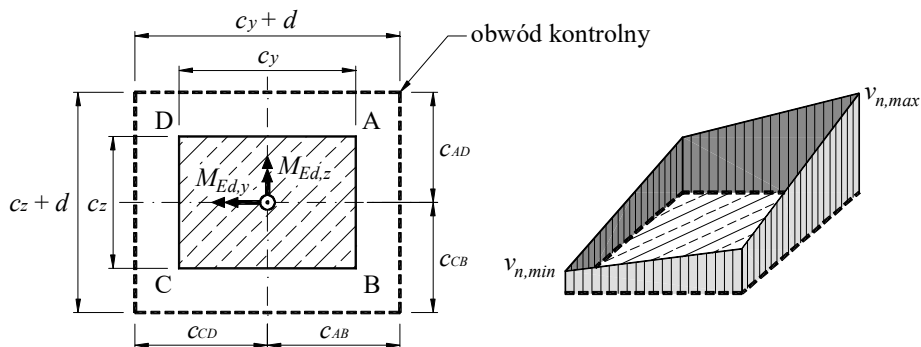
$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_z + d}{c_y + d}}}, \quad \gamma_{vz} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_y + d}{c_z + d}}}$$

c – odległość krawędzi obwodu kontrolnego od jego środka ciężkości,

J_c – cecha geometryczna przekroju kontrolnego określana analogicznie do biegunowego momentu bezwładności; w przypadku słupa o przekroju kwadratowym (przy założeniu, że obwód kontrolny jest ciągły), można określić ją następująco

$$J_{cy} = J_{cz} = J_x + J_y =$$

$$= 2 \frac{(c+d)^3 \cdot d}{12} + 2 \frac{(c+d) \cdot d^3}{12} + 2(c+d) \cdot d \frac{(c+d)^2}{4} = \frac{2 \cdot (c+d)^3 \cdot d}{3} + \frac{(c+d) \cdot d^3}{6}$$



Rys. P4.1. Stosowane oznaczenia i rozkład naprężeń stycznych w przekroju kontrolnym według reguł ACI 318-19 [N1]

W rozważanym przypadku omówione wcześniej współczynniki będą równe:

$$\gamma_{vy} = \gamma_{vz} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c+d}{c+d}}} = 0,4,$$

$$J_{cy} = J_{cz} = \frac{2 \cdot (c+d)^3 \cdot d}{3} + \frac{(c+d) \cdot d^3}{6} =$$

$$= \frac{2 \cdot (400+159)^3 \cdot 159}{3} + \frac{(400+159) \cdot 159^3}{6} = 18890249268 \text{ mm}^4.$$

natomiast długość obwodu kontrolnego wynosi

$$u = 4(c + d) = 4(400 + 159) = 2236 \text{ mm}.$$

Obliczamy maksymalne naprężenia styczne

$$v_{n,max} = \frac{380 \cdot 10^3}{2236 \cdot 159} + \frac{0,4 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 0,5 (400 + 159)}{18890249268} + \frac{0,4 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,5 (400 + 159)}{18890249268} = 1,236 \text{ MPa}.$$

i stwierdzamy, że nośność na przebiecie przy istniejących obciążeniach jest zachowana ($v_{n,max} = 1,236 \text{ MPa} < v_{n,d} = 1,350 \text{ MPa}$) jednak zapas nośności wynosi jedynie 8% a zatem nie jest możliwe planowane zwiększenie obciążenia. W celu podniesienia nośności na przebiecie zostaną zastosowane płaskowniki o przekroju $120 \times 6 \text{ mm}$, wykonane ze stali S355 ($f_d = 305 \text{ MPa}$ według PN-B 03264:2002 [N7]). Ze względu na otworowanie płaskowników (2 rzędy otworów $\varnothing 13 \text{ mm}$) efektywny przekrój poprzeczny płaskownika będzie równy $A_a = (120 - 2 \cdot 13) \cdot 6 = 564 \text{ mm}^2$.

Określając efektywną wysokość użyteczną jak również efektywny stopień zbrojenia podłużnego rozważamy strefę o szerokości $b = c + 6h = 400 + 6 \cdot 200 = 1600 \text{ mm}$.

Współczynnik modyfikujący α_s jest równy

$$\alpha_s = \frac{f_{ak}}{f_{yk}} = \frac{355}{355} = 1,0.$$

Efektywne wysokości użyteczne są równe:

$$d_{eff,y} = \frac{A_{s,y} \cdot d_y + \alpha_s \cdot A_{a,y} \cdot d_{a,y}}{A_{s,y} + \alpha_s \cdot A_{a,y}} = \frac{1,60 \cdot 1828 \cdot 167 + 1,0 \cdot 2 \cdot 564 \cdot 208}{1,60 \cdot 1828 + 1,0 \cdot 2 \cdot 564} = 178 \text{ mm},$$

$$d_{eff,z} = \frac{A_{s,z} \cdot d_z + \alpha_s \cdot A_{a,z} \cdot d_{a,z}}{A_{s,z} + \alpha_s \cdot A_{a,z}} = \frac{1,60 \cdot 1828 \cdot 151 + 1,0 \cdot 2 \cdot 564 \cdot 203}{1,60 \cdot 1828 + 1,0 \cdot 2 \cdot 564} = 165 \text{ mm},$$

$$d_{eff} = \frac{d_{eff,y} + d_{eff,z}}{2} = \frac{178 + 165}{2} = 172 \text{ mm}.$$

Efektywna moc zbrojenia podłużnego wynosi:

$$\omega_{eff,y} = \frac{A_{s,y} \cdot f_{yk} + A_{a,y} \cdot f_{ak}}{b \cdot d_{eff,y} \cdot f_{ck}} = \frac{1,60 \cdot 1828 \cdot 355 + 2 \cdot 564 \cdot 355}{1600 \cdot 178 \cdot 30} = 0,168,$$

$$\omega_{eff,z} = \frac{A_{s,z} \cdot f_{yk} + A_{a,z} \cdot f_{ak}}{b \cdot d_{eff,z} \cdot f_{ck}} = \frac{1,60 \cdot 1828 \cdot 355 + 2 \cdot 564 \cdot 355}{1600 \cdot 165 \cdot 30} = 0,182,$$

$$\omega_{eff} = \sqrt{\omega_{eff,y} \cdot \omega_{eff,z}} = \sqrt{0,168 \cdot 0,182} = 0,175.$$

Długość obwodu kontrolnego jest równa

$$u = 4(c + d_{eff}) = 4(400 + 172) = 2288 \text{ mm} .$$

Graniczne naprężenia styczne w płycie wzmocnionej płaskownikami dane równaniem (58) są równe

$$\begin{aligned} v_{u,d} &= \frac{1}{\gamma_c} (1,97 \cdot \omega - 3,15 \cdot \omega^2) \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \\ &= \frac{1}{1,5} [1,97 \cdot 0,175 - 3,15 \cdot (0,175)^2] \cdot \sqrt[3]{30^2} = 1,598 \text{ MPa} . \end{aligned}$$

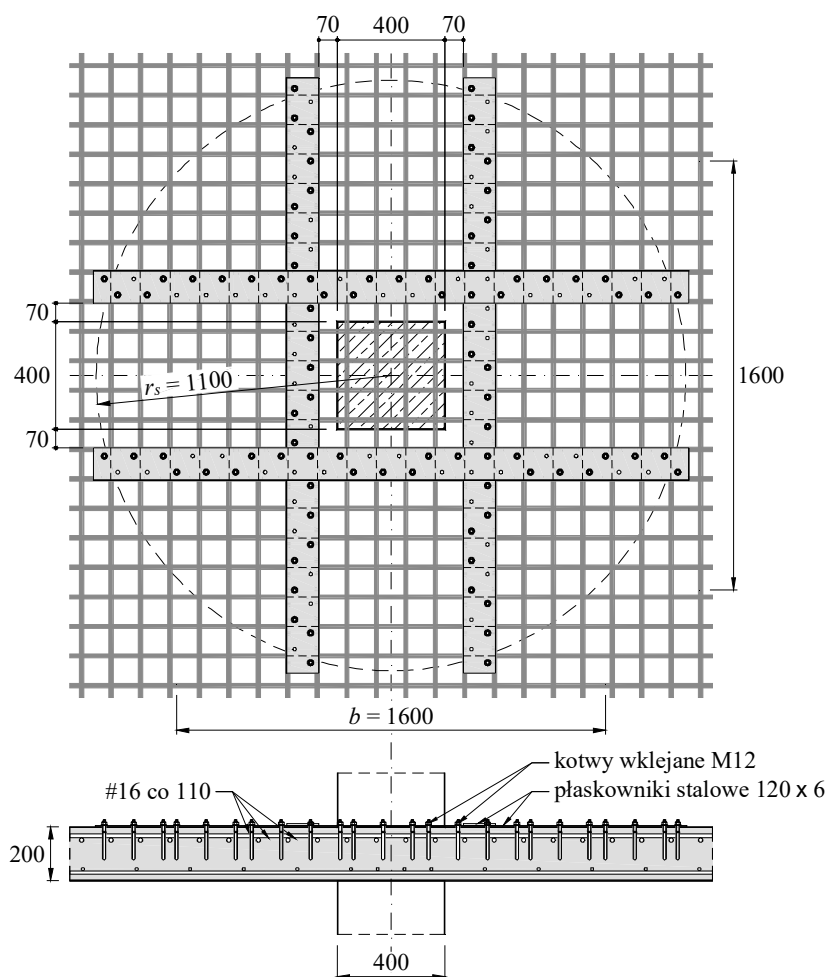
Obliczamy wskaźnik J_c charakteryzujący przekrój kontrolny

$$\begin{aligned} J_{cy} = J_{cz} &= \frac{2 \cdot (c + d_{eff})^3 \cdot d_{eff}}{3} + \frac{(c + d_{eff}) \cdot d_{eff}^3}{6} = \\ &= \frac{2 \cdot (400 + 172)^3 \cdot 172}{3} + \frac{(400 + 172) \cdot 172^3}{6} = \\ &= 21944879147 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

a następnie maksymalne naprężenia styczne, które wynoszą

$$\begin{aligned} v_{n,max} &= \frac{380 \cdot 10^3}{2236 \cdot 159} + \frac{0,4 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 0,5 (400 + 159)}{18890249268} + \\ &+ \frac{0,4 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,5 (400 + 159)}{18890249268} = 1,236 \text{ MPa} . \end{aligned}$$

Powyższe obliczenia wykazały, że wzmocnienie strefy podporowej za pomocą 4 płaskowników o przekroju 120×6 mm umożliwi zwiększenie nośności o 29%. Tym samym możliwe będzie bezpieczne przekazanie nowych obciążeń – stosunek maksymalnych naprężeń stycznych po zwiększeniu obciążenia do naprężeń granicznych w płycie wzmocnionej wynosi $v_{n,max}/v_{u,d} = 1,284/1,598 = 0,80$. Schemat rozmieszczenia płaskowników pokazano na rys. P4.2.



Rys. P4.2. Schemat rozmieszczenia płaskowników stalowych

4.2.3. Wzmacnianie płyt na przebiecie za pomocą prętów wklejanych

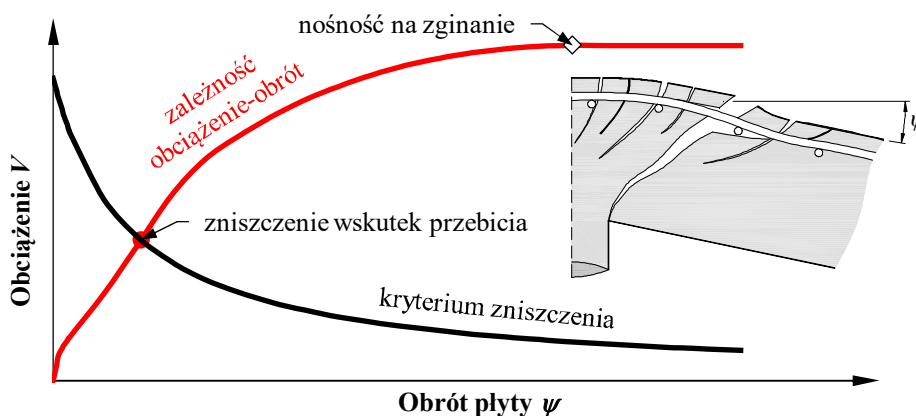
Kolejny ze sposobów wzmacniania stref podporowych na przebiecie polega na zastosowaniu zbrojenia wklejanego, działającego jako zbrojenie poprzeczne. Metoda ta wymaga dostępu jedynie od dolnej powierzchni płyty i nie jest konieczne usuwanie warstw podłogowych. W uprzednio wykonane otwory wkleja się zbrojenie (pręty gwintowane), które następnie kotwi się za pomocą nakrętek w gniazdach wykonanych w płycie. Zaletą tego rozwiązania jest wysoka odporność ogniowa, bowiem po wypełnieniu gniazd zaprawą typu PCC zainstalowane zbrojenie jest osłonięte przed bezpośrednim działaniem ognia.

W pracy [10] przedstawiono ciekawą propozycję metody projektowania tego rodzaju wzmocnienia, zweryfikowaną na podstawie badań eksperymentalnych płyt wykonanych w skali naturalnej. Bazuje ona na Teorii Krytycznej Rysy Ukośnej (*CSCT – Critical Shear Crack Theory*), rozwijanej przez *Muttoniego* i in. [22], [11], [25]. Koncepcja ta, po uwzględnieniu szeregu uproszczeń, została wprowadzona do prenormy *fib Model Code 2010* [N4], w której przewidziano cztery poziomy analizy (*Levels of Approximations*),

warunkujące dokładność uzyskanych wyników jak i nakład pracy wymagany przy obliczeniach. Uwzględnia się cechy zarówno geometryczne (rozmięszczenie i przekrój zbrojenia, wysokość użyteczna przekroju) jak i materiałowe (granica plastyczności zbrojenia, wytrzymałość betonu i właściwości kruszywa, które zostało zastosowane), przy czym do celów projektowych zaleca się stosowanie II lub III poziomu przybliżenia, kiedy to możliwe jest korzystanie z gotowych formuł obliczeniowych, uwzględniających m.in. wykorzystanie nośności płyty na zginanie. Bardziej obszerna dyskusja zasad projektowania płyt na przebicie według *fib* Model Code 2010 [N4] została przedstawiona m.in. w publikacjach [40], [41].

Zgodnie z Teorią Krytycznej Rysy Ukośnej (CSCT) rysa obwodowa, formująca się początkowo w wyniku zginania, przekształca się w rysę ukośną przecinającą przekrój płyty i stopniową propagującą w głąb niej, zakłócając tym samym przepływ sił wewnętrznych w strefie podporowej. Przekazywanie sił poprzecznych staje się zależne od kilku mechanizmów, spośród których wskazać należy przede wszystkim ząbienie kruszywa, efekt dyblujący zbrojenia podłużnego i oczywiście udział zbrojenia poprzecznego, które przecina rysy ukośne i ogranicza ich powiększanie.

Nośność na przebicie jest powiązana ze zdolnością płyty do deformacji, która uzależniona jest między innymi od smukłości (relacji pomiędzy rozpiętością a wysokością użyteczną przekroju L/d) oraz zbrojenia podłużnego. Wielkości te determinują nośność na zginanie V_{flex} , która stanowi górne ograniczenie nośności płyty (wyczerpanie nośności na zginanie). Osiągnięcie nośności na przebicie definiowane jest jako przecięcie krzywej obciążenie – obrót (linia czarna) z krzywą opisującą kryterium zniszczenia (*failure criterion*, linia czerwona) – patrz rys. 26.



Rys. 26. Deformacja i nośność płyty w funkcji jej deformacji wyrażonej kątem obrotu ψ

Szczegółowy sposób opisu zachowania płyty pod obciążeniem został przedstawiony przez *Muttoniego* m.in. pracach [22], [25], jednak do celów projektowych zaleca się stosowanie pół-empirycznej zależności, otrzymanej na drodze uproszczeń wprowadzonych w procedurze ogólnej. Krzywa opisująca deformacje (linia czerwona na rys. 26), których miarą jest kąt obrotu ψ , dana jest następująco

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,flex}} \right)^{1,5} \quad \text{lecz nie więcej niż } V_{Rd,flex}, \quad (61)$$

gdzie:

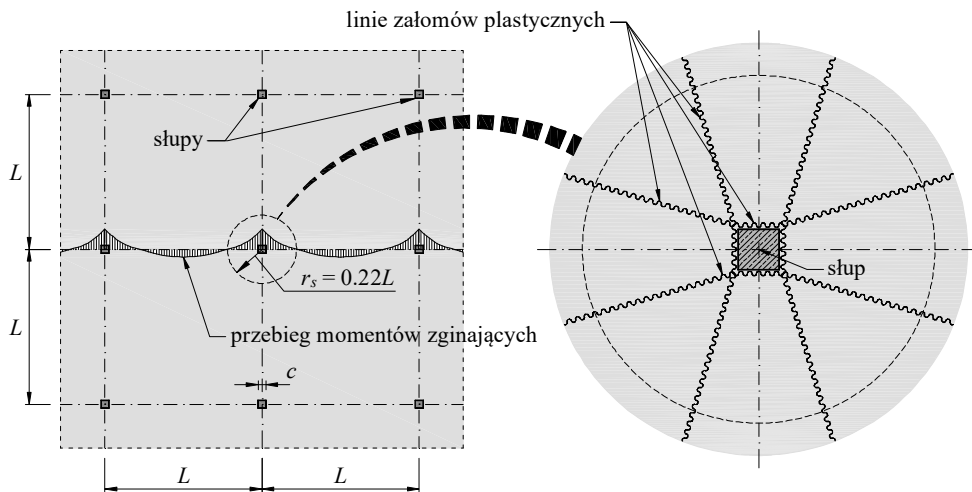
- ψ – kąt obrotu płyty wyrażony w radianach,
- r_s – odległość od osi słupa do miejsca zerowania radialnych momentów zginających, w przypadku płyt o regularnej siatce podpór można przyjmować $r_s = 0,22L$ (gdzie L oznacza rozpiętość stropu w osiach podpór),
- d – wysokość użyteczna przekroju płyty,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego,
- E_s – moduł sprężystości podłużnej, charakteryzujący stal zbrojeniową,
- V_{Ed} – siła poprzeczna,
- $V_{Rd,flex}$ – nośność płyty z uwagi na zginanie.

Powyższa zależność jest prawdziwa w zakresie $0 \leq V_{Ed} \leq V_{Rd,flex}$. Wartość $V_{Rd,flex}$ wyznacza górną granicę nośności płyty, która związana jest z uplastycznieniem zbrojenia – osiągnięciem tzw. półki plastycznej (*yield plateau*). Nośność $V_{Rd,flex}$ wyraża obciążenie graniczne, które może zostać oszacowane na przykład zgodnie z teorią linii załomów plastycznych (patrz rys. 27). W odniesieniu do podpór wewnętrznych nośność tę można oszacować następująco (zakłada się plastyczny rozkład naprężeń w strefie ściskanej)

$$V_{Rd,flex} \cong 8 \cdot m_{Rd} = 8 \cdot \rho_l f_{yd} \cdot d^2 \left(1 - 0,5 \frac{\rho_l f_{yd}}{f_{cd}} \right), \quad (62)$$

gdzie:

- ρ_l – stopień zbrojenia podłużnego w rozważanym kierunku,
- d – wysokość użyteczna przekroju,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie.



Rys. 27. Przebieg hipotetycznych linii załomów plastycznych w strefie podporowej

Przekształcając zależność (61) otrzymuje się następujące wyrażenie, opisujące graniczny kąt obrotu płyty:

fib Model
Code 2010
(7.3-75)

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad (63)$$

gdzie:

m_{Ed} – jednostkowy moment zginający przypadający na szerokość pasma podporowego b_s ; może być określany na drodze bardziej szczegółowych obliczeń, poprzez ustalenie średniego momentu zginającego przypadającego na pasmo podporowe (szersza dyskusja tego zagadnienia została przedstawiona w pracach [40], [41]); w przypadku słupów wewnętrznych wielkość tę można jednak ustać w sposób przybliżony, zgodnie z poniższym wyrażeniem

$$m_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{8} + \frac{|M_{Ed,i} - V_{Ed} \cdot \Delta e_j|}{2b_s},$$

m_{Rd} – jednostkowy moment graniczny, wyrażający nośność przekroju na zginanie, równy przy założeniu prostokątnej bryły naprężeń w strefie ściskanej

$$m_{Rd} = \rho_l f_{yd} \cdot d^2 \left(1 - 0,5 \frac{\rho_l f_{yd}}{f_{cd}} \right),$$

V_{Ed} – obliczeniowa siła przebijająca,

$M_{Ed,i}$ – niezrównoważony moment zginający (w kierunku y lub z),

Δe_j – odległość pomiędzy środkiem ciężkości obwodu kontrolnego i osią słupa (w kierunku z lub y),

b_s – zastępcza szerokość pasma podporowego, równa w przybliżeniu $b_s = 1,5(r_{s,y} \cdot r_{s,z})^{0,5}$,

ρ_l – stopień zbrojenia głównego,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

d – wysokość użyteczna przekroju płyty.

W obliczeniach rozpatruje się niezależnie oba ortogonalne kierunki y i z . Jako miarodajną do dalszych obliczeń przyjmuje się największą z uzyskanych wartości kąta obrotu ψ , uwzględniając średnią wysokość użyteczną przekroju płyty.

Określając nośność na przebicie płyty wzmocnionej za pomocą zbrojenia wklejanego należy rozważyć następujące możliwe mechanizmy zniszczenia:

- uformowanie się rysy ukośnej w obszarze zbrojonym na przebicie ($V_{Rd,in}$),
- uformowanie się rysy ukośnej poza strefą zbrojenia na przebicie ($V_{Rd,out}$),
- zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej, w sąsiedztwie połączenia płyty ze słupem ($V_{Rd,max}$),
- osiągnięcie nośności płyty na zginanie ($V_{Rd,flex}$).

Nośność płyty V_{Rd} stanowi najmniejszą spośród powyższych wartości. Poniżej omówiono zasady ustalania nośności odpowiadających wskazanym sytuacjom.

Zniszczenie w obszarze zbrojonym na przebicie

W przypadku, gdy rysa ukośna formuje się w obszarze zbrojonym na przebicie, nośność określa się zgodnie z poniższą zależnością

fib Model
Code 2010
(7.3-60)

$$V_{Rd,in} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (64)$$

gdzie:

$V_{Rd,c}$ – wyraża udział betonu w nośności na przebicie,

$V_{Rd,s}$ – wyraża udział zbrojenia poprzecznego w nośności na przebicie.

Udział betonu $V_{Rd,c}$ określa się następująco

fib Model
Code 2010
(7.3-61)

$$V_{Rd,c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} b_0 d \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}, \quad (65)$$

gdzie:

ψ – kąt obrotu płyty,

d – wysokość użyteczna,

d_g – maksymalna średnica ziaren kruszywa (nie więcej niż 32 mm),

b_0 – obliczeniowa długość podstawowego obwodu kontrolnego,

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,

γ_c – częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do betonu, równy 1,5.

Podstawowy przekrój kontrolny, w którym dokonuje się weryfikacji warunku nośności na przebicie, sytuuje się w odległości $d/2$ od krawędzi słupa. Długość tego obwodu jest uzależniona od lokalizacji słupa a także występowania dodatkowych osłabień strefy podporowej w postaci np. otworów. Zasady kształtowania obwodów kontrolnych zostały szczegółowo omówione w pracy [40].

W odróżnieniu od Eurokodu 2 [N14], procedura obliczeniowa [N4] uwzględnia wpływ działania nierównoważonych momentów zginających poprzez zmianę długości obwodu kontrolnego (zmniejszenie długości tego obwodu) za pomocą współczynnika k_e :

1 wolny wiersz Times New Roman 10 pkt, pojedyncza interlinia)

fib Model
Code 2010
(7.3-58)

$$b_0 = k_e \cdot b_1. \quad (66)$$

Współczynnik mimośrodowości obciążenia k_e jest wyrażony jako funkcja wypadkowego mimośrodów obciążenia e_u liczonego względem środka ciężkości podstawowego obwodu kontrolnego

1 wolny wiersz Times New Roman 10 pkt, pojedyncza interlinia)

fib Model
Code 2010
(7.3-59)

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u / b_u}. \quad (67)$$

Występujący w powyższym wyrażeniu wymiar b_u oznacza promień koła o takim samym polu powierzchni jak obszar ograniczony rozważanym obwodem kontrolnym. W przypadku, gdy sztywność przestrzenna konstrukcji nie jest zależna od sztywności połączenia płyty ze słupami a rozpiętości sąsiednich przęseł różnią się o nie więcej niż 25%, można stosować przybliżoną wartość parametru k_e , który jest równy:

- w przypadku słupów wewnętrznych – 0,90,
- w przypadku słupów krawędziowych – 0,70,
- w przypadku słupów narożnych – 0,65,
- w przypadku naroży ścian – 0,75.

Udział zbrojenia na przebiecie dany jest następująco

$$V_{Rd,s} = \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{sw,i} \cdot \sin \alpha \quad (68)$$

gdzie:

- σ_{si} – naprężenia w pojedynczym pręcie zbrojenia, przeciętym przez hipotetyczną rysę ukośną,
- $A_{sw,i}$ – przekrój pojedynczego pręta zbrojenia przeciętego hipotetyczną rysą ukośną,
- α – kąt nachylenia zbrojenia na przebiecie względem powierzchni płyty.

Udział zbrojenia jest powiązany z obrotem płyty, który determinuje szerokość rysy ukośnej. Efektywne naprężenia w zbrojeniu poprzecznym są obliczane przy założeniu, że wzrostowi deformacji płyty towarzyszyć będzie powiększanie rysy i wzrost naprężeń w przecinającym ją zbrojeniu. Naprężenia w zbrojeniu σ_{si} definiowane są jako minimum spośród następujących wielkości:

- naprężenia w fazie aktywacji zbrojenia, powiązane z szerokością rysy w_k

$$\sigma_{s,eld} = \sqrt{\frac{4 \cdot \tau_{bd} \cdot E_s \cdot w_b}{d_b}},$$

- naprężenia maksymalne wynikające z przyczepności zbrojenia

$$\sigma_{s,bd} = \frac{4 \cdot \tau_{bd} \cdot l_{bsi}}{d_b},$$

- naprężenia wynikające z nośności na wrywanie

$$\sigma_{s,pd} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \frac{l_{bi}^{1,5}}{d_b^2} \left(1 + \frac{d_{inf}}{l_{bi}} \right),$$

- granica plastyczności zbrojenia dodatkowego f_{ywd}

gdzie:

- τ_{bd} – obliczeniowe naprężenia przyczepności, wyrażone jako

$$\tau_{bd} = 6,67 \left(\frac{f_{ck}}{20} \right)^{0,1},$$

- E_s – moduł sprężystości podłużnej stali zbrojeniowej,
- d_b – średnica zainstalowanego pręta zbrojeniowego,

w_b – szerokość rysy, powiązana z kątem obrotu płyty, równa:

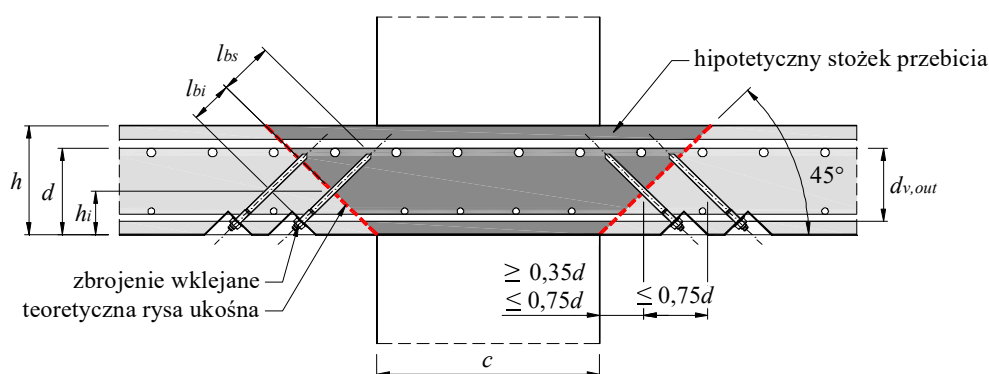
$$w_b = 0,5 \cdot \psi \cdot h_i \cdot \cos\left(\alpha - \frac{\pi}{4}\right),$$

h_i – odległość od krawędzi ściskanej do punktu przecięcia hipotetycznej rysy ukośnej z osią instalowanego pręta (patrz też rys. 28),

l_{bs} – głębokość wnikania pręta w teoretyczny stożek przebicia (patrz rys. 28),

l_{bi} – długość pręta poza hipotetycznym stożkiem przebicia (patrz też rys. 28),

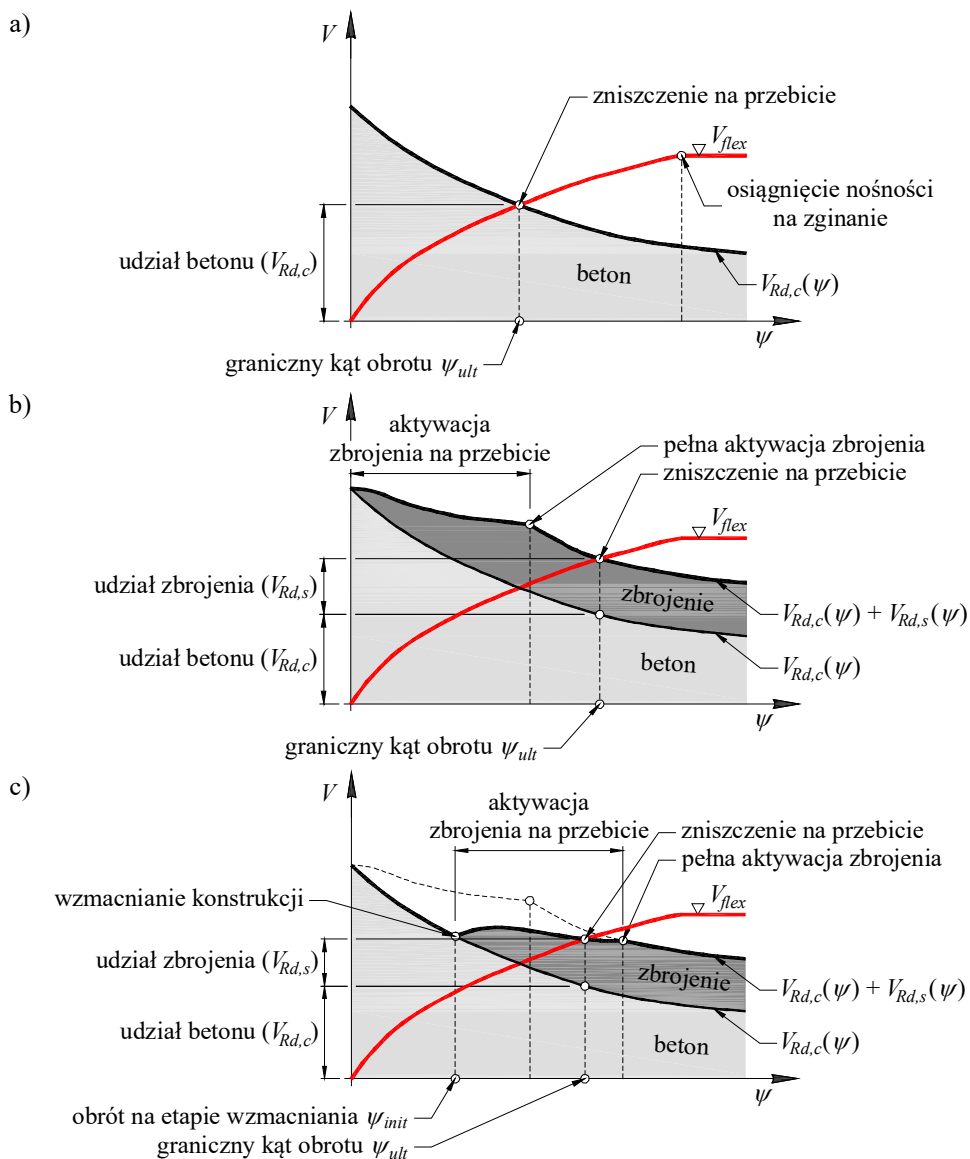
d_{inf} – średnica płytki kotwiącej.



Rys. 28. Rozmieszczenie zbrojenia na przebicie w formie prętów wklejanych

Co istotne, w prezentowanej koncepcji obliczeniowej udział betonu ($V_{Rd,c}$) i zbrojenia ($V_{Rd,s}$) nie jest stały. Wraz ze wzrostem deformacji (obrotu płyty ψ) udział betonu ulega zmniejszeniu, co wiąże się z powiększaniem rysy ukośnej i m.in. osłabieniem efektu zazębienia kruszywa – patrz rys. 29. Przeciwna sytuacja zachodzi natomiast w odniesieniu do zbrojenia – naprężenia rozciągające pojawiają się w wyniku powiększania szerokości rysy. Obowiązująca procedura projektowa PN-EN 1992-1-1 [N14] również uwzględnia udział betonu przy projektowaniu zbrojenia na przebicie, jednak jest on stały i równy $0,75V_{Rd,c}$.

Niewątpliwą zaletą przedstawionej metody obliczeń jest możliwość uwzględnienia rzeczywistej pracy zbrojenia poprzecznego, instalowanego w istniejącej konstrukcji. Całkowite odciążenie konstrukcji nie jest możliwe (choćby ze względu na działanie ciężaru własnego), dlatego też wzmacnianie jest realizowane przy pewnym odkształceniu płyty (ψ_{mit}). Kąt obrotu odpowiadający fazie wzmacniania jest uwzględniany w obliczeniach i może wpływać na ograniczenie udziału instalowanego zbrojenia na przebicie w porównaniu z sytuacją, w której zbrojenie na przebicie jest osadzane w trakcie wykonywania konstrukcji. Wynika to z „przesunięcia” fazy aktywacji zbrojenia na przebicie, co zilustrowano na rys. 29b i 29c.



Rys. 29. Porównanie zależności obciążenie – deformacja (obróć) płyty: a) element bez zbrojenia na przebiecie, b) element zawierający zbrojenie na przebiecie, c) element wzmocniony na przebiecie (wzmocnienie przy częściowym obciążeniu)

Zniszczenie poza obszarem zbrojonym na przebiecie

W przypadku silnego zbrojenia dodatkowego o nośności decydować może strefa poza obszarem wzmocnionym na przebiecie. Stożek przebiecia formuje się wówczas poza ostatnim obwodem zbrojenia i uzyskuje się efekt zbliżony do wynikającego ze zwiększenia rozmiaru podpory. W takim przypadku o nośności na przebiecie decyduje wyłącznie udział betonu, jednak w obliczeniach uwzględnia się długość zewnętrznego obwodu kontrolnego $b_{0,out}$ jak również efektywną wysokość użyteczną $d_{v,out}$:

$$V_{Rd,out} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} b_{0,out} d_{v,out} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (69)$$

Oznaczenia są analogiczne do stosowanych w równaniu (65). Długość zewnętrznego obwodu kontrolnego ustala się następująco

$$b_{0,out} = k_e \cdot b_{1,out} \quad (70)$$

gdzie:

- k_e – współczynnik mimośrodowości obciążenia, dany równaniem (67),
- $b_{1,out}$ – podstawowy obwód kontrolny powstały poprzez odsunięcie o $0,5d_{v,out}$ od ostatniego obwodu zbrojenia na przebicie.

Efektywna wysokość użyteczna $d_{v,out}$ uwzględnia warunki zakotwienia instalowanego zbrojenia i stanowi odległość pomiędzy środkiem ciężkości zbrojenia głównego a powierzchnią gniazda wykonanego w płycie – patrz rys. 28.

Maksymalna nośność na przebicie

Maksymalna nośność na przebicie jest ściśle powiązana z odkształceniami poprzecznymi betonu w strefie podporowej. W miarę powiększania się rys efektywna wytrzymałość betonu w ukośnych krzyżulcach ściskanych ulega obniżeniu i może dojść do zniszczenia wskutek zmiażdżenia betonu przy krawędzi słupa. Nośność maksymalną ustala się na podstawie kryterium zniszczenia sformułowanego dla płyt bez zbrojenia na przebicie, stosując jednak mnożnik k_{max} , wyrażający skuteczność zastosowanego zbrojenia dodatkowego

$$\begin{matrix} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.3-69) \end{matrix} \quad V_{Rd,max} = k_{max} \cdot V_{Rd,c} = k_{max} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} b_0 d \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (71)$$

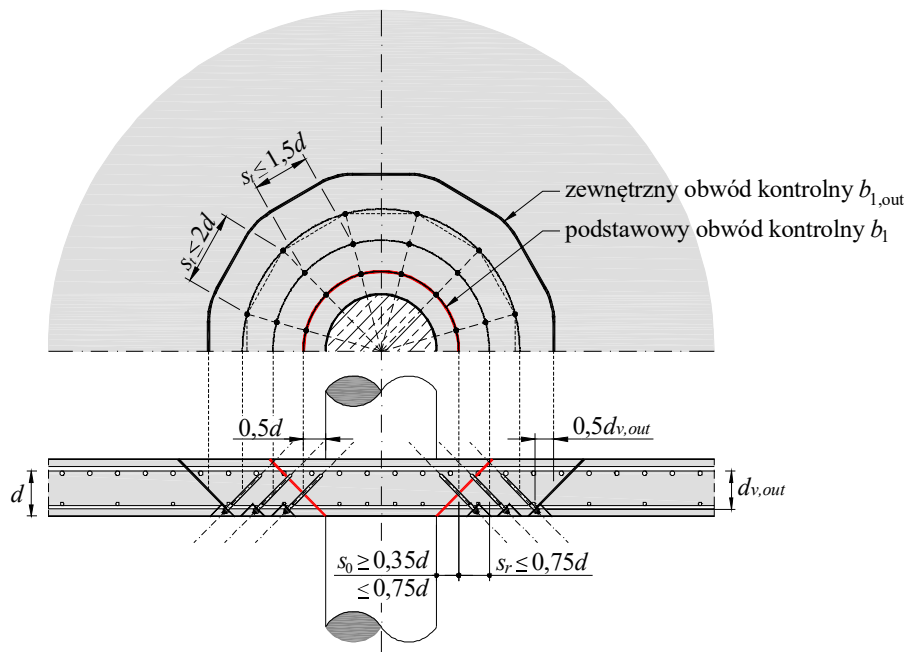
Wszystkie stosowane oznaczenia są analogiczne jak w równaniu (65). Autorzy pracy [10] sugerują, by w przypadku płyt wzmacnianych zbrojeniem wklejanym stosować $k_{max} = 2,6$.

Warunki konstrukcyjne

Zaletą przedstawionego sposobu wzmacniania płyt na przebicie jest możliwość instalacji zbrojenia od dołu. Pozwala to uniknąć kłopotliwych kolizji ze zbrojeniem głowicowym, bowiem siatka zbrojenia dolnego w strefach podporowych charakteryzuje się z reguły małą intensywnością. Planując rozmieszczenie prętów wklejanych należy kierować się zasadami przedstawionymi w prenormie *fib Model Code 2010* [N4] (patrz też rys. 30):

- odległość pierwszego obwodu zbrojenia od krawędzi słupa s_0 , mierzona w poziomie przecięcia osi pręta wklejanego z teoretyczną rysa ukośną, powinna zawierać się w zakresie $0,35d \leq s_0 \leq 0,75d$ (zaleca się przyjmować $s_0 \approx 0,5d$),
- mierzona w poziomie odległość pomiędzy kolejnymi obwodami zbrojenia $s_r \leq 0,75d$,
- odległość pomiędzy kolejnymi prętami, mierzona w kierunku obwodowym, nie powinna przekraczać $s_t \leq 1,5d$ (w odniesieniu do dwóch pierwszych obwodów zbrojenia) oraz $s_t \leq 2,0d$ (w odniesieniu do kolejnych obwodów zbrojenia).

Ponadto należy stosować co najmniej dwa obwody zbrojenia na przebiecie.



Rys. 30. Wymagania dotyczące rozmieszczenia zbrojenia na przebiecie

Przykład P5

Wzmocnienie strefy podporowej za pomocą prętów wklejanych

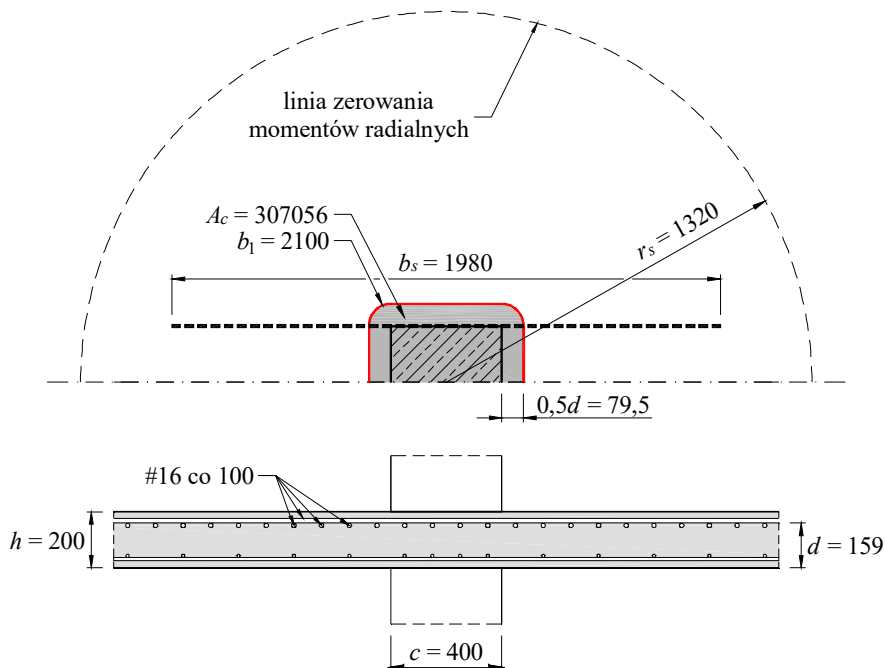
Rozważa się strop o grubości $h = 200$ mm, oparty na słupach o przekroju 400×400 mm w rozstawie osiowym co $6,0$ m – patrz rys. P5.1. Zbrojenie główne głowicowe stanowią pręty #16 co 100 mm ze stali B500SP ($f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 500/1,15 = 435$ MPa, $E_s = 200\,000$ MPa). Zbrojenie dolne w strefie przysłupowej stanowią pręty #12 co 200 mm. Płyta została wykonana z betonu klasy C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7$ MPa) na kruszywie granitowym o maksymalnym rozmiarze ziaren $d_g = 16$ mm. Obciążenia występujące w stanie istniejącym wywołują następujące reakcje przekazywane z płyty na słup (wiodąca siła przebijająca V_{Ed}): $V_{Ed} = 370,0$ kN, $M_{Ed,y} = 12,0$ kNm, $M_{Ed,z} = 8,0$ kNm.

Szerokość zastępczego pasma podporowego jest równa

$$b_s = 1,5 \sqrt{0,22 \cdot L_y \cdot 0,22 \cdot L_z} = 1,5 \sqrt{0,22 \cdot 6,0 \cdot 0,22 \cdot 6,0} = 1,98 \text{ m} .$$

Średnia wysokość użyteczna przekroju wynosi

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{167 + 151}{2} = 159 \text{ mm} .$$



Rys. P5.1. Widok rozważanej strefy podporowej i zbrojenie płyty

Obliczenia rozpoczynamy od wyznaczenia granicznych kątów obrotu w odniesieniu do obu ortogonalnych kierunków. W tym celu konieczne jest ustalenie nośności na zginanie m_{Rd} jak również momentów zginających przypadających na jednostkę długości pasma podporowego m_{Ed} :

- kierunek y

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b_s \cdot d_y} = \frac{1,98 \cdot 2010}{1980 \cdot 167} = 0,0120,$$

$$m_{Rd,y} = \rho_{ly} f_{yd} \cdot d_y^2 \left(1 - 0,5 \frac{\rho_{ly} f_{yd}}{f_{cd}} \right) = 0,0120 \cdot 435 \cdot 167^2 \left(1 - 0,5 \frac{0,0120 \cdot 435}{16,7} \right) \cdot 10^{-3} =$$

$$= 122,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$m_{Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{8} + \frac{|M_{Ed,y} - V_{Ed} \cdot \Delta e_z|}{2b_s} = \frac{370,0}{8} + \frac{|12,0 - 370,0 \cdot 0|}{2 \cdot 1,98} = 49,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$\psi_y = 1,5 \frac{0,22 L_y}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed,y}}{m_{Rd,y}} \right)^{1,5} = 1,5 \frac{0,22 \cdot 6000}{159} \frac{435}{200000} \left(\frac{49,3}{122,8} \right)^{1,5} = 0,0069 \text{ rad},$$

- kierunek z

$$\rho_{Iz} = \frac{A_{sz}}{b_s \cdot d_z} = \frac{1,98 \cdot 2010}{1980 \cdot 151} = 0,0133,$$

$$m_{Rd,z} = \rho_{Iz} f_{yd} \cdot d_z^2 \left(1 - 0,5 \frac{\rho_{Iz} f_{yd}}{f_{cd}} \right) = 0,0133 \cdot 435 \cdot 151^2 \left(1 - 0,5 \frac{0,0133 \cdot 435}{16,7} \right) \cdot 10^{-3} =$$

$$= 109,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$m_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{8} + \frac{|M_{Ed,z} - V_{Ed} \cdot \Delta e_y|}{2b_s} = \frac{370,0}{8} + \frac{|8,0 - 370,0 \cdot 0|}{2 \cdot 1,98} = 48,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$\psi_z = 1,5 \frac{0,22 L_z}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed,z}}{m_{Rd,z}} \right)^{1,5} = 1,5 \frac{0,22 \cdot 6000}{159} \frac{435}{200000} \left(\frac{48,3}{109,1} \right)^{1,5} = 0,0080 \text{ rad}.$$

Graniczny kąt obrotu, miarodajny do wyznaczenia nośności płyty na przebiecie jest równy

$$\psi = \max(\psi_y, \psi_z) = 0,0080 \text{ rad}.$$

W analizowanym przypadku środek ciężkości obwodu kontrolnego pokrywa się z osią słupa, dlatego mimośrod $\Delta e_y = \Delta e_z = 0$. Wypadkowy mimośród obciążenia jest równy

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2}}{V_{Ed}} = \frac{\sqrt{(12,0)^2 + (8,0)^2}}{370,0} \cdot 10^3 = 39,0 \text{ mm}.$$

Długość podstawowego obwodu kontrolnego w odległości $0,5d$ od krawędzi słupa jest równa

$$b_1 = 4c + 2\pi \cdot 0,5d = 4 \cdot 400 + \pi \cdot 159 = 2100 \text{ mm}.$$

Pole powierzchni ograniczonej obwodem b_1 wynosi

$$A_c = c^2 + 4c \cdot 0,5d + \pi(0,5d)^2 = 400^2 + 2 \cdot 400 \cdot 159 + \pi(0,5 \cdot 159)^2 = 307056 \text{ mm}^2.$$

co przekłada się na współczynnik mimośrodowości obciążenia równy

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u / b_u} = \frac{1}{1 + \frac{39,0}{\sqrt{4 \cdot 307056 / \pi}}} = 0,941.$$

Obliczeniowa długość podstawowego obwodu kontrolnego

$$b_0 = k_e \cdot b_1 = 0,941 \cdot 2100 = 1976 \text{ mm}.$$

Obliczeniowa nośność płyty na przebicie jest równa

$$V_{Rd,c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} b_0 d \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{0,0080 \cdot 159}{16 + 16}} 1976 \cdot 159 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 10^{-3} =$$

$$= 389,7 \text{ kN}.$$

Obliczenia wykazały, że przy aktualnych obciążeniach nośność stropu na przebicie jest zachowana ($V_{Ed} = 370,0 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 389,7 \text{ kN}$). Zapas nośności jest jednak zbyt mały (około 5%), by możliwe było planowane zwiększenie obciążeń użytkowych. Z tego względu zdecydowano o wzmocnieniu strefy podporowej za pomocą zbrojenia wklejanego. Prace będą prowadzone przy częściowym odciążeniu konstrukcji, co spowoduje ograniczenie reakcji podporowych o około 35% do wartości: $V_{Eqp} = 240 \text{ kN}$, $M_{Eqp,y} = 7,5 \text{ kNm}$, $M_{Eqp,z} = 5,0 \text{ kNm}$ (obciążenia quasi-stałe).

W pierwszym kroku ustalamy teoretyczną deformację płyty, jaka będzie występowała w trakcie wzmocniania konstrukcji:

- kierunek y

$$m_{Eqp,y} = \frac{V_{Eqp}}{8} + \frac{|M_{Eqp,y} - V_{Eqp} \cdot \Delta e_z|}{2b_s} = \frac{240,0}{8} + \frac{|7,5 - 240,0 \cdot 0|}{2 \cdot 1,98} = 31,9 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$\psi_y = 1,5 \frac{0,22L_y}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Eqp,y}}{m_{Rd,y}} \right)^{1,5} = 1,5 \frac{0,22 \cdot 6000}{159} \frac{435}{200000} \left(\frac{31,9}{122,8} \right)^{1,5} = 0,0036 \text{ rad},$$

- kierunek z

$$m_{Eqp,z} = \frac{V_{Eqp}}{8} + \frac{|M_{Eqp,z} - V_{Eqp} \cdot \Delta e_y|}{2b_s} = \frac{240,0}{8} + \frac{|5,0 - 240,0 \cdot 0|}{2 \cdot 1,98} = 31,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$\psi_z = 1,5 \frac{0,22L_z}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Eqp,z}}{m_{Rd,z}} \right)^{1,5} = 1,5 \frac{0,22 \cdot 6000}{159} \frac{435}{200000} \left(\frac{31,3}{109,1} \right)^{1,5} = 0,0042 \text{ rad}.$$

Kąt obrotu płyty na etapie realizacji wzmocnienia jest równy

$$\psi_{init} = \max(\psi_y, \psi_z) = 0,0042 \text{ rad}.$$

Planowane jest zwiększenie obciążeń obliczeniowych o około 35%, co przełoży się na wzrost reakcji podporowych do wartości $V_{Ed} = 490,0 \text{ kN}$, $M_{Ed,y} = 15,5 \text{ kNm}$, $M_{Ed,z} = 10,0 \text{ kNm}$. W tym celu projektuje się wzmocnienie za pomocą prętów wklejanych M12 ze stali klasy 8.8 (czynne pole przekroju poprzecznego $A_{sw,i} = 84,3 \text{ mm}^2$, $f_{ywd} = f_{yk}/\gamma_{M2} = 640/1,25 = 512,0 \text{ MPa}$) Wskutek zwiększenia wykorzystania nośności płyty na zginanie, graniczne kąty obrotu będą wynosiły:

- kierunek y

$$m_{Ed,y} = \frac{V_{Ed}}{8} + \frac{|M_{Ed,y} - V_{Ed} \cdot \Delta e_z|}{2b_s} = \frac{490,0}{8} + \frac{|15,5 - 490,0 \cdot 0|}{2 \cdot 1,98} = 65,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$\psi_y = 1,5 \frac{0,22L_y}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed,y}}{m_{Rd,y}} \right)^{1,5} = 1,5 \frac{0,22 \cdot 6000}{159} \frac{435}{200000} \left(\frac{65,2}{122,8} \right)^{1,5} = 0,0105 \text{ rad},$$

- kierunek z

$$m_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{8} + \frac{|M_{Ed,z} - V_{Ed} \cdot \Delta e_y|}{2b_s} = \frac{490,0}{8} + \frac{|10,0 - 490,0 \cdot 0|}{2 \cdot 1,98} = 63,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}},$$

$$\psi_z = 1,5 \frac{0,22L_z}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed,z}}{m_{Rd,z}} \right)^{1,5} = 1,5 \frac{0,22 \cdot 6000}{159} \frac{435}{200000} \left(\frac{63,8}{109,1} \right)^{1,5} = 0,0121 \text{ rad}.$$

Miarodajną do dalszych obliczeń jest zatem wartość

$$\psi_{init} = \max(\psi_y, \psi_z) = 0,0121 \text{ rad}.$$

Zmiana obciążeń wymusza ponowne określenie mimośrodowo wypadkowego e_u

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2}}{V_{Ed}} = \frac{\sqrt{(15,5)^2 + (10,0)^2}}{490,0} \cdot 10^3 = 37,6 \text{ mm},$$

jak również współczynnika mimośrodowości obciążenia

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u / b_u} = \frac{1}{1 + \frac{37,6}{\sqrt{4 \cdot 307056 / \pi}}} = 0,943.$$

Obliczeniowa długość podstawowego obwodu kontrolnego jest równa

$$b_0 = k_e \cdot b_1 = 0,943 \cdot 2100 = 1981 \text{ mm}.$$

Określamy udział betonu w całkowitej nośności na przebiecie

$$V_{Rd,c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} b_0 d \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{0,0121 \cdot 159}{16 + 16}} 1981 \cdot 159 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} \cdot 10^{-3} =$$

$$= 317,7 \text{ kN}.$$

W celu wyznaczenia udziału instalowanego zbrojenia w nośności na przebicie, konieczne jest określenie efektywnych naprężeń wynikających z aktywacji zbrojenia. Należy zauważyć, że naprężenia te będą powiązane ze wzrostem kąta obrotu płyty z $\psi_{init} = 0,0042$ do $\psi = 0,0121$. Wzrostowi deformacji będzie towarzyszyło zwiększenie szerokości teoretycznej rysy ukośnej o wartość (patrz też rys. P5.2)

$$w_b = 0,5 (\psi - \psi_{init}) \cdot h_i \cdot \cos\left(\alpha - \frac{\pi}{4}\right) = 0,5 (0,0121 - 0,0042) \cdot 80 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{4}\right) = 0,318 \text{ mm}$$

i zarazem wzrost naprężeń rozciągających do wartości

$$\sigma_{s,eld} = \sqrt{\frac{4 \cdot \tau_{bd} \cdot E_s \cdot w_b}{d_b}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,821 \cdot 200000 \cdot 0,318}{12}} = 380,3 \text{ MPa} .$$

Obliczeniowe naprężenia przyczepności, przy założeniu zniszczenia na styku betonu i żywicy służącej do wklejania zbrojenia, są równe

$$\tau_{bd} = 6,67 \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,1} = 6,821 \text{ MPa} .$$

Maksymalne naprężenia wynikające z przyczepności zbrojenia są równe (głębokość zakotwienia w płycie l_{bsi} pokazano na rys. P5.2)

$$\sigma_{s,bd} = \frac{4 \cdot \tau_{bd} \cdot l_{bsi}}{d_b} = \frac{4 \cdot 6,821 \cdot 97}{12} = 220,5 \text{ MPa} .$$

Naprężenia wynikające z nośności na wrywanie stożka wynoszą (przyjęto podkładkę o średnicy $d_{inf} = 30 \text{ mm}$)

$$\sigma_{s,pd} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \frac{l_{bi}^{1,5}}{d_b^2} \left(1 + \frac{d_{inf}}{l_{bi}}\right) = \frac{11}{1,5} \sqrt{15} \frac{(78)^{1,5}}{12^2} \left(1 + \frac{30}{78}\right) = 242,9 \text{ MPa} .$$

W rozważanym przypadku decydująca jest wartość wynikająca z przyczepności zbrojenia, determinowana głębokością zakotwienia śrub w hipotetycznym stożku przebicia – $\sigma_{si} = 220,5 \text{ MPa} < f_{ywd} = 512,0 \text{ MPa}$.

Ze względu na przyjęte umiejscowienie śrub, teoretyczna rysa ukośna będzie przecinała jedynie kotwy umieszczone na pierwszym obwodzie zbrojenia. Długość zakotwienia w stożku kotew znajdujących się na drugim obwodzie jest niewystarczająca dla zapewnienia ich skutecznej współpracy – patrz rys. P5.2. Przyjęto, że na pierwszym obwodzie zostanie umiejscowionych 20 kotew M12, wklejanych w otwory wykonane pod kątem $\alpha = 45^\circ$ do płaszczyzny płyty. Udział zbrojenia w nośności na przebicie będzie równy

$$V_{Rd,s} = \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{sw,i} \cdot \sin \alpha = \sum_{i=1}^{20} 220,5 \cdot 84,3 \cdot \sin \frac{\pi}{4} \cdot 10^{-3} = 262,9 \text{ kN} .$$

Nośność płyty na przebicie wynikająca z udziału betonu i zbrojenia jest równa

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 317,7 + 262,9 = 580,6 \text{ kN}.$$

Przy określaniu położenia zewnętrznego obwodu kontrolnego bierze się pod uwagę zmodyfikowaną wysokość użyteczną $d_{v,out}$, uwzględniającą głębokość osadzenia kotew – patrz rys. P5.2. Długość zewnętrznego obwodu kontrolnego wynikającego z rozmieszczenia zbrojenia na przebicie jest równa $b_{1,out} = 4140 \text{ mm}$. W celu określenia nośności na przebicie poza strefą wzmocnioną za pomocą wklejanego zbrojenia, konieczne jest ustalenie obliczeniowej długości obwodu $b_{0,out}$, uwzględniającej nierównomierny rozkład naprężeń stycznych w przekroju kontrolnym. Określamy współczynnik mimośrodowości obciążenia k_e (pole powierzchni ograniczonej obwodem kontrolnym $b_{1,out}$ jest równe $A_c = 1333017 \text{ mm}^2$)

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u / b_u} = \frac{1}{1 + \frac{37,6}{\sqrt{4 \cdot 1333017} / \pi}} = 0,972.$$

Obliczeniowa długość zewnętrznego obwodu kontrolnego jest równa

$$b_{0,out} = k_e \cdot b_{1,out} = 0,972 \cdot 4140 = 4024 \text{ mm}.$$

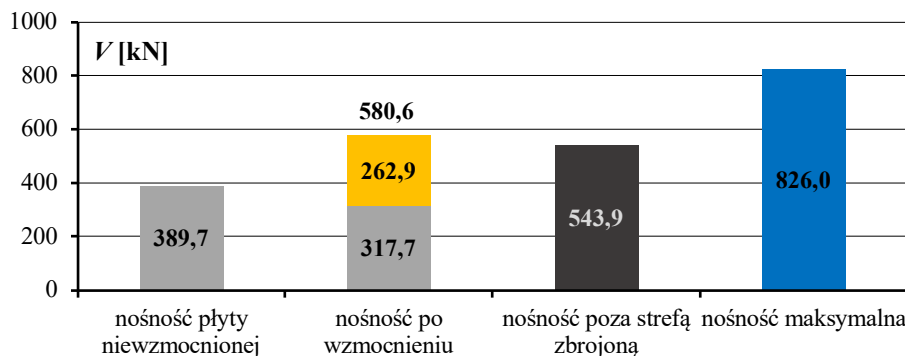
Określamy nośność na przebicie poza obszarem zbrojonym

$$V_{Rd,out} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} b_{0,out} d_{v,out} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{0,0121 \cdot 159}{16 + 16}} 4024 \cdot 134 \cdot \frac{\sqrt{25}}{1,5} = 543,9 \text{ kN}.$$

Nośność maksymalna, wynikająca z wytrzymałości betonu ukośnych krzyżulców ściskanych, stanowi wielokrotność nośności $V_{Rd,c}$ i jest równa

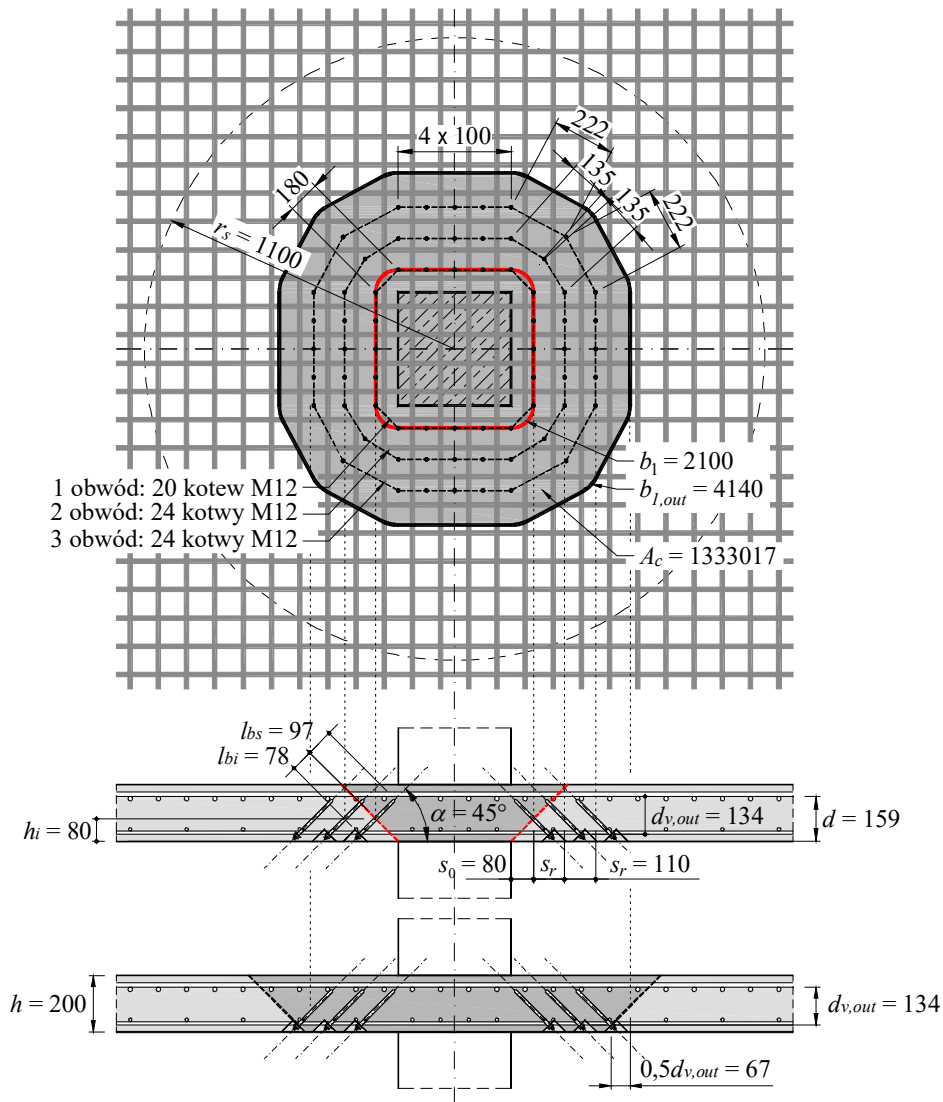
$$V_{Rd,max} = k_{max} \cdot V_{Rd,c} = 2,6 \cdot 317,7 = 826,0 \text{ kN}$$

Rozmieszczenie przyjętego zbrojenia na przebicie pokazano na rys. P5.3.



Rys. P5.2. Porównanie nośności na przebicie odpowiadających rozważanym mechanizmom zniszczenia

Na rysunku P5.3 zestawiono nośności na przebicie związane z omówionymi mechanizmami zniszczenia. W rozważanym przypadku nośność strefy wzmocnionej za pomocą wklejanych śrub okazała się zbliżona do nośności na przebicie poza obszarem zbrojonym (różnica około 7%), która to okazała się decydująca. Nośność na przebicie $V_{Rd,out} = 543,9 \text{ kN} > V_{Ed} = 490,0 \text{ kN}$ (zapas 10%) zatem możliwe będzie zwiększenie obciążeń do projektowanej wartości, po uprzednim wzmocnieniu strefy podporowej. Wskutek zastosowania wklejanych śrub możliwe jest zwiększenie nośności na przebicie o około 40%.



Rys. P5.3. Rozmieszczenie wklejanego zbrojenia na przebicie

Na rysunku P5.4 pokazano przebieg funkcji opisujących kryteria zniszczenia, odpowiadające rozważanym mechanizmom. Dotychczasowe badania eksperymentalne wykazały, że montaż zbrojenia wklejanego w strefie podporowej nie wpływa w sposób istotny

na charakterystykę obciążenie-obrót, dlatego też krzywa opisująca deformację w funkcji obciążenia (linia czerwona) obowiązuje także w odniesieniu do płyty wzmocnionej.

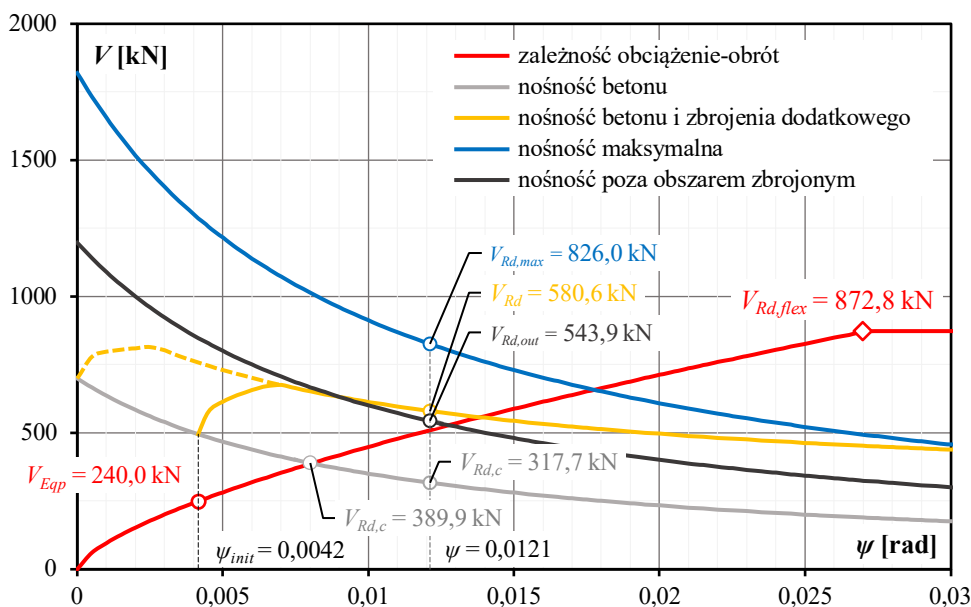
Kąt obrotu ψ_{init} wyznacza etap obciążenia, przy którym realizowane było wzmocnienie płyty. Warto zauważyć, że dopiero od tego momentu następować będzie aktywacja zbrojenia wklejonego. Pełna nośność zbrojenia $V_{Rd,s}$, wynikająca ze skuteczności zakotwienia, zostanie osiągnięta przy kącie obrotu $\psi = 0,0069$. Od tego momentu w rozważanym przypadku udział zbrojenia będzie stały a dalszy wzrost deformacji będzie prowadził do obniżenia nośności na przebicie V_{Rd} (linia pomarańczowa), co jest związane z powiększaniem się rysy ukośnej i spadkiem udziału betonu $V_{Rd,c}$ (linia jasnoszara).

Dla porównania pokazano również teoretyczne zachowanie płyty, w której zbrojenie zostałoby zainstalowane przy całkowitym odciążeniu ($V = 0$ kN) – linia pomarańczowa, przerywana. Wówczas aktywacja zbrojenia poprzecznego następuje od samego początku i zbrojenie to uzyskuje maksymalną nośność przy kącie obrotu $\psi = 0,0027$.

Z rysunku P5.4 wynika jeszcze jedna informacja ważna z projektowego punktu widzenia. Rozważając przecięcie poszczególnych krzywych opisujących kryterium zniszczenia z zależnością obciążenie-obrót można ustalić teoretyczną deformację, przy której wystąpi każdy z analizowanych mechanizmów zniszczenia. W rozważanym przykładzie będzie to odpowiednio:

- przebicie płyty niewzmocnionej $\psi = 0,0081$
- przebicie płyty wzmocnionej w strefie zbrojonej $\psi = 0,0138$
- przebicie płyty wzmocnionej poza strefą zbrojoną $\psi = \mathbf{0,0128}$
- zniszczenie wskutek wyczerpania wytrzymałości betonu na ściskanie $\psi = 0,0178$

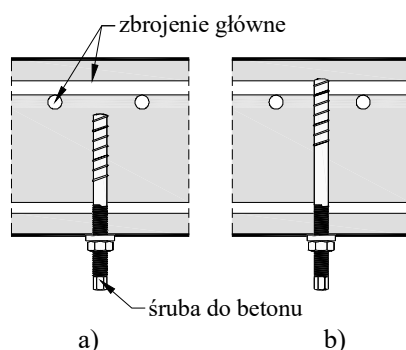
Wzmocnienie strefy podporowej umożliwiło zatem zwiększenie zdolności płyty do deformacji o niemal 60%.



Rys. P5.4. Krzywe opisujące kryteria zniszczenia w odniesieniu do płyty rozważanej w przykładzie obliczeniowym

4.2.4. Wzmacnianie płyt na przebicie za pomocą prętów wklejanych

Koncepcję zbliżoną do zbrojenia w formie ukośnych, wklejanych prętów, stanowią śruby do betonu, instalowane we wcześniej przygotowanych otworach. Zbrojenie to instaluje się prostopadle do powierzchni płyty. W przypadku elementów charakteryzujących się umiarkowaną intensywnością zbrojenia głównego zaleca się sytuowanie śrub w polach pomiędzy prętami podłużnymi. Wówczas możliwe jest wykonanie otworów sięgających do górnej płaszczyzny zbrojenia (patrz rys. 31a), co zwiększa skuteczność zakotwienia. W takim przypadku należy jednak liczyć się z możliwością odspojenia otuliny (wybicia betonowego stożka) w trakcie wiercenia otworów. W sytuacji, gdy siatka zbrojenia główowego jest gęsta, wówczas niemożliwe może być uniknięcie kolizji z istniejącymi prętami. W takim przypadku należy ograniczyć głębokość otworów tak, by sięgały do dolnej płaszczyzny zbrojenia (patrz rys. 31b)



Rys. 31. Sposoby osadzania śrub do betonu: a) poniżej, b) w poziomie zbrojenia głównego

Na podstawie wcześniejszych badań eksperymentalnych [49], [50] stwierdzono, że:

- w zależności od rozmieszczenia śrub możliwe jest zwiększenie nośności na przebicie nawet o ponad 50%,
- zastosowanie środka zwiększającego przyczepność pomiędzy kotwą a betonem umożliwia zmniejszenie średnicy łącznika z 22 do 16 mm przy zachowaniu podobnej skuteczności,
- instalacja śrub w taki sposób, aby osiągały górną płaszczyznę zbrojenia podłużnego płyty pozwala na zniszczenie o charakterze bardziej ciągliwym, co wiąże się z większą skutecznością zakotwienia,
- doprowadzenie śrub do poziomu dolnej płaszczyzny zbrojenia głównego (zmniejszenie głębokości otworu) skutkowało jedynie nieznacznym zmniejszeniem skuteczności wzmocnienia – nośność na przebicie była o 2% niższa względem sytuacji, w której zbrojenie dodatkowe doprowadzono po poziomie górnej krawędzi zbrojenia głównego,
- wcześniejsze zarysowanie płyt nie miało negatywnego wpływu na zastosowane wzmocnienie,
- zwiększenie liczby śrub prowadzi do wzrostu skuteczności wzmocnienia i zdolności płyty do deformacji przy czym efekt ten ulega zwiększeniu w miarę wzrostu intensywności zbrojenia głównego.

Koncepcja wymiarowania dodatkowego zbrojenia na przebicie [36] nawiązuje do zasad Eurokodu 2 [N14]. Autorzy przyjęli jednakowy sposób określania naprężeń stycznych v_{Ed} a także naprężeń granicznych $v_{Rd,c}$ (patrz podrozdział 4.2.2), modyfikując zasady ustalania naprężeń stycznych w elemencie wzmocnionym na przebicie $v_{Rd,cs}$. Nośność na przebicie płyty wzmocnionej za pomocą wkręcanych śrub zdefiniowana jest następująco

$$V_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (72)$$

gdzie:

- $v_{Rd,c}$ – graniczne naprężenia styczne, określone zgodnie z zależnością (47),
- u_1 – długość podstawowego obwodu kontrolnego w odległości $2d$ od krawędzi słupa,
- d – średnia wysokość użyteczna przekroju płyty,
- s_r – rozstaw radialny obwodów zbrojenia na przebicie (patrz rys. 32),
- A_{sw} – sumaryczny przekrój poprzeczny śrub rozmieszczonych na jednym obwodzie zbrojenia (pod uwagę bierze się obwód z najmniejszą liczbą śrub), lecz nie więcej niż $A_{sw,1.5d} \cdot s_r / 1,5d$,
- $A_{sw,1.5d}$ – sumaryczny przekrój śrub rozmieszczonych w strefie $0,3 \div 1,5d$, licząc od krawędzi słupa,
- $f_{ywd,ef}$ – naprężenia efektywne w śrubach, określone następująco

$$f_{ywd,ef} = 5,5 \frac{k_{max}}{\gamma_s} \frac{d}{\varnothing_w} \leq 0,5 f_{ywd} \quad ,$$
- γ_s – częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do stali, z której wykonane są śruby, równy 1,15,
- f_{ywd} – obliczeniowa granica plastyczności stali, z której wykonane są śruby, równa 435 MPa,
- \varnothing_w – średnica rdzenia śruby, równa 14,8 mm (w przypadku śrub TSM-B16) oraz 20,5 mm (w przypadku śrub TSM-B22),
- k_{max} – współczynnik wyrażający efektywność zbrojenia na przebicie, równy 1,4.

Nośność na przebicie jest również ograniczona przez wytrzymałość betonu ukośnych krzyżulców ściskanych. W tym celu dokonuje się weryfikacji nośności w przekroju położonym na krawędzi słupa. Nośność maksymalna związana z tym przekrojem określona jest zgodnie z PN-EN 1992-1-1 [N14] następująco

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \cdot u_0 \cdot d \quad (73)$$

gdzie:

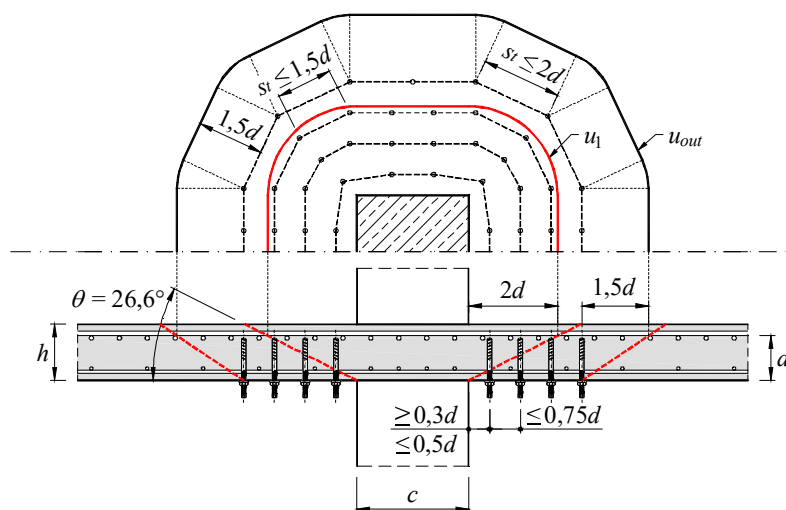
- f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,
- u_0 – długość najkrótszego obwodu kontrolnego,
- d – średnia wysokość użyteczna przekroju płyty.

Badania [50], [49] wykazały, że w przypadku osadzenia śrub w taki sposób, by ich koniec osiągał górną krawędź zbrojenia głównego płyty, możliwe jest zwiększenie nośności na przebicie o ponad 50%. Wraz ze zmniejszeniem głębokości ich osadzenia skuteczność ta spada maksymalnie do 40%. Ponieważ w trakcie wykonywania otworów istnieje możliwość natrafienia na zbrojenia główne, co limituje głębokość osadzenia śrub, autorzy propozycji [36] ograniczyli konserwatywnie możliwość wzmocnienia na płyty przebicie za pomocą śrub o nie więcej niż 40% ($k_{max} = 1,4$).

Ocena wiarygodności przedstawionej procedury obliczeń została wykonana zgodnie z zasadami Eurokodu 2 z uwzględnieniem 21 wyników badań prowadzonych na modelach płyt w skali naturalnej. Uzyskano wskaźnik niezawodności odniesiony do wartości obliczeniowych parametrów materiałowych, równy 1,23, pozwoliło na wprowadzenie przedstawionych reguł w aprobacie technicznej [M1].

Przy rozmieszczaniu zbrojenia na przebiecie stosuje się podstawowe zasady Eurokodu 2 (patrz też rys. 32):

- położenie pierwszego obwodu zbrojenia na przebiecie $0,3d \leq s_{r1} \leq 0,5d$,
- odległość pomiędzy kolejnymi obwodami zbrojenia na przebiecie $s_r \leq 0,75d$,
- odległość pomiędzy elementami zbrojenia na przebiecie mierzona w kierunku obwodowym nie powinna przekraczać $s_r \leq 1,5d$ (w obrębie podstawowego obwodu kontrolnego), $s_r \leq 2d$ (poza podstawowym obwodem kontrolnym),
- dodatkowo, odległość pomiędzy elementami zbrojenia na przebiecie mierzona w kierunku obwodowym nie może być mniejsza niż $s_{r,min} = 0,5 d$ oraz 10 cm (w przypadku śrub TSM-B16) lub 15 cm (w przypadku śrub TSM-B22).



Rys. 32. Zasady rozmieszczenia zbrojenia na przebiecie w formie śrub do betonu

Przykład P6

Wzmocnienie strefy podporowej za pomocą prętów wklejanych

Rozważa się płytę stropową w istniejącym budynku. Strop grubości 200 mm oparty jest na słupach o przekroju kołowym średnicy $D = 400$ mm. Zbrojenie główne stanowią pręty #16 co 100 mm ze stali B500SP. Płyta wykonana została z betonu klasy C25/30 ($f_{cd} = 25/1,4 = 17,86$ MPa)

Przed podjęciem decyzji odnośnie sposobu wzmocnienia stropu określamy deficyt nośności, jaki wystąpi po zwiększeniu obciążenia. Wyznaczamy graniczne naprężenia styczne charakteryzujące rozważaną płytę

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l \cdot f_{ck}} = \frac{0,18}{1,4} \cdot 2,0 \sqrt[3]{100 \cdot 0,0125 \cdot 25} = 0,810 \text{ MPa} > v_{Rd,min} ,$$

gdzie:

- średnia wysokość użyteczna przekroju $d = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{167 + 151}{2} = 159 \text{ mm} ,$

- współczynnik efektu skali $k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{159}} = 2,122 \right\} = 2,0$,
- stopień zbrojenia głównego $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,y} \cdot \rho_{l,z}} = \sqrt{0,012 \cdot 0,013} = 0,0125$,
 $\rho_{l,y} = \frac{A_{s,y}}{b \cdot d_y} = \frac{2010}{1000 \cdot 167} = 0,012$,
 $\rho_{l,z} = \frac{A_{s,z}}{b \cdot d_z} = \frac{2010}{1000 \cdot 151} = 0,013$,
- naprężenia minimalne $v_{Rd,min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} =$
 $= 0,035 \sqrt{2^3 \cdot 25} = 0,495 \text{ MPa}$.

Następnie przystępujemy do wyznaczenia naprężeń stycznych w przekroju kontrolnym. Wartości obliczeniowe reakcji podporowych są równe (reakcje odpowiadające z wiodącą siłą przebijającą V_{Ed}): $V_{Ed} = 480,0 \text{ kN}$, $M_{Ed,y} = 28,0 \text{ kNm}$, $M_{Ed,z} = 24,0 \text{ kNm}$. Ze względu na kształt słupa (przekrój kołowy) obliczenia zostaną przeprowadzone przy założeniu wypadkowego momentu zginającego

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = \sqrt{(28,0)^2 + (24,0)^2} = 36,9 \text{ kNm}.$$

Naprężenia zostaną ustalone zgodnie z metodą ogólną PN-EN 1992-1-1 [N14]. Ze względu na kształt słupa i ciągłość obwodu kontrolnego, współczynnik zwiększający β można obliczyć zgodnie z wyrażeniem (6.42) według [N14], które stanowi rozwiązanie dokładne

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{1}{D + 4d} = 1 + 0,6\pi \frac{36,9 \cdot 10^3}{480} \frac{1}{400 + 4 \cdot 159} = 1,140.$$

Długość podstawowego obwodu kontrolnego wynosi

$$u_1 = \pi(D + 4d) = \pi \cdot (400 + 4 \cdot 159) = 3255 \text{ mm}.$$

Długość obwodu słupa

$$u_0 = \pi \cdot D = \pi \cdot 400 = 1257 \text{ mm}.$$

Naprężenia styczne są równe

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,140 \cdot 480,0}{3,255 \cdot 159} = 1,057 \text{ MPa} > v_{Rd,c} = 0,810 \text{ MPa}.$$

Maksymalna nośność na przebicie powiązana z wytrzymałością betonu w strefie ściskanej

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \cdot u_0 \cdot d = 0,4 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) 17,86 \cdot 1257 \cdot 159 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 771,0 \text{ kN} > \beta \cdot V_{Ed} = 1,140 \cdot 480,0 = 547,2 \text{ kN}.$$

Ponieważ iloraz naprężeń stycznych do naprężeń granicznych $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 1,305 < k_{max} = 1,4$ oraz obliczeniowa siła przebijająca $\beta \cdot V_{Ed}$ nie przekracza maksymalnej nośności na przebicie $V_{Rd,max}$, możliwe jest zwiększenie nośności płyty na przebicie za pomocą śrub do betonu. Określamy naprężenia efektywne w instalowanym zbrojeniu

$$f_{ywd,ef} = 5,5 \frac{k_{max}}{\gamma_s} \frac{d}{\varnothing_w} = 5,5 \frac{1,4}{1,15} \frac{159}{14,8} = 71,9 \text{ MPa} < 0,5 f_{ywd} = 0,5 \cdot 435 = 217,5 \text{ MPa} .$$

Przyjęto zbrojenie, które zostanie rozmieszczone na trzech obwodach. Przy określaniu efektywnego przekroju zbrojenia uwzględnia się śruby rozmieszczone w strefie $0,3d \div 1,5d$ ($48 \text{ mm} \div 238,5 \text{ mm}$) od krawędzi słupa

$$A_{sw} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \cdot A_{sw,i} = 10 \frac{\pi(14,8)^2}{4} = 1720 \\ A_{sw,1,5d} \frac{s_r}{1,5d} = 22 \frac{\pi(14,8)^2}{4} \frac{110}{1,5 \cdot 159} = 1746 \end{array} \right\} = 1720 \text{ mm}^2 .$$

W rozważanym przypadku decydujący jest sumaryczny przekrój śrub rozmieszczony na pierwszym obwodzie zbrojenia ($n = 10$ sztuk). Nośność na przebicie płyty wzmocnionej za pomocą śrub jest równa

$$V_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} = 0,75 \cdot 0,810 \cdot 3255 \cdot 159 \cdot 10^{-3} + \\ + 1,5 \frac{159}{110} 1720 \cdot 71,9 \cdot 10^{-3} = 582,5 \text{ kN} > \beta \cdot V_{Ed} = 1,140 \cdot 480,0 = 547,2 \text{ kN} .$$

W celu zachowania nośności płyty na przebicie poza obszarem, w którym rozmieszczono śruby, konieczne było wprowadzenie trzeciego obwodu zbrojenia. Długość zewnętrznego obwodu kontrolnego, położonego w odległości $1,5d$ od ostatniego obwodu zbrojenia na przebicie (wynikająca z rozmieszczenia śrub na ostatnim obwodzie) wynosi $u_{out} = 4573 \text{ mm}$. Nośność na przebicie związana z zewnętrznym przekrojem kontrolnym jest równa

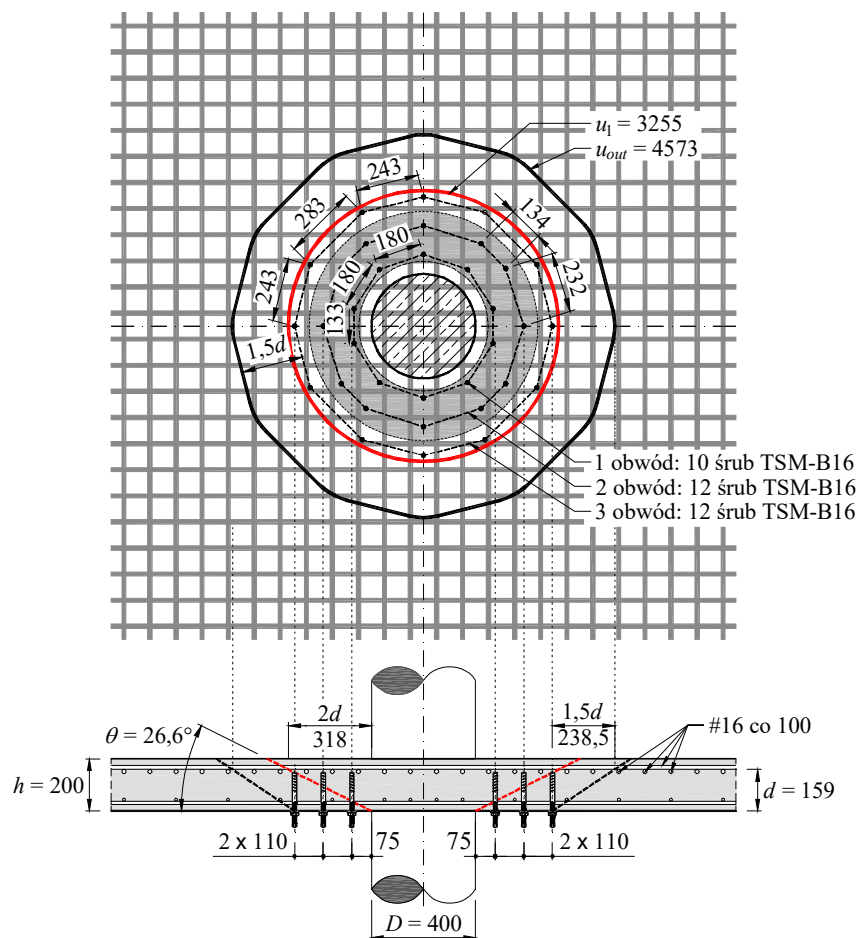
$$V_{Rd,out} = v_{Rd,c} \cdot u_{out} \cdot d = 0,810 \cdot 4573 \cdot 159 = 589,0 \text{ kN} > \beta \cdot V_{Ed} = 1,140 \cdot 480,0 = 547,2 \text{ kN}$$

Decydująca okazała się nośność strefy zbrojonej na przebicie, która jest zarazem o ponad 6% większa od obliczeniowej siły przebijającej $\beta \cdot V_{Ed}$. Po wzmocnieniu strefy podporowej za pomocą śrub do betonu możliwe będzie zwiększenie obciążenia do wartości projektowanych.

Sprawdzenie warunków konstrukcyjnych dotyczących rozmieszczenia zbrojenia:

- położenie pierwszego obwodu zbrojenia na przebicie
 $0,3d = 48 \text{ mm} < s_{r1} = 75 \text{ mm} < 0,5d = 79,5 \text{ mm}$,
- odległość pomiędzy kolejnymi obwodami zbrojenia na przebicie
 $s_r = 110 \text{ mm} < 0,75d = 119 \text{ mm}$,
- odległość pomiędzy elementami zbrojenia na przebicie mierzona w kierunku obwodowym $s_{r2} = 232 \text{ mm} < 1,5d = 238,5 \text{ mm}$ oraz $s_{r3} = 283 \text{ mm} < 2d = 318 \text{ mm}$; ponadto $s_{r1} = 133 \text{ mm} > s_{t,min} = 100 \text{ mm}$.

Na rysunku P6.1 pokazano rozmieszczenie obliczonego zbrojenia na przebicie.



Rys. P6.1. Rozmieszczenie obliczonego zbrojenia na przebicie w formie śrub do betonu

4.3. Zmiana schematu statycznego

W przypadku płyt zmiana schematu statycznego może wiązać się z koniecznością uzupełnienia zbrojenia, które może być stosowane jako zewnętrznie (płaskowniki) lub umieszczone w nadkładzie betonowym (pręty zbrojeniowe). Z reguły zbrojenie górne w płytach stosowane jest tylko w strefach podporowych – chyba, że w projekcie przewidziano równomiernie rozłożone zbrojenie przeciwskurczowe. W takim przypadku, pod warunkiem sprawdzenia poprawności zakotwienia tego zbrojenia, można je uwzględnić w analizie stanu granicznej nośności.

W przypadku płyt ciągłych decyzja odnośnie potrzeby wzmocnienia powinna zostać poprzedzona analizą, której celem jest znalezienie ukrytych rezerw nośności. Jeżeli element został zaprojektowany z uwzględnieniem sił wynikających z analizy sprężystej, wówczas można skorzystać z metody plastycznego wyrównania momentów. W metodzie tej zakłada się możliwość utworzenia się przegubów plastycznych w obszarach występowania maksymalnych momentów zginających, co w przypadku płyt ma z reguły miejsce w przekrojach podporowych. Zwiększanie obciążenia powoduje redystrybucję sił

wewnętrznych – momenty zginające w przekrojach podporowych nie ulegają zwiększeniu, przyrastają natomiast momenty w przekrojach przęsłowych. Wyczerpanie nośności jest związane z utworzeniem się przegubu plastycznego w przekroju przęsłowym i powstaniem układu geometrycznie zmiennego.

Zgodnie z zasadami Euokodu 2 [N14] w obliczeniach można stosować analizę plastyczną bez bezpośredniego sprawdzania zdolności do obrotu jeżeli spełnione są następujące warunki:

- wysokość strefy ściskanej $x \leq 0,25d$ (w przypadku betonów zwykłych klasy $\leq C50/60$),
- zbrojenie wykonano ze stali klasy ciągliwości B lub C (odkształcenie przy maksymalnym naprężeniu powyżej 5%)
- stosunek momentów zginających w przęsłach i na podporach pośrednich zawiera się w przedziale pomiędzy 0,5 i 2,0.

W przypadku płyt ciągłych zbrojonych jednokierunkowo i obciążonych w sposób równomierny, gdy rozpiętości sąsiednich przęseł różnią się nie więcej niż 20%, momenty zginające można obliczać według następujących wzorów (patrz rys. 33):

- momenty w przęsłach skrajnych oraz moment na podporze przekrajnej

PN-B
03264:2002
(202)

$$M_1 = \frac{g + q}{11} l_{eff}^2, \quad (74)$$

- momenty w przęsłach i na podporach pośrednich

PN-B
03264:2002
(203)

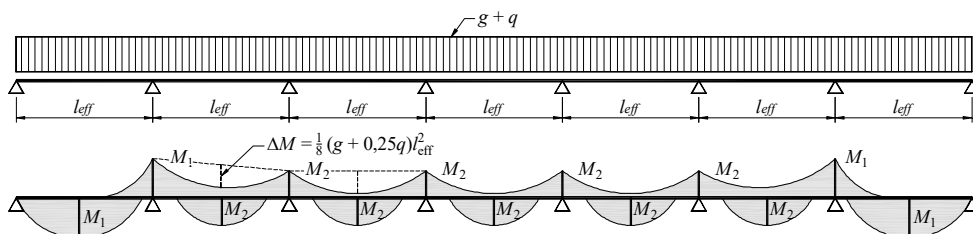
$$M_2 = \frac{g + q}{16} l_{eff}^2, \quad (75)$$

- momenty minimalne w przęsłach pośrednich należy obliczać przy założeniu momentów podporowych według wzorów (74) i (75), zakładając, że przęsła są obciążone zastępczym obciążeniem o wartości

PN-B
03264:2002
(204)

$$q_p = g + 0,25q. \quad (76)$$

W przypadku przęseł o różnych rozpiętościach (z zastrzeżeniem powyżej) obliczenia należy prowadzić z uwzględnieniem większej z rozpiętości.

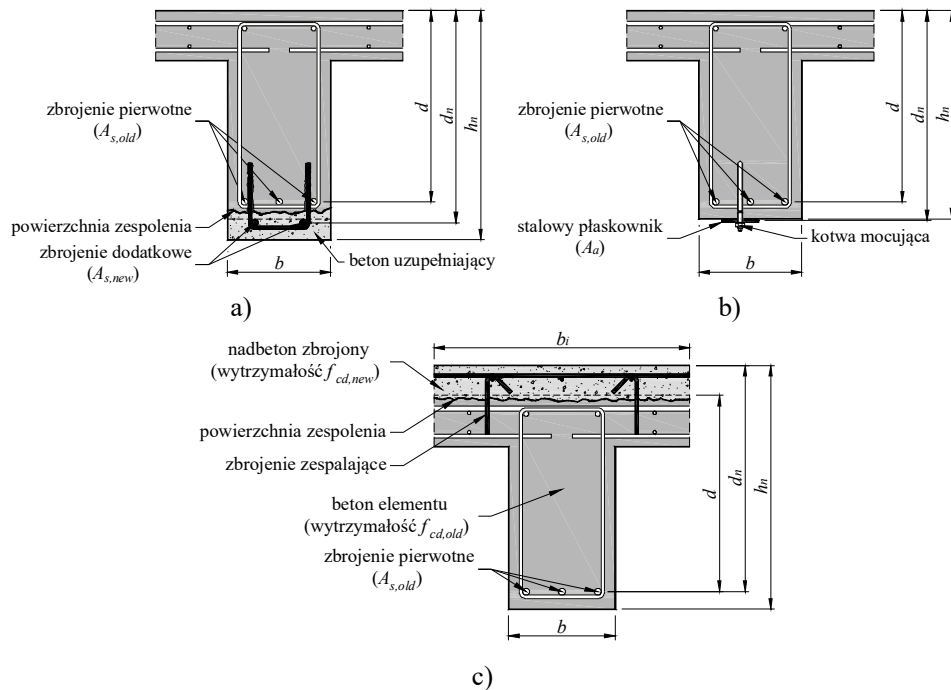


Rys. 33. Rozkład momentów zginających w płycie ciągłej

5. Projektowanie wzmocnień belek żelbetowych

5.1. Wzmacnianie belek na zginanie

Wzmacnianie belek żelbetowych na zginanie można realizować przy użyciu technik, które omówione zostały wcześniej w odniesieniu do płyt. Jako najbardziej skuteczne można wskazać w tym przypadku zwiększenie zbrojenia rozciąganego poprzez wprowadzenie dodatkowych prętów podłużnych w beton uzupełniający (rys. 34a) lub zastosowanie stalowych płaskowników (rys. 34b). W sytuacji, gdy dostęp do wzmacnianego elementu możliwy jest wyłącznie od góry wzmacnienie może zostać zrealizowane poprzez ułożenie nadbetonu zespolonego z belką (rys. 34c). Rozwiązanie to prowadzi jednak do znacznego zwiększenia ciężaru własnego konstrukcji, co istotnie ogranicza efektywność tej metody wzmacniania.



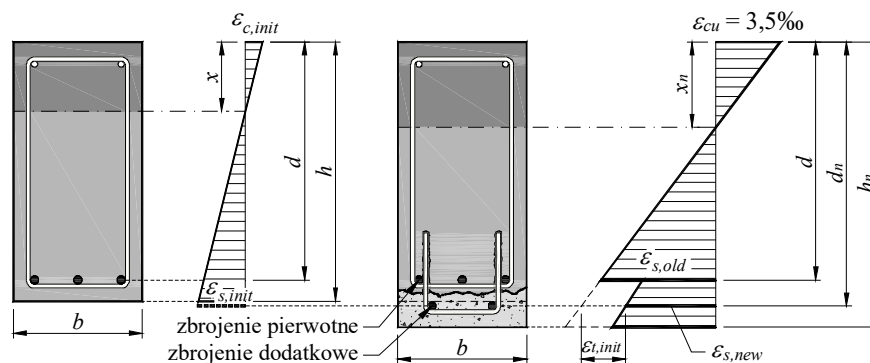
Rys. 34. Przykłady wzmacnienia belek żelbetowych na zginanie: a) za pomocą dodatkowego zbrojenia, b) za pomocą płaskowników stalowych, c) za pomocą nadbetonu w strefie ściskanej

Reguły dotyczące projektowania wzmacnień belek są zbliżone do zasad odnoszących się do płyt (patrz rozdział 4), dlatego w kolejnych rozdziałach przywołane zostaną jedynie najważniejsze założenia.

5.1.1. Wzmacnianie za pomocą dodatkowego zbrojenia

Wzmacnianie realizowane jest z reguły przy częściowym obciążeniu elementu, dlatego też w obliczeniach należy uwzględnić odkształcenia początkowe, występujące w przekroju na etapie wykonywania prac. Z tego względu wartości odkształceń uzyskiwanych w zbrojeniu pierwotnym i dodatkowym będą różniły się nie tylko z uwagi na różną lokalizację prętów w przekroju, lecz także ze względu na inne wartości początkowe – na etapie wzmacniania

odkształcenia w zbrojeniu dodatkowym będą równe zero, podczas gdy w zbrojeniu pierwotnym będą one wynosiły na tym etapie $\varepsilon_{s,init}$. Zwiększenie obciążenia będzie prowadziło do wzrostu odkształceń w przekroju, jednak ze względu na początkowy stan odkształcenia przekroju, wykres odkształceń w przekroju wzmocnionym nie będzie charakteryzował się ciągłością, co przejawia się „uskokiem” w poziomie połączenia z warstwą betonu uzupełniającego, jak pokazano to na rys. x. Tym samym uplastycznienie zbrojenia pierwotnego poprzedzi osiągnięcie w zbrojeniu dodatkowym naprężeń równych granicy plastyczności.



Rys. 35. Rozkład odkształceń w przekroju żelbetowym: a) przed realizacją wzmocnienia, b) po wzmocnieniu i zwiększeniu obciążeń

Wzmocnienie należy projektować w taki sposób, aby możliwe było uplastycznienie zbrojenia pierwotnego i dodatkowego. Wówczas osiągnięcie stanu granicznego nośności będzie sygnalizowane i poprzedzi zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej. W tym celu należy ograniczyć wysokość strefy ściskanej w przekroju wzmocnionym x_n do wartości

$$x_{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd,old}} d \\ \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd,new} + \varepsilon_{t,init}} d_n \end{array} \right. \quad (77)$$

gdzie:

- ε_{cu} – graniczne odkształcenie betonu, równe $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ w przypadku betonów zwykłych klas $\leq C50/60$,
- $\varepsilon_{yd,old}$ – odkształcenie przy uplastycznieniu zbrojenia pierwotnego,
- $\varepsilon_{yd,new}$ – odkształcenie przy uplastycznieniu zbrojenia dodatkowego,
- $\varepsilon_{t,init}$ – odkształcenie w poziomie dodatkowego zbrojenia w przekroju niewzmocnionym, wynikające z obciążeń działających na etapie realizacji wzmocnienia (patrz rys. 35),
- d – wysokość użyteczna odnosząca się do zbrojenia pierwotnego,
- d_n – wysokość użyteczna odnosząca się do zbrojenia dodatkowego.

Obliczenia rozpoczyna się od ustalenia wysokości strefy ściskanej przekroju wzmocnionego przy założeniu, że zbrojenie pierwotne i dodatkowe ulegną uplastycznieniu

$$x_n = \frac{A_{s,old} f_{yd,old} + A_{s,new} f_{yd,new}}{0,8b \cdot f_{cd}}, \quad (78)$$

gdzie:

- $A_{s,old}$ – pole przekroju zbrojenia pierwotnego,
- $A_{s,new}$ – pole przekroju zbrojenia dodatkowego,
- $f_{yd,old}$ – granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,
- $f_{yd,new}$ – granica plastyczności zbrojenia dodatkowego,
- b – szerokość strefy ściskanej,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie.

Jeżeli wysokość strefy ściskanej $x_n \leq x_{lim}$, wówczas przyjęte wcześniej założenie jest prawdziwe i można przystąpić do określenia nośności na zginanie przekroju wzmocnionego. Obliczenia rozpoczyna się od ustalenia ramion sił wewnętrznych, odnoszących się odpowiednio do zbrojenia pierwotnego i dodatkowego:

$$z = d - 0,5 \cdot 0,8x_n, \quad (79)$$

$$z_n = d_n - 0,5 \cdot 0,8x_n, \quad (80)$$

gdzie:

- d – wysokość użyteczna odnosząca się do zbrojenia pierwotnego,
- d_n – wysokość użyteczna odnosząca się do zbrojenia dodatkowego,
- x_n – wysokość strefy ściskanej w przekroju wzmocnionym.

Nośność na zginanie przekroju ustala się rozważając równowagę momentów zginających względem punktu zaczepienia wypadkowej naprężeń ściskających

$$M_{Rd} = A_{s,old} f_{yd,old} \cdot z + A_{s,new} f_{yd,new} \cdot z_n, \quad (81)$$

gdzie:

- $A_{s,old}$ – pole przekroju zbrojenia pierwotnego,
- $A_{s,new}$ – pole przekroju zbrojenia dodatkowego,
- $f_{yd,old}$ – granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,
- $f_{yd,new}$ – granica plastyczności zbrojenia dodatkowego,
- z – ramię sił wewnętrznych odnoszące się do zbrojenia pierwotnego,
- z_n – ramię sił wewnętrznych odnoszące się do zbrojenia dodatkowego.

W powyższych rozważaniach nie uwzględniono zbrojenia w strefie ściskanej, które z reguły jest znacznie mniejsze aniżeli zbrojenie główne. Oczywiście zbrojenie to będzie przejmowało część ściskania, prowadząc do ograniczenia wysokości strefy ściskanej x_n i tym samym zwiększenia ramion sił wewnętrznych z i z_n . Uwzględnienie udziału zbrojenia ściskanego wymaga jednak obliczeń iteracyjnych ponieważ jego udział zależy od rozkładu odkształceń w przekroju (nie można z góry założyć uplastycznienia tego zbrojenia). Pominięcie zbrojenia w strefie ściskanej powoduje jednak niewielkie niedoszacowanie nośności na zginanie rzędu 1÷2%, a uzyskany wynik jest po stronie bezpiecznej.

Przedstawiony algorytm można stosować zarówno w odniesieniu do dodatkowego zbrojenia prętowego jak i stalowych płaskowników. W drugim przypadku zbrojenie instaluje

się bezpośrednio na powierzchni elementu, skutkiem czego wysokość użyteczna d_n jest bliska wysokości przekroju pierwotnego h . Taką też wartość można przyjmować do obliczeń wstępnych, gdy przekrój płaskownika nie jest jeszcze znany.

Ważnym zagadnieniem jest również właściwe powiązanie zbrojenia dodatkowego ze wzmocnianym elementem. W celu zaprojektowania potrzebnego zbrojenia zsywającego (zespalającego) można skorzystać z reguł dotyczących projektowania styków pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie (patrz rozdz. 3.1). Zakładając konserwatywnie, że siły ścinające na styku belki i betonu uzupełniającego powinny zostać przeniesione w całości za pośrednictwem zbrojenia zespalającego (pomija się udział sił adhezji), minimalny stopień zbrojenia zespalającego można wyrazić jako

$$\rho_i \geq \frac{v_{Edi}}{(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot f_{yd}} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b \cdot z_i} \cdot \frac{1}{(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot f_{yd}}, \quad (82)$$

gdzie:

β – współczynnik zależny od stosunku siły podłużnej działającej w zbrojeniu dodatkowym do całej siły podłużnej występującej w strefie rozciąganej, równy

$$\beta = \frac{A_{s,new} \cdot \sigma_{Rds,new}}{A_{s,old} \cdot \sigma_{Rds,old} + A_{s,new} \cdot \sigma_{Rds,new}},$$

V_{Ed} – obliczeniowa wartość siły poprzecznej,

b – szerokość belki,

z_i – ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym,

f_{yd} – granica plastyczności zbrojenia zespalającego,

μ – współczynnik tarcia zależny od sposobu przygotowania powierzchni zespolenia – patrz Tablica 9,

α – kąt nachylenia zbrojenia zespalającego do płaszczyzny styku,

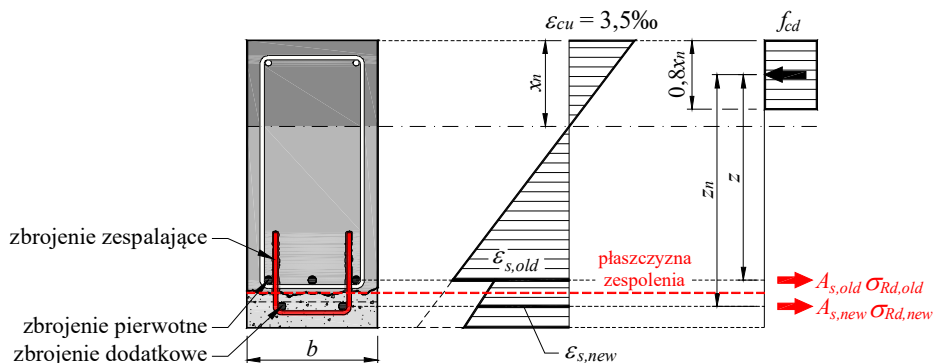
$A_{s,old}$ – pole przekroju zbrojenia pierwotnego,

$A_{s,new}$ – pole przekroju zbrojenia dodatkowego,

$\sigma_{Rds,old}$ – maksymalne naprężenia w zbrojeniu pierwotnym, uwzględniające jego zakotwienie (nie więcej niż $f_{yd,old}$, uzyskiwane po osiągnięciu długości zakotwienia l_{bd}),

$\sigma_{Rds,new}$ – maksymalne naprężenia w zbrojeniu dodatkowym, uwzględniające jego zakotwienie (nie więcej niż $f_{yd,new}$, uzyskiwane po osiągnięciu długości zakotwienia l_{bd}).

Na rysunku 36 pokazano rozkład odkształceń i odpowiadających im sił wewnętrznych w przekroju wzmocnionym. Pogrubioną linią przerywaną oznaczona płaszczyznę zespolenia, wyznaczającą podział pomiędzy zbrojeniem pierwotnym i dodatkowym.



Rys. 36. Siły wewnętrzne w stanie granicznym nośności w przekroju wzmocnionym za pomocą zbrojenia dodatkowego w strefie rozciąganej

5.1.2. Wzmacnianie za pomocą nadbetonu

Stosowanie nadbetonu w strefie ściskanej pozwala na zwiększenie wysokości użytecznej przekroju a tym samym także ramienia sił wewnętrznych. Jednocześnie przekrój zbrojenia głównego nie ulega zmianie. Rozwiązanie to nie należy do szczególnie efektywnych, bowiem wprowadzenie dodatkowej warstwy betonu prowadzi do zwiększenia ciężaru własnego konstrukcji i tym samym ogranicza wielkość dodatkowego obciążenia. Z tego względu znacznie bardziej efektywne będzie z pewnością połączenie wskazanej metody wzmacniania wraz ze zwiększeniem ilości zbrojenia w strefie rozciąganej. Pozwoli to na podniesienie nośności na zginanie wynikające ze zwiększenia ramienia sił wewnętrznych i nośności zbrojenia głównego. W zależności od przekroju (grubości i szerokości) nadbetonu uzupełniającego możliwe są dwie sytuacje:

- strefa ściskana będzie zlokalizowana w całości w nadbetonie – wówczas w obliczeniach uwzględnia się wyłącznie wytrzymałość nadkładu betonowego $f_{cd,new}$,
- oś obojętna będzie się znajdowała poniżej płaszczyzny zespolenia i wówczas w obliczeniach należało będzie uwzględnić zarówno wytrzymałość nadbetonu $f_{cd,new}$ jak i elementu pierwotnego $f_{cd,old}$.

Obliczenia można rozpocząć od założenia, że oś obojętna jest zlokalizowana w obrębie nadbetonu. Wówczas wysokość strefy ściskanej określa się następująco

$$x_n = \frac{A_{s,old} f_{yd,old}}{0,8b \cdot f_{cd,new}}, \quad (83)$$

gdzie:

- $A_{s,old}$ – pole przekroju zbrojenia pierwotnego,
- $f_{yd,old}$ – granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,
- b – szerokość strefy ściskanej,
- $f_{cd,new}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie nadbetonu.

Jeżeli $x_n \leq 1,25t$ (gdzie t oznacza grubość warstwy nadkładu betonowego), wówczas przyjęte założenie jest prawdziwe i można przystąpić do określenia nośności na zginanie. Mnożnik 1,25 wynika z przyjętego założenia dotyczącego bryły naprężeń w strefie ściskanej (prostokątny blok naprężeń). W sytuacji, gdy efektywna wysokość strefy ściskanej będzie przewyższała grubość warstwy nadbetonu ($x_n > 1,25t$) stosowanie zależności (83) nie jest właściwe i wysokość strefy ściskanej należy ustalić następująco

$$x_n = \frac{A_{s,old} f_{yd,old} - b \cdot t \cdot f_{cd,new}}{0,8b \cdot f_{cd,old}} + t, \quad (84)$$

gdzie:

- $A_{s,old}$ – pole przekroju zbrojenia pierwotnego,
- $f_{yd,old}$ – granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,
- b – szerokość strefy ściskanej,
- t – grubość warstwy nadbetonu,
- $f_{cd,new}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie nadbetonu,
- $f_{cd,old}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu elementu.

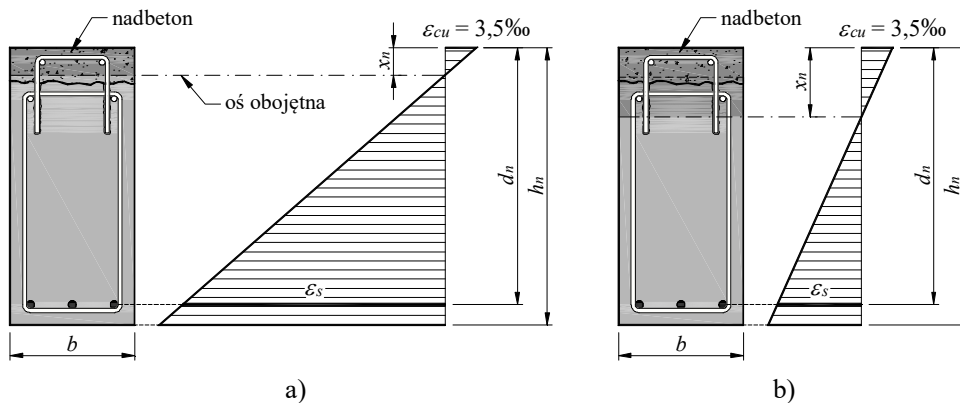
Po ustaleniu wysokości strefy ściskanej należy sprawdzić, czy zbrojenie ulegnie uplastycznieniu w stanie granicznym nośności ($x_n \leq x_{lim}$). Jeżeli warunek ten jest spełniony, wówczas można przystąpić do określenia nośności na zginanie, która jest równa

$$M_{Rd} = A_{s,old} f_{yd,old} \cdot z_n, \quad (85)$$

gdzie:

- $A_{s,old}$ – pole przekroju zbrojenia pierwotnego,
- $f_{yd,old}$ – granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,
- z_n – ramię sił wewnętrznych w przekroju wzmocnionym, równe $z_n = d_n - 0,5 \cdot 0,8x_n$.

Rozkłady odkształceń odpowiadające obu wymienionym sytuacjom pokazano na rys. 37.

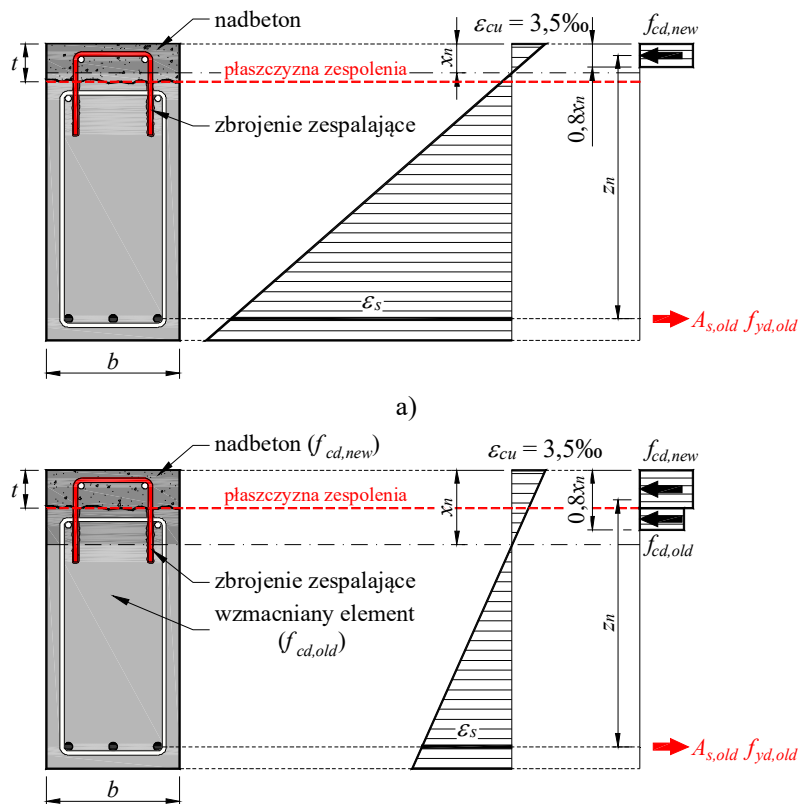


Rys. 37. Rozkład odkształceń w przekroju wzmocnionym za pomocą nadbetonu: a) oś obojętna w obrębie nadbetonu, b) oś obojętna położona w przekroju elementu wmacnianego

Potrzebne zbrojenie przecinające płaszczyznę zespolenia można określić zgodnie z zależnością (82), przyjmując jednak współczynnik β zależnie od położenia osi obojętnej w przekroju zespolonym:

- jeżeli $x_n \leq 1,25t$, wówczas $\beta = 1,0$ (patrz rys. 38a)
- jeżeli $x_n > 1,25t$, wówczas współczynnik β wyraża relację pomiędzy siłą ściskającą w nadbetonie a wypadkową naprężeń w strefie ściskanej (patrz rys. 38b):

$$\beta = \frac{b \cdot t \cdot f_{cd,new}}{b \cdot t \cdot f_{cd,new} + b \cdot 0,8(x_n - t) \cdot f_{cd,old}} = \frac{t \cdot f_{cd,new}}{t \cdot f_{cd,old} + 0,8(x_n - t) \cdot f_{cd,old}} \quad (86)$$



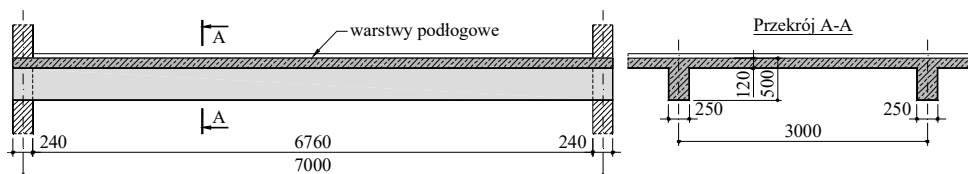
Rys. 38. Rozkład odkształceń i sił wewnętrznych w przekroju wzmocnionym za pomocą nadbetonu – oś obojętna w obrębie: a) nadbetonu, b) elementu wzmocnianego

Przykład P7

Belka stropowa w budynku mieszkalnym

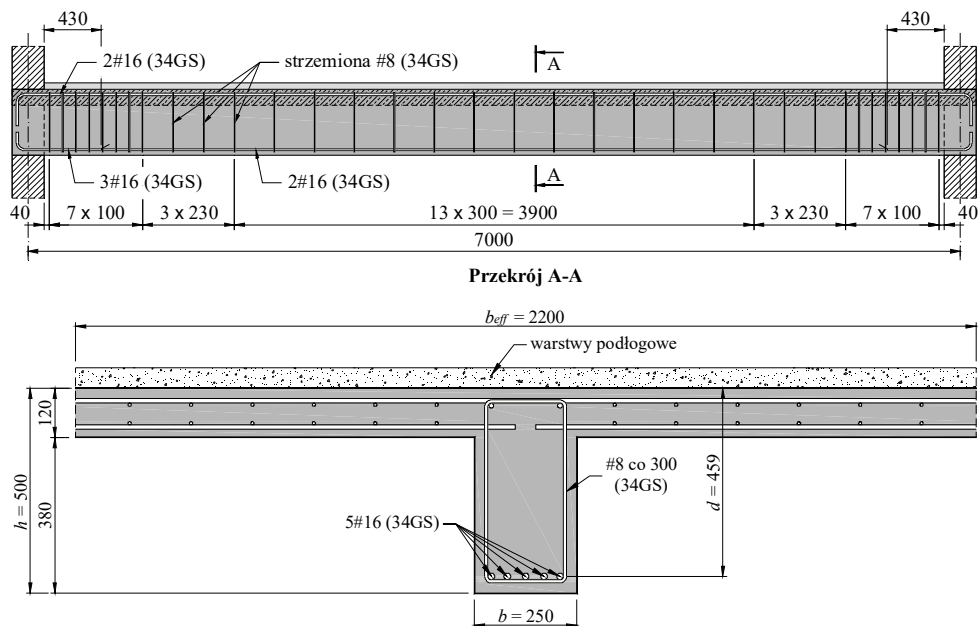
Rozważa się strop nad piwnicą w budynku mieszkalnym. Z uwagi na planowaną zmianę przeznaczenia (powierzchnia sprzedaży detalicznej), wiążącą się ze zwiększeniem obciążenia zmiennego zaistniała potrzeba wzmocnienia belek stropu na zginanie.

Konstrukcja nośna składa się z płyty żelbetowej grubości 0,12 m opartej na belkach o przekroju $0,25 \times 0,50$ m w rozstawie co 3,0 m. Ze względu na proporcje pól stropowych, płytę traktuje się jako pracującą jednokierunkowo. Belki oparte są na ścianach zewnętrznych murowanych o grub. 0,24 m. Schemat konstrukcji stropu pokazano na rys. P7.1.



Rys. P7.1. Schemat konstrukcji stropu

Zbrojenie główne belki stanowi 5 prętów #16, z czego 3 zostały doprowadzone i zakotwione na podporach zewnętrznych (60% zbrojenia przęsłowego). Zbrojenie górne w śladzie środka stanowią 2 pręty #16, zapewniające przeniesienie momentu zginającego wynikającego z częściowego zamocowania. Zbrojenie na ścinanie składa się ze strzemion dwuciętych #8 w rozstawie co 100/230 mm w strefach przypodporowych i 300 mm w strefie przęsłowej. Zbrojenie wykonane jest ze stali żebrowanej klasy A-III (34GS, $f_{yd} = 350$ MPa). Elementy stropu wykonano z betonu klasy B30, odpowiadającej klasie wytrzymałości na ściskanie C25/30 według [N14] ($f_{ck} = 25$ MPa, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,4 = 17,86$ MPa). Schemat zbrojenia belki pokazano na rys. P7.2.



Rys. P7.2. Schemat zbrojenia belki stropowej

W celu porównania efektywności omówionych wcześniej sposobów wzmocnienia na zginanie elementów belkowych, rozważa się: zastosowanie prętowego zbrojenia zewnętrznego (Wariant I), płaskownika stalowego (Wariant II) a także nadbetonu (Wariant III).

Obliczenia rozpoczęto od określenia właściwości geometrycznych belki wydzielonej. Szerokość współpracująca jest równa

PN-EN
1992-1-1
(5.7)

$$b_{eff} = b_w + 2b_{eff,i} = 250 + 2 \cdot 975 = 2200 \text{ mm} ,$$

gdzie:

$$b_{eff,i} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2b_i + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 1375 + 0,1 \cdot 7000 = 975 \\ 0,2l_0 = 1400 \\ b_i = 1375 \end{array} \right\} = 975 \text{ mm} .$$

W Tabelicy P7.1 zestawiono obciążenia w stanie istniejącym.

Tablica P7.1. Obciążenia w stanie istniejącym

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	12,15	10,33
c. wł. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	3,21	2,73
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
obc. użytkowe (kat. A)	6,00	1,5	0,7	6,30	9,00
Razem	18,88			23,69	23,67

Decyzję odnośnie zakresu wzmocnienia rozpoczynamy od określenia nośności na zginanie belek stropu:

- w przekroju przypodporowym

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8x) = 603 \cdot 350 \cdot (459 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6,71) \cdot 10^{-6} = 96,3 \text{ kNm},$$

gdzie

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{603 \cdot 350}{2200 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 6,71 \text{ mm},$$

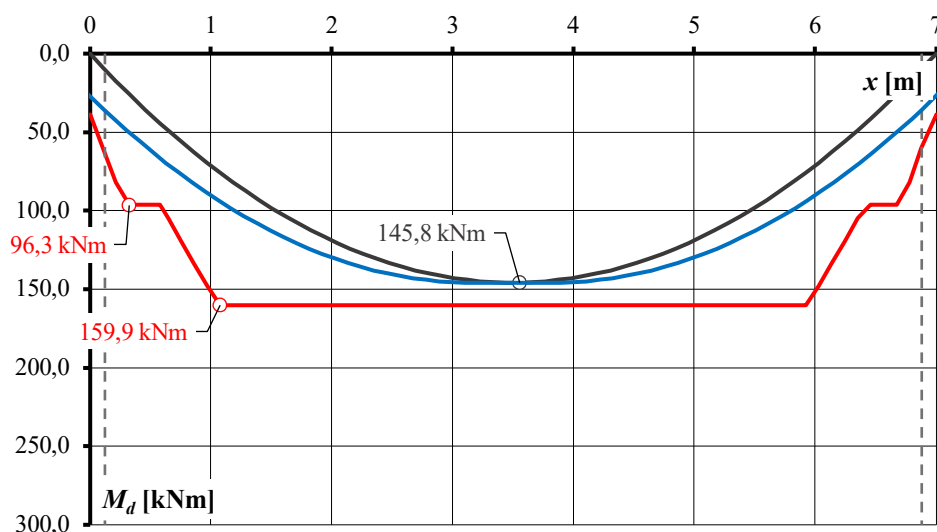
- w przekroju przęsłowym

$$M_{Rd} = A_s f_{sd} \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8x) = 1005 \cdot 350 \cdot (459 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 11,19) \cdot 10^{-6} = 159,9 \text{ kNm},$$

gdzie

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{1005 \cdot 350}{2200 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 11,19 \text{ mm}.$$

Na rysunku P7.3 pokazano obwiednię nośności belki na zginanie na tle momentów zginających wywołanych aktualnymi obciążeniami. Można stwierdzić, że stan graniczny nośności jest zachowany ($M_{Ed}/M_{Rd} = 0,91$) jednak rezerwa nośności wynosi 9%. Zwiększenie obciążeń będzie zatem wymagało wzmocnienia elementu na zginanie. Obliczenia wykazały, że istniejące zbrojenie na ścinanie jest wystarczające do przeniesienia sił poprzecznych, jakie pojawią się po zwiększeniu obciążeń (założono $\text{ctg}\theta = 1,5$)



Rys. P7.3. Nośność belki na zginanie na tle obwiedni momentów zginających od aktualnych obciążeń

Wariant I

Jako pierwsze z rozważanych rozwiązań rozpatruje się zastosowanie dodatkowego zbrojenia prętowego w strefie rozciąganej. Deficyt nośności występuje w strefie przęsłowej, dlatego w celu wzmocnienia belki zastosowane zostaną 2 pręty #12. Ze względów technologicznych zbrojenie dodatkowe nie zostanie doprowadzone do podpory. Zgodnie z zapisami p. 9.2.1.4 (1) [N14] do podpory należy doprowadzić przynajmniej 25% zbrojenia wymaganego w przęśle. W rozważanym przypadku, uwzględniając różnicę pomiędzy nośnością zbrojenia pierwotnego i dodatkowego, do podpór doprowadzone zostanie

$$\frac{0,4A_{s,old} \cdot f_{yd,old}}{A_{s,old} \cdot f_{yd,old} + A_{s,new} \cdot f_{yd,new}} = \frac{0,4 \cdot 1005 \cdot 350}{1005 \cdot 350 + 402 \cdot 434,8} \cdot 100\% = 26,7\%$$

zbrojenia przęsłowego a zatem wymóg Eurokodu 2 [N14] zostanie spełniony.

W wyniku zmiany sposobu użytkowania obciążenia zmienne ulegną zwiększeniu z 2,0 do 4,5 kN/m² (wzrost o 125%). Dodatkowe zbrojenie zostanie umieszczone w warstwie nowego betonu o grubości 50 mm, która pojawi się na całej szerokości belki. Wprowadzenie betonu uzupełniającego spowoduje zwiększenie charakterystycznego obciążenia stałego o 0,31 kN/m. Zmiana przeznaczenia powierzchni spowoduje tym samym łączny wzrost obciążeń obliczeniowych z 23,69 do 35,45 kN/m tj. o około 49%. W Tabelicy P7.2 zestawiono obciążenia działające na belkę w stanie docelowym.

W trakcie realizacji prac obciążenie użytkowe działające na stropie zostanie ograniczone do zera, jednak pozostaną występujące obciążenia stałe. Ponieważ prace będą prowadzone wyłącznie od strony dolnej powierzchni stropu, przyjęto, że na konstrukcję nie będą działały żadne obciążenia wynikające z obecności pracowników. Wykonanie obetonowania będzie jednak wymagało zastosowania deskowania, którego ciężar oszacowano na 0,60 kN/m.

Tablica P7.2. Obciążenia w stanie docelowym

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	12,15	10,33
c. wł. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	3,21	2,73
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
bet. uzupełn. gr. 0,05 m	0,31	1,35	0,85	0,42	0,36
obc. użytkowe (kat. D1)	13,50	1,5	0,7	20,25	14,18
Razem	26,69			35,45	31,93

W Tablicy P7.3 zestawiono obciążenia działające na konstrukcję w fazie wykonawczej.

Tablica P7.3. Obciążenia w fazie wykonawczej

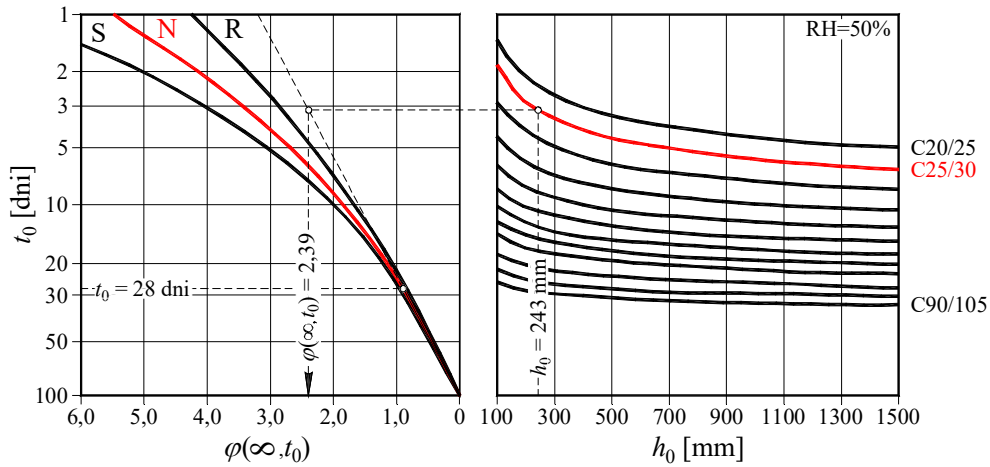
Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	12,15	10,33
c. wł. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	3,21	2,73
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
bet. uzupełn. gr. 0,05 m	0,33	1,35	0,85	0,45	0,38
deskowanie	0,60	1,35	0,85	0,81	0,69
Razem	13,80			18,65	15,85

Faza wykonawcza

Obliczenia rozpoczynamy od ustalenia rozkładu odkształceń w przekroju belki w fazie wykonawczej. W celu uwzględnienia zarysowania konstrukcji i efektów reologicznych, w obliczeniach uwzględnia się efektywny moduł sprężystości betonu $E_{c,eff}$. Końcowy współczynnik pełzania $\varphi(\infty, t_0)$ odczytano korzystając z nomogramu na rys. P7.4 (*rysunek 3.1* normy *PN-EN 1992-1-1* [N14]) przy założeniu, że wilgotność względna otoczenia wynosi $RH = 50\%$ (środowisko wewnętrzne). Miarodajny wymiar przekroju określono przy założeniu, że wysychanie mogło następować jedynie od spodu stropu ze względu na ułożenie szczelnych warstw podłogowych

$$\begin{aligned}
 h_0 &= \frac{2A_c}{u} = \frac{2 [b_{eff} h_f + b_w (h - h_f)]}{b_{eff} + 2(h - h_f)} = \\
 &= \frac{2 [2200 \cdot 120 + 250 \cdot (500 - 120)]}{2200 + 2 \cdot (500 - 120)} = 243 \text{ mm} .
 \end{aligned}$$

PN-EN 1992-1-1 (6.14b)



Rys. P7.4. Nomogram do określania końcowego współczynnika pełzania

W rozważanym przypadku efektywny moduł sprężystości betonu elementu jest równy

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{31}{1 + 2,36} = 9,23 \text{ GPa} .$$

Korzystając z równania (16) określamy wysokość strefy ściskanej przekroju zarysowanego (w obliczeniach pominięto zbrojenie w strefie ściskanej $A_{s2} = 0$)

$$\begin{aligned} x &= \frac{-\alpha_e \cdot A_{s1} + \sqrt{\alpha_e^2 \cdot A_{s1}^2 + 2b_{eff}d\alpha_e A_{s1}}}{b_{eff}} = \\ &= \frac{-21,67 \cdot 1005 + \sqrt{(21,67)^2 \cdot 1005^2 + 2 \cdot 2200 \cdot 459 \cdot 21,67 \cdot 1005}}{2200} = \\ &= 85,94 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm} , \end{aligned}$$

gdzie

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,23} = 21,67 .$$

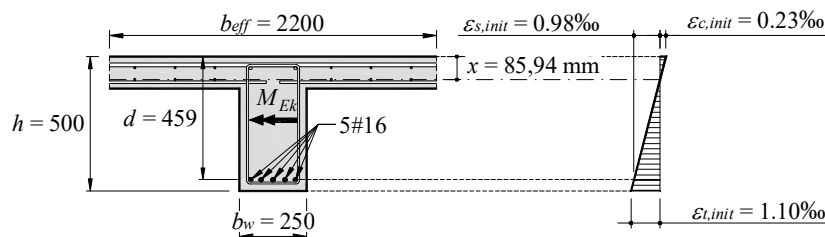
Moment bezwładności przekroju zarysowanego względem osi obojętnej wynosi

$$\begin{aligned} J_{cr} &= \frac{b_{eff}x^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x)^2 = \frac{2200 \cdot (85,94)^3}{3} + 21,67 \cdot 1005 (459 - 85,94)^2 = \\ &= 3496440409 \text{ mm}^4 . \end{aligned}$$

Obciążeniami działającymi na konstrukcję w fazie wykonawczej będzie odpowiadał moment zginający w środku rozpiętości przęsła $M_{Ek} = 84,5$ kNm. Odształcenia w poziomie zbrojenia głównego są równe

$$\varepsilon_{s,init} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} J_{cr}} (d - x) = \frac{84,5 \cdot 1000}{9,23 \cdot 3496440409} (459 - 85,94) = 0,98\text{‰}$$

Na rysunku P7.5 pokazano rozkład odkształceń w przekroju zarysowanym, wywołany momentem zginającym M_{Ek} .



Rys. P7.5. Odształcenia w przekroju na etapie realizacji wzmocnienia

Faza eksploatacyjna

Określamy wysokość strefy ściskanej, zakładając, że zarówno zbrojenie pierwotne jak i dodatkowe ulegnie uplastycznieniu w stanie granicznym nośności

$$x = \frac{A_{s,old} f_{yd,old} + A_{s,new} f_{yd,new}}{b_{eff} \cdot 0,8 f_{cd,old}} = \frac{1005 \cdot 350 + 402 \cdot 434,8}{2200 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 16,75 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

Odształcenia w punktach charakterystycznych na wysokości przekroju są równe

- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$,
- w poziomie zbrojenia pierwotnego

$$\varepsilon_{s,old} = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{459 - 16,75}{16,75} 3,5\text{‰} = 92,41\text{‰} \gg \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,old}}{E_s} = \frac{350}{200} = 1,75\text{‰}$$

- w poziomie zbrojenia dodatkowego

$$\varepsilon_{s,new} = \frac{d_n - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{509 - 16,75}{16,75} 3,5\text{‰} = 102,86\text{‰}$$

Zakładając stałą krzywiznę określamy teoretyczne odkształcenia w poziomie zbrojenia dodatkowego na etapie realizacji wzmocnienia

$$\varepsilon_{t2,init} = \frac{|\varepsilon_{t,init}| + \varepsilon_{c,init}}{h} \cdot (d_n - x_{init}) = \frac{1,10\text{‰} + 0,23\text{‰}}{500} \cdot (509 - 85,94) = 1,13\text{‰}$$

Zmiana odkształceń w zbrojeniu dodatkowym będzie równa

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,new} - \varepsilon_{t2,init} = 102,86 - 1,13 = 101,73\% \gg \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,new}}{E_s} = \frac{434,8}{200} = 2,17\% .$$

Założenie dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego i dodatkowego okazało się słuszne i można przystąpić do określenia nośności belki na zginanie po wzmocnieniu. W tym celu określa się:

- nośność zbrojenia pierwotnego

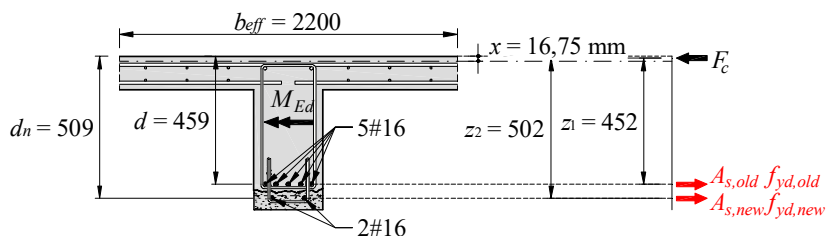
$$F_{Rd,old} = A_{s,old} f_{yd,old} = 1005 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 351,8 \text{ kN} ,$$

- nośność zbrojenia dodatkowego

$$F_{Rd,new} = A_{s,new} f_{yd,new} = 402 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 174,8 \text{ kN} .$$

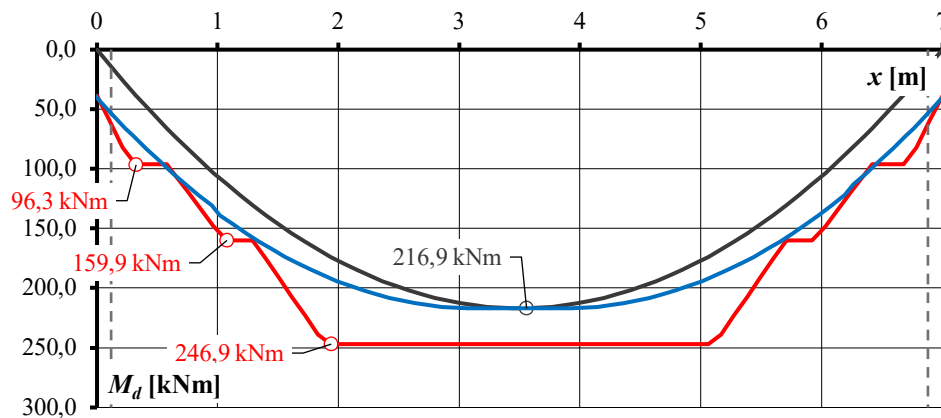
Układ sił wewnętrznych w przekroju w stanie granicznym nośności pokazano na rys. P7.6. Nośność na zginanie belki wzmocnionej za pomocą 2 prętów #16 będzie równa

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{Rd,old} \cdot z_1 + F_{Rd,new} \cdot z_2 = \\ &= F_{Rd,old} (d - 0,5 \cdot 0,8x) + F_{Rd,new} (d_n - 0,5 \cdot 0,8x) = \\ &= 351,8 (459 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 16,75) \cdot 10^{-3} + 174,8 (509 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 16,75) \cdot 10^{-3} = \\ &= 246,9 \text{ kNm} . \end{aligned}$$



Rys. P7.6. Układ sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności w przekroju po wzmocnieniu

Nośność na zginanie jest większa aniżeli maksymalny moment zginający, który wystąpi w środku rozpiętości przęsła po zwiększeniu obciążeń ($M_{Ed}/M_{Rd} = 216,9/246,9 = 0,88$). Wymagany zasięg zbrojenia dodatkowego ustalono na podstawie przebiegu obwiedni momentu zginającego. Wpływ ukośnego zarysowania uwzględniono stosując uproszczoną zasadę rozsunięcia obwiedni o odcinek $a_l = 0,5z \cdot \text{ctg}\theta$ (w obliczeniach uwzględniono nachylenie krzyżulca ściskanego $\text{ctg}\theta = 1,5$). Z wykresu pokazanego na rys. P7.7 wynika, że zbrojenie dodatkowe należy rozpocząć nie dalej niż $1,35 - 0,12 = 1,23$ m od krawędzi podpory. Ostatecznie przyjęto pręty długości 4,40 m, które rozpoczynają się w odległości 1,18 m od lica podpór zewnętrznych – patrz rys. P7.9.



Rys. x. Nośność na zginanie belki wzmocnionej za pomocą dodatkowego zbrojenia podłużnego na tle obwiedni momentów zginających od obciążeń docelowych

Korzystając z równania (82), określamy wymagane zbrojenie styku, traktując jego powierzchnię jako szorstką, ze względu na zakładane odsłonięcie kruszywa w wyniku działania strumienia wody pod wysokim ciśnieniem ($\mu = 0,7$, $c = 0,4$). Wyniki obliczeń przedstawiono na rys. P7.8. Poniżej zamieszczono przykładowe obliczenia w wybranych przekrojach na długości zbrojenia dodatkowego

- na początku pręta

$$\beta = \frac{402 \cdot 0}{1005 \cdot 350 + 402 \cdot 0} = 0,$$

$$\rho_i = 0,$$

- w odległości $x = l_{bd} = 595$ mm od początku pręta dodatkowego (po osiągnięciu obliczeniowej długości zakotwienia, konserwatywnie założono słabe warunki przyczepności z uwagi na sposób układania betonu uzupełniającego – pozycja sufitowa)

$$\beta = \frac{402 \cdot 434,8}{1005 \cdot 350 + 402 \cdot 434,8} = 0,332,$$

$$\rho_i \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b_w \cdot z} \cdot \frac{1}{(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot f_{yd}} =$$

$$= \frac{0,332 \cdot 47,7 \cdot 10^3}{250 \cdot 470} \cdot \frac{1}{(0,7 \sin 90^\circ + \cos 90^\circ) \cdot 434,8} =$$

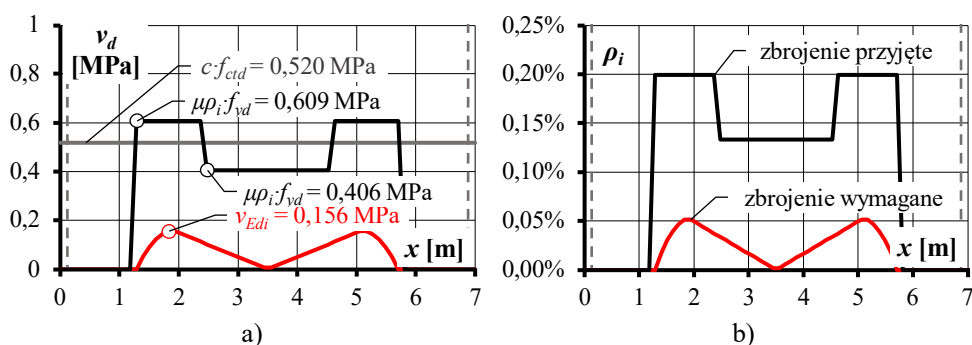
$$= 0,0004 = 0,04\%.$$

Minimalne zbrojenie zespalające, wynikające z zaleceń [29], wynosi

$$\rho_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,20 \frac{2,6}{500} = 0,104\% \\ 0,10\% \end{array} \right\} = 0,104\%.$$

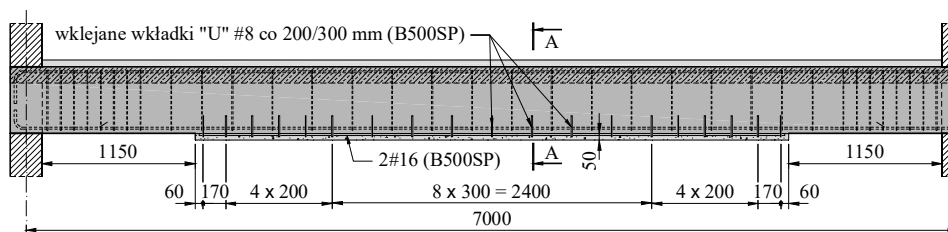
Uwzględniając warunki konstrukcyjne a także rozkład naprężeń stycznych zdecydowano się przyjąć zbrojenie w formie prętów U-kształtnych #8 w rozstawie co 300 mm, lokalnie zmniejszonym do 200 mm na początkowym odcinku dodatkowego zbrojenia podłużnego (patrz rys. P7.9). Na rysunku P7.8a pokazano rozkład naprężeń w styku pomiędzy belką a betonem uzupełniającym na tle wykresu nośności wynikających: wyłącznie z udziału sił adhezji ($c \cdot f_{ctd}$), wyłącznie z udziału zbrojenia zespalającego ($\mu \cdot \rho_i \cdot f_{yd}$). Można zauważyć, że w obu przypadkach graniczne naprężenia styczne znacznie przewyższają maksymalne naprężenia v_{Edi} , jakie wystąpią w płaszczyźnie zespolenia.

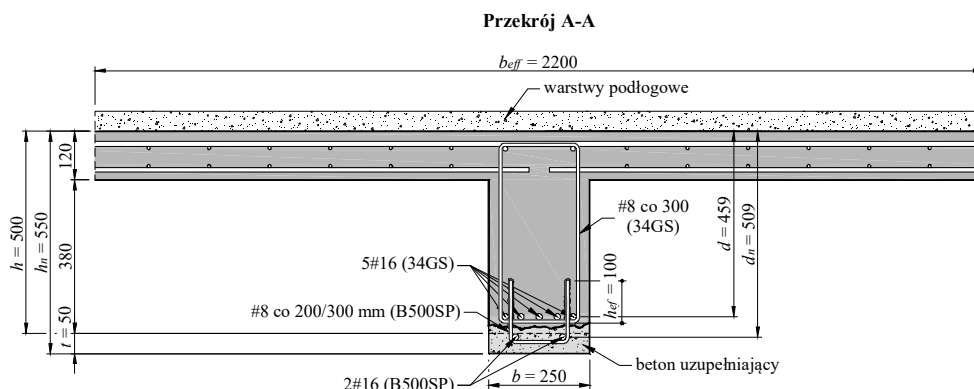
Na rysunku P7.9 pokazano zapotrzebowanie na zbrojenie zespalające, wynikające z zależności (82) na tle zbrojenia przyjętego. Przy zachowaniu rozstawu wkładek, wynikającego głównie z warunków konstrukcyjnych, nośność będzie zachowana na całej długości styku.



Rys. P7.8. Wybrane wyniki obliczeń dotyczących styku pomiędzy belką a betonem uzupełniającym: a) naprężenia styczne, b) zbrojenie zespalające

Rozmieszczenie przyjętego zbrojenia dodatkowego pokazano na rys. P7.9.





Rys. P7.9. Zbrojenie belki wzmocnionej za pomocą prętów w strefie rozciąganej

Wariant II

Rozważa się modyfikację przedstawionego wcześniej rozwiązania, polegającą na zastosowaniu płaskownika stalowego w strefie rozciąganej. Ten sposób wzmocnienia będzie się wiązał ze znacznie mniejszym nakładem pracy, bowiem będzie wymagał oczyszczenia dolnej powierzchni belki w miejscu rozłożenia kleju. Płaskownik zostanie zamocowany do betonu przy użyciu kleju na bazie żywic epoksydowych, który charakteryzuje się bardzo dobrą przyczepnością do większości podłoży. Wymagana jest jednak wytrzymałość betonu podłoża przy odrywaniu (określana np. metodą pull-off) nie mniejsza niż 1,5 MPa. Zgodnie z kartą katalogową [M3] już po kilku dniach utwardzania klej uzyskuje wytrzymałość na ścinanie na poziomie kilkunastu megapaskali i o przyczepności decyduje wytrzymałość betonu podłoża.

Założono, że wzmocnienie zostanie zrealizowane za pomocą płaskownika 100×8 mm ze stali S235JR ($f_{yk} = 235$ MPa, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 235/1,0 = 235$ MPa). Płaskownik będzie klejony do dolnej powierzchni belki za pomocą dwuskładnikowego, tiksotropowego kleju na bazie żywic epoksydowych. Dodatkowo, płaskownik będzie kotwiony do elementu żelbetowego za pomocą prętów wklejanych M10, których zadaniem będzie m.in. przeniesienie sił rozciągających jakie pojawią się w następstwie ukośnego zarysowania belki, zapobiegając przedwczesnemu odspojeniu płaskownika. Wprowadzenie łączników będzie wymagało wykonania perforacji w płaskownikach – przewidziano jeden rząd otworów $\varnothing 11$ mm, co spowoduje zmniejszenie czynnego przekroju płaskownika, który wynosić będzie $A_a = (100 - 11) \cdot 8 = 712$ mm².

Wprowadzenie dodatkowego elementu spowoduje jedynie nieznaczny wzrost ciężaru własnego belki (0,06 kN/m). Obciążenia, jakie będą działały na element po wzmocnieniu zestawiono w Tablicy P7.4.

Tablica P7.4. Obciążenia w stanie docelowym

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ξ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6

plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	12,15	10,33
c. w. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	3,21	2,73
plaskownik stalowy	0,06	1,35	0,85	0,08	0,07
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
obc. użytkowe (kat. D1)	13,50	1,5	0,7	20,25	14,18
Razem	26,44			37,72	29,03

Wszystkie prace realizowane będą od dołu (w pozycji sufitowej) a zatem na konstrukcję nie będzie działało dodatkowe obciążenie wykonawcze. W trakcie mocowania plaskownika konieczne będzie zastosowanie elementów dociskających opieranych na płycie podłogowej piwnicy, które nie będą obciążały belki. W Tablicy P7.5 zestawiono obciążenia działające na konstrukcję w fazie wykonawczej.

Tablica P7.5. Obciążenia w fazie wykonawczej

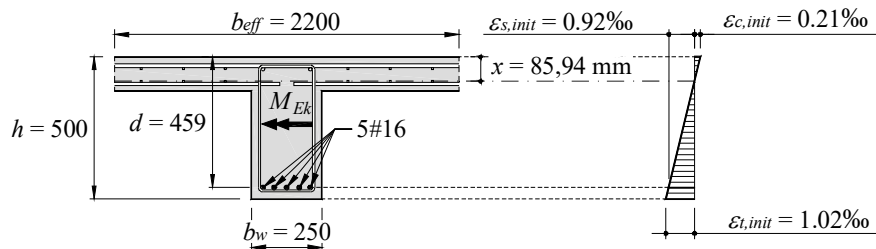
Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	12,15	10,33
c. wł. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	3,21	2,73
plaskownik stalowy	0,06	1,35	0,85	0,08	0,07
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	2,03	1,72
Razem	12,94			17,47	14,85

Faza wykonawcza

Obciążeniom działającym na konstrukcję w fazie wykonawczej będzie odpowiadał moment zginający w środku rozpiętości przęsła $M_{Ek} = 79,2$ kNm. Przy określaniu odkształceń w przekroju w tej fazie wykorzystano wielkości ustalone na drodze wcześniejszych obliczeń. Odkształcenia na krawędzi rozciąganej są równe

$$\varepsilon_{s,init} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} J_{cr}} (h - x) = \frac{79,2 \cdot 1000}{9,23 \cdot 3496440409} (500 - 85,94) = 1,02\text{‰}.$$

Na rysunku P7.10 pokazano rozkład odkształceń w przekroju zarysowanym, wywołany momentem zginającym M_{Ek} .



Rys. P7.10. Odształcenia w przekroju na etapie realizacji wzmocnienia

Faza eksploatacyjna

Określamy wysokość strefy ściskanej, zakładając, że zarówno zbrojenie pierwotne jak i zbrojenie dodatkowe ulegną uplastycznieniu w stanie granicznym nośności

$$x = \frac{A_s f_{sd} + A_a f_{yd}}{b_{eff} \cdot 0,8 f_{cd}} = \frac{1005 \cdot 350 + (100 - 11) \cdot 8 \cdot 235}{2200 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 16,51 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm} .$$

Odształcenia w punktach charakterystycznych na wysokości przekroju są równe

- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$,
- w poziomie zbrojenia pierwotnego

$$\varepsilon_{s,old} = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{459 - 16,51}{16,51} 3,5\text{‰} = 93,80\text{‰} \gg \varepsilon_{sd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{350}{200} = 1,75\text{‰} ,$$

- na krawędzi strefy rozciąganej

$$\varepsilon_{ct} = \frac{h - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{500 - 16,51}{16,51} 3,5\text{‰} = 102,50\text{‰} .$$

Zmiana odształceń w płaskowniku stalowym będzie równa w przybliżeniu

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{ct} - \varepsilon_{t,init} = 102,50 - 1,02 = 101,48\text{‰} \gg \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{235}{200} = 1,18\text{‰} .$$

Założenie dotyczące uplastycznienia zbrojenia pierwotnego i dodatkowego okazało się słuszne i można przystąpić do określenia nośności belki na zginanie po wzmocnieniu. W tym celu określa się:

- nośność zbrojenia pierwotnego

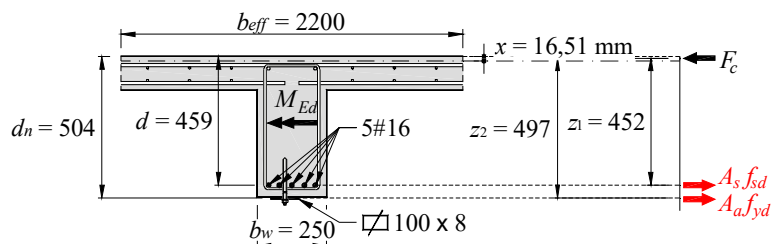
$$F_{Rd,s} = A_s f_{sd} = 1005 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 351,8 \text{ kN} ,$$

- nośność płaskownika stalowego

$$F_{Rd,a} = A_a f_{yd} = (100 - 11) \cdot 8 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 167,3 \text{ kN}.$$

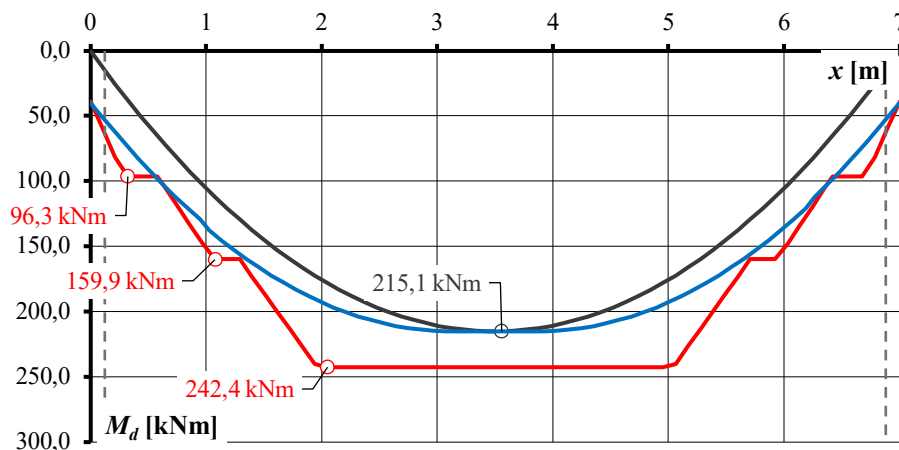
Układ sił wewnętrznych w przekroju w stanie granicznym nośności pokazano na rys. P7.11. Nośność na zginanie belki wzmocnionej za pomocą płaskownika 100 × 8 mm będzie równa

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{Rd,s} \cdot z_1 + F_{Rd,s} \cdot z_2 = \\ &= F_{Rd,s} (d - 0,5 \cdot 0,8x) + F_{Rd,a} (d_n - 0,5 \cdot 0,8x) = \\ &= 351,8 (459 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 16,51) \cdot 10^{-3} + 167,3 (504 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 16,51) \cdot 10^{-3} = \\ &= 242,4 \text{ kNm}. \end{aligned}$$



Rys. P7.11. Układ sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności w przekroju po wzmocnieniu

Nośność na zginanie jest większa niż maksymalny moment zginający, który wystąpi w środku rozpiętości przęsła po zwiększeniu obciążeń ($M_{Ed}/M_{Rd} = 215,1/242,4 = 0,89$). Wymagany zasięg zbrojenia dodatkowego ustalono na podstawie przebiegu obwiedni momentu zginającego. Wpływ ukośnego zarysowania uwzględniono stosując uproszczoną zasadę rozsunięcia obwiedni o odcinek $a_l = 0,5z \cdot \text{ctg}\theta$ (w obliczeniach uwzględniono nachylenie krzyżulca ściskanego $\text{ctg}\theta = 1,5$). Z wykresu pokazanego na rys. P7.12 wynika, że zbrojenie dodatkowe należy rozpocząć nie dalej niż $1,35 - 0,12 = 1,23$ m od krawędzi podpory. Ostatecznie przyjęto płaskownik długości 4,40 m, który rozpoczyna się w odległości 1,18 m od lica podpór zewnętrznych – patrz rys. P7.13.



Rys. P7.12. Nośność na zginanie belki wzmocnionej za pomocą płaskownika stalowego na tle obwiedni momentów zginających od obciążeń docelowych

Przy określaniu długości zakotwienia płaskowników skorzystano z zależności (56) – patrz rozdz. 4.2.2

$$l_{bd} = 0,6 \sqrt{\frac{E_s \cdot t_f}{f_{ctd}}} = 0,6 \sqrt{\frac{200000 \cdot 8}{1,30}} = 665 \text{ mm}.$$

W celu wstępnego doboru kotew założono konserwatywnie, że siły na styku belki i płaskownika zostaną przeniesione w całości za ich pomocą. Do obliczeń przyjęto równanie (82) traktując kotwy, jako zbrojenie zespalające, łączy beton podłoża z płaskownikiem ułożonym na warstwie kleju. Przyjęto, że sposób przygotowania powierzchni umożliwi uzyskanie niewielkiej szorstkości, toteż w dalszych obliczeniach styk pomiędzy elementem a klejem traktowano jako gładki, przyjmując $c = 0,2$ i $\mu = 0,6$ zgodnie z Tablicą 9. Granicę plastyczności w równaniu (82) zastąpiono maksymalnymi naprężeniami obliczeniowymi, wynikającymi z nośności kotew (śrub) na rozciąganie $F_{t,Rd}$ i nośności płaskownika z uwagi na przeciążenie $B_{p,Rd}$:

PN-EN 1993-1-8
Tabl. 3.4

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 500 \cdot 58 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 20,9 \text{ kN},$$

PN-EN 1993-1-8
Tabl. 3.4

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6\pi \cdot 18,3 \cdot 8 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 79,5 \text{ kN},$$

gdzie:

- k_2 – współczynnik zależny od sposobu osadzenia łba śruby, równy 0,9 w przypadku łba niewpuszczanego,
- f_{ub} – wytrzymałość na rozciąganie śrub klasy 5.8, równa 500 MPa,
- f_u – wytrzymałość na rozciąganie stali kształtowej S235, równa 360 MPa,
- A_s – pole przekroju rdzenia śruby M10, równe 58 mm²,
- d_m – średnia ze średnic okręgu wpisanego oraz opisanego na nakrętce śruby M10, równa 18,3 mm,
- t_p – grubość płaskownika, równa 8 mm,
- γ_{M2} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,25.

Maksymalne naprężenia w pojedynczej kotwie są równe

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{sd}}{A_s} = \frac{\min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\}}{A_s} = \frac{\min\{20,9; 79,5\} \cdot 10^3}{58} = 360 \text{ MPa}.$$

Wyniki obliczeń przedstawiono na rys. x. Poniżej zamieszczono przykładowe wyliczenia w wybranych przekrojach na długości zbrojenia dodatkowego:

- na początku płaskownika

$$\beta = \frac{712 \cdot 0}{1005 \cdot 350 + 712 \cdot 0} = 0,$$

$$\rho_i = 0,$$

- w odległości $x = l_{bd} = 665$ mm od początku płaskownika (po osiągnięciu długości zakotwienia)

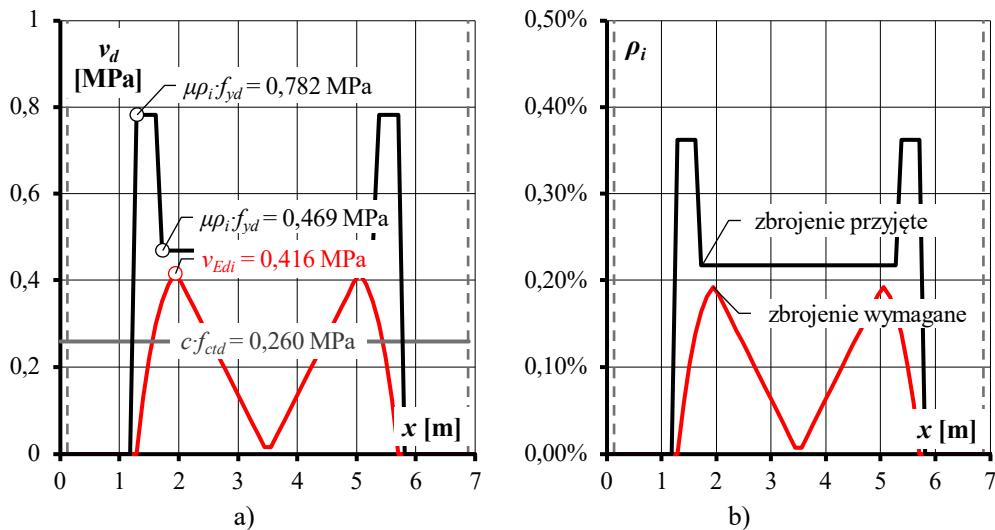
$$\beta = \frac{712 \cdot 235}{1005 \cdot 350 + 712 \cdot 235} = 0,322 ,$$

$$\rho_i \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{b_a \cdot z} \cdot \frac{1}{(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot f_{yb}} =$$

$$= \frac{0,322 \cdot 51,1 \cdot 10^3}{100 \cdot 468} \cdot \frac{1}{(0,6 \sin 90^\circ + \cos 90^\circ) \cdot 360} =$$

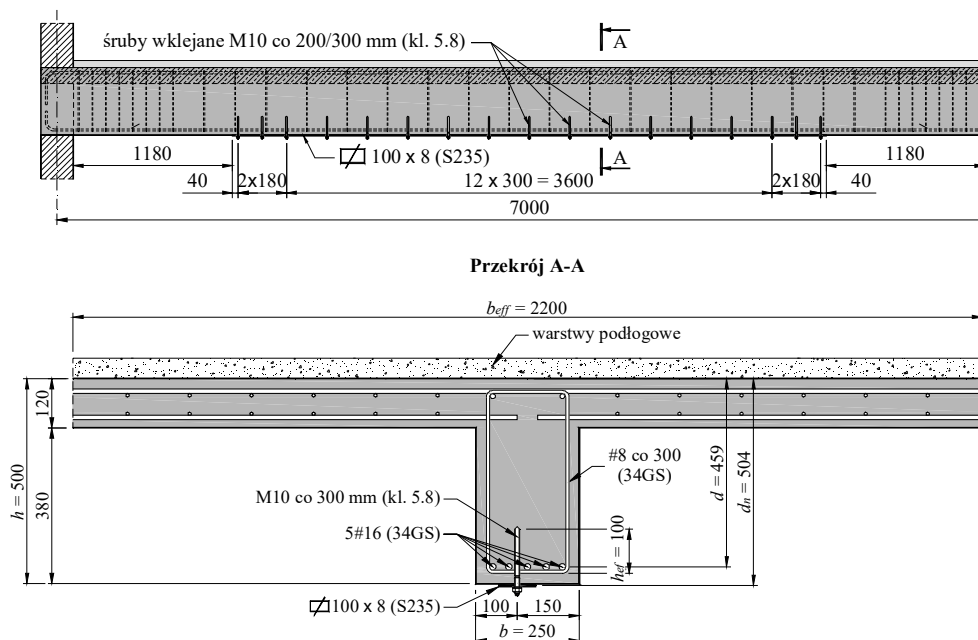
$$= 0,0018 = 0,18\% .$$

Uwzględniając rozkład sił naprężeń stycznych zdecydowano się przyjąć kotwy wklejane M10 w rozstawie co 300 mm, lokalnie zmniejszonym do 180 mm na początku płaskownika (patrz rys. P7.13). Na rysunku P7.13a pokazano rozkład naprężeń w styku pomiędzy belką a klejem m na tle wykresu nośności wynikających: wyłącznie z udziału sił adhezji ($c \cdot f_{ctd}$), wyłącznie z udziału zbrojenia zespalającego ($\mu \cdot \rho_i \cdot f_{yd}$). Można zauważyć, że maksymalne naprężenia styczne v_{Edi} przewyższają naprężenia graniczne wynikające z udziału sił adhezji na odcinkach około 1 m z każdej strony, co sugeruje możliwość zarysowania przypowierzchniowej warstwy betonu. Zastosowanie kotew pozwoli przenieść siły, jakie pojawiłyby się po zerwaniu sił adhezji.



Rys. P7.13. Wybrane wyniki obliczeń dotyczących styku pomiędzy płaskownikiem a belką:
a) naprężenia styczne, b) łączniki

Lokalizację płaskownika i rozmieszczenie kotew pokazano na rys. P7.14.



Rys. P7.14. Zbrojenie belki wzmocnionej za pomocą płaskowników stalowych

Wariant III

Jako rozwiązanie alternatywne rozważa się zastosowanie nadbetonu o grub. 80 mm strefie ściskanej, pozostawiając jednocześnie bez zmian istniejące zbrojenie główne. W celu ograniczenia obciążenia pochodzącego od dodatkowej warstwy betonu, zdecydowano się ograniczyć szerokość pasma nadbetonu do 800 mm. Wstępna analiza wykazała, że zwiększenie obciążeń użytkowych do wartości 4,5 kN/m² nie będzie możliwe przy pozostawieniu zbrojenia głównego bez zmian. Zdecydowano się ograniczyć planowane obciążenie użytkowe do wartości 3,0 kN/m² (zwiększenie o 50% względem stanu istniejącego) – patrz Tablica P7.6.

Tablica P7.6. Obciążenia w stanie docelowym

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ξ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	10,33	12,15
c. wł. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	3,21	2,73
warstwy podłogowe	1,10	1,35	0,85	2,03	1,72
nadbeton gr. 0,08 m	1,60	1,35	0,85	0,42	0,36
obc. użytkowe (kat. D1)	9,00	1,5	0,7	13,50	9,45
Razem	23,08			29,49	26,41

Poza podstawowymi obciążeniami stałymi w trakcie realizacji prac na strop będzie działało obciążenie wynikające z ciężaru świeżej mieszanki betonowej (ciężar objętościowy betonu zbrojonego $\gamma_{c, fresh} = 26,0 \text{ kN/m}^3$) jak również obciążenie wykonawcze. Ze względu na grubość i zasięg warstwy nadbetonu, decydująca będzie minimalna wartość obciążenia technologicznego $q_{cf} = 0,75 \text{ kN/m}^2$ według PN-EN 1991-1-6 [N13]. W Tablicy P7.7 zestawiono obciążenia działające na konstrukcję w fazie wykonawczej.

Tablica P7.7. Obciążenia w fazie wykonawczej

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna [kN/m]	γ_F	ψ_0 lub ζ	Wartość obliczeniowa [kN/m]	
				wg 6.10a	wg 6.10b
1	2	3	4	5	6
plyta żelbetowa gr. 0,12 m	9,00	1,35	0,85	10,33	12,15
c. wł. belki 0,25 × 0,38 m	2,38	1,35	0,85	2,73	3,21
warstwy podłogowe	1,50	1,35	0,85	1,72	2,03
nadbeton gr. 0,08 m	1,66	1,35	0,85	0,42	0,36
obc. montażowe	2,25	1,50	1,0	3,38	3,38
Razem	16,39			18,63	15,84

Faza wykonawcza

Korzystając z wyników obliczeń zamieszczonych wcześniej, określamy odkształcenia zbrojenia głównego wynikające z obciążeń w fazie wykonawczej (obliczenia prowadzi się w odniesieniu do przekroju teowego, bez uwzględniania nadbetonu jako komponentu), które wywołują moment zginający w środku rozpiętości przęsła $M_{Ek} = 100,4 \text{ kNm}$

$$\varepsilon_{s,init} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} \cdot J_{cr}} (d - x) = \frac{100,4 \cdot 1000}{9,23 \cdot 3496440409} (459 - 85,94) = 1,16\text{‰}$$

Faza eksploatacyjna

Określamy wysokość strefy ściskanej przy założeniu, że zbrojenie dodatkowe ulegnie uplastycznieniu w stanie granicznym nośności. Wstępnie zakłada się, że oś obojętna będzie położona w obrębie nadbetonu

$$x = \frac{A_{s,old} f_{yd,old}}{l \cdot 0,8 f_{cd,new}} = \frac{1005 \cdot 350}{800 \cdot 0,8 \cdot 17,86} = 30,78 \text{ mm} < t = 80 \text{ mm}$$

Przyjęte założenie okazało się poprawne. Odkształcenia w punktach charakterystycznych na wysokości przekroju są równe

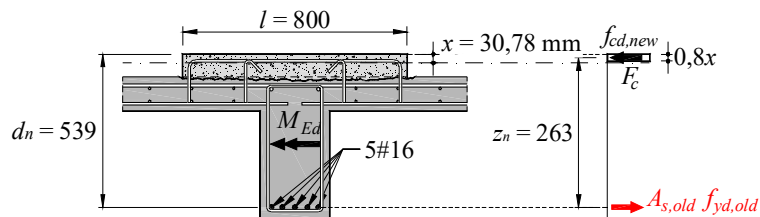
- na krawędzi strefy ściskanej $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$,
- w poziomie zbrojenia pierwotnego

$$\varepsilon_{s,old} = \frac{d_n - x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{539 - 30,78}{30,78} 3,5\text{‰} = 57,79\text{‰} \gg \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd,old}}{E_s} = \frac{350}{200} = 1,75\text{‰}$$

Założenie dotyczące uplastycznienia zbrojenia okazało się słuszne i można przystąpić do określenia nośności belki na zginanie po wzmocnieniu (patrz rys. P7.15)

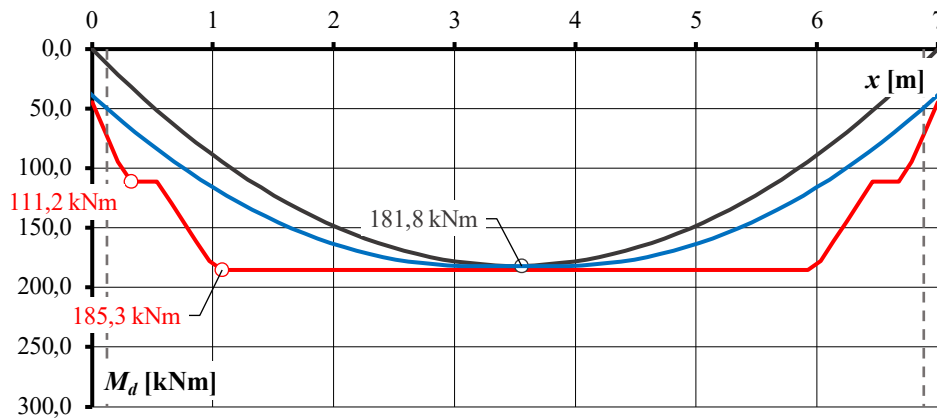
$$M_{Rd} = A_{s,old} f_{yd,old} (d_n - 0,5 \cdot 0,8x) =$$

$$= 1005 \cdot 350 (539 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 30,78) \cdot 10^{-6} = 185,3 \text{ kNm}.$$



Rys. P7.15. Układ sił wewnętrznych w stanie granicznym nośności w przekroju po wzmocnieniu

Nośność na zginanie jest większa aniżeli maksymalny moment zginający, który wystąpi w środku rozpiętości przeszła po zwiększeniu obciążeń ($M_{Ed}/M_{Rd} = 181,8/185,3 = 0,98$), jednak rezerwa nośności jest nieznaczna. Na rysunku P7.16 pokazano wykres nośności na zginanie belki wzmocnionej za pomocą nadbetonu na tle obwiedni sił wewnętrznych. Wpływ ukośnego zarysowania uwzględniono stosując uproszczoną zasadę rozsunięcia obwiedni o odcinek $a_l = 0,5z \cdot \text{ctg}\theta$ (w obliczeniach uwzględniono nachylenie krzyżulca ściskanego $\text{ctg}\theta = 1,5$).



Rys. P7.16. Nośność na zginanie belki wzmocnionej za pomocą nadbetonu na tle obwiedni momentów zginających od obciążeń docelowych

Niezwykle istotną kwestią jest właściwe zespolenie nadkładu betonowego z podłożem. Korzystając z zasad przedstawionych w [29] w odniesieniu do elementów belkowych określono minimalne zbrojenie zespalające

$$\rho_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,20 \frac{2,6}{500} = 0,104\% \\ 0,10\% \end{array} \right\} = 0,104\% .$$

Przyjęto, że zbrojenie styku będzie się składało z 4 prętów #8 (1 pręt U-kształtny i 2 szpilki). Maksymalny rozstaw przyjętych zestawów zbrojenia wynosi

$$s_{\max} = \frac{A_s}{\rho_{s,\min} \cdot l} = \frac{4 \cdot 50}{0,104\% \cdot 800} = 240 \text{ mm} .$$

Określamy również zbrojenie wynikające z reguł Eurokodu 2 [N14]. Na całej długości wzmocnionego elementu oś obojętna będzie położona w obrębie nadbetonu, dlatego współczynnik $\beta = 1,0$. Wymagany stopień będzie stanowił funkcję sił poprzecznych V_{Ed} i ramienia sił wewnętrznych (ze względu na zmianę ilości zbrojenia podłużnego na długości belki, ramię sił wewnętrznych będzie równe $z = 531,6$ mm w sąsiedztwie podpory oraz $z_n = 526,7$ mm w przęśle). Poniżej określono wymagane stopnie zbrojenia zespalającego w wybranych przekrojach na długości belki:

- na krawędzi podpory

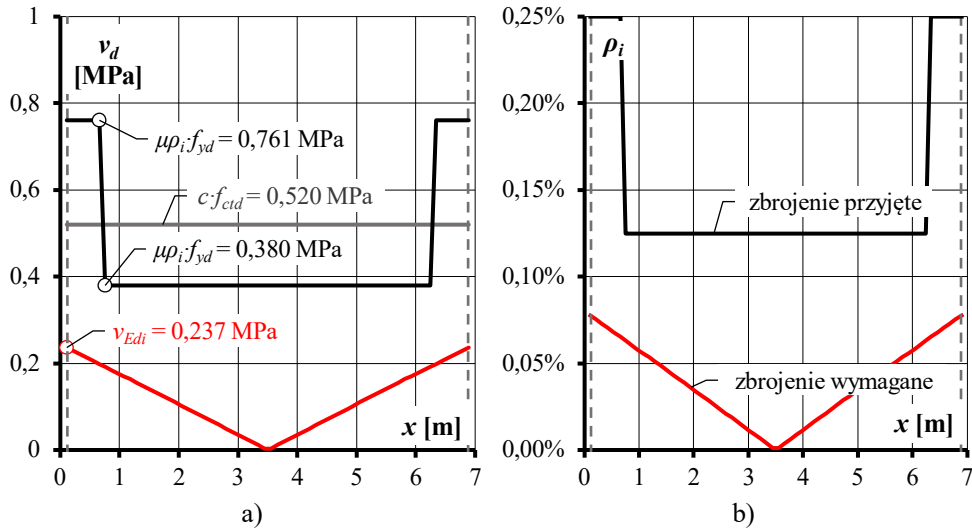
$$\begin{aligned} \rho_i &\geq \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{l \cdot z} \cdot \frac{1}{(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot f_{yd}} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 100,7 \cdot 10^3}{800 \cdot 531,6} \cdot \frac{1}{(0,7 \sin 90^\circ + \cos 90^\circ) \cdot 434,8} = 0,0008 = 0,08\% , \end{aligned}$$

- w odległości $x = 1,18$ m od osi podpory

$$\begin{aligned} \rho_i &\geq \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{l \cdot z_n} \cdot \frac{1}{(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot f_{yd}} = \\ &= \frac{1,0 \cdot 68,7 \cdot 10^3}{800 \cdot 526,7} \cdot \frac{1}{(0,7 \sin 90^\circ + \cos 90^\circ) \cdot 434,8} = 0,0005 = 0,05\% . \end{aligned}$$

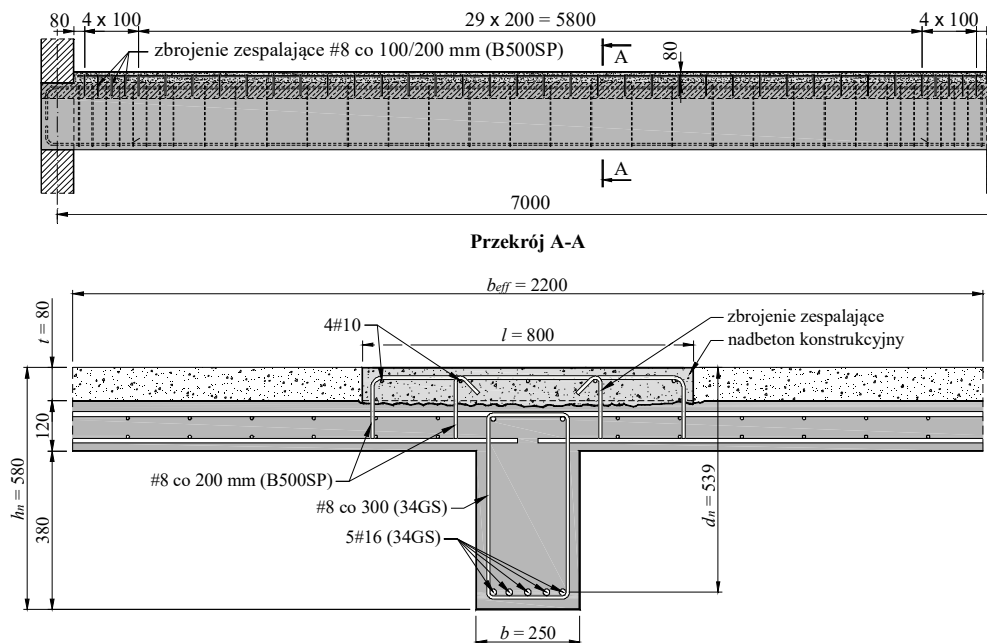
W rozważanym przypadku decydują wymagania [29]. Uwzględniając wyniki obliczeń a także uzyskany rozkład naprężeń stycznych zdecydowano się przyjąć zbrojenie w rozstawie co 200 mm, lokalnie zmniejszonym do 100 mm na odcinku 500 mm od krawędzi ściany (patrz rys. P7.17). Na rysunku P7.17a pokazano rozkład naprężeń w styku pomiędzy belką a nadbetonem na tle wykresu nośności wynikających wyłącznie z udziału sił adhezji ($c \cdot f_{ctd}$), wyłącznie z udziału zbrojenia zespalającego ($\mu \cdot \rho_i \cdot f_{yd}$). W obu przypadkach graniczne naprężenia styczne przewyższają maksymalne naprężenia v_{Edi} , jakie wystąpią w płaszczyźnie zespolenia. Warto zauważyć, że nośność wynikające z udziału sił adhezji jest większa od nośności zbrojenia zespalającego 4#8 w rozstawie co 200 mm.

Na rysunku P7.17b pokazano zapotrzebowanie na zbrojenie zespalające, wynikające z zależności (82) na tle zbrojenia przyjętego. Przy zachowaniu przyjętego rozstawu wkładek nośność będzie zachowana na całej długości styku.



Rys. P7.17. Wybrane wyniki obliczeń dotyczących styku pomiędzy belką a nadbetonem:
a) naprężenia styczne, b) zbrojenie zespalające

Rozmieszczenie przyjętego zbrojenia dodatkowego pokazano na rys. P7.18.



Rys. P7.18. Zbrojenie belki wzmocnionej za pomocą nadbetonu w strefie ściskanej

Alternatywnie, w celu ograniczenia obciążeń stałych działających na belkę, można rozważyć wykonanie nadkładu z lekkiego betonu kruszywowego klasy wytrzymałości na ściskanie LC25/28 i klasy gęstości D1.8 według PN-EN 206 [N18]. Beton taki będzie charakteryzował

się zbliżoną wytrzymałością na ściskanie jak beton zwykły klasy C25/30, jednak niższym o ponad 20% ciężarem objętościowym. Szczegóły dotyczące stosowania lekkiego betonu kruszywowego jako materiału konstrukcyjnego zainteresowany Czytelnik znaleźć może w publikacji [39]. W rozważanym przypadku zastosowanie betonu klasy LC25/28 zamiast C25/30 skutkowałoby zmniejszeniem obciążenia pochodzącego od ciężaru nadbetonu konstrukcyjnego o 0,35 kN/m i tym samym redukcją momentu zginającego w środku rozpiętości przeszła o 2,5 kNm, tj. 1,4%. Korzyść jest zatem nieznaczna, co wynika z ograniczonego zasięgu nadbetonu (pasma o szerokości 800 mm). Rozwiązanie takie może jednak stanowić godną rozważenia alternatywę w przypadku płyt, w których nadbeton stosowany jest na całej powierzchni stropu. Należy wówczas pamiętać jednak o ograniczeniu sił adhezji, które w ujęciu Eurokodu 2 [N14] są zależne od obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie. W przypadku lekkich, konstrukcyjnych betonów kruszywowych jest ona o 5÷11% niższa względem wytrzymałości na rozciąganie betonu zwykłego o odpowiadającej klasie wytrzymałości na ściskanie ($f_{ctd} = \eta_1 \cdot f_{ctd}$). Kolejny aspekt, który należy uwzględnić w analizie to mniejsze odkształcenia graniczne przy zginaniu. W przypadku betonów klas \leq LC50/55 wynoszą one $\varepsilon_{ct3} = 3,12\%$ i $3,31\%$, odpowiednio dla klas gęstości D1.8 i D2.0.

Omówienie wyników obliczeń

W Tablicy P7.8 zestawiono wybrane rezultaty analizy różnych metod wzmocnienia belki rozważanej w przykładzie obliczeniowym. Jako najbardziej efektywne można wskazać zwiększenie przekroju zbrojenia podłużnego za pomocą prętów lub płaskownika. W obu przypadkach możliwe będzie zwiększenie obciążeń użytkowych do zakładanej wartości 4,5 kN/m². Łatwiejsze z technologicznego punktu widzenia wydaje się zastosowanie płaskowników, które są klejone do powierzchni belki. Wymaga to jedynie jej uszorstnienia i oczyszczenia. Nie ma natomiast konieczności stosowania dodatkowego deskowania jak w przypadku układania warstwy uzupełniającej (reprofilacyjnej) – jeżeli planuje się ją wykonać w jednym etapie. W przypadku płaskowników konieczne będzie oczywiście ich zabezpieczenie antykorozyjne i ogniochronnie. W przypadku zbrojenia prętowego warstwę ochronną stanowi beton uzupełniający

Najmniej skuteczne okazało się wzmocnienie za pomocą nadbetonu, co wynika przede wszystkim z istotnego zwiększenia ciężaru własnego konstrukcji – mimo stosunkowo niedużej warstwy i ograniczonej szerokości nadkładu. W tym przypadku konieczne było ograniczenie docelowych obciążeń użytkowych do 3,0 kN/m². Dalsze zwiększenie nośności nie byłoby możliwe bez uzupełnienia zbrojenia podłużnego.

Rozważając zużycie materiałów, można stwierdzić, że rozwiązania I i II są niemal równoważne. Są one również zbliżone pod względem uzyskanej nośności na zginanie, która w przypadku zbrojenia podłużnego jest o około 2% wyższa. Niewątpliwą zaletą płaskowników jest jednak znaczne ograniczenie pracochłonności prac – instalacja płaskowników nie wymaga bowiem deskowania i układania betonu uzupełniającego. W obu metodach konieczne jest natomiast rozmieszczenie łączników zespalających – prętów zbrojeniowych lub kotew wklejanych. Najmniej efektywne okazało się trzecie z rozwiązań – charakteryzuje się ono największym zużyciem materiałów i jednocześnie najmniejszą nośnością na zginanie, niższą o około 25% względem dwóch pozostałych metod wzmocnienia. Możliwość zwiększenia nośności na zginanie była w tym przypadku ograniczona nośnością istniejącego zbrojenia podłużnego. W celu osiągnięcia zakładanego poziomu wzmocnienia wymagane byłoby uzupełnienie zbrojenia w strefie rozciąganej.

Tablica P7.8. Porównanie rozważanych metod wzmacniania belki na zginanie

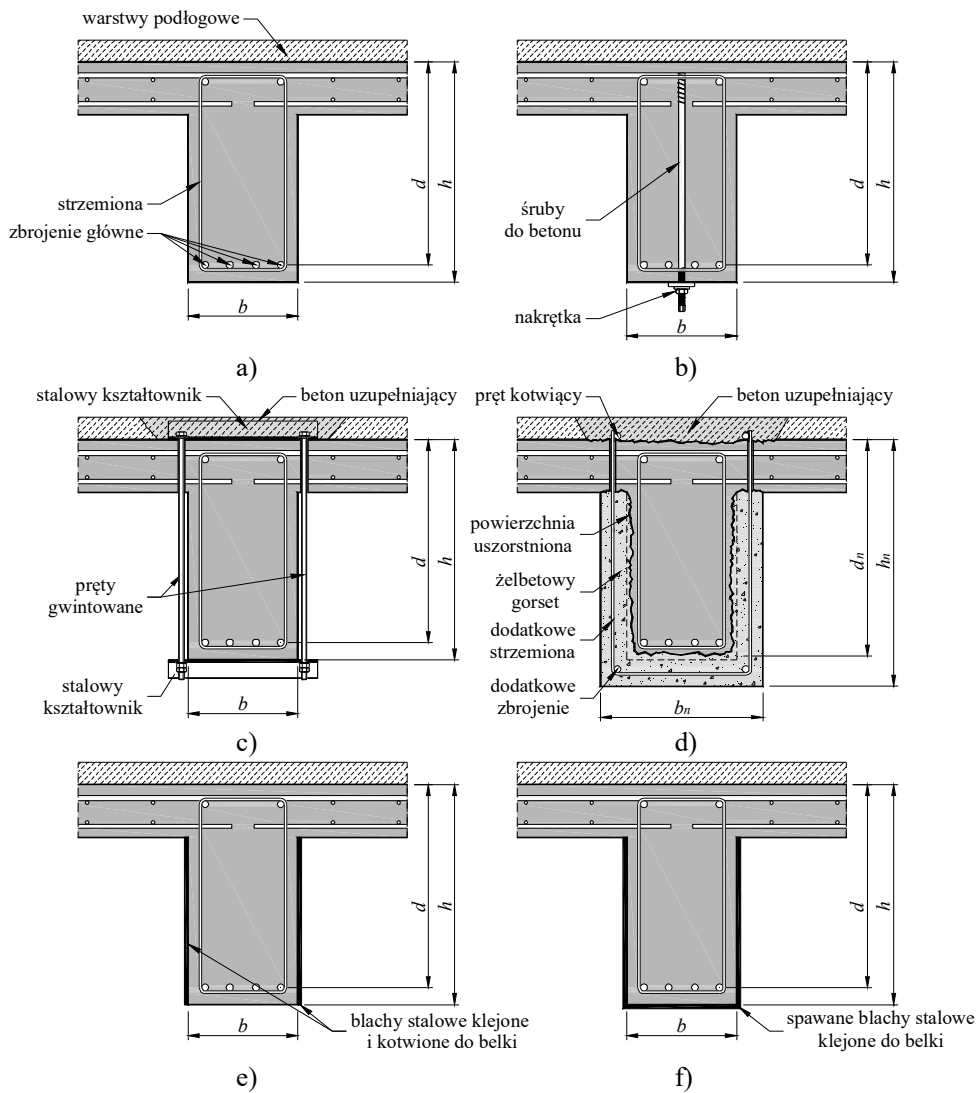
Sposób wzmacnienia	Dopuszczalne obciążenie użytkowe	Ciężar własny wzmacnienia	Uzyskana nośność na zginanie	Zużycie materiałów
1	2	3	4	5
pręty podłużne (wariant I)	4,50 kN/m ²	0,33 kN/m	246,9 kNm	beton: 0,085 m ³ stal zbroj.: 17,3 kg
płatownik (wariant II)		0,06 kN/m	242,4 kNm	stal kształt.: 27,6 kg łączniki M10: 17 szt.
nadbeton (wariant III)	3,00 kN/m ²	1,60 kN/m	185,3 kNm	Beton: 0,433 m ³ stal zbroj.: 94,2 kg

5.2. Wzmacnianie belek na ścinanie

Spośród spotykanych w literaturze metod wzmacniania na ścinanie elementów belkowych wyróżnić można:

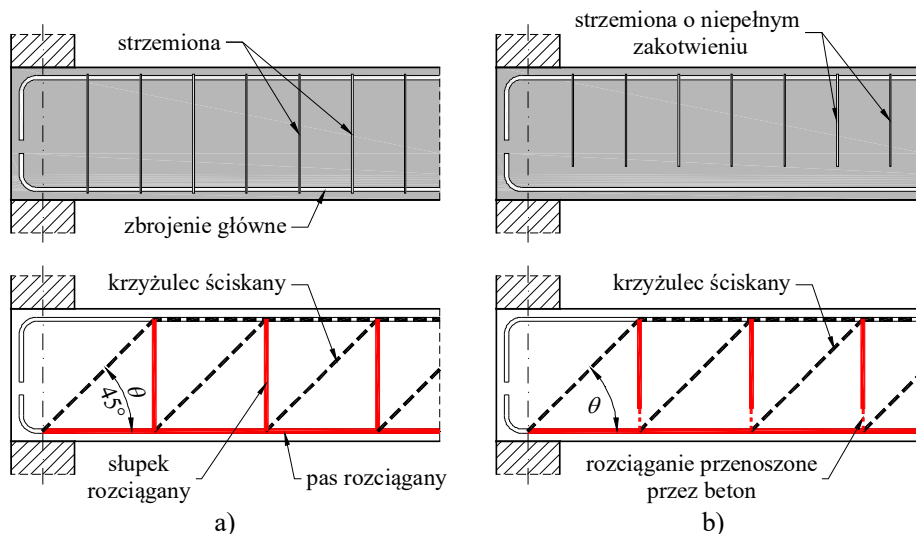
- wklejane śruby lub zbrojenie (rys. 39b),
- zbrojenie zewnętrzne w postaci prętów gwintowanych kotwionych za pomocą stalowych kształtowników (rys. 39c),
- obetonowanie połączone z uzupełnieniem zbrojenia poprzecznego i podłużnego (rys. 39d),
- blachy stalowe klejone i kotwione do bocznych powierzchni belki (rys. 39e),
- spawane blachy stalowe klejone do dolnej i bocznych powierzchni belki (rys. 39f).

Bardzo istotne znaczenie z punktu widzenia pracy zbrojenia poprzecznego ma właściwe jego zakotwienie w strefie ściskanej i rozciąganej. Badania *Regana* i *Kennedy Reida* [32] dotyczące belek, w których niektóre strzemiona nie obejmowały dolnego lub górnego zbrojenia podłużnego i tym samym nie były prawidłowo zakotwione, wykazały znaczne pogorszenie skuteczności zbrojenia poprzecznego a w konsekwencji redukcję nośności na ścinanie.



Rys. 39. Przykłady wzmocnienia belek żelbetowych na ścinanie (opis w tekście)

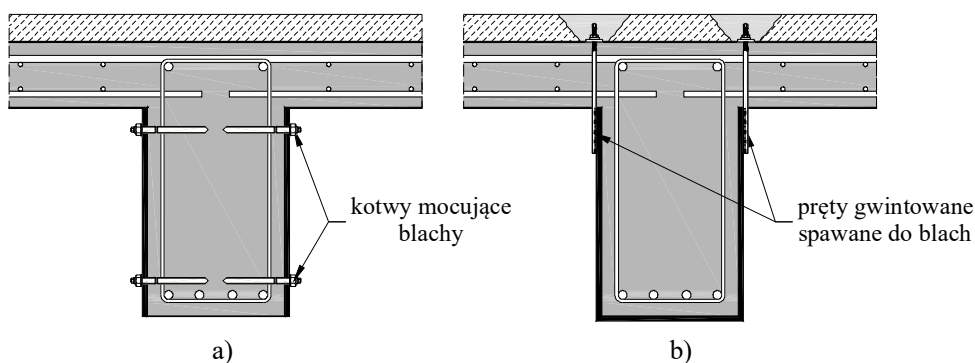
Konieczność właściwego zakotwienia zbrojenia na ścinanie bardzo dobrze wyjaśnia model kratownicowy, w którym ukośne krzyżulce ściskane zapierają się o pas dolny reprezentowany przez zbrojenie podłużne. Zbrojenie to powinno zostać przytrzymane przez okalające strzemiona (słupki kratownicy) – patrz rys. 40a.



Rys. 40. Porównanie modeli pracy belek żelbetowych z różnie ukształtowanymi strzemionami:
a) obejmującymi zbrojenie rozciągane, b) nieobejmującymi zbrojenia głównego

Tylko w takim przypadku strzemiona mogą skutecznie ograniczać powiększanie się rys ukośnych pomiędzy betonowymi krzyżulcami. Jeżeli zbrojenie poprzeczne nie będzie obejmowało zbrojenia głównego, wówczas siły rozciągające zostaną przekazane na beton, który charakteryzuje się niewielką wytrzymałością na rozciąganie – patrz rys. 40b. Przekroczenie nośności na rozciąganie odcinków betonowych słupków „podwieszających” pas kratownicy spowoduje jej rozerwanie i tym samym zniszczenie belki z uwagi na ścinanie.

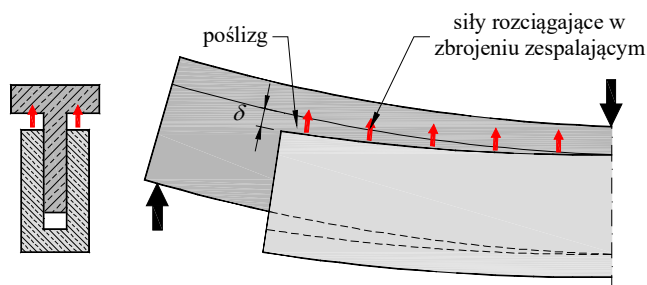
Spostrzeżenia te są kluczowe z punktu widzenia konstruowania wzmocnienia na ścinanie belek żelbetowych. Z tego względu należy zalecić stosowanie rozwiązań pokazanych na rys. 39b÷d, które obejmują cały przekrój belki i tym samym gwarantują opasanie zarówno dolnego jak i górnego pasa zastępczej kratownicy. Skuteczność zbrojenia za pomocą stalowych blach klejonych do bocznych powierzchni elementów (rys. 39e÷f) wymaga ich zakotwienia np. za pomocą dospawanych prętów kotwionych na powierzchni ściskanej [34] – patrz rys. 41.



Rys. 41. Przykłady mocowania zbrojenia zewnętrznego w formie blach stalowych

Badania *Eibla* i *Bachmana* [8] dotyczące elementów wzmocnionych za pomocą żelbetowego gorsetu ze strzemionami kotwionymi za pomocą stalowych kątowników wykazały

możliwość osiągnięcia w dodatkowym zbrojeniu poprzecznym naprężeń równych granicy plastyczności, natomiast zniszczenie było następstwem odspojenia betonu uzupełniającego. Autorzy ci wykazali też, że kluczowe jest zapewnienie skutecznego zespolenia „starego” i „nowego” betonu. W elementach, w których celowo zastosowano przekładkę z folii pomiędzy belką a obetonowaniem, nie stwierdzono żadnego istotnego przyrostu nośności na ścinanie. W takim przypadku zachowanie elementów wzmocnionych opisuje model pokazany na rys. 42, w którym siły rozwarstwiający musi w całości przejść zbrojenie gorsetu, zakotwione na ściskanej krawędzi belki. Wskutek niezależnego odkształcania się belki i gorsetu w stalowych łącznikach powstają także dodatkowe siły ścinające.



Rys. 42. Model współpracy belki i żelbetowego gorsetu według [8]

5.2.1. Wzmacnianie belek za pomocą żelbetowego gorsetu

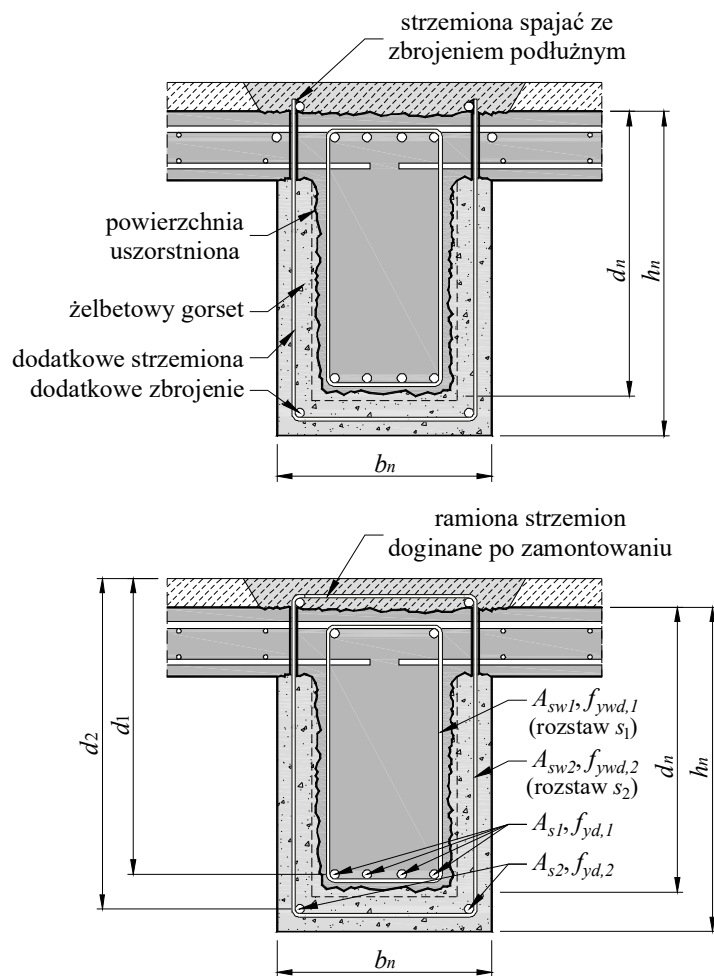
Przedstawiona metoda wzmacniania elementów żelbetowych na ścinanie polega na zastosowaniu strzemion umieszczanych w żelbetowym gorsecie, który otacza belkę. Rozwiązanie to umożliwia nie tylko zabezpieczenie dodatkowego zbrojenia przed działaniem wysokiej temperatury lecz także prowadzi do zwiększenia przekroju belki. Zastosowanie żelbetowego gorsetu będzie też skutkowało zwiększeniem ciężaru elementu i tym samym obciążeń stałych. Skuteczność wskazanego rozwiązania będzie oczywiście wymagała właściwego zespolenia pomiędzy „starym” i „nowym” betonem, co można uzyskać przede wszystkim poprzez uszorstnienie powierzchni za pomocą strumienia wody pod wysokim ciśnieniem – tak, by odłonić kruszywo w betonie podłoża.

Strzemiona muszą obejmować cały przekrój belki dlatego też w przypadku żeber lub podciągów stropu, konieczne będzie wykonanie niewielkich otworów przelotowych w płycie. W celu zakotwienia ramiona strzemion podgina się pod kątem prostym lub spaja z prętami podłużnymi (patrz rys. 43).

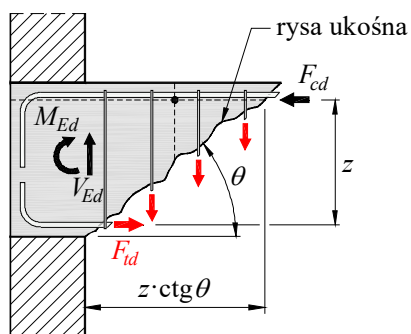
Skuteczność zakotwienia nowych strzemion wymaga umieszczenia w ich narożach prętów podłużnych, dlatego też dodatkową korzyścią zastosowania żelbetowego gorsetu jest zwiększenie nośności na zginanie. Zadaniem zbrojenia podłużnego będzie przeniesienie sił rozciągających, jaką pojawią się w wyniku ukośnego zarysowania. Dodatkowa siła będzie zależna od nachylenia rysy ukośnej. W ujęciu obliczeniowym będzie zatem determinowana założoną wartością nachylenia krzyżulca $\text{ctg}\theta$. Zapisując równanie równowagi sił wewnętrznych pokazanych na rys. 44 uzyskuje się

$$M_{Ed} + V_{Ed} \cdot 0,5z \cdot \text{ctg}\theta - F_{td}z = 0, \quad (87)$$

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{0,5V_{Ed} \cdot \text{ctg}\theta}{\Delta F_{td}}$$



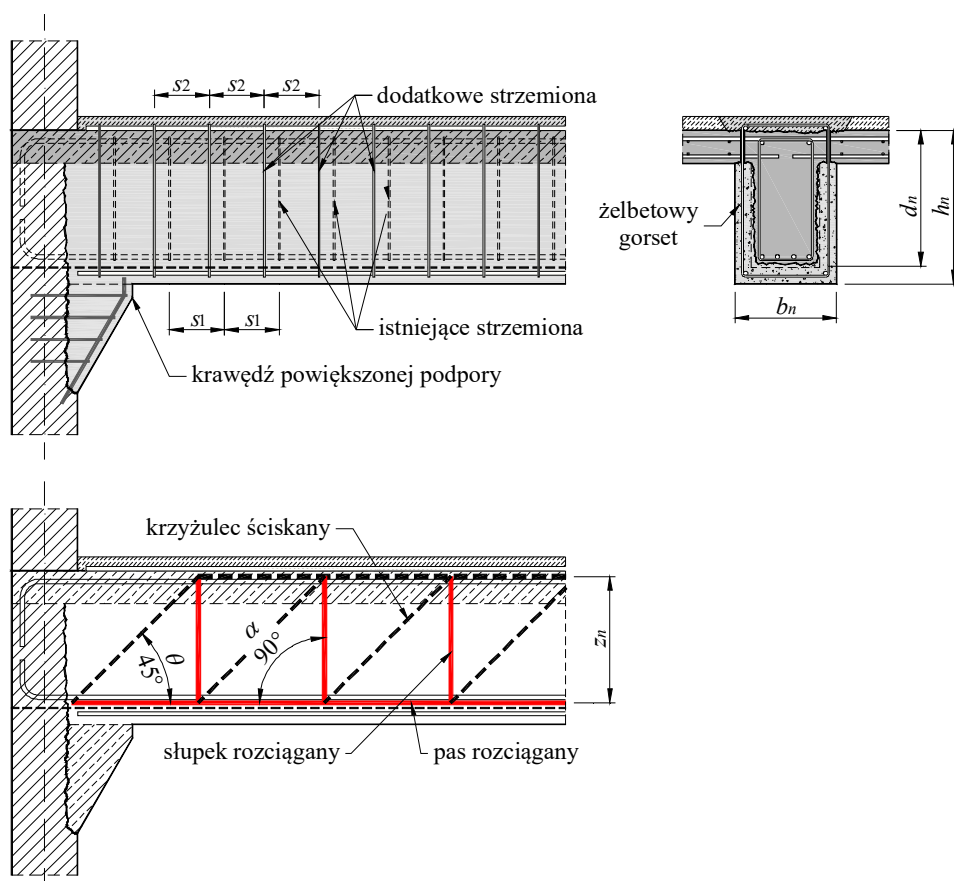
Rys. 43. Belki wzmocnione za pomocą zbrojenia umieszczonego w zewnętrznym gorsecie



Rys. 44. Model do określania dodatkowej siły w zbrojeniu podłużnym elementu zarysowanego ukośnie

Z powyższych rozważań wynika bardzo istotny wniosek – wzmocnienie na ścinanie może wymagać również zastosowania dodatkowego zbrojenia podłużnego, które będzie skutecznie zakotwione na podporze. Jeżeli przekrój istniejącego zbrojenia głównego jest niewystarczający, wówczas dodatkową siłę rozciągającą ΔF_{td} powinny przejąć pręty umieszczone w żelbetowych gorsecie. Zakotwienie nowego zbrojenia na podporze może nie być możliwe (wymaga wykonania głębokiego podkucia lub zastosowania prętów wklejanych), dlatego jako rozwiązanie alternatywne można zastosować powiększenie podpór za pomocą monolitycznych konsol (patrz rys. 45).

Po zrealizowaniu zespolenia w obliczeniach można uwzględnić zwiększony przekrój elementu. Wprowadzenie dodatkowego zbrojenia podłużnego, skutecznie zakotwionego poza rozważanym przekrojem, będzie prowadziło do zwiększenia wysokości użytecznej d i tym samym ramienia sił wewnętrznych z . Przy określaniu nośności na ścinanie można stosować model kratownicowy przyjęty w Eurokodzie 2 [N14]. W obliczeniach zaleca się przyjmować nachylenia krzyżulca ściskanego $\text{ctg}\theta = 1,0$. Takie założenie będzie skutkowało wprowadzeniem koniecznością przyjęcia większej liczby strzemion, jednak będą one skuteczniej otaczały pierwotny element, który często jest już zarysowany. Zakładany model kratownicowy pokazano na rys. 45.



Rys. 45. Model obliczeniowy do określania nośności na ścinanie belki wzmocnionej za pomocą strzemion umieszczanych w żelbetowym gorsecie

W stanie granicznym nośności zakłada się współdziałanie zbrojenia pierwotnego i dodatkowego. Lokalizacja pasa kratownicy wyznaczać będzie położenie wypadkowej sił rozciągających. W przypadku zróżnicowania cech wytrzymałościowych prętów istniejących i dodatkowych, poziom ten będzie przesunięty względem środka ciężkości przekroju zbrojenia i nową wysokość użyteczną można określić korzystając z następującej zależności (oznaczenia objaśniono na rys. 44)

$$d_n = \frac{A_{s1}f_{yd,1} \cdot d_1 + A_{s2}f_{yd,2} \cdot d_2}{A_{s1}f_{yd,1} + A_{s2}f_{yd,2}} \quad (88)$$

Przy ustalaniu nośności na ścinanie elementu wzmocnionego uwzględnia się również różną granicę plastyczności istniejących i nowych strzemion. W tym celu stosuje się przekształconą zależność (6.8) Eurokodu 2 [N14], w której wielkości z indeksami „1” i „2” odnoszą się odpowiednio: do zbrojenia pierwotnego i dodatkowego

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw,1}f_{ywd,1}}{s_1} + \frac{A_{sw,2}f_{ywd,2}}{s_2} \right) \cdot z_n \cdot \text{ctg} \theta, \quad (89)$$

gdzie:

- $A_{sw,i}$ – przekrój zbrojenia na ścinanie,
- $f_{ywd,i}$ – granica plastyczności zbrojenia poprzecznego,
- s_i – rozstaw zbrojenia,
- z_n – ramię sił wewnętrznych, równe w przybliżeniu $0,9d_n$,
- θ – kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego.

Nośność na ścinanie limituje nośność ukośnych krzyżulców ściskanych, która stanowi funkcję wytrzymałości betonu zarysowanego. Przy skutecznym zespoleniu i oparciu gorsetu podporze (np. w sposób pokazany na rys. 45) przy określaniu nośności $V_{Rd,max}$ można uwzględniać cały przekrój wzmocnionego elementu, zakładając jednak mniejszą z wytrzymałości na ściskanie betonu elementu i gorsetu

$$V_{Rd,max} = \frac{b_n \cdot z_n \cdot v_1 f_{cd,min}}{\text{tg} \theta + \text{ctg} \theta}, \quad (90)$$

gdzie:

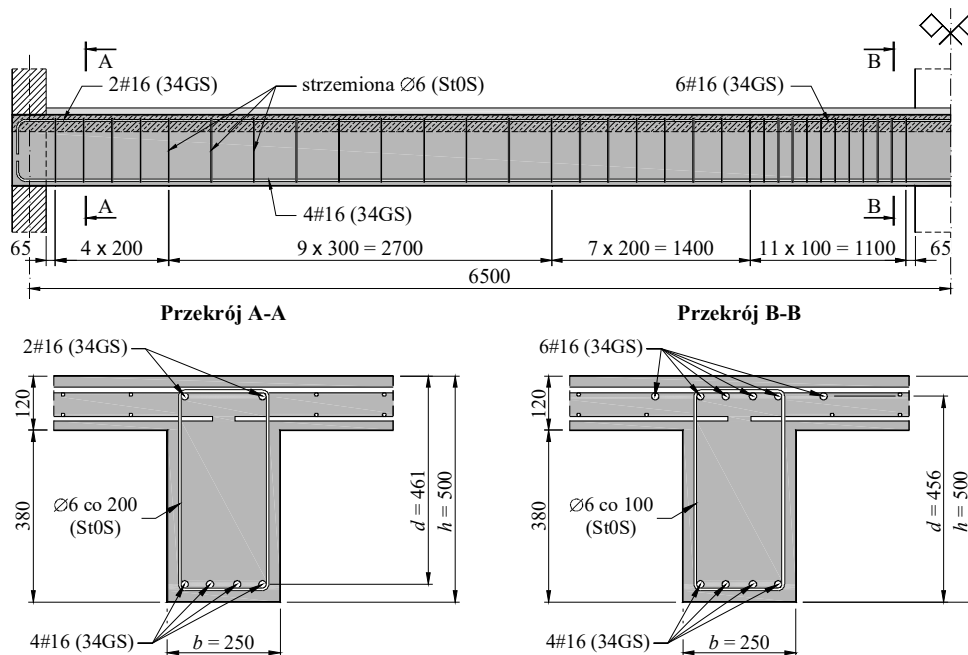
- b_n – szerokość wzmocnionej belki,
- z_n – ramię sił wewnętrznych po wzmocnieniu,
- $f_{cd,min}$ – minimum z obliczeniowej wytrzymałości na ściskanie betonu elementu i gorsetu,
- v_1 – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego, w przypadku betonów klas $\leq C50/60$ przyjmuje się $v_1 = 0,6$,
- θ – kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego.

Przykład P8

Wzmocnienie belki na ścinanie za pomocą strzemion umieszczonych w żelbetowym gorsecie

Ze względu na przewidywane zwiększenie obciążeń zaistniała potrzeba wzmocnienia belek istniejącego stropu. Belki o przekroju 250×500 mm połączone są z płytą o grubości 120 mm i zgodnie z dokumentacją wykonane zostały z betonu B30, co odpowiada do klasie wytrzymałości na ściskanie C25/30 według [N14].

Zbrojenie główne belek stanowią 4 pręty #16 ze stali 34GS (zbrojenie dolne) oraz 6 prętów #16 ze stali 34GS (zbrojenie górne nad podporą wewnętrzną) ($f_{yd} = 350$ MPa). Zbrojenie na ścinanie stanowią strzemiona dwucięte $\varnothing 6$ ze stali St0S ($f_{ywd} = 190$ MPa). Schemat zbrojenia zastosowanego w elemencie pokazano na rys. P8.1.



Rys. P8.1. Zbrojenie rozważanej belki żelbetowej

Obliczenia sprawdzające wykonane zgodnie z zasadami Eurokodu 2 wykazały, że po zwiększeniu obciążeń nośność elementu na ścinanie będzie niewystarczająca. Linia czerwona na rys. P8.2 oznaczono nośność na ścinanie wynikającą z udziału strzemion natomiast kolorem nośność związaną z udziałem betonu niezarysowanego. Obliczenia wykonano przy założeniu nachylenia krzyżulca ściskanego $\text{ctg}\theta = 2,0$ a zatem uzyskane nośności $V_{Rd,s}$ należy traktować jako oszacowanie górne. Mimo przyjętych założeń siły tnące przewyższają odpowiednie nośności na ścinanie na odcinkach równych około 1,0 m i 2,2 m, licząc odpowiednio od krawędzi podpory zewnętrznej i wewnętrznej. Z tego względu podjęto decyzję o wzmocnieniu belki za pomocą żelbetowego gorsetu, w którym umieszczone zostanie dodatkowe zbrojenie na ścinanie a także pręty podłużne.

Analiza ścinania w sąsiedztwie podpory zewnętrznej

Miarodajna do sprawdzenia warunku stanu granicznego nośności jest siła tnąca w odległości d od krawędzi podpory, która wynosi $V_{Ed} = 81,1$ kN. Nośność elementu niezbrojonego na ścinanie jest równa

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} b d = \\
 &= \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,659 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0070 \cdot 25 \cdot 250 \cdot 461 \cdot 10^{-3}} = 63,7 \text{ kN} > V_{Rd,\min} ,
 \end{aligned}$$

gdzie:

- minimalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}} bd = 0,035\sqrt{(1,659)^3 25} \cdot 250 \cdot 461 \cdot 10^{-3} = 43,1 \text{ kN} ,$$

- stopień zbrojenia podłużnego (do podpory doprowadzono 4#16)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{4 \cdot 201}{250 \cdot 461} = 0,0070 ,$$

- współczynnik skali

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{461}} \\ 2,0 \end{array} \right\} = 1,659 .$$

Nośność na ścinanie wynikająca z udziału strzemion wynosi

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} z \cdot \text{ctg} \theta = \frac{2 \cdot 28 \cdot 190}{200} \cdot 0,9 \cdot 461 \cdot 2,0 \cdot 10^{-3} = 44,1 \text{ kN} < V_{Ed} .$$

Analiza ścinania w sąsiedztwie podpory wewnętrznej

Miarodajna do sprawdzenia warunku stanu granicznego nośności jest siła tnąca w odległości d od krawędzi podpory, która wynosi $V_{Ed} = 132,9 \text{ kN}$. Nośność elementu niezbrojonego na ścinanie jest równa

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} bd = \\ &= \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,662 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0071 \cdot 25} \cdot 250 \cdot 456 \cdot 10^{-3} = 63,4 \text{ kN} > V_{Rd,min} , \end{aligned}$$

gdzie:

- minimalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}} bd = 0,035\sqrt{(1,662)^3 25} \cdot 250 \cdot 456 \cdot 10^{-3} = 42,7 \text{ kN} ,$$

- stopień zbrojenia podłużnego (do podpory doprowadzono 4#16)

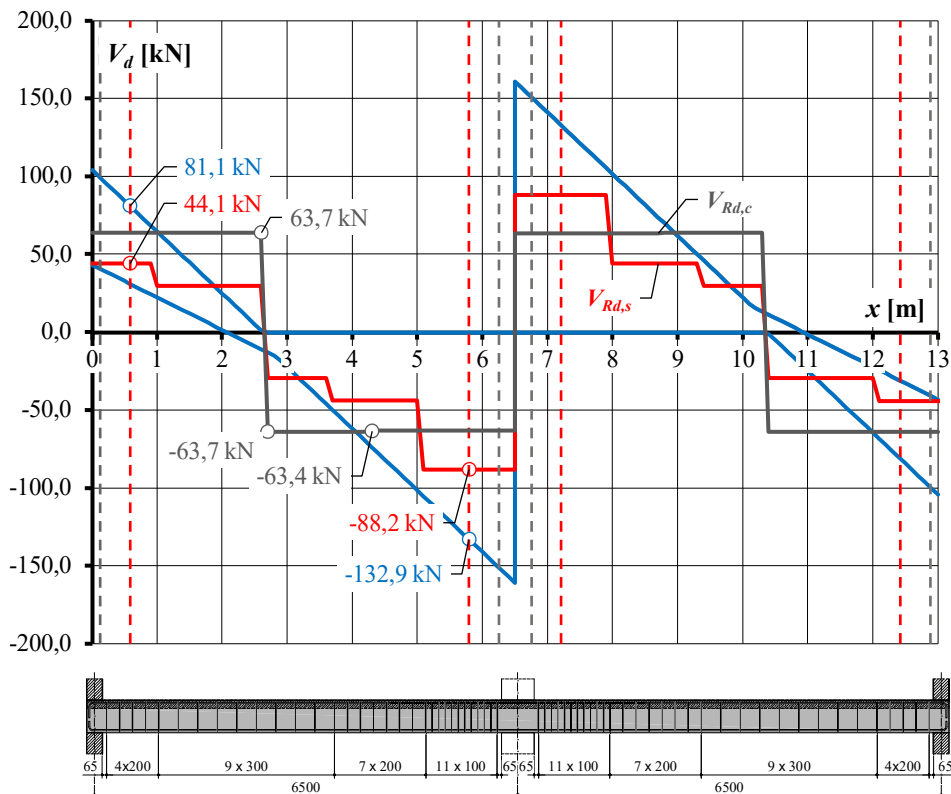
$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{4 \cdot 201}{250 \cdot 456} = 0,0071 ,$$

- współczynnik skali

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{456}} \\ 2,0 \end{array} \right\} = 1,662 .$$

Nośność na ścinanie wynikająca z udziału strzemion wynosi

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} z \cdot \text{ctg} \theta = \frac{2 \cdot 28 \cdot 190}{100} \cdot 0,9 \cdot 456 \cdot 2,0 \cdot 10^{-3} = 88,2 \text{ kN} < V_{Ed}$$



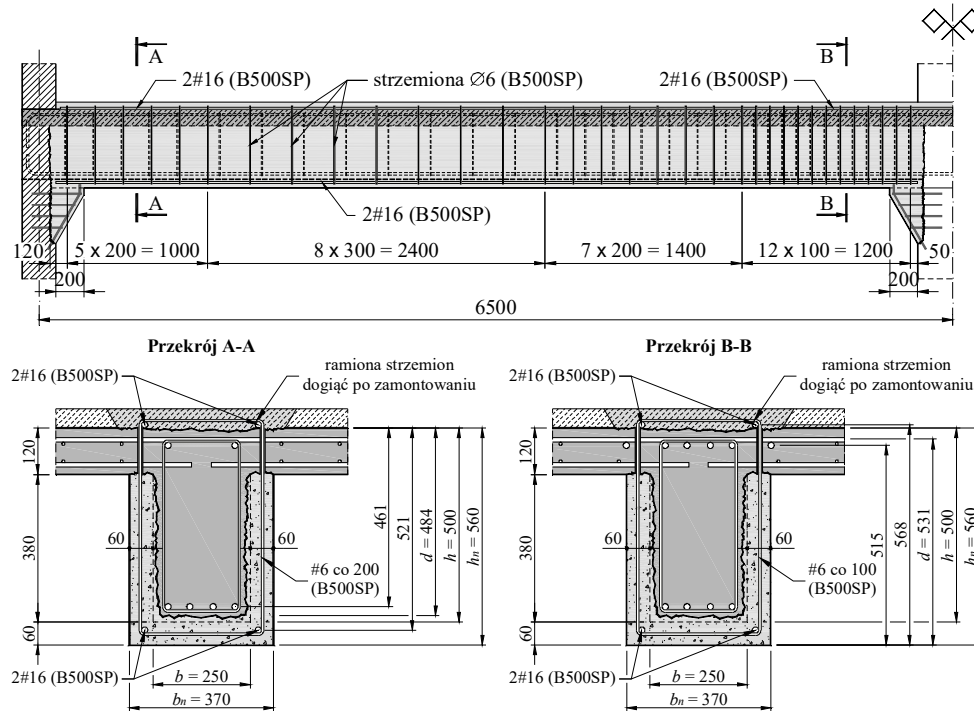
Rys. P8.2. Obwiednia nośności na ścinanie elementu niewzmoczonego na tle sił poprzecznych

Ze względów technologicznych podjęto decyzję o wykonaniu obetonowania w technologii torkretu o grubości 60 mm z betonu klasy C25/30 (założono beton o zbliżonej wytrzymałości jak we wzmacnianym elemencie). W celu zamontowania strzemion w płycie wykonane zostaną otwory przelotowe. Obetonowanie spowoduje zwiększenie ciężaru własnego elementu o wartość

$$\Delta g_k = A_c \cdot \gamma_c = (2 \cdot 0,06 \cdot 0,38 + 0,06 \cdot 0,37) \cdot 25,0 = 1,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

co przełoży się na zwiększenie całkowitego obciążenia obliczeniowego q_{Ed} do wartości 41,54 kN/m.

Przyjęto strzemiona z prętów żebrowanych #6 w rozstawie dostosowanym do rozkładu sił poprzecznych. W celu zakotwienia strzemion w ich narożach przewidziano umieszczenie prętów #16. Zbrojenie dodatkowe zostanie wykonane ze stali gatunku B500SP ($f_{yd} = f_{ywd} = 500/1,15 = 434,8$ MPa). Rozmieszczenie nowego zbrojenia pokazano na rys. P8.3.



Rys. P8.3. Schemat zbrojenia umieszczone w żelbetowym gorsecie stanowiącym wzmocnienie belki

Wprowadzenie dodatkowego zbrojenia podłużnego spowoduje zmianę wysokości użytecznych w obu analizowanych przekrojach:

- w przekroju przęsłowym

$$d_n = \frac{A_{s1} f_{yd,1} \cdot d_1 + A_{s2} f_{yd,2} \cdot d_2}{A_{s1} f_{yd,1} + A_{s2} f_{yd,2}} =$$

$$= \frac{4 \cdot 201 \cdot 350 \cdot 461 + 2 \cdot 201 \cdot 434,8 \cdot 521}{4 \cdot 201 \cdot 350 + 2 \cdot 201 \cdot 434,8} = 484 \text{ mm},$$

- w przekroju podporowym

$$d_n = \frac{A_{s1} f_{yd,1} \cdot d_1 + A_{s2} f_{yd,2} \cdot d_2}{A_{s1} f_{yd,1} + A_{s2} f_{yd,2}} =$$

$$= \frac{6 \cdot 201 \cdot 350 \cdot 515 + 2 \cdot 201 \cdot 434,8 \cdot 568}{6 \cdot 201 \cdot 350 + 2 \cdot 201 \cdot 434,8} = 531 \text{ mm}.$$

Założono, że siły poprzeczne zostaną przeniesione wyłącznie za pośrednictwem zbrojenia poprzecznego. Z tego względu odstąpiono od określania nośności $V_{Rd,c}$, charakteryzujących wzmocniony element. Nośności na ścinanie wynikające z udziału strzemion pierwotnych i dodatkowych, określono zgodnie z równaniem (89), uwzględniając układ strzemion we wzmocnianym elemencie i w żelbetowym gorsecie. Poniżej zamieszczono przykładowe przeliczenie wykonane dla strefy w sąsiedztwie podpory zewnętrznej. Wyniki obliczeń dotyczące pozostałych stref zestawiono w Tablicy P8.1 (odległość x mierzona jest od osi ściany zewnętrznej)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw,1} f_{ywd,1}}{s_1} + \frac{A_{sw,2} f_{ywd,2}}{s_2} \right) \cdot z_n \cdot \text{ctg} \theta =$$

$$= \left(\frac{2 \cdot 28 \cdot 190}{200} + \frac{2 \cdot 28 \cdot 434,8}{150} \right) \cdot 0,9 \cdot 484 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} = 94,8 \text{ kN} .$$

Tablica P8.1. Charakterystyka zbrojenia na ścinanie wzmocnionej belki

Odcinek x [m]	s_1 [mm]	s_2 [mm]	d_n [mm]	$V_{Rd,s}$ [kN]
1	2	3	4	5
0,32 ÷ 0,9	Ø6 co 200	#6 co 150	484	94,8
0,9 ÷ 1,2		#6 co 250		87,0
1,2 ÷ 1,8		#6 co 350		58,4
1,8 ÷ 3,4		#6 co 200		46,2
3,4 ÷ 3,6		#6 co 100		69,1
3,6 ÷ 4,5	Ø6 co 200	#6 co 100	531	84,3
4,5 ÷ 5,0				143,0
5,0 ÷ 6,05				168,7

Rozmieszczając strzemiona kierowano się również warunkami konstrukcyjnymi dotyczącymi maksymalnego rozstawu zbrojenia, który nie powinien przekraczać:

- w sąsiedztwie podpory zewnętrznej: $s_{max} = 0,75d_n = 0,75 \cdot 484 = 363 \text{ mm}$,
- w sąsiedztwie podpory wewnętrznej: $s_{max} = 0,75d_n = 0,75 \cdot 531 = 398 \text{ mm}$.

Przy przypadku żadnej z podpór wartości sił tnących nie przewyższają nośności maksymalnej $V_{Rd,max}$, wynikającej z wytrzymałości betonu ukośnych krzyżulców ściskanych

- podpora zewnętrzna

$$V_{Rd,max} = \frac{b_n \cdot z_n \cdot v_1 f_{cd,min}}{\text{tg} \theta + \text{ctg} \theta} = \frac{370 \cdot 0,9 \cdot 484 \cdot 0,6 \cdot \frac{25}{1,4}}{1,0 + 1,0} \cdot 10^{-3} =$$

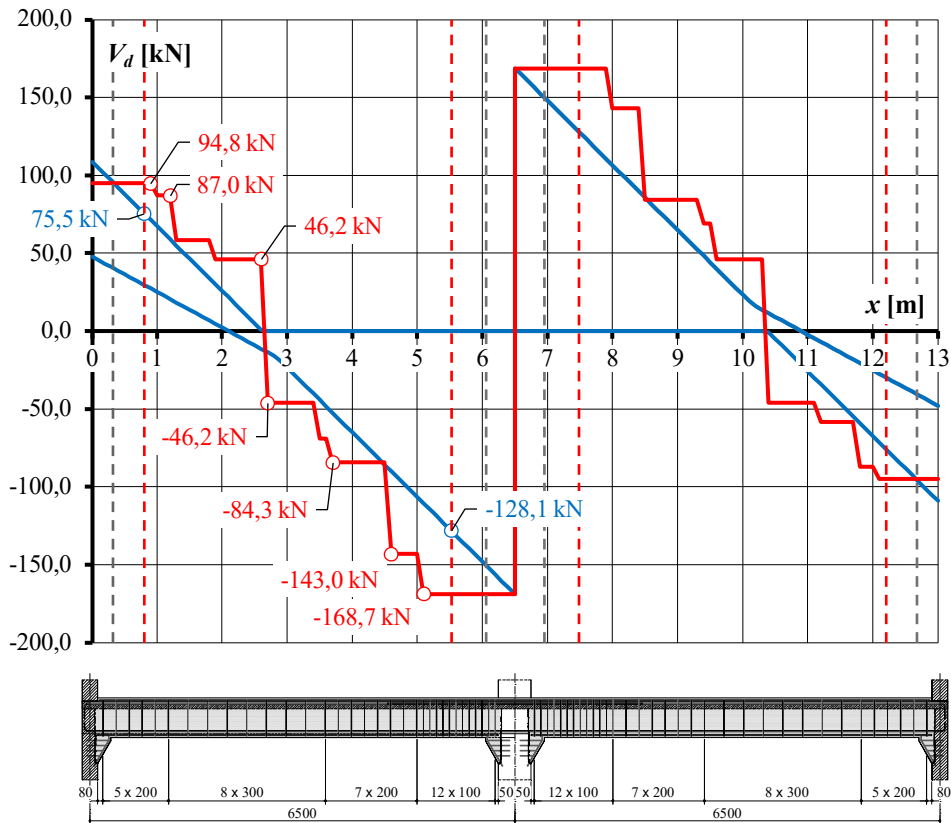
$$= 863,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 96,4 \text{ kN} ,$$

- podpora wewnętrzna

$$V_{Rd,max} = \frac{b_n \cdot z_n \cdot v_1 f_{cd,min}}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{ctg}\theta} = \frac{370 \cdot 0,9 \cdot 531 \cdot 0,6 \cdot \frac{25}{1,4}}{1,0 + 1,0} \cdot 10^{-3} =$$

$$= 947,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 150,0 \text{ kN} .$$

Na rysunku P8.4 pokazano obwiednię nośności na ścinanie na tle wykresu sił poprzecznych. Rozstaw strzemion zastosowanych w żelbetowym gorsecie został dobrany w taki sposób, by nośność wzmocnionego elementu nawiązywała do przebiegu sił wewnętrznych. W przypadku przekrojów podporowych uzyskano wzrost nośności na ścinanie o około 90÷100%. W pozostałych przekrojach osiągnięto wzmocnienie o około 60÷90%.



Rys. P8.4. Obwiednia nośności na ścinanie elementu wzmocnionego na tle sił poprzecznych

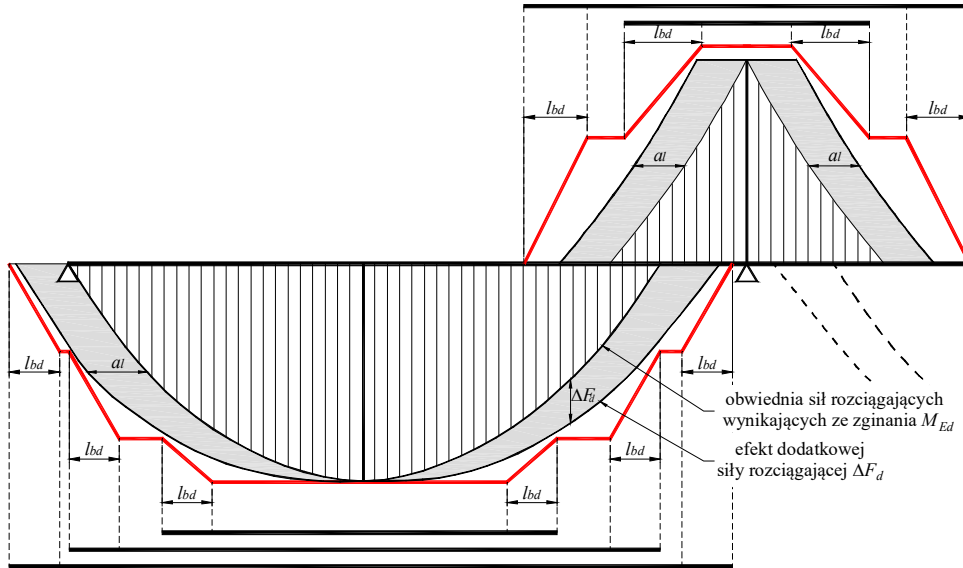
Zastosowanie dodatkowego zbrojenia podłużnego dołem, zakotwionego na obu podporach, jak również wprowadzenie ciągłego zbrojenia górnego nad podporą, spowodowało zwiększenie nośności belki na zginanie. Wpływ sił podłużnych wynikających z ukośnego zarysowania uwzględniono w sposób uproszczony, stosując zasadę rozsunęcia obwiedni momentów zginających według p. 9.2.1.3 (2) Eurokodu 2 [N14] – patrz rys. P8.5. Rozsuniecie obwiedni określono się zgodnie z następującą zależnością

PN-EN
1992-1-1
(9.2)

$$a_l = 0,5z \cdot \text{ctg}\theta,$$

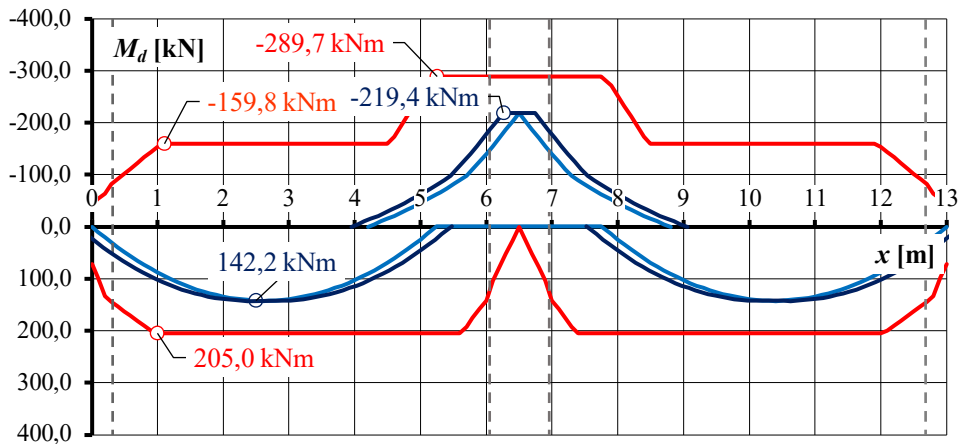
gdzie:

- z – ramię sił wewnętrznych,
- θ – kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego.



Rys. P8.5. Obwiednia nośności zbrojenia głównego i wykres sił rozciągających w zbrojeniu z uwzględnieniem wpływu ukośnego zarysowania

Na rysunku P8.6 pokazano wykres nośności na zginanie na tle rozsuniętej obwiedni momentów zginających. Można zauważyć, że zasięg i przekrój zbrojenia elementu pozwolą na bezpieczne przeniesienie sił, które wystąpią w konstrukcji po zwiększeniu obciążeń.



Rys. P8.6. Obwiednia nośności na zginanie na tle wykresu momentów zginających, z uwzględnieniem zasady rozsunięcia obwiedni

5.2.2. Wzmacnianie belek za pomocą zbrojenia zewnętrznego

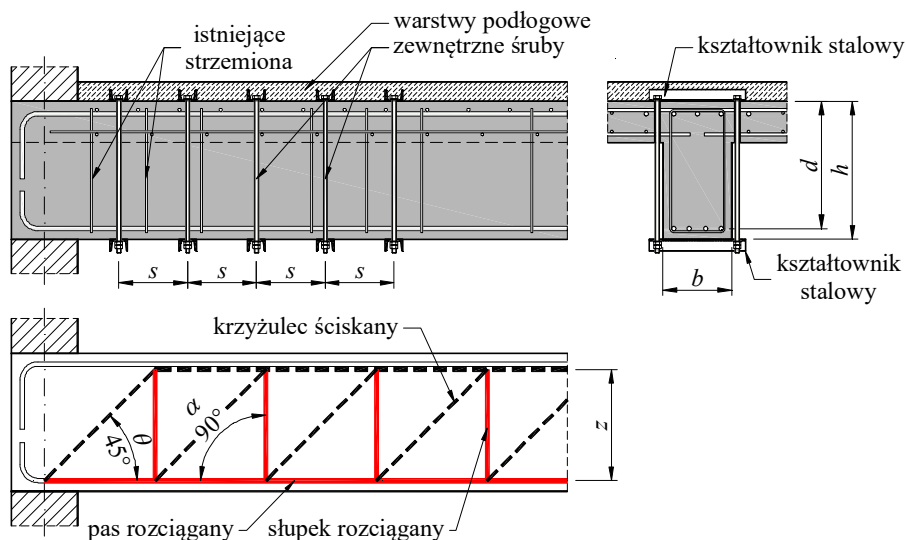
Kolejny sposób wzmacniania belek żelbetowych na ścinanie polega na instalowaniu zewnętrznego zbrojenia dodatkowego w formie śrub, kotwionych za pośrednictwem stalowych elementów (trawersów), dolegających do górnej i dolnej powierzchni elementu. W założeniu dodatkowe zbrojenie ma działać podobnie jak strzemiona, zapobiegając rozwieraniu rys ukośnych. Niewątpliwą zaletą tego sposobu wzmacniania na ścinanie jest możliwość wstępnego napięcia stalowych prętów – ściągów. Tym samym nowe zbrojenie może zostać częściowo włączone do współpracy pod obciążeniem działającym na konstrukcję w trakcie realizacji prac wzmacniających. Pozwala to na częściowe zmniejszenie szerokości istniejących rys ukośnych.

Sposób zakotwienia dodatkowego zbrojenia umożliwia objęcie całego przekroju belki. Z tego względu projektując wzmocnienie można korzystać z klasycznego modelu kratownicowego, w którym rozciągane słupki będą odpowiadały zewnętrznym śrubom – patrz rys. 46. Nośność na ścinanie można określać zgodnie z równaniem (6.8) PN-EN 1992-1-1 [N14]

$$V_{Rd,s} = \frac{F_s}{s} \cdot z \cdot \operatorname{ctg} \theta, \quad (91)$$

gdzie:

- F_s – nośność zestawu śrub,
- s – rozstaw zbrojenia dodatkowego,
- z – ramię sił wewnętrznych, równe w przybliżeniu $0,9d$,
- θ – kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego.

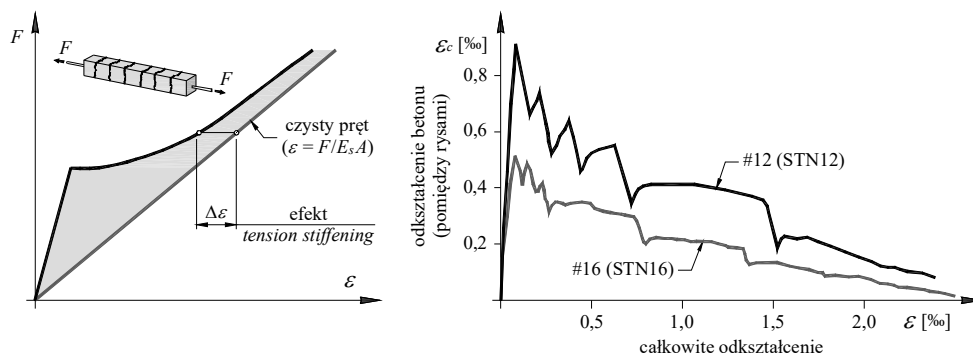


Rys. 46. Model obliczeniowy wzmocnienia za pomocą zewnętrznego zbrojenia

Rozwój rys ukośnych w elemencie wzmocnionym będzie warunkowany początkowym zarysowaniem – w zależności od morfologii rys może dochodzić do powiększania się istniejących rys ukośnych lub stopniowego wydłużania rys będących następstwem zginania.

Określenie dokładnej trajektorii krytycznych rys ukośnych w elemencie wzmocnionym jest problematyczne na etapie projektowania, jeżeli nie stosuje się zaawansowanych modeli numerycznych, uwzględniających m.in. mechanikę pęknięcia betonu. Stosując podejście inżynierskie zaleca się przyjmować nachylenie ukośnych krzyżulców ściskanych pod kątem $\theta = 45^\circ$ ($\text{ctg}\theta = 1,0$). Przy takim założeniu powstające rysy ukośne będzie przecinała większa liczba śrub.

Ze względu na ograniczenia Eurokodu 2 [N14] dotyczące parametrów wytrzymałościowych zbrojenia, w obliczeniach należy uwzględnić wytrzymałość na rozciąganie śrub f_u nie większą niż 600 MPa (ograniczenie to dotyczyć będzie śrub klas powyżej 8.8 według [N15]). Włączenie się do współpracy dodatkowego zbrojenia będzie wymagało rozwarcia rysy ukośnej, jednak skuteczność śrub można zwiększyć dokonując wstępnego ich naciągu. Aby nie wprowadzać nadmiernych sił we wzmacnianym elemencie żelbetowym można zalecić zastosowanie wstępnego naprężenia śrub do wartości równej około 20÷25% ich nośności na rozciąganie. Jednocześnie zaleca się ograniczenie wykorzystania nośności śrub do poziomu 60÷75% ich nośności nominalnej. Zastrzeżenie to wynika z ze sposobu realizacji wzmocnienia. Należy oczekiwać bowiem mniejszej sztywności nieosłoniętych prętów gwintowanych względem zbrojenia o zbliżonej średnicy, jednak umieszczonego w betonie, co wynika z efektu *tension stiffening* (współpracy betonu rozciąganego pomiędzy rysami). Na rysunku 47 pokazano ideę efektu *tension stiffening* a także udział betonu w przenoszeniu sił rozciągających, wynikający z badań *Wu* i *Gilberta* [51]. W zależności od poziomu obciążenia elementów próbnych, udział betonu po zarysowaniu sięgał od kilku do nawet kilkudziesięciu procent. Przy odkształceniach próbek na poziomie 1,5÷2,0‰ udział betonu w przenoszeniu sił rozciągających można szacować na około 5÷20%, zależnie od średnicy prętów zbrojeniowych osadzonych w betonie (#12 lub #16).



Rys. 47. Wpływ efektu *tension stiffening* na odkształcenia w elementach żelbetowych [51]

Z tego względu przy jednakowym poziomie naprężeń odkształcenia prętów gwintowanych będą większe aniżeli tożsamego zbrojenia w elemencie żelbetowym. Będzie się to przekładało na większą szerokość rozwarcia rys ukośnych i osłabienie efektu ząbienia kruszywa wpływającego na nośność na ścinanie.

Wzmocnienie należy realizować przy częściowym odciążeniu konstrukcji. Zakłada się, że zbrojenie zewnętrzne przejmie w całości dodatkowe siły, jakie pojawią wskutek zwiększenia obciążenia po wzmocnieniu. Ostrożnie pomija się tym samym udział zbrojenia pierwotnego, nawet jeżeli charakteryzuje się ono jeszcze pewnym zapasem nośności względem obciążeń występujących na etapie wzmacniania konstrukcji.

Możliwość wzmocnienia elementów na ścinanie jest ograniczona nośnością ukośnych krzyżulców ściskanych, dlatego też całkowita siła poprzeczna nie powinna przekraczać nośności maksymalnej $V_{Rd,max}$ danej następująco

PN-EN
1992-1-1
(6.9)

$$V_{Rd,max} = \frac{b \cdot z \cdot v_1 f_{cd}}{\operatorname{tg} \theta + \operatorname{ctg} \theta}, \quad (92)$$

gdzie:

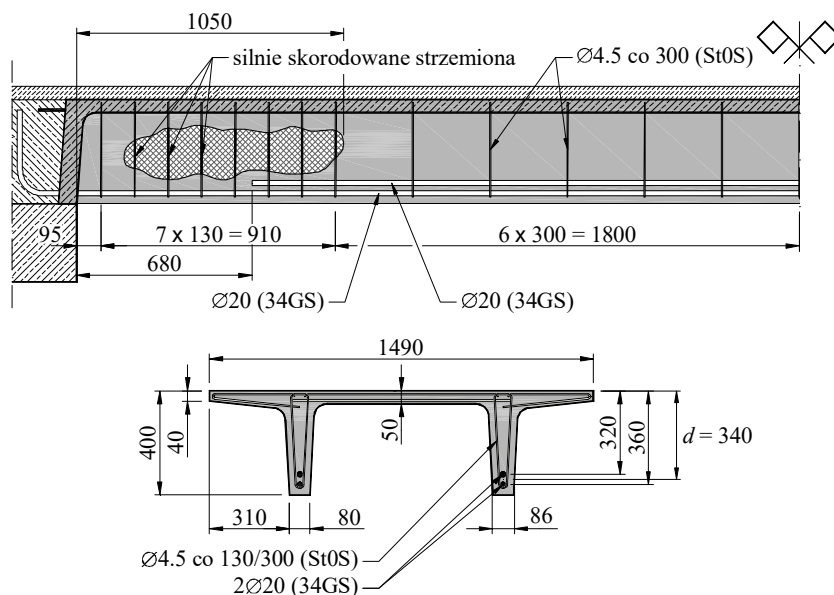
- b – najmniejsza szerokość przekroju leżącego pomiędzy pasem ściskany i rozciągany,
- z – ramię sił wewnętrznych,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,
- v_1 – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego, w przypadku betonów klas $\leq C50/60$ przyjmuje się $v_1 = 0,6$,
- θ – kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego.

Przykład P9

Wzmocnienie belki na ścinanie za pomocą zewnętrznych śrub

W trakcie przeglądu konstrukcji istniejącego budynku magazynowego stwierdzono powierzchniowe uszkodzenie żeber prefabrykowanych płyt TT w strefie podporowej. Dokładniejsza inspekcja wykazała zaawansowane procesy korozyjne, które doprowadziły do lokalnego zmniejszenia przekroju strzemion o około 30÷40%. Nie stwierdzono natomiast uszkodzeń korozyjnych zbrojenia głównego.

Z dokumentacji wynika, że zbrojenie elementów prefabrykowanych stanowią 2 pręty #20 (do podpory doprowadzono 50% zbrojenia) ze stali A-III (34GS) oraz strzemiona dwucięte $\varnothing 4,5$ ze stali A-0 (St0S) w rozstawie co 130 i 300 mm – patrz rys. P9.1.



Rys. P9.1. Schemat zbrojenia prefabrykowanej płyty TT

Prefabrykaty zaprojektowano z betonu klasy B20. Zbrojenie elementów zostało zakotwione w prefabrykowanych belkach. Na płytach prefabrykowanych ułożona została warstwa nadbetonu o grubości 50 mm. Brak informacji, by w płytach prefabrykowanych zastosowane zostało zbrojenie górne, ciągłe nad podporą, natomiast przekrój zbrojenia nadbetonu (siatka $\varnothing 4,5$) jest niewystarczający, by traktować je jako zbrojenie podporowe. Z tego względu w dalszych obliczeniach traktuje się element prefabrykowany jako belkę wolnopodpartą jednoprzęsłową.

W ramach weryfikacji dokonano oceny nośności na ścinanie w świetle zasad normy PN-84/B-03264 [N6], która obowiązywała w latach 80. ubiegłego wieku, gdy obiekt był wznoszony. W normie tej przyjęto metodę *Borisańskiego*, która, w odróżnieniu od zasad [N14], uwzględniała łączny udział betonu i zbrojenia poprzecznego w nośności na ścinanie. Siły wewnętrzne określono przy założeniu obciążeń obliczeniowych wyznaczonych zgodnie z dotychczasowymi polskimi normami. Otrzymano równomierne obciążenie obliczeniowe, przypadające na jedno żebro prefabrykatu (pasma zbierania obciążeń $b_e = 0,75$ m) $q_d = 14,36$ kN/m. Ponieważ nośność na ścinanie

$$Q_b = 0,75R_{bz}bd = 0,75 \cdot 0,9 \cdot 86 \cdot 340 \cdot 10^{-3} = 19,7 \text{ kN}$$

jest mniejsza od siły poprzecznej, zbrojenie poprzeczne było wymagane. Nośności na ścinanie wynikające z zastosowania strzemion są równe:

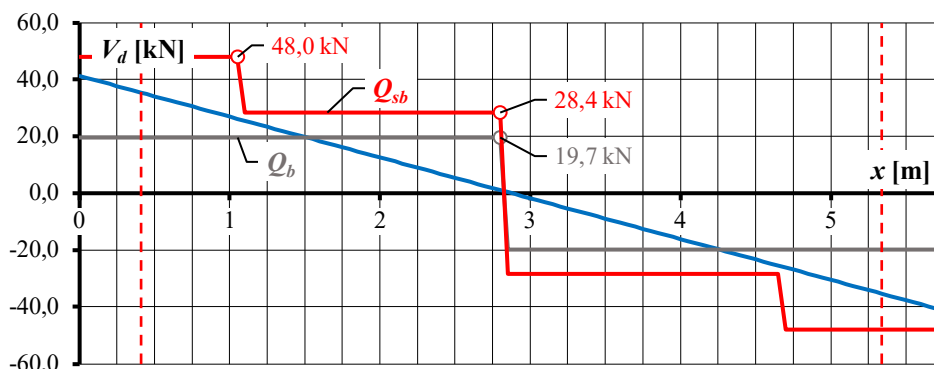
- strefy przypodporowe w odległości 1,0 m od krawędzi podpory

$$\begin{aligned} Q_{sb} &= 2\sqrt{\beta_s R_b b d^2 \frac{R_{as} A_s}{s}} - R_{as} A_s = \\ &= 2\sqrt{0,15 \cdot 11,5 \cdot 84 \cdot 360^2 \frac{0,8 \cdot 190 \cdot 31,8}{130}} \cdot 10^{-3} - 0,8 \cdot 190 \cdot 31,8 \cdot 10^{-3} = 48,0 \text{ kN} , \end{aligned}$$

- pozostały obszar

$$\begin{aligned} Q_{sb} &= 2\sqrt{\beta_s R_b b d^2 \frac{R_{as} A_s}{s}} - R_{as} A_s = \\ &= 2\sqrt{0,15 \cdot 11,5 \cdot 86 \cdot 340^2 \frac{0,8 \cdot 190 \cdot 31,8}{300}} \cdot 10^{-3} - 0,8 \cdot 190 \cdot 31,8 \cdot 10^{-3} = 28,4 \text{ kN} . \end{aligned}$$

Na rysunku P9.2 pokazano wykres nośności na ścinanie (linia czerwona) na tle przebiegu sił tnących (linia niebieska). Można stwierdzić, że przy założonym zbrojeniu nośność na ścinanie była zachowana. Ze względu na stwierdzoną korozję strzemion uległa ona jednak obniżeniu i nie jest możliwe dalsze bezpieczne użytkowanie elementu. Nośność na ścinanie wynikająca wyłącznie z udziału betonu (Q_b – linia szara na rys. P9.2) jest mniejsza od obliczeniowej siły poprzecznej na odcinku długości około 1,5 m, licząc od krawędzi podpory, zatem konieczne jest wzmocnienie elementu.

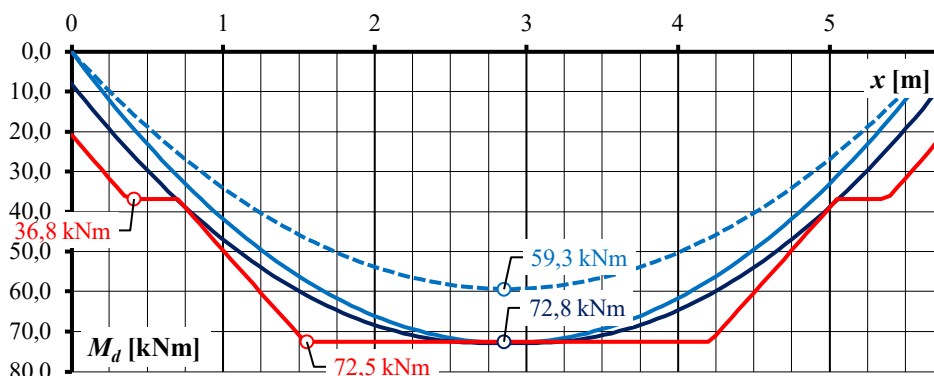


Rys. P9.2. Nośność na ścinanie według PN-84/B-03264 [N6] na tle sił poprzecznych

W tym celu zdecydowano się zastosować zbrojenie zewnętrzne w formie śrub stalowych. Ponieważ obliczenia prowadzono będą zgodnie z odpowiednimi normami Eurokod (PN-EN 1992-1-1 [N14] i PN-EN 1993-1-8 [N15]), w celu zachowania spójności rozważań, konieczne jest określenie obciążenia obliczeniowego zgodnie z PN-EN 1990 [N11]. Uwzględniając przeznaczenie obiektu (magazyn) obciążenie użytkowe zaliczono do kategorii E według [N12]. W takim przypadku miarodajna do określenia obciążenia obliczeniowego będzie kombinacja 6.10a

$$q_{Ed} = \gamma_G \cdot g_k + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot q_k = 1,35 \cdot 4,72 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 7,5 = 17,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Można zauważyć, że obliczone w ten sposób obciążenie jest o 23% większe od wynikającego z obliczeń według dotychczasowej normy polskiej. Powyższe obciążenie posłużyło do wyznaczenia sił wewnętrznych. Ze względu na brak ciągłości zbrojenia prefabrykatu nad podporą (rygłem żelbetowym) założono schemat statyczny belki wolnopodpartej jednoprzęsłowej. Na rysunku P9.3 pokazano obwiednię nośności zbrojenia (linia czerwona) na tle obwiedni momentów zginających. Wpływ dodatkowej siły rozciągającej, jaka pojawi się w zbrojeniu podłużnym wskutek ukośnego zarysowania, uwzględniono w sposób uproszczony stosując zasadę rozsunęcia obwiedni momentów zginających o odcinek $a_t = 0,5 \cdot z \cdot \text{ctg} \theta = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 1,0 = 162 \text{ mm}$.



Rys. P9.3. Obwiednia momentów zginających na tle nośności na zginanie płyty stropowej

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że przekrój i rozmieszczenie zbrojenia głównego są odpowiednie, choć stosunek momentu zginającego do nośności na zginanie w przekroju w środku rozpiętości przęsła $M_{Ed}/M_{Rd} = 72,8/72,5 = 1,004$ nieznacznie przekracza jedność. Uwzględniając obciążenie obliczeniowe ustalone według zasad wcześniejszych norm polskich warunków stanu granicznego nośności był spełniony z zapasem około 18%.

Na rysunku P9.4 pokazano przebieg sił tnących (linia niebieska) na tle nośności na ścinanie określonej zgodnie z zasadami Eurokodu 2 – linia czarna (nośność wynikająca z udziału strzemion), linia szara (nośność wynikająca z udziału betonu). Nośności związane ze współpracą strzemion określono przy założeniu $\text{ctg}\theta = 2,0$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} z \cdot \text{ctg}\theta = \frac{31,8 \cdot 190 \cdot 10^{-3}}{130} \cdot 0,9 \cdot 340 \cdot 2,0 = 28,4 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} z \cdot \text{ctg}\theta = \frac{31,8 \cdot 190 \cdot 10^{-3}}{300} \cdot 0,9 \cdot 340 \cdot 2,0 = 12,3 \text{ kN}.$$

Nośności $V_{Rd,c}$ wynikające wyłącznie z udziału betonu, równe są odpowiednio:
strefa przypodporowa, zbrojenie główne 1#20

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} bd = \\ &= \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,745 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0106 \cdot 16} \cdot 82 \cdot 360 \cdot 10^{-3} = 17,0 \text{ kN} > V_{Rd,\min}, \end{aligned}$$

gdzie:

- minimalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} bd = 0,035 \sqrt{(1,745)^3 16} \cdot 82 \cdot 360 \cdot 10^{-3} = 9,5 \text{ kN},$$

- stopień zbrojenia podłużnego (do podpory doprowadzono 1#20)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{314}{82 \cdot 360} = 0,0106,$$

- współczynnik skali

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \\ 2,0 \end{array} \right\} = 1,745.$$

strefa przęsłowa, zbrojenie główne 2#20

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} bd = \\ &= \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,767 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 16} \cdot 84 \cdot 340 \cdot 10^{-3} = 21,1 \text{ kN} > V_{Rd,\min}, \end{aligned}$$

gdzie:

- minimalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,\min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}} bd = 0,035\sqrt{(1,767)^3 16} \cdot 84 \cdot 340 \cdot 10^{-3} = 9,4 \text{ kN} ,$$

- stopień zbrojenia podłużnego (2#20)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{2 \cdot 314}{84 \cdot 340} = 0,0220 \rightarrow \rho_l = 0,02 ,$$

- współczynnik skali

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} \right. \\ \left. 2,0 \right\} = 1,767 .$$

Uwzględniając wyniki powyższych obliczeń można stwierdzić, że nośność na ścinanie nie jest zachowana na odcinku około 1,5 m licząc od krawędzi podpory. Na pozostałym odcinku wartość siły tnącej jest mniejsza od nośności $V_{Rd,c}$ i zbrojenie na ścinanie jest obliczeniowo zbędne. W strefie podporowej przyjęto zbrojenie dodatkowe w formie śrub M12 klasy 5.8 rozmieszczonych co 250 mm. Maksymalna siła, jaką można przenieść za pomocą pojedynczej śruby wynika z nośności rdzenia $F_{t,Rd}$ i nośności na przeciąganie łącznika przez średnik ceownika $B_{p,Rd}$:

PN-EN
1993-1-8
Tabl. 3.4

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 500 \cdot 84,3 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 30,3 \text{ kN} ,$$

PN-EN
1993-1-8
Tabl. 3.4

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6\pi \cdot 20,5 \cdot 7,5 \cdot 510 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 118,2 \text{ kN} ,$$

gdzie:

- k_2 – współczynnik zależny od sposobu osadzenia łba śruby, równy 0,9 w przypadku łba niewpuszczanego,
- f_{ub} – wytrzymałość na rozciąganie śrub klasy 5.8,
- f_u – wytrzymałość na rozciąganie stali kształtowej S355,
- A_s – pole przekroju rdzenia śruby M12,
- d_m – średnia ze średnic okręgu wpisanego oraz opisanego na nakrętce śruby M12,
- t_p – grubość blachy – w tym przypadku grubość średnika ceownika C65,
- γ_{M2} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,25.

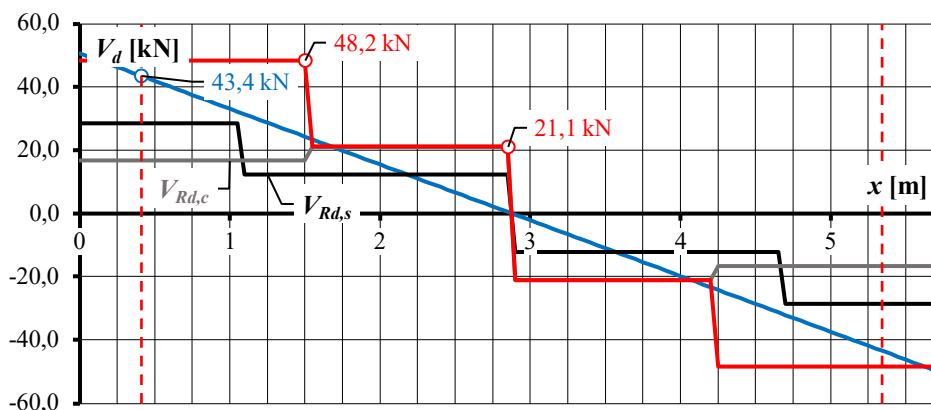
Maksymalna siła rozciągająca w pojedynczej śrubie wynosi

$$F_{sd} = \min \{ F_{t,Rd} ; B_{p,Rd} \} = \min \{ 30,3 ; 102,1 \} = 30,3 \text{ kN} .$$

Biorąc pod uwagę wskazane wcześniej przesłanki, w obliczeniach dotyczących ścinania ogranicza się możliwość wykorzystania nośności śrub do poziomu 65% ich nośności nominalnej, zakładając jednocześnie nachylenie krzyżulca ściskanego $\theta = 45^\circ$. Położenie dolnego pasa w modelu kratownicowym wyznacza środek ciężkości zbrojenia głównego ($d = 340$ mm). Nośność na ścinanie wynikająca z przyjętych założeń jest równa

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot \eta \cdot F_{sd}}{s} \cdot z \cdot \operatorname{ctg} \theta = \frac{2 \cdot 0,65 \cdot 30,3 \cdot 10^3}{250} \cdot 0,9 \cdot 340 \cdot 1,0 = 48,2 \text{ kN}.$$

Nośność na ścinanie elementu wzmocnionego pokazano linią czerwoną na rys. P9.4. Zastosowanie śrub w strefie podporowej na odcinku około 1,4 m umożliwiło zwiększenie nośności na ścinanie do 48,2 kN i tym samym bezpieczne przekazanie sił poprzecznych. W pozostałej strefie nośność na ścinanie wynikająca z udziału betonu $V_{Rd,c}$ jest wystarczająca i nie ma potrzeby stosowania zbrojenia zewnętrznego.



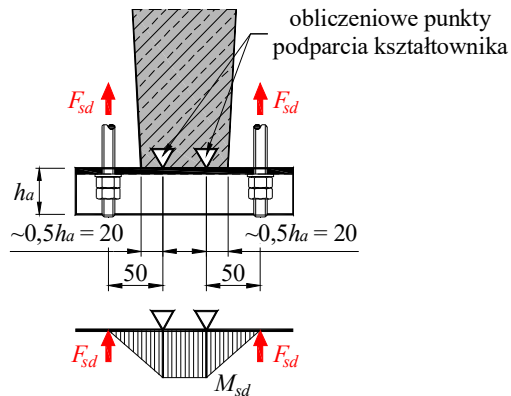
Rys. P9.4. Nośność na ścinanie według Eurokodu 2 [N14] na tle sił poprzecznych

Skuteczność wzmocnienia za pomocą zbrojenia dodatkowego wymaga wstępnego sprężenia śrub. Przyjęto wstępny naciąg na poziomie 25% nośności na rozciąganie $F_{t,Rd}$. Wymagany moment dokręcenia śrub M12 można oszacować następująco (w przypadku stali galwanizowanej przyjęto współczynnik tarcia $\mu = 0,3$)

$$M_o = \mu \cdot D_b \cdot 0,25 F_{sp} = 0,3 \cdot 12 \cdot 0,25 \cdot 30,3 = 27,3 \text{ Nm}.$$

Dobierając przekrój kształtownika kotwiącego, należy kierować się naprężeniami, jakie pojawią się w przekroju w chwili osiągnięcia nośności śrub na rozciąganie (zniszczenie wzmocnienia powinno wynikać z wyczerpania nośności śrub, nie zaś uszkodzenia zakotwienia). Wstępnie dobrano ceownik C65 ze stali klasy S355. Określając siły wewnętrzne w elemencie stalowym założono schemat obliczeniowy pokazany na rys. P9.5. Przyjęto podparcie punktowe w odległości równej około $0,5h_a$ (gdzie h_a stanowi szerokość półki ceownika) od krawędzi żebra prefabrykatu. Naprężenia wynikające ze zginania są równe

$$\sigma = \frac{M_s}{W_{el,z}} = \frac{30,3 \cdot 0,05 \cdot 10^6}{5,07 \cdot 10^3} = 298,8 \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

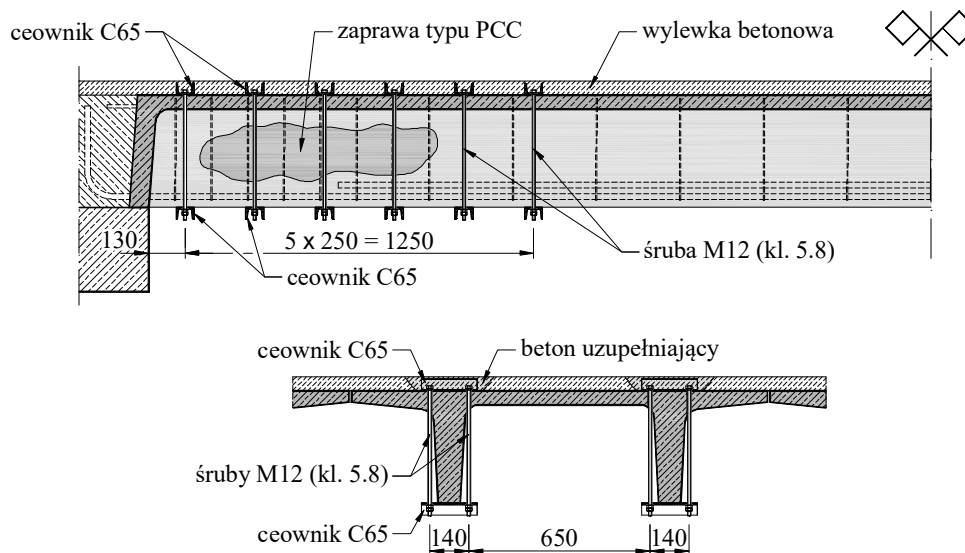


Rys. P9.5. Schemat obliczeniowy założony przy określaniu sił w kształtowniku stalowym

Należy również sprawdzić, czy obliczeniowa siła poprzeczna w osi podpory nie będzie przekraczać maksymalnej nośności na ścinanie, warunkowanej wytrzymałością na ściskanie betonu w elemencie prefabrykowanym

$$V_{Rd,max} = \frac{b \cdot z \cdot v_1 f_{cd}}{\operatorname{tg} \theta + \operatorname{ctg} \theta} = \frac{82 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 0,6 \frac{16}{1,4}}{1,0 + 1,0} \cdot 10^{-3} = 91,1 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 50,7 \text{ kN}.$$

Szczegóły zaprojektowanego wzmocnienia pokazano na rys. P9.6.



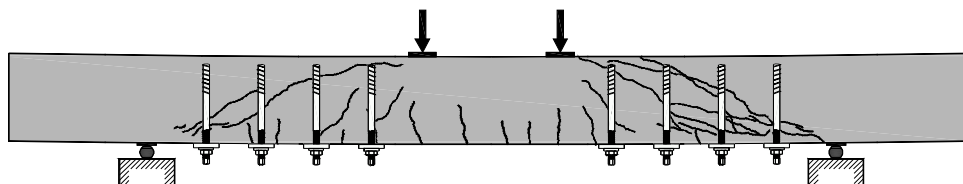
Rys. P9.6. Szczegóły wzmocnienia strefy podporowej za pomocą śrub

Osadzenie śrub będzie wymagało wykonania otworów przelotowych w płóce prefabrykatu a także lokalnego usunięcia wylewki betonowej – w przygotowanych gniazdach o ułożone zostaną ceowniki służące zakotwieniu śrub. W przypadku przyjętego rozwiązania istotną trudność będzie stanowiło zabezpieczenie wzmocnienia przed działaniem wysokiej temperatury. W tym celu należałoby zastosować np. okładziny włókno-cementowe.

5.2.3. Wzmacnianie belek za pomocą śrub do betonu

Inny ze sposobów wzmacniania belek i płyt na ścinanie polega na instalowaniu samogwintujących wkrętów do betonu (kotew), których zasada działania jest zbliżona do tradycyjnych strzemion. Zbrojenie to przecina formujące się rysy i ogranicza ich rozwieranie, jak pokazano to na rys. 48 prezentującym element S2-1 [9] po zakończeniu badania. Istotną różnicę względem klasycznych strzemion stanowi sposób kotwienia wkrętów, które odbywa się poprzez siły przyczepności (wewnątrz elementu) oraz w sposób mechaniczny za pośrednictwem podkładki i nakrętki. W celu zwiększenia skuteczności zakotwienia we wcześniej przygotowane otwory wprowadza się żywicę iniekcyjną, której zadaniem jest wypełnienie pustych przestrzeni pomiędzy śrubą a pobocznicą otworu. Dzięki temu możliwe jest ograniczenie luzów, co przekłada się na większą skuteczność zakotwienia.

W ramach przygotowań do wniosku o uzyskanie aprobaty technicznej, Feix i in. [9] przygotowali i zbadali łącznie 63 elementy – belki o wysokości 320 i 440 mm, które wzmacniano na ścinanie za pomocą dodatkowego zbrojenia poprzecznego. Stwierdzono, że zastosowanie żywicy do osadzenia wkrętów umożliwiło niemal dwukrotne zwiększenie skuteczności tego zbrojenia, względem sytuacji, gdy kotwy były jedynie wkręcane w przygotowane uprzednio otwory



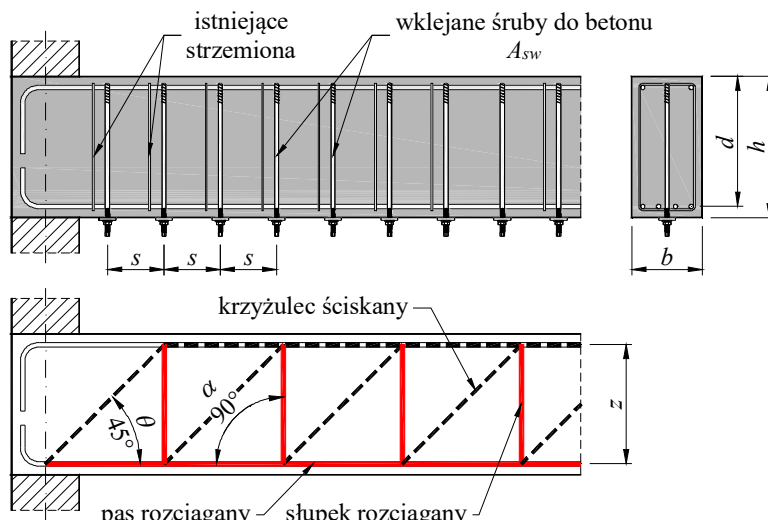
Rys. 48. Morfologia rys w elemencie wzmocnionym na ścinanie za pomocą wkręcanych śrub do betonu

W zależności od wysokości belek i zastosowanego zbrojenia (wkręty RE16 lub RE22) uzyskano wzrost nośności sięgający 90÷140% względem elementów odniesienia, niewzmacnianych na ścinanie. W badaniach rozważano także różną głębokość osadzenia kotew, które sięgały powyżej lub poniżej zbrojenia głównego (głębokość osadzenia 290/260 mm oraz 410/380 mm). Zmniejszenie głębokości zakotwienia było podyktowane przesłankami wykonawczymi, bowiem w praktyce dostęp do elementu z każdej strony może być ograniczony i tym samym niemożliwe może być zainwentaryzowanie zbrojenia na przeciwległej powierzchni. W przypadku natrafienia na zbrojenie wiercenie otworu należy przerwać, skutkiem czego niemożliwe będzie osiągnięcie głębokości umożliwiającej pełne zakotwienie śrub. Stwierdzono, że zmniejszenie głębokości osadzenia wkrętów w elemencie prowadziło do ograniczenia nośności o około 11%.

W relacjonowanych badaniach analizowano również sposób osadzania łączników, tj. kotwienie mechaniczne za pomocą śruby po stronie rozciąganej lub ściskanej. Stwierdzono, że sposób kotwienia śrub nie wpływa w sposób istotny na skuteczność zbrojenia – otrzymano różnicę na poziomie jedynie 3%. Obserwacja ta jest niezwykle istotna bowiem

stanowi przesłankę do osadzenia końców śrub także po stronie rozciąganej, co umożliwia realizację wzmocnienia elementów o schemacie ciągłym także przy jednostronnym dostępie. W pracy Feixa i in. [9] przedstawiono koncepcję obliczeniową, która bazuje na uproszczonym modelu kratownicowym, stanowiącym podstawę projektowania zbrojenia na ścinanie według Eurokodu 2 [N14]. Przeprowadzone badania eksperymentalne wykazały, że niemożliwe jest osiągnięcie w dodatkowym zbrojeniu naprężeń równych granicy plastyczności, co wynikało z formowania się w końcowej fazie badania rys także w strefie zakotwienia wkrętów. Z tego względu w przyjętym modelu obliczeniowym granicę plastyczności f_{ywd} zastąpiono naprężeniami efektywnymi $f_{ywd,ef}$.

Przedstawione podejście miało na celu również ograniczenie dopuszczalnego obciążenia do poziomu, przy którym o nośności nie będzie decydowało zakotwienie śrub. Z tego też względu w przyjętym modelu kratownicowym narzucono odgórnie kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego $\theta = 45^\circ$ (w procedurze PN-EN 1992-1-1 [N14] projektant ma możliwość dowolnego przyjmowania tego kąta z zakresu $26,7^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). Wymóg instalowania kotew prostopadle do zbrojenia głównego ($\alpha = 90^\circ$) warunkuje występowanie słupków pionowych w modelu kratownicowym – patrz rys. 49.



Rys. 49. Model obliczeniowy wzmocnienia za pomocą śrub do betonu

Maksymalna siła poprzeczna wynikająca z nośności ukośnego krzyżulca ściskanego, która jest definiowana zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [N14], przy założeniu $\text{ctg}\theta = \text{tg}\theta = 1,0$

$$V_{Rd,max} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{2}, \quad (93)$$

gdzie:

- b – szerokość elementu,
- z – ramię sił wewnętrznych, równe $0,9d$ lecz nie więcej niż $\max(d - 2 \cdot c_{nom}; d - c_{nom} - 30 \text{ mm})$,
- v_1 – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego, równy $0,75$,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie.

Badania prowadzone na elementach wzmocnionych za pomocą śrub o średnicy nominalnej $\varnothing 16$ wykazały, że nośność na ścinanie nie ulega zmianie wprost proporcjonalnie do liczby zastosowanych kotew. Na podstawie analizy prostej regresji opisującej zależność pomiędzy mechanicznym stopniem zbrojenia poprzecznego a naprężeniami względnymi sformułowano zależność opisującą naprężenia efektywne w zbrojeniu poprzecznym, uwzględniającą wzmiankowane wcześniej ograniczenie związane nośnością zakotwienia śrub

$$f_{ywd,ef} = c_1 \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} + c_2 \frac{1}{\rho_{sw}} v_1 f_{cd} \leq \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}, \quad (94)$$

gdzie:

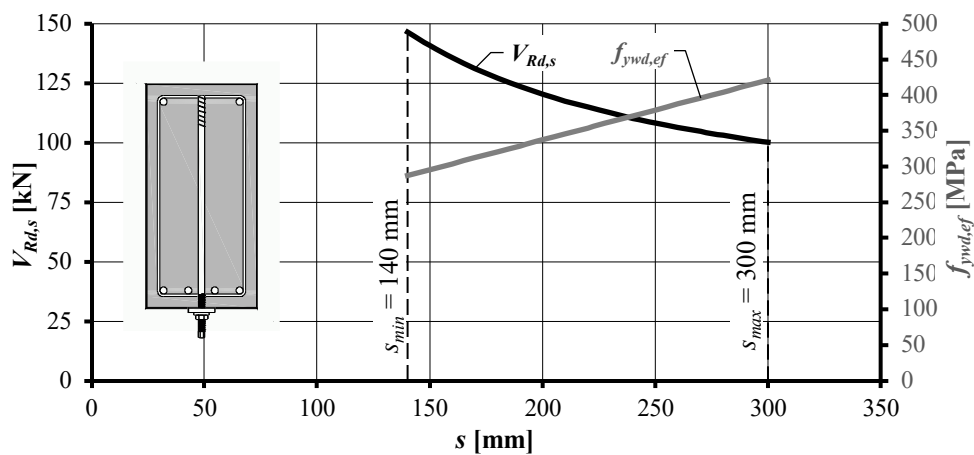
- c_1 – współczynnik efektywności kotwy, zależny od przyjętej średnicy i głębokości osadzenia łącznika (patrz Tablica 12),
- f_{ywk} – charakterystyczna granica plastyczności kotew, równa 500 MPa,
- γ_s – częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do stali, równy 1,15,
- c_2 – współczynnik uwzględniający udział betonu w nośności na ścinanie, zależny od stopnia zbrojenia poprzecznego,
- ρ_{sw} – stopień zbrojenia poprzecznego, równy $A_{sw}/(b \cdot s)$,
- A_{sw} – pole przekroju poprzecznego dodatkowego zbrojenia,
- s – rozstaw kotew,
- b – szerokość elementu,
- v_1 – współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego, równy 0,75,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie.

Tablica 12. Wartości współczynnika c_1 w zależności od średnicy i sposobu osadzenia wkrętów [M2]

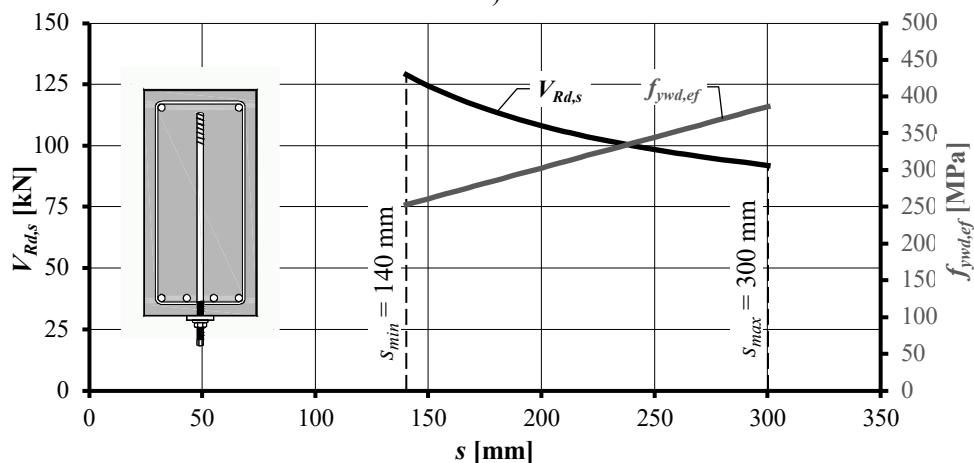
Kotwa	Średnica rdzenia d_k [mm]	Położenie końca kotwy względem zbrojenia podłużnego	Współczynnik efektywności c_1
1	2	3	4
Würth RELAST 22	20,5	powyżej	0,4097
		poniżej	0,2384
Würth RELAST 16	14,8	powyżej	0,3925
		poniżej	0,3130

Efektywne naprężenia w zbrojeniu dodatkowym są liniową funkcją rozstawu wkrętów. Na rysunku 50 pokazano rozkład naprężeń w funkcji rozstawu łączników, określony w przypadku belki o przekroju 250×500 mm, wykonanej z betonu klasy C25/30. Można zauważyć, że w żadnym zakresie dopuszczalnego rozstawu kotew niemożliwe było osiągnięcie w nich naprężeń równych granicy plastyczności. Nośność na ścinanie opisana jest zależnością stanowiącą nieliniową funkcję rozstawu kotew. W zależności od sposobu instalacji wkrętów (powyżej bądź poniżej zbrojenia głównego) zmiana obliczeniowej nośności na ścinanie wynosi od około 8 do 14%, przy czym dwukrotne zmniejszenie rozstawu

wkrętów z 300 do 150 mm nie przekłada się na tożsamy wzrost nośności. Zmiana ta w rozważanym przypadku wynosiła około 35÷40% i wynikała z ograniczenia efektywnych naprężeń w zbrojeniu poprzecznym o około 30%.



a)



b)

Rys. 50. Nośność na ścinanie i efektywne naprężenia w zbrojeniu dodatkowym w zależności od rozstawu i sposobu osadzenia kotew: a) kotwy doprowadzone po poziomie zbrojenia głównego, b) kotwy wprowadzone poniżej zbrojenia głównego

W celu ograniczenia maksymalnej nośności na ścinanie, jaką można osiągnąć za pomocą wklejanych śrub, wprowadzono ograniczenie dotyczące minimalnego ich rozstawu jak również maksymalnego stopnia zbrojenia poprzecznego (patrz Tablica 13). Ze względu na interakcję sąsiednich kotew, odległość pomiędzy nimi nie może być mniejsza od 140 lub 200 mm, zależnie od założonej średnicy.

Tablica 13. Warunki dotyczące rozmieszczenia zbrojenia wzmacniającego element [M2]

Kotwa	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}$	Rozstaw w kierunku podłużnym s_l		Rozstaw w kierunku poprzecznym s_t		Maks. stopień zbrojenia $\rho_{w,max}$
		min.	maks.	min.	maks.	
1	2	3	4	5	6	7
Würth RELAST 22	$\leq 0,3$	200	0,7h lub 300	200	h lub 800	0,83%
	0,3÷0,6		0,5h lub 300		h lub 600	
	$> 0,6$		0,25h lub 200			
Würth RELAST 16	$\leq 0,3$	140	0,7h lub 300	140	h lub 800	0,88%
	0,3÷0,6		0,5h lub 300		h lub 600	
	$> 0,6$		0,25h lub 200			

Autorzy pracy [9] zwracają uwagę na to, iż należy oczekiwać współdziałania istniejącego zbrojenia na ścinanie oraz wklejanych śrub, które w rzeczywistości będą przenosiły głównie siły wynikające z obciążeń, jakie pojawią się po zrealizowaniu wzmocnienia. Ze względu na brak weryfikacji na drodze eksperymentalnej (wszystkie badania prowadzono na elementach wzmocnionych przed obciążeniem) w aprobacie [M2] wskazuje się na konieczność przeniesienia całej obliczeniowej siły poprzecznej za pośrednictwem nowego zbrojenia. Konserwatywnie pomija się w obliczeniach całkowicie udział pierwotnego zbrojenia poprzecznego.

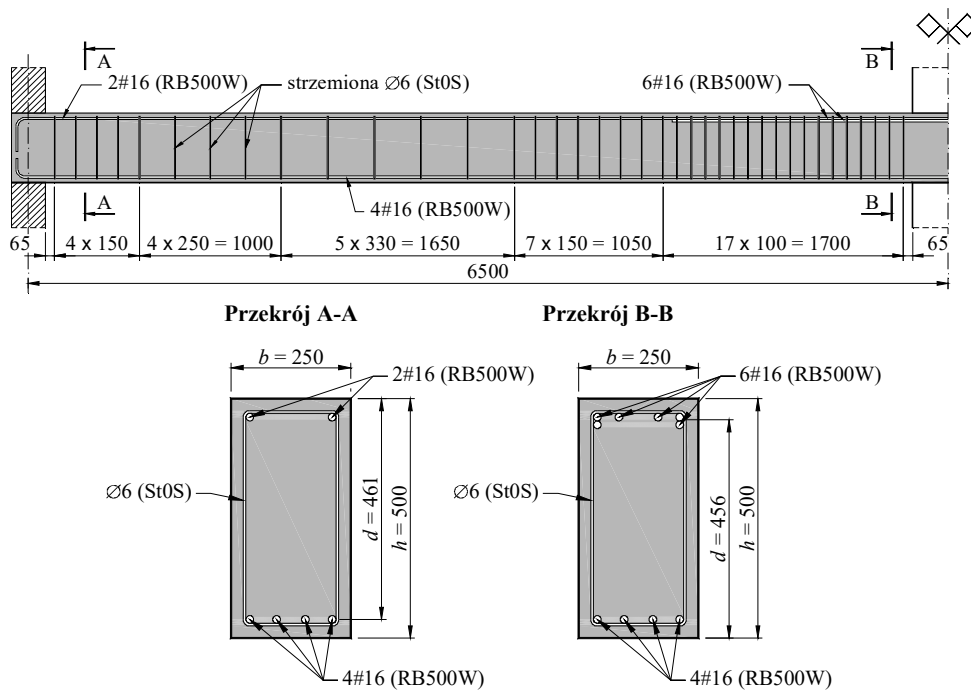
Przykład P10

Wzmocnienie belki na ścinanie za pomocą śrub do betonu

Zbrojenie główne dołem stanowią 4 pręty #16, natomiast nad podporą pośrednią zastosowano 6 prętów #16. Zbrojenie podłużne żebrowane ze stali gatunku RB500W (A-IIIN). Stwierdzono, że zbrojenie na ścinanie stanowią strzemiona dwucięte $\varnothing 6$ ze stali gładkiej gatunku St0S (A-0), w rozstawie 150 i 250 mm w sąsiedztwie podpór skrajnych i zagęszczone do 150 i 100 mm w sąsiedztwie podpory wewnętrznej. Rozmieszczenie zbrojenia pokazano na rys. P10.1.

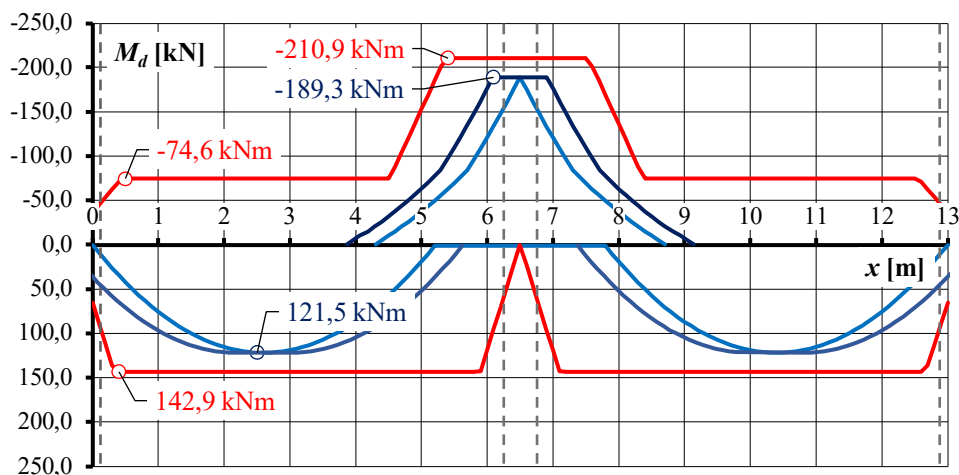
Z dokumentacji powykonawczej wynika, że element zaprojektowano z betonu klasy B30, co odpowiada klasie wytrzymałości na ściskanie C25/30 według PN-EN 1992-1-1 [N14]

Ze względu na planowane zmiany w obciążeniu elementu wykonano obliczenia sprawdzające zgodnie z regułami obowiązującej normy [N14]. Procedura ta dotyczy elementów, których zbrojenie wykonano ze stali o charakterystycznej granicy plastyczności $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa. W rozważanym przypadku warunek ten nie jest spełniony, jednak model kratownicowy i zasady służące określaniu nośności na ścinanie w elementach ze zbrojeniem poprzecznym są analogiczne do przyjętych w dotychczasowej polskiej normie [N7], która dopuszczała stosowanie stali klas od A-0 do A-IIIN. Wobec powyższego zdecydowano się wykonać obliczenia według [N14], aby zachować spójność z regułami aprobaty technicznej [M2].



Rys. P10.1. Zbrojenie rozważanej belki żelbetowej

Obliczenia sprawdzające wykazały, że zastosowane zbrojenie podłużne jest wystarczające – także przy założeniu dodatkowej siły ΔF_{td} , jaka pojawi się po ukośnym zarysowaniu. Na rysunku P10.2 pokazano obwiednię nośności na zginanie (linia czerwona) na tle momentów zginających (wpływ dodatkowej siły podłużnej w zbrojeniu uwzględniono korzystając z metody przybliżonej, poprzez rozsuniecie obwiedni momentów zginających o odcinek $a_l = 0,5z \cdot \text{ctg}\theta$)



Rys. P10.2. Obwiednia momentów zginających na tle nośności belki na zginanie z uwzględnieniem reguły rozsunęcia obwiedni z uwagi na ukośne zarysowanie

Określono również nośność na ścinanie, charakteryzującą strefy podporowe rozważanej belki. Poniżej przedstawiono szczegółowe wyniki obliczeń

Analiza ścinania w sąsiedztwie podpory zewnętrznej

Miarodajna do sprawdzenia warunku stanu granicznego nośności jest siła tnąca w odległości d od krawędzi podpory, która wynosi $V_{Ed} = 72,6$ kN. Nośność elementu niezbrojonego na ścinanie jest równa

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} bd = \\ &= \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,659 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0070 \cdot 25} \cdot 250 \cdot 461 \cdot 10^{-3} = 63,7 \text{ kN} > V_{Rd,min} , \end{aligned}$$

gdzie:

- minimalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} bd = 0,035 \sqrt{(1,659)^3 25} \cdot 250 \cdot 461 \cdot 10^{-3} = 43,1 \text{ kN} ,$$

- stopień zbrojenia podłużnego (do podpory doprowadzono 4#16)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{4 \cdot 201}{250 \cdot 461} = 0,0070 ,$$

- współczynnik skali

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{461}} \\ 2,0 \end{array} \right\} = 1,659 .$$

Nośność na ścinanie wynikająca z udziału strzemion wynosi

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} z \cdot \text{ctg} \theta = \frac{2 \cdot 28 \cdot 190}{200} \cdot 0,9 \cdot 461 \cdot 2,0 \cdot 10^{-3} = 44,1 \text{ kN} < V_{Ed} .$$

Analiza ścinania w sąsiedztwie podpory wewnętrznej

Miarodajna do sprawdzenia warunku stanu granicznego nośności jest siła tnąca w odległości d od krawędzi podpory, która wynosi $V_{Ed} = 120,3$ kN. Nośność elementu niezbrojonego na ścinanie jest równa

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} bd = \\ &= \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,662 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0106 \cdot 25} \cdot 250 \cdot 456 \cdot 10^{-3} = 72,6 \text{ kN} > V_{Rd,min} , \end{aligned}$$

gdzie:

- minimalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} bd = 0,035 \sqrt{(1,662)^3 25} \cdot 250 \cdot 456 \cdot 10^{-3} = 42,8 \text{ kN} ,$$

- stopień zbrojenia podłużnego (nad podporą zastosowano 4#16)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{6 \cdot 201}{250 \cdot 456} = 0,0106,$$

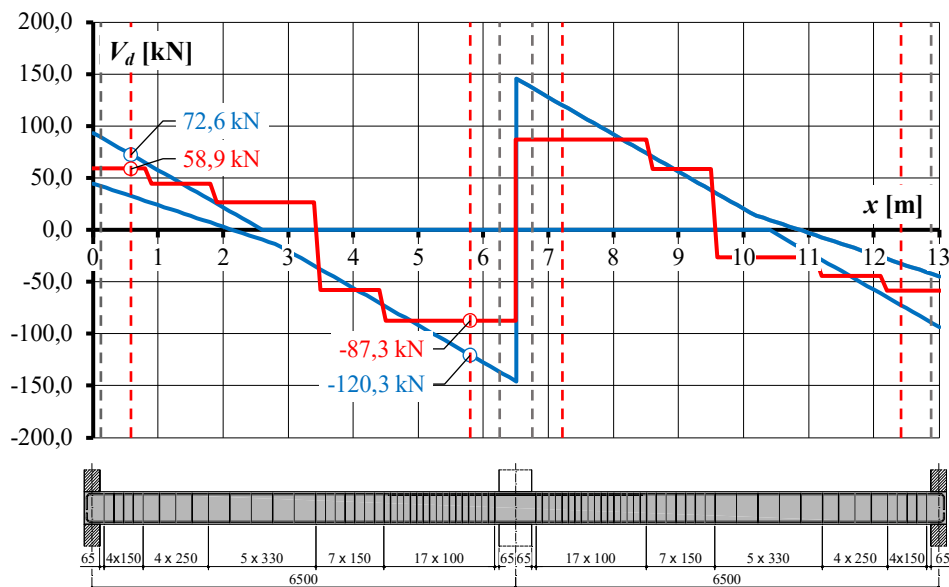
- współczynnik skali

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{456}} \\ 2,0 \end{array} \right\} = 1,662.$$

Nośność na ścinanie wynikająca z udziału strzemion wynosi

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} z \cdot \operatorname{ctg} \theta = \frac{2 \cdot 28 \cdot 190}{100} \cdot 0,9 \cdot 456 \cdot 2,0 \cdot 10^{-3} = 87,3 \text{ kN} < V_{Ed}.$$

Obliczenia sprawdzające wykazały, że w rozważanym elemencie niezbędne jest zastosowanie zbrojenia na ścinanie w sąsiedztwie obu stref podporowych ($V_{Ed} > V_{Rd,e}$). Jednocześnie wbudowane zbrojenie jest niewystarczające, aby bezpiecznie przenieść siły poprzeczne, jakie będą występowały w elemencie – nośności wynikające z udziału strzemion $V_{Rd,s}$ okazały się mniejsza aniżeli odpowiednie siły tnące V_{Ed} – nawet przy założeniu nachylenia krzyżulca ściskanego $\operatorname{ctg} \theta = 2,0$. Na rysunku P10.3 pokazano obwiednię nośności zbrojenia poprzecznego (linia czerwona) na tle wykresu sił poprzecznych. Stwierdzono deficyty nośności w strefach o długości około 1,0 m, licząc od krawędzi obu podpór.



Rys. P10.3. Obwiednia nośności zbrojenia poprzecznego na tle sił tnących wynikających z obciążenia belki

Wobec stwierdzonych deficytów nośności, podjęto decyzję o wzmocnieniu belki za pośrednictwem wklejanych wkretów do betonu. Dodatkowe zbrojenie zaprojektowano zgodnie z regułami przedstawionymi w aprobacie technicznej [M2]. Przy określaniu rozstawu wkretów należy kierować się rozmieszczeniem istniejących strzemion. Z tego względu założono rozstaw śrub $s = 300$ mm w sąsiedztwie podpory zewnętrznej (podwojony rozstaw strzemion) oraz $s = 200$ mm w sąsiedztwie podpory wewnętrznej (podwojony rozstaw strzemion). Jednocześnie przyjęte rozstawy spełniają warunki związane z minimalną i maksymalną odległością pomiędzy kotwami [$s_{min} = 140$ mm, $s_{max} = \min(0,7h = 350 ; 300) = 300$ mm]. Głębokość otworów zostanie dobrana w taki sposób, by końce wkretów osiągały górną krawędź zbrojenia górnego ($h_{ef} = 475$ mm). Uwzględniając sposób instalacji zbrojenia dodatkowego, do dalszych obliczeń przyjęto współczynniki $c_1 = 0,3925$ oraz $c_2 = 0,046$. Wzmocnienie zostanie wykonane przy użyciu samogwintujących wkretów RELAST 16 o nominalnej średnicy rdzenia $d_k = 14,8$ mm ($A_{sw} = 172$ mm²), wykonanych ze stali o charakterystycznej granicy plastyczności $f_{ywk} = 500$ MPa

Zgodnie z zaleceniami [M2] cała siła poprzeczna musi zostać przeniesiona poprzez zainstalowane kotwy. Określamy nośność stref podporowych po wzmocnieniu.

Strefa w sąsiedztwie podpory zewnętrznej

Wkrety w rozstawie 300 mm

- stopień zbrojenia poprzecznego

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{172}{300 \cdot 250} = 0,0023,$$

- efektywne naprężenia w zbrojeniu poprzecznym

$$\begin{aligned} f_{ywd,ef} &= c_1 \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} + c_2 \frac{1}{\rho_{sw}} v_1 f_{cd} = 0,3925 \frac{500}{1,15} + 0,046 \frac{1}{0,0023} \cdot 0,75 \cdot 17,86 = \\ &= 439,2 \text{ MPa} > \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} . \end{aligned}$$

Po wzmocnieniu nośność na ścinanie będzie wynosiła

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd,ef} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta = \\ &= \frac{172}{300} \cdot 434,8 \cdot 0,9 \cdot 461 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} = 103,4 \text{ MPa} > V_{Ed} = 72,6 \text{ kN} . \end{aligned}$$

Strefa w sąsiedztwie podpory wewnętrznej

Wkrety w rozstawie 300 mm

- stopień zbrojenia poprzecznego

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{172}{300 \cdot 250} = 0,0023,$$

- efektywne naprężenia w zbrojeniu poprzecznym

$$f_{ywd,ef} = c_1 \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} + c_2 \frac{1}{\rho_{sw}} v_1 f_{cd} = 0,3925 \frac{500}{1,15} + 0,046 \frac{1}{0,0023} \cdot 0,75 \cdot 17,86 =$$

$$= 439,2 \text{ MPa} > \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} .$$

Po wzmocnieniu nośność na ścinanie będzie wynosiła

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd,ef} \cdot z \cdot \text{ctg} \theta =$$

$$= \frac{172}{300} \cdot 434,8 \cdot 0,9 \cdot 456 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} = 102,3 \text{ MPa} > V_{Ed} = 99,0 \text{ kN} .$$

Wkręty w rozstawie 200 mm

- stopień zbrojenia poprzecznego

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{172}{200 \cdot 250} = 0,0034 ,$$

- efektywne naprężenia w zbrojeniu poprzecznym

$$f_{ywd,ef} = c_1 \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} + c_2 \frac{1}{\rho_{sw}} v_1 f_{cd} = 0,3925 \frac{500}{1,15} + 0,046 \frac{1}{0,0034} \cdot 0,75 \cdot 17,86 =$$

$$= 349,7 \text{ MPa} > \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} .$$

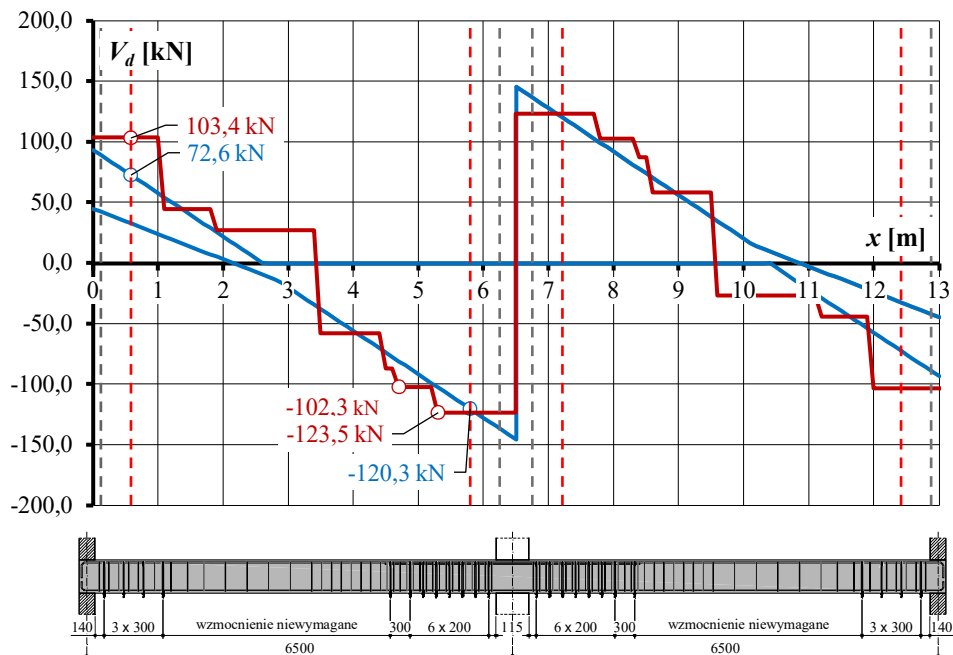
Po wzmocnieniu nośność na ścinanie będzie wynosiła

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd,ef} \cdot z \cdot \text{ctg} \theta =$$

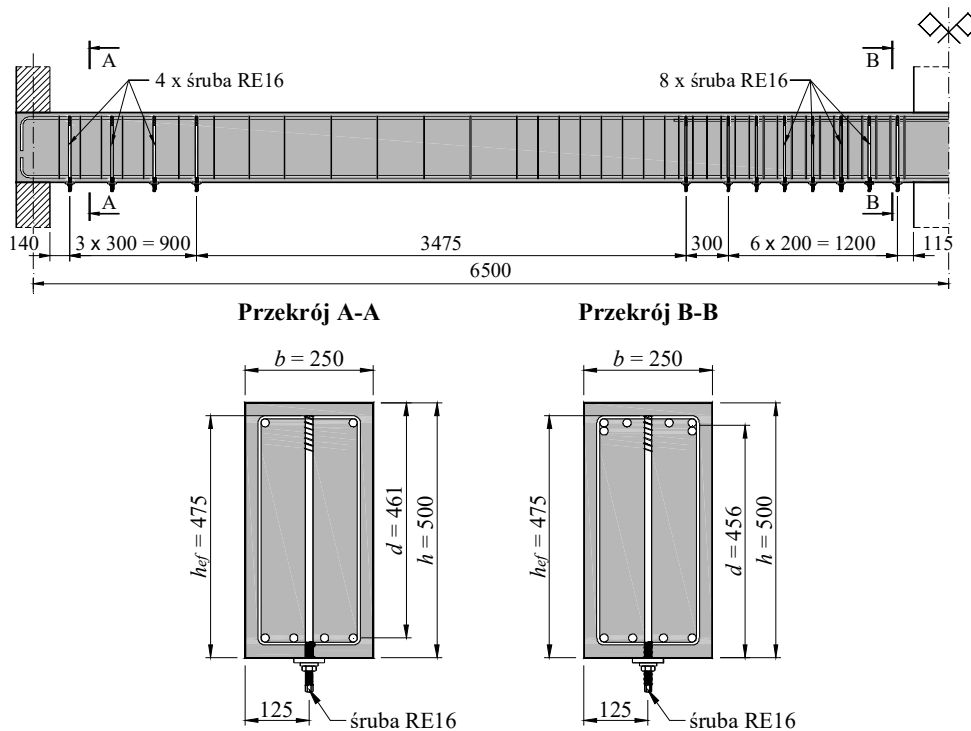
$$= \frac{172}{200} \cdot 349,7 \cdot 0,9 \cdot 456 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} = 123,5 \text{ MPa} > V_{Ed} = 120,3 \text{ kN} .$$

Na rysunku P10.4 pokazano obwiednię nośności na ścinanie po wzmocnieniu (linia bordowa) na tle wykresu sił poprzecznych. Rozmieszczenie zbrojenia dodatkowego jest odpowiednie i pozwoli skompensować deficyty nośności występujące wcześniej w sąsiedztwie podpór. W pozostałych częściach belki (strefy przęsłowe) istniejące zbrojenie jest wystarczające i nie ma potrzeby wzmacniania tych obszarów.

Szczegóły zaprojektowanego wzmocnienia pokazano na rys. P10.5. Przyjęte rozwiązanie nie wymusza zmiany kształtu belki a jego realizacja wymaga dostępu jedynie od dolnej powierzchni. W celu zapewnienia odporności ogniowej elementu, konieczne jest zabezpieczenie elementów zakotwienia śrub od spodu belki.



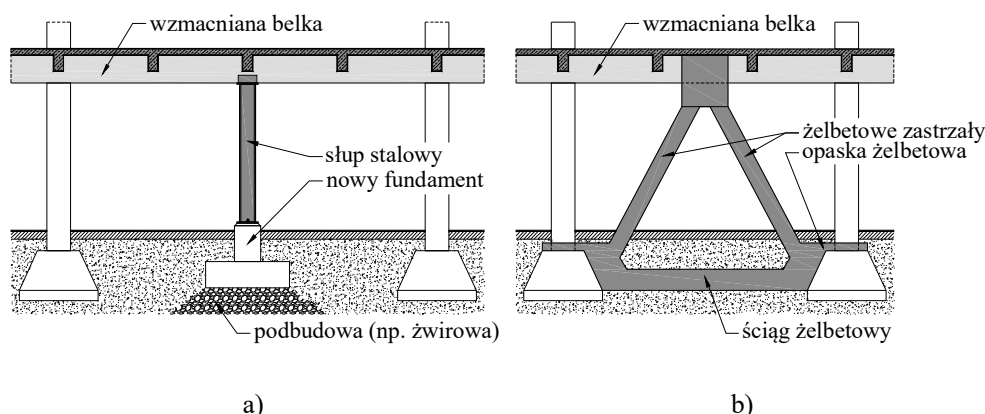
Rys. P10.4. Obieдна nośności na ścinanie belki wzmocnionej za pomocą śrub



Rys. P10.5. Schemat wzmocnienia rozważanej belki żelbetowej za pomocą śrub do betonu

5.3 Wzmacnianie poprzez zmianę schematu statycznego

Jednym z bardziej efektywnych sposobów wzmacniania jest zmiana schematu statycznego polegająca na wprowadzeniu dodatkowych podpór w formie słupów stalowych, żelbetowych lub murowanych filarów (rys. 51a). Jeżeli względy użytkowe nie pozwalają na wprowadzenie słupa, wówczas można zastosować żelbetowe lub stalowe zastrzały wsparte na istniejących fundamentach lub konstrukcji stropu niższej kondygnacji (rys. 51b). W celu przeniesienia dodatkowych sił poziomym pojawiających się wskutek rozporu, konieczne może być zastosowanie elementów pełniących funkcję ściągów.



Rys. 51. Przykłady wzmocnienia belek za pomocą podpór sztywnych: a) poprzez wprowadzenie dodatkowego słupa, b) poprzez zastosowanie żelbetowych zastrzałów

Powyższe działania niosą ze sobą szereg korzyści, do których zaliczyć należy ograniczenie ugięć elementów konstrukcyjnych i przede wszystkim możliwość zwiększenia ich nośności – nawet o ponad 100%. Dodatkowe słupy wymagają z reguły wykonania odrębnego fundamentu. W takim przypadku kluczowe jest właściwe przygotowanie podłoża (stabilizacja, zagęszczenie przez miejscowe przeciążenie, mikropale), aby charakteryzowało się jak najmniejszym osiadaniami, które będzie prowadziło do obniżenia skuteczności wzmocnienia. Jednym z rozwiązań pozwalających na zapewnienie ścisłego dolegania nowego elementu do istniejącej konstrukcji może być na przykład iniekcja ciśnieniowa przy użyciu geopolimerów, które wtryskuje się do elastycznego i rozszerzającego się rękawa przez niewielki otwór o średnicy 30÷50 mm [M4]. Materiał ten, zwiększając swoją objętość, powoduje zagęszczanie otaczającego gruntu a także wypieranie elementów konstrukcyjnych – patrz rys. 52.



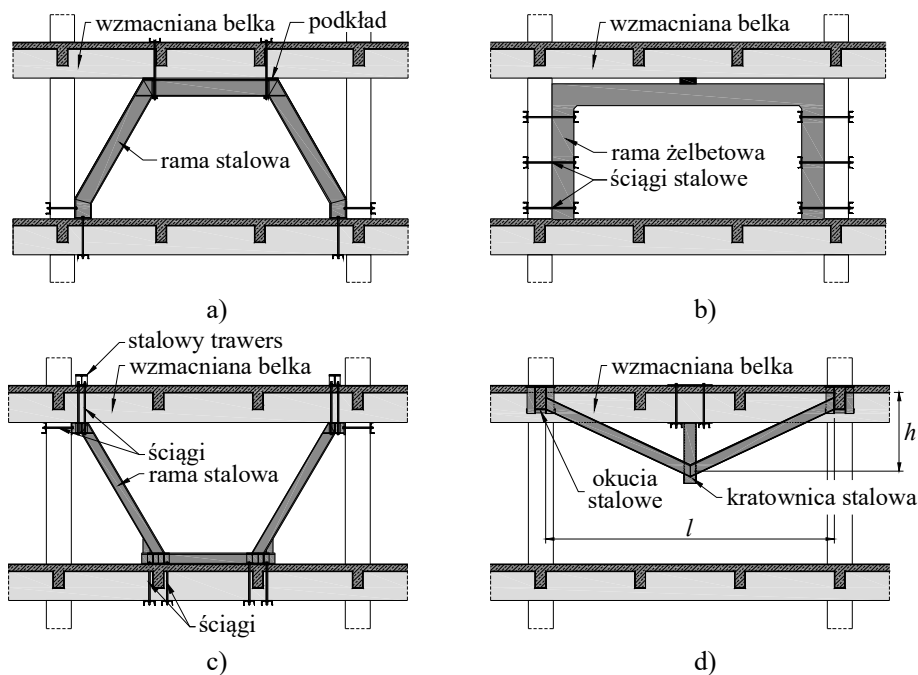
Rys. 52. Schemat wzmocnienia podłoża za pomocą iniekcji geopolimerowej (materiały [M4])

Stosując wymienione wcześniej metody uzyskuje się podparcie, które można traktować jako sztywne. Należy pamiętać, że wprowadzenie dodatkowych podpór zmienia pierwotne siły wewnątrz – momenty zginające i siły tnące. Ponieważ wzmocnienie realizowane jest zazwyczaj przy częściowym obciążeniu, całkowite siły przekrojowe uzyskuje się stosując superpozycję sił występujących na etapie wzmocnienia konstrukcji (gdy uwzględnia się pierwotny schemat statyczny) i sił wynikających z obciążeń, jakie pojawią się już po wzmocnieniu (wówczas uwzględnia się docelowy schemat statyczny). Z tego względu obliczenia należy wykonać w kilku etapach. Na początku sporządza się obwiednię momentów zginających i sił poprzecznych wynikających z obciążeń działających na etapie wzmocnienia konstrukcji, uwzględniając pierwotny schemat statyczny. Następnie przygotowuje się wykresy sił odpowiadające zwiększonym (dodatkowym) obciążeniom, działającym na konstrukcję o nowym schemacie statycznym. Wykresy sił wewnętrznych występujących we wzmocnionej konstrukcji od obciążeń pierwotnych i dodatkowych uzyskuje się poprzez sumowanie w kolejnych przekrojach na długości belki odpowiednich wartości sił wewnętrznych wynikających z wymienionych wcześniej schematów. Zagadnienie to zostało zilustrowane w przykładzie obliczeniowym P11, zamieszczonym na końcu rozdziału.

Należy dążyć do sytuacji, w której po wzmocnieniu nie nastąpi zmiana znaku momentu zginającego względem sytuacji wyjściowej, co należy rozważyć szczególnie dokładnie w miejscu wprowadzenia nowej podpory. Jeżeli jest ona sytuowana w połowie rozpiętości przęsła, wówczas nośność na zginanie mogłaby się okazać niewystarczająca z uwagi na nieznaczne zbrojenie górne, które w schemacie pierwotnym wynikało z warunków konstrukcyjnych. Dodatkowo zmiana schematu statycznego nie powinna prowadzić do wzrostu momentów zginających. Uwzględnienie powyższych zaleceń pozwoli uniknąć konieczności wzmocnienia polegającego np. na uzupełnieniu zbrojenia pierwotnego. Niekiedy, w celu uzyskania pożądanego wykresu sił wewnętrznych trzeba stosować specjalne zabiegi technologiczne jak na przykład dociążanie wybranych stref na etapie realizacji wzmocnienia. Problematyczne może być zachowanie odpowiedniej nośności na ścinanie w sąsiedztwie nowej podpory, gdzie wcześniej siły tnące były niewielkie. Sytuacja taka będzie miała miejsce na przykład wtedy, gdy podpora wprowadza jest w połowie długości

istniejącego przęsła, gdzie wcześniej siły poprzeczne były bliskie zera i wystarczające było zbrojenie konstrukcyjne. Przy odpowiednio intensywnym zbrojeniu podłużnym może się okazać, że siły tnące po zmianie schematu statycznego nie będą przewyższały nośności na ścinanie $V_{Rd,c}$ – wówczas dodatkowe zbrojenie nie będzie potrzebne. W innym przypadku konieczne może być wzmocnienie na ścinanie z wykorzystaniem jednej z metod opisanych bardziej szczegółowo w rozdz. 5.2.

Innym rodzajem wzmocniania polegającym na zmianie schematu statycznego jest stosowanie konstrukcji wsporczych takich jak ramy, kratownice czy wieszary, przejmujących część obciążenia z istniejącej konstrukcji – proporcjonalnie do relacji między sztywnością elementu wzmocnianego i konstrukcji wsporczej. Warunkiem stosowania tego rodzaju wzmocnień jest możliwość dociążenia istniejących elementów konstrukcyjnych – słupów i fundamentów. Przy projektowaniu wzmocnień w formie ram, belek lub kratownic należy pozostawić wolną przestrzeń (kilkadziesiąt centymetrów) pomiędzy elementem wzmocnianym a podporą. Przestrzeń tę podbija się następnie betonem o właściwościach ekspansywnych lub klinami, w celu zapewnienia ścisłego dolegania do istniejącej konstrukcji. Skuteczność wzmocnienia będzie wymagała odciążenia konstrukcji lub nawet jej wyparcia przy użyciu dźwigników hydraulicznych. Tego rodzaju podpory traktuje się w obliczeniach jako sprężyste. Ugięcie od dodatkowego obciążenia, które wystąpi po zrealizowaniu wzmocnienia, będzie jednakowe natomiast rozdział tego obciążenia będzie proporcjonalny do sztywności obu elementów. Na rysunku 53 pokazano przykłady wzmocnienia belek za pomocą dodatkowych elementów konstrukcyjnych.



Rys. 53. Przykłady wzmocnienia belek za pomocą podpór traktowanych jako sprężyste: a) za pomocą dodatkowej ramy stalowej, b) za pomocą dodatkowej ramy żelbetowej, c) poprzez stalową konstrukcję podwieszającą, d) za pomocą stalowej kratownicy wsporczej

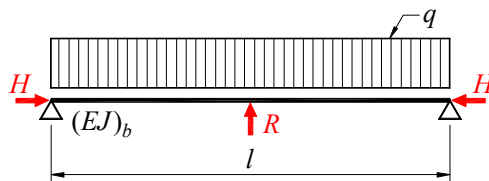
Przy projektowaniu wzmocnienia w formie podpór sprężystych stosuje się następujący tok postępowania:

- określenie sił wewnętrznych od obciążeń na etapie wzmocniania przy założeniu pierwotnego schematu statycznego,
- określenie sztywności konstrukcji istniejącej i wzmocniającej,
- wyznaczenie reakcji podpory sprężystej i przyłożenie jej w miejscu połączenia elementu z konstrukcją wsporczą,
- ustalenie sił wewnętrznych wywołanych łącznym działaniem dodatkowego obciążenia i reakcji z konstrukcji wsporczej (siły odciążającej konstrukcję).

Reakcje podpory sprężystej, wynikające ze współpracy z istniejącą konstrukcją definiuje się następująco (patrz też rys. 54)

$$R = 0,625 ql^3 \frac{\delta_1}{\delta_2} \quad (95)$$

$$H = R \cdot \delta_3 \quad (96)$$



Rys. 54. Reakcje wynikające ze współdziałania podpory sprężystej

Współczynniki δ_1 , δ_2 i δ_3 , przyjmuje się zależnie od schematu statycznego wzmocnienia zgodnie z Tablicą 14. W przedstawionych wzorach stosowane są następujące oznaczenia:

- $(EJ)_b$ – sztywność przekroju belki wzmocnianej,
- $(EJ)_{sb}$ – sztywność przekroju rygla/belki wzmocniającej,
- $(EJ)_{sc}$ – sztywność przekroju słupa wzmocnienia,
- E_s – moduł sprężystości podłużnej stali kształtowej,
- A_h – pole przekroju pasów kratownicy,
- A_v – pole przekroju słupków kratownicy,
- A_d – pole przekroju prętów ukośnych kratownicy.

Więcej rozwiązań a także przykłady obliczeniowe zainteresowany Czytelnik znaleźć może w monografii [22].

Pomocne przy doborze konstrukcji wsporczej pomocne może być oszacowanie reakcji, jaką należy wygenerować za pomocą podpory sprężystej w celu obniżenia momentu zginającego w rozważanym przekroju o wartość ΔM . W przypadku, gdy podparcie następuje w środku rozpiętości przęsła, wymaganą reakcję określa się następująco

$$R = \psi \frac{\Delta M}{l} \quad (97)$$

gdzie:

ΔM – wymagana zmiana (obniżenie) momentu zginającego,

l – rozpiętość wzmocnianego elementu,

ψ – współczynnik zależny od schematu statycznego wzmocnianej belki i rozważanego przekroju na jej długości – patrz Tablica 15.

Tablica 14. Współczynniki do określania reakcji podpór sprężystych według [22]

Schemat wzmocnienia	Wzory do obliczania wielkości pomocniczych
1	2
	$\delta_1 = (EJ)_{sb}$ $\delta_2 = [(EJ)_b + (EJ)_{sb}] l^2$ $\delta_3 = 0$
	$k = \frac{(EJ)_{sb} h}{(EJ)_{sc} l}$ $\delta_1 = (2k + 3) \cdot (EJ)_{sb}$ $\delta_2 = [(2k + 0,75) \cdot (EJ)_b + (2k + 3) \cdot (EJ)_{sb}] l^2$ $\delta_3 = 0$
	$\delta_1 = \sin \alpha \cdot \sin 2\alpha \cdot E_s A_d A_h$ $\delta_2 = 24(EJ)_b \cdot (A_d + \cos^3 \alpha \cdot A_h) + \sin \alpha \cdot \sin 2\alpha \cdot E_s A_d A_h \cdot l^2$ $\delta_3 = 0$
	$\delta_1 = \sin \alpha \cdot \sin 2\alpha \cdot E_s A_d A_h A_v$ $\delta_2 = 24(EJ)_b \cdot (A_d A_v + \cos^3 \alpha \cdot A_h A_v + 2 \sin^2 \alpha A_d A_h)$ $+ \sin \alpha \cdot \sin 2\alpha \cdot E_s A_d A_h A_v \cdot l^2$ $\delta_3 = 0$
	$\delta_1 = \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \cdot E_s A_d A_v$ $\delta_2 = 12(EJ)_b \cdot (2A_d \sin^3 \alpha + A_v) + \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \cdot E_s A_d A_v \cdot l^2$ $\delta_3 = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$

Tablica 15. Wartości współczynnika ψ do określania reakcji podpory sprężystej R wymaganej w celu obniżenia momentu zginającego o wartość ΔM

Schemat statyczny		Moment ΔM w przekroju przęsłowym	Moment ΔM w przekroju podporowym
1		2	3
Belka wolnopodparta		4	–
Belka ciągła	podpora w przęśle skrajnym	5	10
	podpora w przęśle wewnętrznym	5,9	12,5

Sztywność podparcia, które zapewnia wolnopodparta belka o rozpiętości l połączona ze wzmocnianym elementem w środku jego rozpiętości, można natomiast wyrazić

$$k = 48 \frac{EJ}{l^3} \quad (98)$$

gdzie:

EJ – sztywność belki podpierającej element,

l – rozpiętość belki wsporczej.

Jeżeli jako wzmocnienie stosuje się stalową kratownicę połączoną z elementem w środku rozpiętości (patrz rys. 53d), wówczas sztywność podparcia można określić rozważając jej ugięcie odpowiadające reakcji sprężystej R . W pracy [22] zamieszczono przybliżone wzory opisujące ugięcia kratownic wsporczych, uzyskane przy założeniu, że przemieszczenia wzmocnianej belki i konstrukcji wsporczej są jednakowe. Dokonując stosownych przekształceń można określić zastępczą sztywność podpory, która zależna będzie od relacji pomiędzy wysokością h i rozpiętością kratownicy wsporczej l a także sztywności pasów rozciąganych $E_s A$. Wielkość ta dana jest następująco

$$k = \alpha \frac{E_s A}{l} \quad (99)$$

gdzie:

α – współczynnik zależny od kształtu kratownicy, określony w Tablicy 16,

E_s – moduł sprężystości podłużnej stali kształtowej,

A – pole przekroju poprzecznego pasów rozciąganych,

l – rozpiętość kratownicy.

Tablica 16. Współczynniki do określania zastępczej sztywności stalowych kratownic wsporczych

Współczynnik kształtu h/l	0,125	0,100	0,067	0,050
1	2	3	4	5
Współczynnik α	0,118	0,080	0,036	0,020

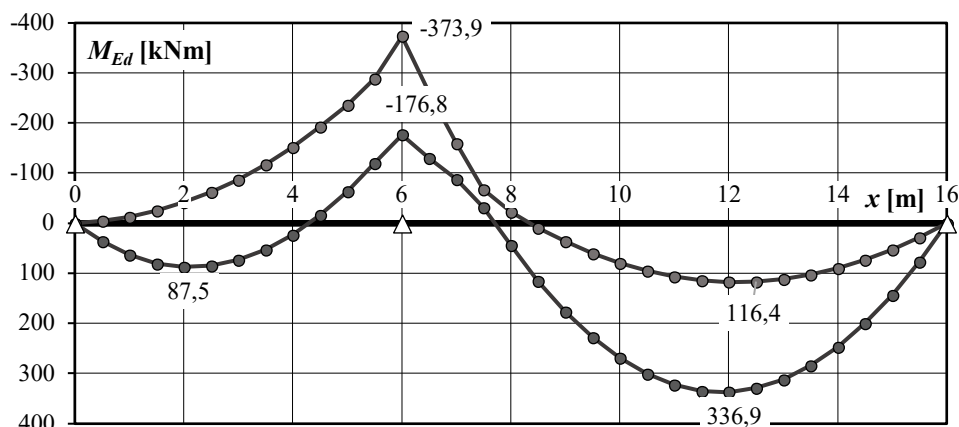
Przykład P11

Wzmocnienie belki poprzez wprowadzenie dodatkowej podpory sztywnej

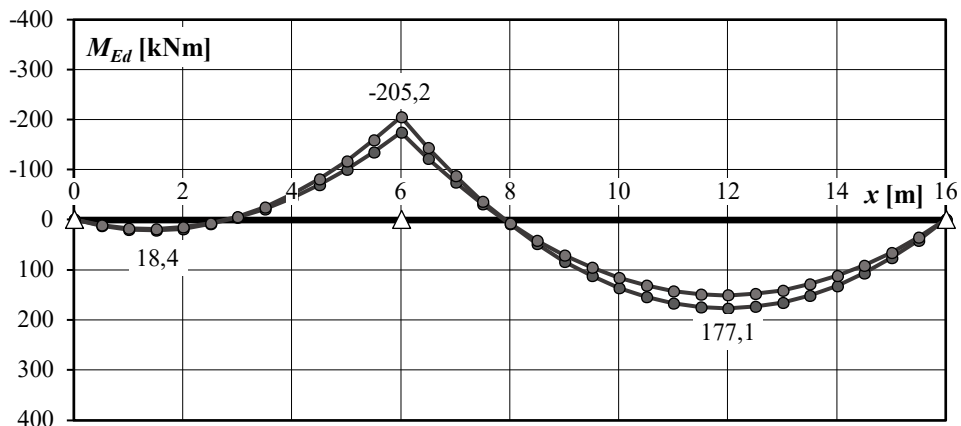
Rozważa się belkę dwuprzęsłową, której przęsła mają rozpiętość 6,0 i 10,0 m. W stanie istniejącym na element działa obciążenie stałe (łącznie z ciężarem własnym konstrukcji) o wartości $g_k = 16,0$ kN/m i obciążenie użytkowe o wartości $q_k = 14,0$ kN/m. Ze względu na planowaną zmianę przeznaczenia obiektu przewiduje się wzrost obciążenia użytkowego do wartości $q_k = 26,0$ kN/m (wzrost o 86%). Biorąc pod uwagę znaczny wzrost obciążeń postanowiono dokonać zmiany schematu statycznego polegającej na zastosowaniu dodatkowej podpory sztywnej w dłuższym z przęseł. Podporę „C” wprowadzono w odległości 4,0 m od istniejącej podpory wewnętrznej, dzieląc przęsło na dwa odcinki o rozpiętościach 4,0 i 6,0 m.

Na kolejnych rysunkach pokazano wykresy sił wewnętrznych odpowiadającym rozpatrywanym sytuacjom obliczeniowym:

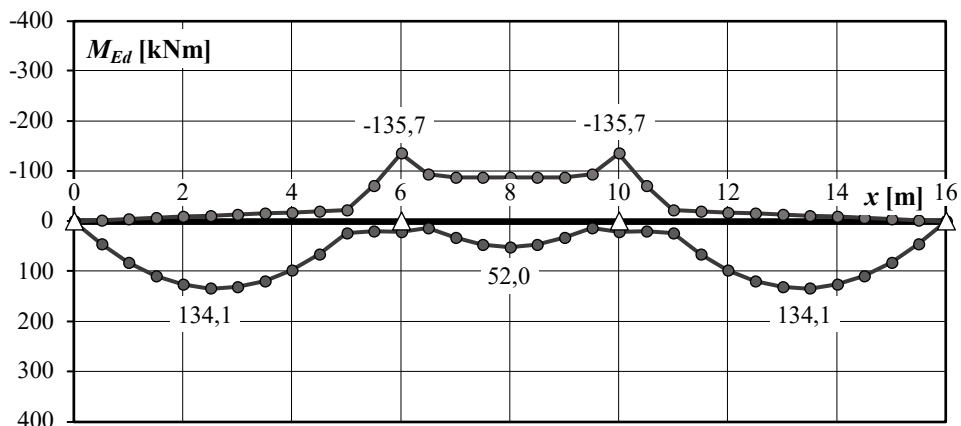
- rysunek P11.1 – obwiednia momentów zginających od obciążeń obliczeniowych w stanie istniejącym, sytuacja przed zmianą schematu statycznego,
- rysunek P11.2 – obwiednia momentów zginających od obliczeniowych obciążeń stałych, sytuacja przed zmianą schematu statycznego,
- rysunek P11.3 – obwiednia momentów zginających od obliczeniowych obciążeń zmiennych, sytuacja po zmianie schematu statycznego,
- rysunek P11.4 – obwiednia momentów zginających od całkowitych obciążeń obliczeniowych, sytuacja po zmianie schematu statycznego.



Rys. P11.1. Obwiednia momentów zginających od obciążeń całkowitych w stanie istniejącym



Rys. P11.2. Obwiednia momentów zginających od obciążeń stałych w stanie istniejących

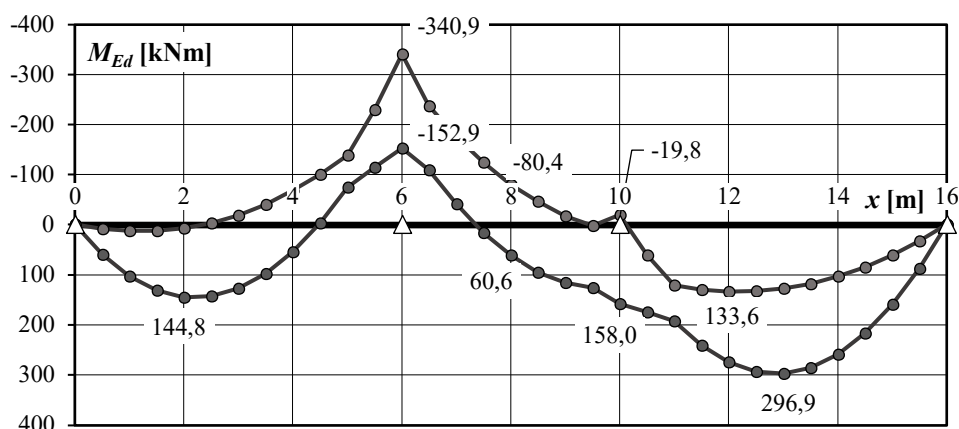


Rys. P11.3. Obwiednia momentów zginających od obciążeń zmiennych po wprowadzeniu podpory

W celu ustalenia sił wewnętrznych, jakie będą występowały po zmianie schematu statycznego i wprowadzeniu dodatkowej podpory, konieczne jest przeanalizowanie dwóch sytuacji:

- momentów zginających wywołanych obciążeniami stałymi, które nie zostaną zmniejszone na etapie realizacji wzmocnienia – zakłada się początkowy schemat statyczny (belkę dwuprzęsłową)
- momentów zginających wywołanych obciążeniami zmiennymi, jakie pojawią się po wprowadzeniu podpory – zakłada się docelowy schemat statyczny (belkę trójprzęsłową).

Przystępując do sporządzania obwiedni, należy zsumować odpowiednie wartości momentów zginających w przekrojach na długości elementu, wynikające z pracy elementów w sytuacji „1” i „2”. Powstały w ten sposób wykres pokazano na rys. P11.4. Siły wewnętrzne wybranych przekrojach charakterystycznych zestawiono w Tabelicy P11.1.



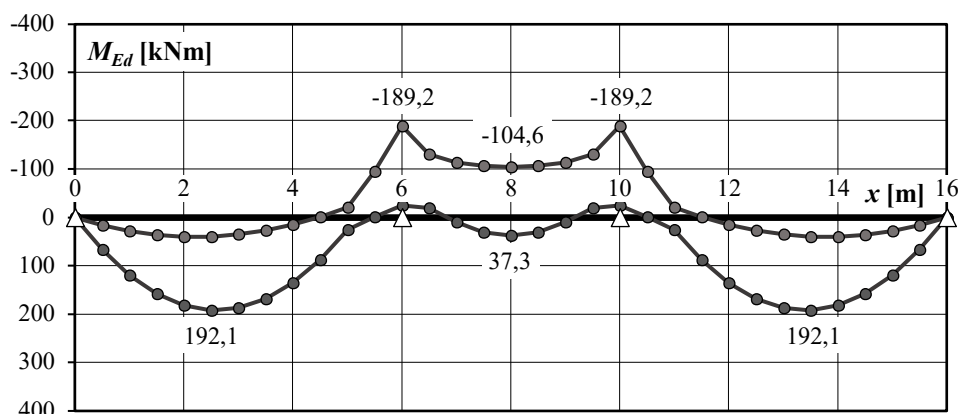
Rys. P11.4. Obwiednia momentów zginających od obciążeń całkowitych po wprowadzeniu podpory

Tablica P11.1. Porównanie maksymalnych momentów zginających przed i po wprowadzaniu podpory

Przekrój	Podpora A	Przęsło 1	Podpora B	Przęsło 2	Podpora C	Przęsło 3	Podpora D
1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	0	2,0/2,5	6	8	10	12,0/13,0	16
$M_{Ed,0}$ [kNm]	0	87,5	-373,9	-22,0 44,1	269,2	311,7	0
$M_{Ed,n}$ [kNm]	0	144,8	-340,9	-80,4 60,6	-19,8 158,0	296,9	0
ΔM_{Ed} [kNm]	–	+65,5%	-8,8%	+265,5% +37,4%	-41,3%	-4,7%	–

Przyjmując, że belka była odpowiednio zbrojona z uwagi na siły wewnętrzne występujące przy pierwotnym schemacie statycznym i układzie obciążeń, można stwierdzić, że wprowadzenie dodatkowej podpory umożliwi zwiększenie obciążeń do zakładanego poziomu. Wyjątek stanowi przekrój w odległości $x = 10,0$ m. Wskutek usytuowania podpory w tym miejscu, przy pewnym układzie obciążenia zmiennego, może wystąpić moment powodujący rozciąganie włókien górnych. Zbrojenie główne belki było dostosowane do przebiegu momentów zginających w schemacie początkowym i w przekroju tym zostało umieszczone w dolnej części elementu. Ponieważ wartość momentu zginającego jest stosunkowo niewielka ($M_{Ed,n} = 19,8$ kNm) wystarczające może okazać się zbrojenie konstrukcyjne belki, występujące pierwotnie w strefie ściskanej. W takim przypadku potrzeba wzmocnienia elementu ograniczyłaby się do przęseł 1 i 2, w których stwierdzono wzrost momentów zginających. W pierwszym przypadku wymagane byłoby uzupełnienie zbrojenia dolnego natomiast w drugim przęśle – zarówno zbrojenia dolnego jak i górnego, co wynika ze wzrostu wartości obu ekstremalnych momentów zginających $M_{Ed,min}$ i $M_{Ed,max}$.

Dla porównania zamieszczono również obwiednię momentów zginających opracowaną w odniesieniu do belki pracującej od początku jako element trójprzęsłowy. Obwiednię momentów zginających pokazano na rys. P11.5, natomiast wartości sił w wybranych przekrojach porównano w Tabelcy P11.2.



Rys. P11.5. Obwiednia momentów zginających w belce trójprzęsłowej od obciążeń całkowitych

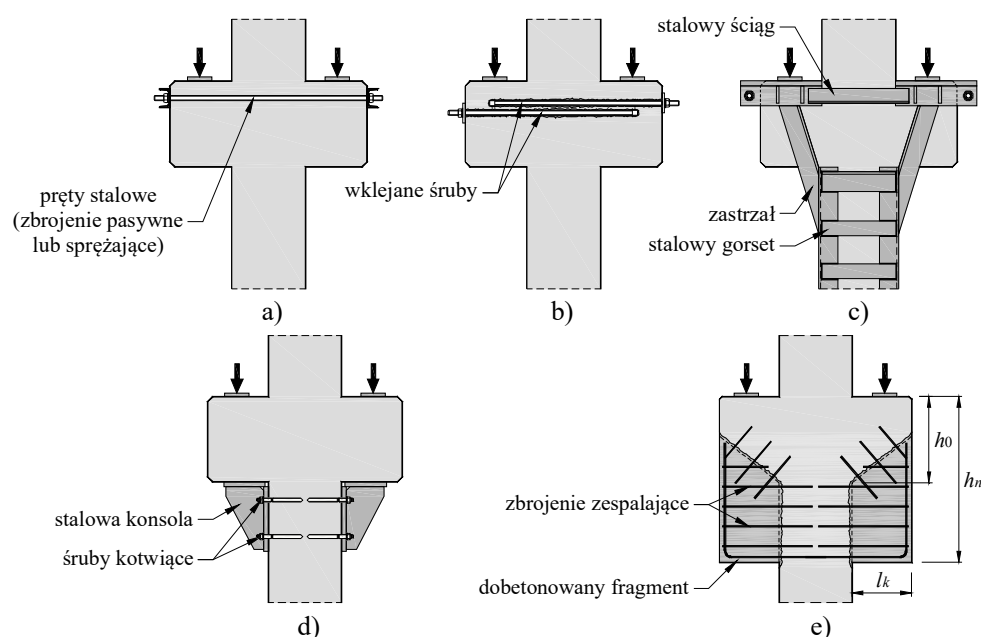
Tabela P11.2. Porównanie maksymalnych momentów zginających w belce trójprzęsłowej

Przekrój	Podpora A	Przęsło 1	Podpora B	Przęsło 2	Podpora C	Przęsło 3	Podpora D
1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	0	2,0/2,5	6	8	10	12,0/13,0	16
$M_{Ed,n}$ [kNm]	0	144,8	-340,9	-80,4 60,6	-19,8 158,0	296,9	0
$M_{Ed,1}$ [kNm]	0	192,1	-189,2	-104,6 37,3	-189,2	192,1	0
ΔM_{Ed} [kNm]	–	+32,7%	-44,5%	+30,1% -38,4%	+855,6%	-35,3%	–

Można zauważyć znaczne zróżnicowanie ekstremalnych wartości momentów zginających – w zależności od przekroju uzyskano momenty mniejsze o 35÷45%, z wyjątkiem pierwszego przęsła, gdzie otrzymano wartość większą o 33% i podpory wewnętrznej C, nad którą uzyskano niemal 9-krotnie większy moment zginający. Rozważania te pokazują, jak ważne jest przeanalizowanie układu sił wewnętrznych towarzyszącym kolejnym etapom pracy konstrukcji. Założenie, że wszystkie obciążenia działają w docelowym schemacie podparcia elementu prowadziłoby do istotnego niedoszacowania momentów zginających nad podporą B i w przęsłach 2 i 3 jak również przeszacowania tych sił w odniesieniu do przęsła 1 i podpory C.

6. Projektowanie wzmocnień krótkich wsporników

Mimo stosunkowo niewielkich rozmiarów, wsporniki stanowią jeden z kluczowych elementów konstrukcyjnych. W ich obszarze dochodzi do przekazywania na słupy znacznych z reguły sił skupionych z elementów podpieranych takich jak dźwigary dachowe czy belki stropowe lub podsusownicowe. Potrzeba wzmocniania krótkich wsporników wynika zazwyczaj ze zmiany obciążeń lub stwierdzonych błędów o charakterze projektowo-wykonawczym. Zapewnienie odpowiedniej nośności tych elementów jest kluczowe z punktu widzenia konstrukcji, bowiem awaria wsporników może inicjować katastrofę lawinową. Na rysunku 55 pokazano przykłady sposobów wzmocnienia krótkich wsporników słupów.



Rys. 55. Przykłady sposobów wzmocnienia krótkich wsporników słupów: a) za pomocą zbrojenia zewnętrznego, b) za pomocą wklejanych śrub, c) za pomocą stalowego gorsetu, d) za pomocą stalowych konsol, e) poprzez dobetonowanie fragmentu wspornika

Jak zauważa *Nagrodzka-Godycka* [28] praca krótkich wsporników jest ściśle powiązana ze smukłością wyrażoną stosunkiem a_c/h (gdzie a_c stanowi odległość od punktu przyłożenia obciążenia do krawędzi słupa natomiast h jest wysokością wspornika) oraz stopniem zbrojenia głównego ρ_l i dodatkowego ρ_s (strzemion poziomych). W literaturze spotyka się dwa najczęściej stosowane podejścia obliczeniowe, służące projektowaniu krótkich wsporników: metodę analogii kratownicowej S-T (*Strut-and-Tie*), bazującą na strumieniach przepływu sił w elemencie, oraz teorię *shear-friction* (ścianienie-tarcie), stosowaną w przypadku wsporników bardzo krępych, gdy o nośności decyduje przede wszystkim mechanizm przecinania.

Badania eksperymentalne prowadzone przez *Nagrodzkę-Godycką* [26] wykazały, że zbrojenie zewnętrzne (patrz rys. 50a) może być stosowane w celu wzmocnienia krótkich wsporników, jednak skuteczność tej metody jest zależna od kształtu wspornika i sposobu instalacji prętów. Zastosowanie zbrojenia pasywnego w poziomie zbrojenia głównego

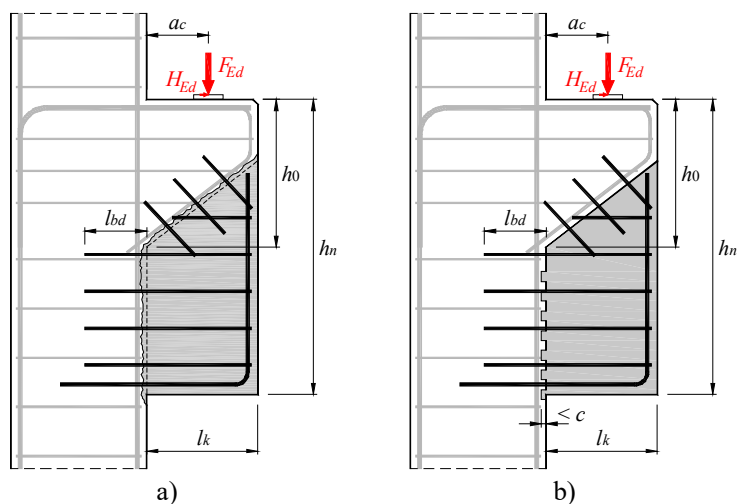
skutkowało jedynie nieznacznym wzrostem nośności, sięgającym maksymalnie kilku procent. Dopiero wprowadzenie wstępnego sprężenia umożliwiło zwiększenie skuteczności wzmocnienia. W przypadku wsporników charakteryzujących się smukłością ścinania $a_c/d = 1,0$ uzyskano wzrost nośności sięgający 40 oraz 60%, odpowiednio w przypadku stopnia zbrojenia głównego na poziomie 1,0% i 0,6%. Autorka rozważała również inne położenie zbrojenia sprężającego, które sytuowane było w połowie wysokości wspornika. Zależnie od stopnia sprężenia prętów, umożliwiło zwiększenie nośności o 30÷40% oraz 14÷21%, odpowiednio w przypadku wsporników o smukłości ścinania a_c/d równej 0,3 i 1,0. W pracy [28] szczegółowo omówiono model rozporowo-ściągowy (*Strut-and-Tie*) służący projektowaniu tego rodzaju wzmocnień.

Zastosowanie prętów jako zbrojenia wklejanego stosowanego do wzmacniania krótkich wsporników było również przedmiotem badań eksperymentalnych *Urbana* i in. [44], obejmujących elementy charakteryzujące się smukłością $a_c/h \approx 0,3 \div 0,6$. Wszystkie wsporniki wzmacnianie były pod obciążeniem za pomocą prętów gwintowanych M16 kl. 8.8, sytuowanych poziomo lub ukośnie. Skuteczność wzmocnienia tą metodą była zależna od smukłości elementu i lokalizacji zbrojenia. W przypadku elementów serii A, B i C, charakteryzujących się smukłością $a_c/h \approx 0,5 \div 0,6$ wzmocnienie za pomocą pojedynczego pręta M16 skutkowało zwiększeniem nośności o 22÷38% (wsporniki trapezowe ze strzemionami poziomymi) oraz 59÷64% (wsporniki prostokątne ze strzemionami pionowymi). W przypadku bardziej krępych elementów serii D i E ($a_c/h = 0,28 \div 0,33$) efektywność zbrojenia wklejanego okazała się niższa i wzrost nośności sięgał 16, 22 i 32%, odpowiednio w przypadku 1, 2 lub 3 prętów wklejanych M16. Ograniczona skuteczność wskazanej metody wzmacniania w odniesieniu do wsporników krępych wynika z odmiennego mechanizmu ich pracy, w którym kluczową rolę zaczyna ogrywać wytrzymałość betonu na ściskanie i mechanizm ścinanie-tacie. Szczegółowe informacje na temat uzyskanych wyników badań zainteresowany Czytelnik znajdzie w publikacji [45].

Do opisanych w literaturze tradycyjnych metod wzmacniania wsporników zaliczyć można stosowanie elementów stalowych, które stanowią zewnętrzną konstrukcję wsporczą i przekazują obciążenie bezpośrednio na słup. Takie rozwiązanie było przedmiotem badań *Nagrodzkiej-Godyckiej* [27]. Koncepcja ta polegała na wprowadzeniu stalowego gorsetu składającego się m.in. ze stalowych zastrzałów przekazujących obciążenie na słup i ściągów, których zadaniem było przeniesienie sił poziomych. Autorka zwraca uwagę na konieczność odpowiedniego dopasowania stalowego szkieletu, jak pokazano to na rys. 55c.

Inny rodzaj wzmacniania wsporników, rozważany przez *Urbana* i in. [46] polegał na zastosowaniu stalowego akcesorium (konsoli), które było klejone i kotwione do słupa poniżej wspornika (patrz rys. 55d). Rozwiązanie to pozwala na zwiększenie wysokości wspornika i tym samym ramienia sił wewnętrznych bez zmiany zbrojenia głównego elementu. Nie wymusza tym samym nadmiernej ingerencji w konstrukcję – konieczne jest jedynie wklejenie w słup prętów kotwiących akcesorium, zaś sam wspornik pozostawia się praktycznie nienaruszony. Rozwiązanie to okazało się bardzo skuteczne w przypadku elementu charakteryzującego się smukłością $a_c/h = 0,6$ i umiarkowanym stopniem zbrojenia głównego $\rho_l = 0,5\%$, rozważanym w badaniach [46]. Uzyskano wzrost nośności sięgający ponad 150% względem elementu odniesienia, stanowiącego żelbetowy wspornik niewzmocniony. W przypadku wspornika charakteryzującym się mniejszą smukłością ścinania $a_c/h \approx 0,3$ i stopniem zbrojenia głównego $\rho_l = 0,6\%$ uzyskano mniejszą skuteczność wzmocnienia, jednak siła niszcząca była o 40% większa względem wartości osiągniętej w przypadku elementu odniesienia [44]. Koncepcję obliczania tego rodzaju wzmocnień przedstawiono w pracy *Krawczyka* i *Urbana* [20].

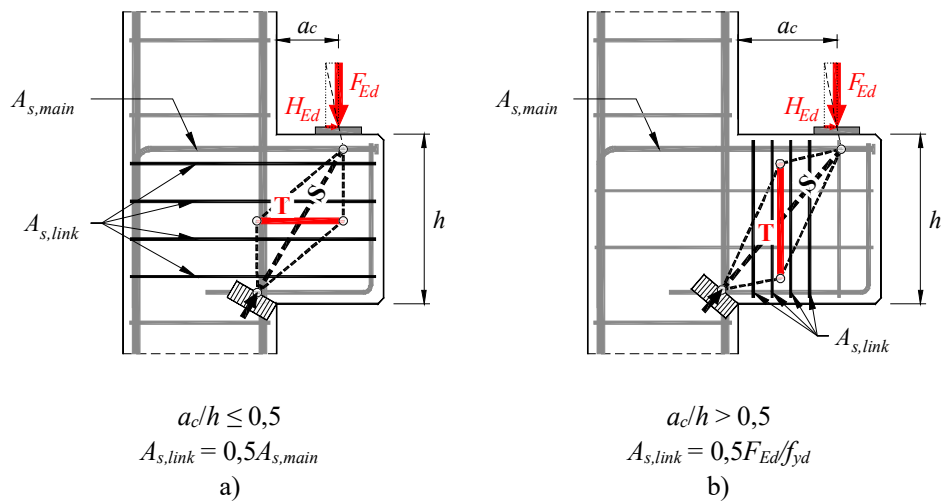
Inne z rozwiązań pozwalających na podniesienie nośności wspornika polega na zwiększeniu jego wysokości poprzez dobetonowanie nowego fragmentu poniżej dolnej powierzchni. Nie będzie to ograniczało przestrzeni użytkowej a realizacja wzmocnienia wymaga jedynie dostępu od dołu wspornika, bez konieczności usuwania opierających się na nim elementów. Kluczowe w takim przypadku jest właściwe zespolenie „starego” betonu z „nowym”, co będzie wymagało odpowiedniego przygotowania powierzchni. Należy unikać inwazyjnych metod mogących prowadzić do uszkodzenia struktury betonu, takich jak groszkowanie czy dławowanie. Dobrym rozwiązaniem może być w tym przypadku zastosowanie strumienia wody pod wysokim ciśnieniem, piaskowanie (pozwala odstłonić kruszywo grube) lub bruzdowanie (pozwala wykonać wręby poprzez nacięcie – ich głębokość nie powinna być jednak większa aniżeli otulina c , aby uniknąć uszkodzenia zbrojenia podłużnego słupa) – patrz rys. 56. W celu przekazania sił rozwarstwiających konieczne jest także zaprojektowanie zbrojenia zespalającego.



Rys. 56. Wzmocnienie poprzez zwiększenie wysokości wspornika: a) powierzchnia zespolenia przygotowana za pomocą strumienia wody pod wysokim ciśnieniem, b) powierzchnia z ukształtowanymi wrębami

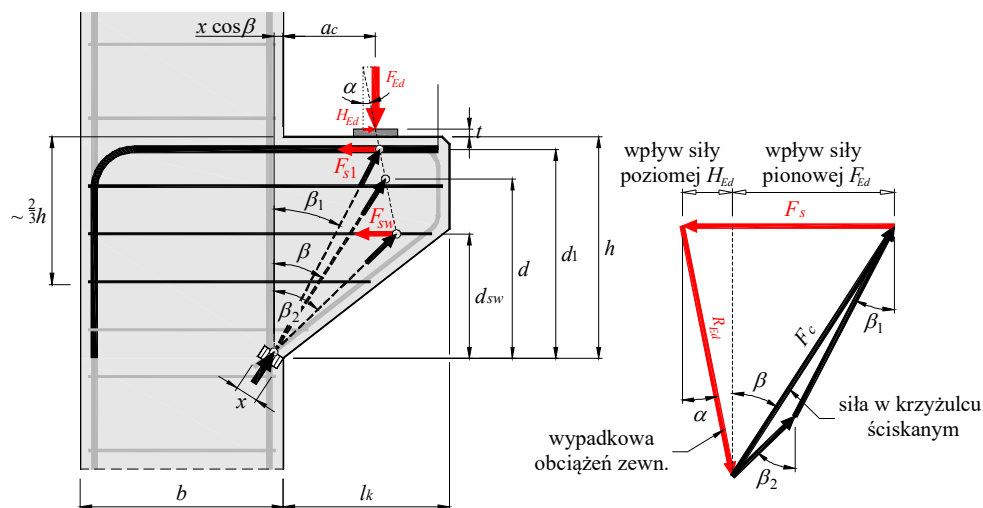
6.1. Wzmacnianie krótkich wsporników za pomocą zbrojenia wklejanego

Spośród sposobów obliczania krótkich wsporników, jako najbardziej upowszechnioną i zarazem praktyczną z inżynierskiego punktu widzenia, można wskazać metodę analogii kratownicowej. Model kratownicowy, w którym zbrojenie reprezentowane jest przez pręty rozciągane (*Ties*) a betonowy krzyżulec przez pręt ściskany (*Strut*), został uwzględniony w obowiązującej normie PN-EN 1992-1-1 [N14] a także dotychczasowej polskiej normie PN-B 03264:2002 [N7]. Model przyjęty w PN-EN 1992-1-1 zawiera szereg uproszczeń, przy czym podstawowe dotyczy zbrojenia rozumianego jako dodatkowe, rozmieszczone na wysokości wspornika. Zależnie od wysięgu a_c zbrojenie to powinno składać się ze strzemion pionowych lub poziomych – patrz rys. 57. Nie jest ono jednak brane bezpośrednio pod uwagę przy ustalaniu nośności wspornika, co może być istotne w przypadku poszukiwania rezerw nośności. Bezpośrednie stosowanie modelu normowego wyklucza również możliwość uwzględniania dodatkowego zbrojenia, które byłoby nachylone względem górnej krawędzi wspornika.

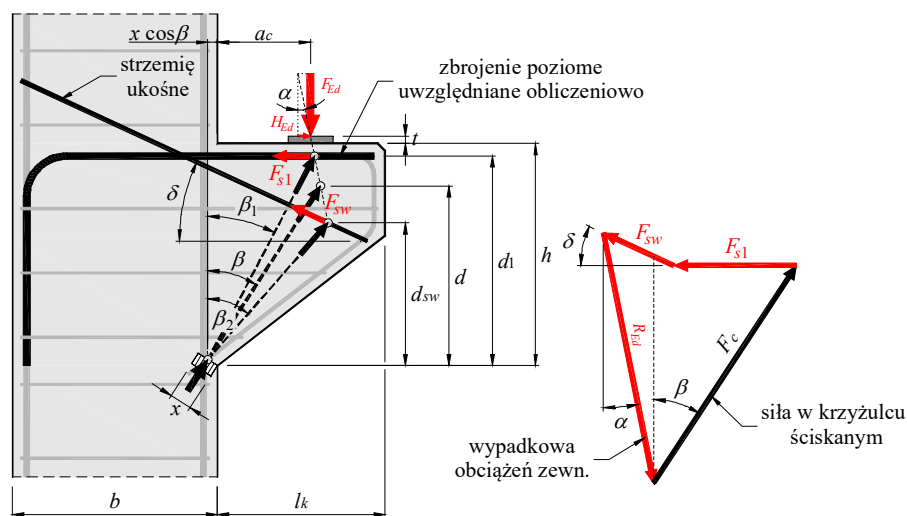


Rys. 57. Modele kratownicowe i zbrojenie krótkich wsporników

Wobec stwierdzonych ograniczeń, godną uwagi alternatywą może być propozycja metody obliczeniowej przedstawiona przez Hagberga w pracy [15]. Podstawową zaletą zaproponowanego modelu obliczeniowego, jest możliwość uwzględnienia współpracy całego zbrojenia umieszczonego we wsporniku. Ma to duże znaczenia w przypadku projektowania wzmocnienia, bowiem pozwala uwzględnić nie tylko udział strzemion poziomych czy też ukośnego zbrojenia podwieszającego, lecz przede wszystkim położenie i ewentualne nachylenie dodatkowego zbrojenia wklejanego, stosowanego w celu wzmocnienia elementu. Na kolejnych rysunkach pokazano podstawowe schematy przyjmowane do ustalania sił wewnętrznych w przypadku wsporników których zbrojenie składa się wyłącznie z prętów poziomych (rys. 58) lub kombinacji prętów poziomych i ukośnych (rys. 59).



Rys. 58. Model obliczeniowy krótkiego wspornika ze zbrojeniem poziomym



Rys. 59. Model obliczeniowy krótkiego wspornika ze zbrojeniem poziomym i ukośnym

Ważoną wysokość użyteczną d określa się, biorąc pod uwagę nośność zbrojenia głównego i strzemion.

$$d = \frac{A_{s1} \cdot d_1 \cdot f_{yd} + A_{sh} \cdot d_{sh} \cdot f_{wyd}}{A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{sh} \cdot f_{wyd}}, \quad (100)$$

gdzie:

A_{s1} – pole przekroju zbrojenia głównego,

A_{sh} – pole przekroju strzemion rozmieszczonych na wysokości $2/3h$ licząc od rozciąganej krawędzi wspornika,

d_1 – wysokość użyteczna mierzona do środka ciężkości zbrojenia głównego,

d_{sh} – wysokość użyteczna mierzona do środka ciężkości przekroju strzemion,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia głównego,

f_{wyd} – obliczeniowa granica plastyczności strzemion.

Założenie takie jest racjonalne, jeżeli celem obliczeń jest określenie nośności (zakłada się uplastycznienie całego zbrojenia). Jeżeli zbrojenie główne i strzemiona wykonane są z jednakowego gatunku stali, wówczas w praktyce wypadkowa wysokość użyteczna będzie funkcją pola przekroju poprzecznego zbrojenia. Taki sposób postępowania można zalecić także w przypadku określania sił w zbrojeniu na etapie wzmacniania, ponieważ, ze względu na redukcję obciążenia, naprężenia w zbrojeniu będą z reguły mniejsze od granicy plastyczności

$$d = \frac{A_{s1} \cdot d_1 + A_{sh} \cdot d_{sh}}{A_{s1} + A_{sh}}. \quad (101)$$

Uwzględniając związki geometryczne wynikające z rys. 58 funkcję nachylenia krzyżulca ściskanego można wyrazić następująco

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{0,5x \cdot \cos\beta + a_c + (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha}{d - 0,5x \cdot \sin\beta}, \quad (102)$$

gdzie:

x – wysokość strefy ściskanej,

β – kąt nachylenia ukośnego krzyżulca ściskanego,

α – kąt nachylenia wypadkowej obciążenia R_{Ed} względem osi pionowej,

a_c – odległość od miejsca przyłożenia obciążenia do krawędzi wspornika,

h – wysokość wspornika,

d – średnia wysokość użyteczna przekroju,

t – grubość podkładki.

Szerokość węzła typu ściskanie-ściskanie (naroże ściskane wspornika) jest równa

$$x = \frac{2[d \cdot \operatorname{tg}\beta - a_c - (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha]}{\cos\beta + \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\beta}. \quad (103)$$

Rozważając wielobok sił pokazany na rys. 58, można zapisać relację pomiędzy wypadkową obciążenia R_{Ed} a siłą ściskającą w krzyżulcu betonowym F_c

$$R_{Ed} \cdot \cos\alpha = F_c \cdot \cos\beta$$

↓

$$R_{Ed} \cdot \cos\alpha = bx \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos\beta \quad (104)$$

Podstawiając równania (102) i (103) do wyrażenia (104) otrzymuje się następujące równanie kwadratowe

$$\begin{aligned} R_{Ed} \cdot \cos\alpha &= b \cdot \frac{2[d \cdot \operatorname{tg}\beta - a_c - (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha]}{\cos\beta + \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\beta} \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos\beta \\ \frac{R_{Ed} \cdot \cos\alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} &= \frac{d \cdot \operatorname{tg}\beta - a_c - (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha}{\cos\beta + \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\beta} \cdot \cos\beta \\ \frac{R_{Ed} \cdot \cos\alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} &= \frac{d \cdot \operatorname{tg}\beta - a_c - (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha}{1 + \operatorname{tg}^2\beta} \end{aligned} \quad (105)$$

$$\frac{R_{Ed} \cdot \cos\alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} (1 + \operatorname{tg}^2\beta) - d \cdot \operatorname{tg}\beta + a_c + (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha = 0$$

$$\frac{R_{Ed} \cdot \cos\alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} \cdot \operatorname{tg}^2\beta - d \cdot \operatorname{tg}\beta + \left[\frac{R_{Ed} \cdot \cos\alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} + a_c + (h-d+t)\operatorname{tg}\alpha \right] = 0$$

Jego rozwiązaniem jest nachylenie ukośnego krzyżulca ściskanego β , odpowiadające układowi sił reprezentowanemu przez wypadkową obciążenia R_{Ed} . Siły rozciągające w zbrojeniu głównym i strzemionach określa się, biorąc pod uwagę relacje geometryczne (patrz też rys. 58)

$$\beta_1 = \arctg\left(\frac{0,5x \cdot \cos \beta + a_c + (h - d_1 + t) \operatorname{tg} \alpha}{d_1 - 0,5x \cdot \sin \beta}\right), \quad (106)$$

$$\beta_2 = \arctg\left(\frac{0,5x \cdot \cos \beta + a_c + (h - d_h + t) \operatorname{tg} \alpha}{d_h - 0,5x \cdot \sin \beta}\right). \quad (107)$$

Całkowita siła rozciągająca w zbrojeniu głównym i strzemionach jest równa

$$F_s = F_{Ed} (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \quad (108)$$

Występująca w powyższych wyrażeniach wielkość $\sigma_{Rd,max}$ stanowi maksymalne naprężenia wynikające z wytrzymałości betonu węzła typu ściskanie-ściskanie, w którym nie są zakotwione żadne pręty rozciągane. Zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [N12] są one równe

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (6.60) \end{array} \quad \sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd}, \quad (109)$$

gdzie:

k_1 – współczynnik równy 1,0,

v' – współczynnik redukcji wytrzymałości na ściskanie betonu zarysowanego, równy $(1 - f_{ck}/250)$,

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie.

W obliczeniach uwzględnia się zbrojenie zlokalizowane w górnej części wspornika. Strzemiona umieszczone bliżej krawędzi ściskanej nie będą wpływały na nośność ze względu na ograniczone ramię działania sił. Stwierdzenie to nie dotyczy wsporników bardzo krótkich, o czym mowa będzie jednak w podrozdziale 6.2. Proponuje się, by brać pod uwagę zbrojenie rozmieszczone nie dalej niż $2/3h$ licząc od górnej powierzchni wspornika.

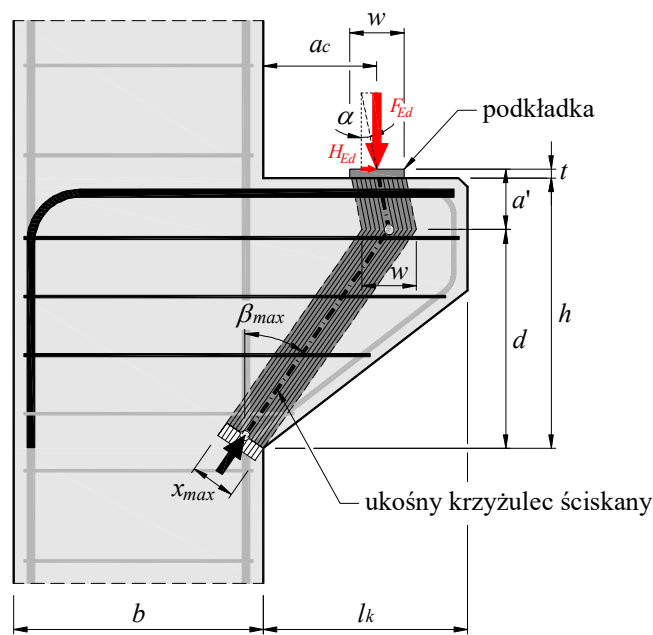
Nachylenie zbrojenia dodatkowego względem górnej krawędzi wspornika powoduje zmniejszenie udziału tego zbrojenia w przenoszeniu składowej poziomej F_s względem analogicznych strzemion poziomych. Jednocześnie stosowanie zbrojenia ukośnego (podwieszającego) przyczynia się do „odciążenia” ukośnego krzyżulca ściskanego. Część oddziaływania F_{Ed} jest bowiem przenoszona bezpośrednio przez pręty ukośne – udział ten ulega zwiększeniu wraz ze wzrostem kąta nachylenia δ (patrz rys. 59). Takie kształtowanie zbrojenia dodatkowego może być zatem korzystne w przypadku wzmacniania wsporników wykonanych z betonu o relatywnie niskiej wytrzymałości na ściskanie.

Projektując wsporniki należy pamiętać, że ich nośność może być limitowana również wytrzymałością betonu na ściskanie, która determinuje nośność ukośnego krzyżulca ściskanego. Na maksymalną nośność wspornika wpływa również geometria wspornika, która ogranicza nachylenie krzyżulca, jak pokazano to na rys. 60. Uwzględniając zależności geometryczne, nachylenie to można wyrazić następująco

$$\beta_{\max} = \arctg\left(\frac{a_c + 0,5w + (h - d + t) \cdot \tg\alpha}{d}\right) = \arctg\left(\frac{a_c + 0,5w + a' \cdot \tg\alpha}{d}\right), \quad (110)$$

gdzie:

- α – kąt nachylenia wypadkowej obciążenia R_{Ed} względem osi pionowej,
- a_c – odległość od miejsca przyłożenia obciążenia do krawędzi wspornika,
- h – wysokość wspornika,
- d – średnia wysokość użyteczna przekroju,
- t – grubość podkładki,
- w – szerokość podkładki.



Rys. 60. Model obliczeniowy do ustalania maksymalnej nośności wspornika

Przyjmuje się, że szerokość krzyżulca w poziomie efektywnej wysokości użytecznej d jest równa szerokości podkładki w , skąd wynika szerokość węzła typu ściskanie-ściskanie

$$x_{\max} = w \cdot \cos \beta_{\max} \quad (111)$$

W przypadku, gdy stosowane jest wyłącznie zbrojenie poziome maksymalne obciążenie wspornika F_{Ed} można wyrazić następująco

$$\begin{aligned} F_{Rd,\max} &= F_{c,\max} \cdot \cos \beta_{\max} = b \cdot x_{\max} \cdot \sigma_{Rd,\max} \cdot \cos \beta_{\max} = \\ &= b \cdot w \cdot \sigma_{Rd,\max} \cdot \cos^2 \beta_{\max} \end{aligned} \quad (112)$$

Stosowanie przedstawionej metody kratownicowej do projektowania wzmocnienia wsporników wymaga uwzględnienia etapowości realizacji prac. Proponuje się następujący tok postępowania:

1. określenie poziomu wykorzystania nośności przy bieżących obciążeniach, co pozwoli oszacować ewentualną rezerwę nośności i dobrać wstępnie adekwatne rozwiązanie; w obliczeniach uwzględnia się wysokość użyteczną d_{act} , określoną przy założeniu uplastycznienia zbrojenia pierwotnego,
2. wyznaczenie naprężeń w zbrojeniu pierwotnym od obciążeń działających na etapie wzmocnienia (po częściowym odciążeniu konstrukcji, jeżeli jest to możliwe); w obliczeniach uwzględnia się wysokość użyteczną d_0 , stanowiącą średnią ważoną uwzględniającą położenie i przekrój zbrojenia pierwotnego ,
3. ustalenie nośności wspornika po wzmocnieniu przy założeniu uplastycznienia zbrojenia; w obliczeniach uwzględnia się wysokość użyteczną d_n , uwzględniającą położenie i nośność zbrojenia pierwotnego (zmniejszoną proporcjonalnie do stopnia wykorzystania nośności na etapie realizacji wzmocnienia) i dodatkowego,
4. określenie maksymalnej nośności wspornika z uwagi na wytrzymałość betonu; w obliczeniach uwzględnia się wysokość użyteczną d_{max} wyznaczoną przy założeniu, że zbrojenie pierwotne i dodatkowe ulegają uplastycznieniu.

Projektując wzmocnienie za pomocą prętów wklejanych należy pamiętać, iż jego skuteczność będzie w bardzo dużej mierze zależna od obciążenia wspornika na etapie realizacji prac. W praktyce całkowite odciążenie konstrukcji nie jest możliwe, dlatego też konieczne jest ustalenie sił w zbrojeniu pierwotnym, jakie występują na tym etapie.

Z reguły zbrojenie wsporników krótkich stanowią pręty główne w formie pętli pionowych lub poziomych, możliwe jest stosowanie w tym celu także prętów przyspojonych. Na potrzeby rozważań przedstawionych w tym rozdziale przyjęto, że sposób zakotwienia zbrojenia pierwotnego umożliwia pełne wykorzystanie nośności prętów. Przed przystąpieniem do projektowania wzmocnienia konieczne jest jednak rozeznanie zbrojenia konstrukcji. W przypadku wątpliwości odnośnie skuteczności zakotwienia (np. zbyt mała długość zakotwienia zbrojenia, czy też niedostateczny przetop spoin) należy odpowiednio ograniczyć nośność zbrojenia pierwotnego.

Projektując wsporniki metodą kratownicową S-T rozważa się stan graniczny nośności, w którym dochodzi do uplastycznienia zbrojenia. Jeżeli istotne jest również ograniczenie szerokości rozwarcia rys (np. z uwagi na agresywne działanie środowiska w którym znajduje się element), wówczas należy dodatkowo ograniczyć naprężenia w zbrojeniu do wartości, przy której osiąga się graniczną szerokość rysy $w_{k,max}$. W celu określenia tych naprężeń można posłużyć się zależnością zaproponowaną przez *Rüscha* i *Jungwirtha* [35]:

$$\sigma_{s,max} = \sqrt{\frac{3\tau_b w_{k,max} E_s}{\emptyset}}, \quad (113)$$

gdzie:

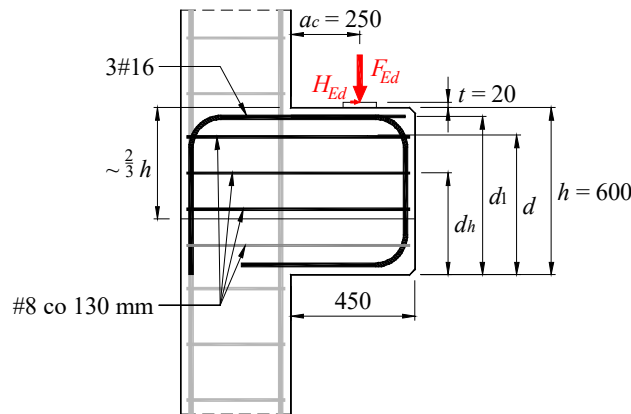
- τ_b – naprężenia przyczepności, równe w przypadku prętów poziomych $0,15f_{cm}$,
- f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie,
- $w_{k,max}$ – dopuszczalna (akceptowana) szerokość rozwarcia rysy,
- E_s – moduł sprężystości podłużnej stali zbrojeniowej,
- \emptyset – średnica prętów zbrojeniowych.

Przykład P12

Wzmocnienie wspornika za pomocą poziomych prętów wklejanych

Zmiana przeznaczenia obiektu wymusiła zwiększenie obciążeń działających na konstrukcję. W stanie istniejącym reakcja przekazywana z belki prefabrykowanej na krótki wspornik słupa jest równa $F_{Ed} = 350$ kN (dodatkowa siła pozioma $H_{Ed} = 70$ kN stanowi 20% oddziaływania pionowego).

Słup został wykonany z betonu klasy C30/37, zbrojenie główne wspornika stanowią 3 pętle pionowe z prętów #16, natomiast układ strzemion odpowiada zaleceniom PN-B 03264:2002 [N7]. Wspornik zaprojektowano jako bardzo krótki ($a_c/h = 250/600 = 0,417$), stosując jako zbrojenie uzupełniające 4 strzemiona poziome #8 ($A_{s,link} = 4 \cdot 2 \cdot 50 = 400 \text{ mm}^2 > 0,5A_{s,main} = 302 \text{ mm}^2$). Zbrojenie główne i strzemiona wykonano ze stali gatunku B500SP. Kształt wspornika pokazano na rys. P12.1.



Rys. P12.1. Zbrojenie wspornika rozważanego w przykładzie

Siły wewnętrzne w stanie istniejącym

Wypadkowa obciążenia działającego na wspornik

$$R_{Ed} = \sqrt{F_{Ed}^2 + H_{Ed}^2} = \sqrt{350^2 + 70^2} = 356,9 \text{ kN}.$$

Nachylenie wypadkowej obciążenia względem osi pionowej

$$\alpha = \arctg\left(\frac{H_{Ed}}{F_{Ed}}\right) = \arctg\left(\frac{70}{350}\right) = 11,31^\circ.$$

Maksymalne naprężenia ściskające na powierzchni węzła typu ściskanie-ściskanie (typu CC)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} = k_1 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \frac{30}{1,4} = 18,86 \text{ MPa}.$$

Średnia wysokość użyteczna

$$d = \frac{A_{s1} \cdot d_1 + A_{sh} \cdot d_{sh}}{A_{s1} + A_{sh}} = \frac{3 \cdot 201 \cdot 568 + 3 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 365}{3 \cdot 201 + 3 \cdot 2 \cdot 50} = 500,56 \text{ mm}.$$

W celu określenia nachylenia krzyżulca ściskanego β należy rozwiązać równanie kwadratowe (105). Dla zachowania czytelności obliczeń wprowadzono współczynniki pomocnicze A, B i C, które posłużyły do określenia wyznacznika a następnie pierwiastków równania:

$$\frac{R_{Ed} \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd, \max}} \cdot \operatorname{tg}^2 \beta - d \cdot \operatorname{tg} \beta + \left[\frac{R_{Ed} \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd, \max}} + a_c + (h - d + t) \operatorname{tg} \alpha \right] = 0$$

$$A \cdot \operatorname{tg}^2 \beta + B \cdot \operatorname{tg} \beta + C = 0$$

gdzie:

$$A = \frac{R_{Ed} \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd, \max}} = \frac{356,9 \cdot 10^3 \cdot \cos 11,31^\circ}{2 \cdot 400 \cdot 18,86} = 23,20 \text{ mm},$$

$$B = -d = -500,56 \text{ mm},$$

$$C = A + a_c + (h - d + t) \operatorname{tg} \alpha =$$

$$= 23,20 + 250 + (600 - 500,56 + 20) \cdot \operatorname{tg} 11,31^\circ = 297,08 \text{ mm},$$

Podstawiając powyższe współczynniki, otrzymujemy:

$$23,20 \cdot \operatorname{tg}^2 \beta - 500,56 \cdot \operatorname{tg} \beta + 297,08 = 0,$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{(500,56)^2 - 4 \cdot 23,20 \cdot 297,08} = 472,22 \text{ mm},$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{500,56 - 472,22}{2 \cdot 23,20} = 0,611 \rightarrow \beta = \operatorname{arctg}(0,611) = 31,42^\circ.$$

Korzystając z równania (103) określamy wysokość strefy ściskanej (wysokość węzła typu CC)

$$x = \frac{2 \left[500,56 \cdot \operatorname{tg} 31,42^\circ - 250 - (600 - 500,56 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ \right]}{\cos 31,42^\circ + \sin 31,42^\circ \cdot \operatorname{tg} 31,42^\circ} = 54,36 \text{ mm}$$

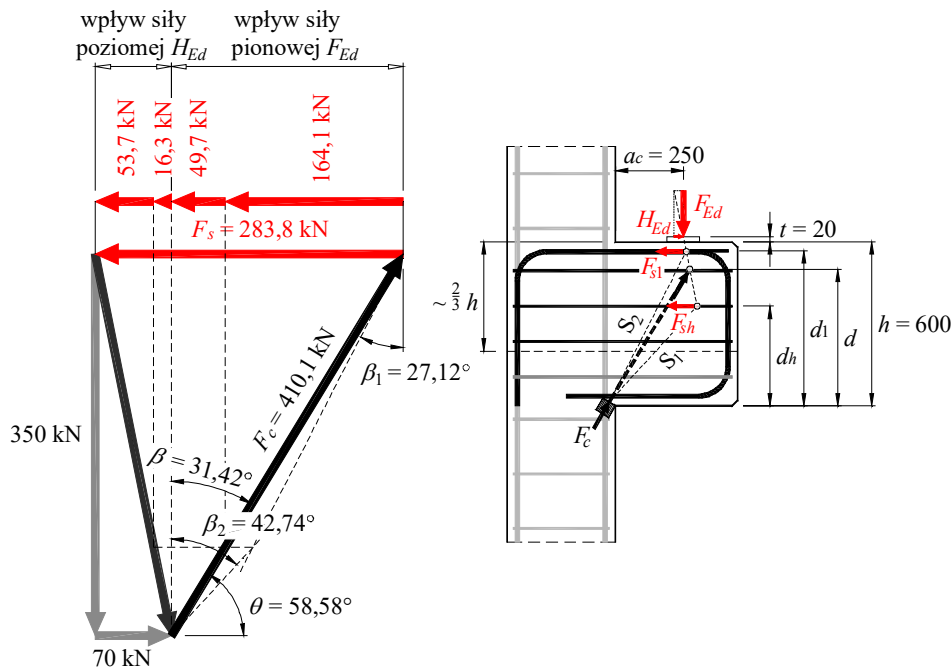
W celu wyznaczenia sił działających w zbrojeniu głównym i strzemionach, ustalamy kąty nachylenia krzyżulców ściskanych S_1 i S_2 (patrz rys. P12.2)

$$\beta_1 = \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5x \cdot \cos \beta + a_c + (h - d_1 + t) \operatorname{tg} \alpha}{d_1 - 0,5x \cdot \sin \beta} \right) =$$

$$= \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5 \cdot 54,36 \cdot \cos 31,42^\circ + 250 + (600 - 568 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ}{568 - 0,5 \cdot 54,36 \cdot \sin 31,42^\circ} \right) = 27,12^\circ,$$

$$\beta_2 = \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5x \cdot \cos \beta + a_c + (h - d_h + t) \operatorname{tg} \alpha}{d_h - 0,5x \cdot \sin \beta} \right) =$$

$$= \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5 \cdot 54,36 \cdot \cos 31,42^\circ + 250 + (600 - 365 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ}{365 - 0,5 \cdot 54,36 \cdot \sin 31,42^\circ} \right) = 42,74^\circ.$$



Rys. P12.2. Wielobok sił wewnętrznych wynikających z obciążeń działających na wspornik w stanie istniejącym

Korzystając z wieloboku sił, odczytujemy z rysunku siły rozciągające w zbrojeniu:

- głównym
 $F_{s1} = 164,1 + 53,7 = 217,8 \text{ kN}$ ($\sigma_s = 217800/603 = 361,2 \text{ MPa} < f_{yd} = 435 \text{ MPa}$),
- strzemionach
 $F_{sh} = 49,7 + 16,3 = 66,0 \text{ kN}$ ($\sigma_s = 66000/300 = 220,0 \text{ MPa} < f_{yd} = 435 \text{ MPa}$).

Siły wewnętrzne na etapie realizacji wzmocnienia

Przed przystąpieniem do wzmocniania przewiduje się częściowe odciążenie wspornika do wartości $F_{Ed} = 220 \text{ kN}$ (redukcja obciążenia o 37%, odpowiadająca siła pozioma $H_{Ed} = 0,2 \cdot 220 = 44 \text{ kN}$). Wypadkowa obciążenia działającego na wspornik jest równa

$$R_{Ed} = \sqrt{F_{Ed}^2 + H_{Ed}^2} = \sqrt{220^2 + 44^2} = 224,4 \text{ kN}.$$

Wyznaczenie sił wewnętrznych wymaga określenia nachylenia krzyżulca ściskanego, które otrzymuje się, rozwiązując równanie kwadratowe (105):

$$\frac{R_{Ed} \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd, \max}} \cdot \text{tg}^2 \beta - d \cdot \text{tg} \beta + \left[\frac{R_{Ed} \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd, \max}} + a_c + (h - d + t) \text{tg} \alpha \right] = 0$$

$$A \cdot \text{tg}^2 \beta + B \cdot \text{tg} \beta + C = 0$$

gdzie:

$$A = \frac{R_{Ed} \cdot \cos \alpha}{2b \cdot \sigma_{Rd, \max}} = \frac{224,4 \cdot 10^3 \cdot \cos 11,31^\circ}{2 \cdot 400 \cdot 18,86} = 14,58 \text{ mm} ,$$

$$B = -d = -500,56 \text{ mm} ,$$

$$C = A + a_c + (h - d + t) \operatorname{tg} \alpha = \\ = 14,58 + 250 + (600 - 500,56 + 20) \cdot \operatorname{tg} 11,31^\circ = 288,47 \text{ mm} .$$

Podstawiając powyższe współczynniki, otrzymujemy:

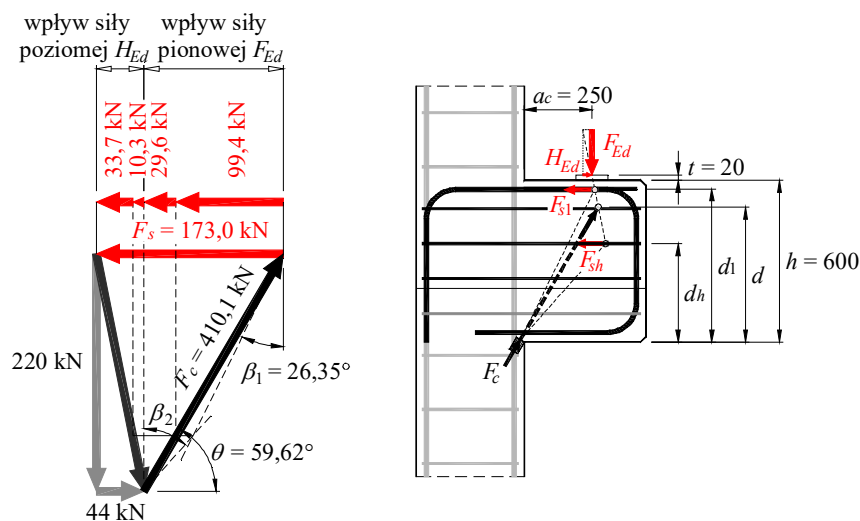
$$14,58 \cdot \operatorname{tg}^2 \beta - 500,56 \cdot \operatorname{tg} \beta + 288,47 = 0 , \\ \sqrt{\Delta} = \sqrt{(500,56)^2 - 4 \cdot 14,58 \cdot 288,47} = 483,46 \text{ mm} , \\ \operatorname{tg} \beta = \frac{500,56 - 483,46}{2 \cdot 14,58} = 0,586 \rightarrow \beta = \operatorname{arctg}(0,586) = 30,38^\circ .$$

Korzystając z równania (105) określamy wysokość strefy ściskanej (wysokość węzła typu CC)

$$x = \frac{2 \left[500,56 \cdot \operatorname{tg} 30,38^\circ - 250 - (600 - 500,56 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ \right]}{\cos 30,38^\circ + \sin 30,38^\circ \cdot \operatorname{tg} 30,38^\circ} = 33,81 \text{ mm} .$$

W celu wyznaczenia sił działających w zbrojeniu głównym i strzemionach, ustalamy kąty nachylenia krzyżulców ściskanych S_1 i S_2 (patrz rys. P12.3)

$$\beta_1 = \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5 \cdot 33,81 \cdot \cos 30,38^\circ + 250 + (600 - 568 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ}{568 - 0,5 \cdot 54,36 \cdot \sin 30,38^\circ} \right) = 26,35^\circ , \\ \beta_2 = \operatorname{arctg} \left(\frac{0,5 \cdot 33,81 \cdot \cos 30,38^\circ + 250 + (600 - 365 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ}{365 - 0,5 \cdot 54,36 \cdot \sin 30,38^\circ} \right) = 41,52^\circ .$$



Rys. P12.3. Wielobok sił wewnętrznych wynikających z obciążeń działających na wspornik w trakcie realizacji wzmocnienia

Korzystając z wieloboku sił, odczytujemy z rysunku siły rozciągające w zbrojeniu:

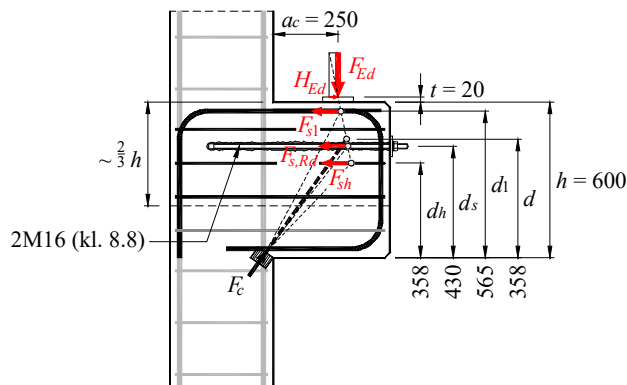
- głównym
 $F_{s1} = 99,4 + 33,7 = 133,1 \text{ kN}$ ($\sigma_s = 217800/603 = 220,7 \text{ MPa}$),
- strzemionach
 $F_{sh} = 29,6 + 10,3 = 39,9 \text{ kN}$ ($\sigma_s = 39900/300 = 133,0 \text{ MPa}$).

Określamy maksymalne wartości dodatkowych sił, jakie mogą pojawić się w zbrojeniu pierwotnym po wzmocnieniu, zakładając, że zbrojenie główne ulegnie uplastycznieniu w stanie granicznym nośności:

- zbrojenie główne $\Delta F_{s1} = A_{s1}(f_{yd} - \sigma_s) = 603 \cdot (435 - 220,7) \cdot 10^{-3} = 129,2 \text{ kN}$,
- strzemiona $\Delta F_{sh} = A_{sh}(f_{yd} - \sigma_s) = 300 \cdot (435 - 133,0) \cdot 10^{-3} = 90,6 \text{ kN}$.

Siły wewnętrzne po wzmocnieniu wspornika

Założono, że wspornik zostanie wzmocniony za pomocą dwóch wklejanych poziomo prętów gwintowanych M16 klasy 8.8. Pole przekroju czynnego pojedynczego pręta wynosi $A_s = 157 \text{ mm}^2$. Pręty zostaną umieszczone w odległości $d_s = 430 \text{ mm}$ od krawędzi ściskanej wspornika – patrz rys. P12.4.



Rys. P12.4. Rozmieszczenie zbrojenia pierwotnego i dodatkowego we wsporniku

Obliczenia należy rozpocząć od ustalenia nośności śrub zgodnie z PN-EN 1993-1-8 [N15]. Maksymalna siła rozciągająca, jaką można przenieść za pomocą pojedynczej śruby wynika z nośności rdzenia $F_{t,Rd}$, nośności na przeciąganie łącznika przez stalową podkładkę $B_{p,Rd}$:

**PN-EN
1993-1-8
(Tab. 3.4)**

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 157 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 90,4 \text{ kN},$$

gdzie:

- k_2 – współczynnik zależny od sposobu osadzenia łba śruby, równy 0,9 w przypadku łba niewpuszczanego,
- f_{ub} – wytrzymałość na rozciąganie śrub klasy 8.8,
- A_s – pole przekroju rdzenia śruby M16,

**PN-EN
1993-1-8
(Tab. 3.4)**

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \pi \cdot 25,8 \cdot 12 \cdot 360}{1,25} = 168,0 \text{ kN},$$

gdzie:

- d_m – średnia ze średnic okręgu wpisanego oraz opisanego na nakrętce śruby M16,
- t_p – grubość podkładki,
- f_u – wytrzymałość na rozciąganie stali kształtowej S235,
- γ_{M2} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,25.

Ponieważ pręty wklejane projektuje się jako zbrojenie odpowiadające wymaganiom [N14], należy ograniczyć naprężenia do wartości $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$. Wynikając stąd nośność pojedynczej śruby jest równa

$$F_{pl,Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{600 \cdot 157 \cdot 10^{-3}}{1,15} = 81,9 \text{ kN}.$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $F_{s,Rd} = \min\{F_{t,Rd}; F_{pl,Rd}; B_{p,Rd}\} = \{90,4; 81,9; 168,0\} = 81,9 \text{ kN}$.

Określamy ponownie średnią wysokość użyteczną, uwzględniając współpracę zbrojenia dodatkowego w formie wklejanych śrub

$$d = \frac{\Delta F_{s1} \cdot d_1 + \Delta F_{sh} \cdot d_{sh} + F_{s,Rd} \cdot d_s}{A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{sh} \cdot f_{wyd} + F_{s,Rd}} = \frac{129,2 \cdot 565 + 90,6 \cdot 358 + 2 \cdot 81,9 \cdot 430}{129,2 + 90,6 + 2 \cdot 81,9} = 448,75 \text{ mm},$$

Maksymalna siła rozciągająca w zbrojeniu pierwotnym i dodatkowym

$$F_s = \Delta F_{s1} + \Delta F_{sh} + F_{s,Rd} = 129,2 + 90,6 + 2 \cdot 81,9 = 383,6 \text{ kN}.$$

Odległość od krawędzi słupa do węzła ściskanie-rozciąganie (CT) wynosi

$$a' = a_c + (h - d + t) \cdot \operatorname{tg} \alpha = 250 + (600 - 448,75 + 20) \operatorname{tg} 11,31^\circ = 284,25 \text{ mm}.$$

Wyznaczenie sił wewnętrznych, jakie będą panowały we wzmocnionym wsporniku w stanie granicznym nośności należy rozpocząć od określenia nachylenia krzyżulca ściskanego β . W tym celu rozwiązuje się równanie kwadratowe (105):

$$\left(\frac{F_s}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} - d \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \beta + (a' - d \cdot \operatorname{tg} \alpha) \cdot \operatorname{tg} \beta + \frac{F_s}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} + a' \cdot \operatorname{tg} \alpha = 0$$

$$A \cdot \operatorname{tg}^2 \beta + B \cdot \operatorname{tg} \beta + C = 0$$

gdzie:

$$A = \frac{F_s}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} - d = \frac{400,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 400 \cdot 18,86} - 448,75 = -423,33 \text{ mm},$$

$$B = a' - d \cdot \operatorname{tg} \alpha = 284,25 - 448,75 \cdot \operatorname{tg} 11,31^\circ = 194,50 \text{ mm},$$

$$C = \frac{F_s}{2b \cdot \sigma_{Rd,max}} + a' \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{400,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 400 \cdot 18,86} + 284,25 \cdot \operatorname{tg} 11,31^\circ = 82,27 \text{ mm}.$$

Podstawiając powyższe współczynniki, otrzymujemy:

$$-423,33 \cdot \operatorname{tg}^2 \beta + 194,50 \cdot \operatorname{tg} \beta + 82,27 = 0,$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{(194,50)^2 + 4 \cdot 423,33 \cdot 82,27} = 420,89 \text{ mm},$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-194,50 - 420,89}{2 \cdot (-423,33)} = 0,727 \rightarrow \beta = \operatorname{arctg}(0,727) = 36,01^\circ.$$

Korzystając z równania (105) określamy wysokość strefy ściskanej (wysokość węzła typu CC)

$$x = \frac{2 \left| 448,75 \cdot \operatorname{tg} 36,01^\circ - 284,25 \right|}{\cos 36,01^\circ + \sin 36,01^\circ \cdot \operatorname{tg} 36,01^\circ} = 67,82 \text{ mm}.$$

Znając szerokość strefy ściskanej można przystąpić do określenia zmiany obciążenia, przy którym osiągnięty zostanie stan graniczny nośności wspornika, związany z uplastycznieniem zbrojenia pierwotnego i dodatkowego

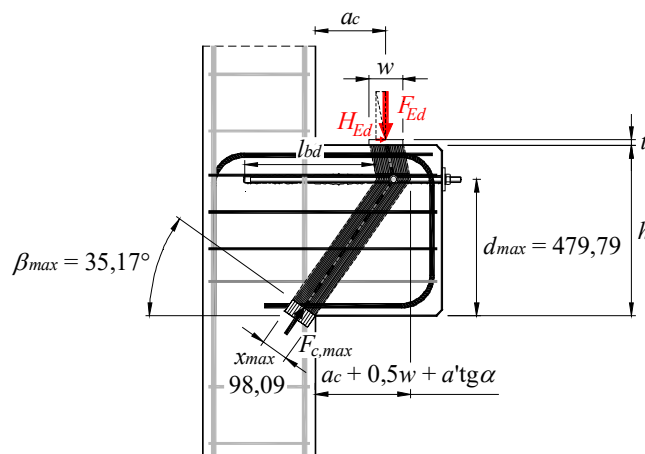
$$\begin{aligned}\Delta F_{Ed} &= F_c \cdot \cos \beta = bx \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos 36,01^\circ = \\ &= 400 \cdot 67,82 \cdot \cos 36,01^\circ \cdot 18,86 \cdot 10^{-3} = 413,9 \text{ kN}.\end{aligned}$$

Nośność wzmocnionego wspornika stanowi sumę obciążenia działającego na element na etapie realizacji wzmocnienia ($F_{Ed,0}$) i możliwego przyrostu siły po wzmocnieniu (ΔF_{Ed}) i jest równa

$$F_{Rd} = F_{Ed,0} + \Delta F_{Rd} = 220,0 + 413,9 = 633,9 \text{ kN}$$

przy założeniu, że siła pozioma stanowi 20% oddziaływania pionowego ($H_{Rd} = 0,2 \cdot 633,9 = 126,8 \text{ kN}$).

Wyznaczając wymiary węzła CC (ściskanie-ściskanie) zakłada się, że naprężenia w obu przypadkach (tj. w trakcie wzmocniania i po zakończeniu jego realizacji) osiągają wytrzymałość na ściskanie $\sigma_{Rd,max}$. Podejście addytywne, które stosowane jest w odniesieniu do sił występujących w zbrojeniu nie będzie zatem właściwe z punktu widzenia nośności ukośnego krzyżulca ściskanego. Konieczne jest uwzględnienie dodatkowego ograniczenia, które będzie ujmowało nośność wynikającą z wytrzymałości betonu na ściskanie a także kształtu wspornika. Biorąc pod uwagę związki geometryczne a także układ obciążeń zewnętrznych, wyznacza się nachylenie krzyżulca ściskanego β_{max} i odpowiadającą mu maksymalną szerokość węzła x_{max} – patrz rys. P12.5.



Rys. P12.5. Przyptyw naprężeń ściskających przyjmowany przy określaniu maksymalnego obciążenia wspornika z uwagi na wytrzymałość betonu na ściskanie

Określamy średnią wysokość użyteczną przy założeniu, że uplastycznieniu ulega całe zbrojenie wspornika (pierwotne i dodatkowe)

$$d = \frac{A_{s1} \cdot d_1 \cdot f_{yd} + A_{sh} \cdot d_{sh} \cdot f_{wyd} + F_{s,Rd} \cdot d_s}{A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{sh} \cdot f_{wyd} + F_{s,Rd}} =$$

$$= \frac{603 \cdot 435 \cdot 568 + 300 \cdot 435 \cdot 365 + 2 \cdot 81,9 \cdot 10^{-3} \cdot 430}{603 \cdot 435 + 300 \cdot 435 + 2 \cdot 81,9 \cdot 10^{-3}} = 479,79 \text{ mm}.$$

Maksymalne nachylenie ukośnego krzyżulca ściskanego wyznacza się zgodnie z zależnością (110)

$$\beta_{\max} = \arctg\left(\frac{250 + 0,5 \cdot 120 + (600 - 479,79 + 20) \cdot \tg\alpha}{479,79}\right) =$$

$$= \arctg(0,614) = 35,17^\circ.$$

Uwzględniając nachylenie krzyżulca ściskanego obliczamy szerokość węzła CC

$$x_{\max} = w \cdot \cos\beta_{\max} = 120 \cdot \cos 35,17^\circ = 98,09 \text{ mm},$$

której odpowiada maksymalne obciążenie wspornika równa

$$F_{Rd,\max} = F_{c,\max} \cdot \cos\beta_{\max} = b \cdot x_{\max} \cdot \sigma_{Rd,\max} \cdot \cos\beta_{\max} =$$

$$= 400 \cdot 98,09 \cdot \cos 35,17^\circ \cdot 18,86 \cdot 10^{-3} = 604,9 \text{ kN}.$$

W rozważanym przypadku o nośności wzmocnionego wspornika decyduje wytrzymałość betonu na ściskanie, która jest o około 5% mniejsza od nośności determinowanej zbrojeniem wspornika ($F_{Rd,\max} = 604,9 < F_{Rd} = 633,9 \text{ kN}$). Otrzymana wartość przewyższa jednak maksymalne obciążenie, jakie zostanie wprowadzone w wyniku zmiany przeznaczenia budynku ($F_{Ed} = 500 \text{ kN} < 604,9 \text{ kN}$). Można zatem stwierdzić, że przewidziane wzmocnienie za pomocą 2 prętów gwintowanych M16 klasy 8.8 pozwoli na bezpieczne przeniesienie nowych obciążeń.

Ostatni etap projektowania wzmocnienia za pomocą śrub stanowi wyznaczenie głębokości ich osadzenia w istniejącym elemencie. Żywice stosowane do wklejania zbrojenia dodatkowego charakteryzują się bardzo wysoką wytrzymałością, dlatego też przy określaniu wymaganej głębokości zakotwienia można kierować się naprężeniami przyczepności pomiędzy żywicą a betonem elementu. Zniszczenie zakotwienia będzie wynikało z przekroczenia naprężeń przyczepności f_{bd} , determinowanych wytrzymałością betonu. W takim przypadku w obliczeniach uwzględnia się średnicę otworu d_0 , w którym umieszczana jest śruba – patrz rys. P12.6.

Wymaganą głębokość zakotwienia można oszacować zgodnie z regułami Eurokodu 2 [N14]

PN-EN
1992-1-1
(8.3)

$$l_{bd} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{d_0}{4} \frac{A_0}{f_{bd}} = \frac{18}{4} \frac{254}{3,21} = 452 \text{ mm},$$

gdzie:

σ_{sd} – obliczeniowa wartość naprężenia w zbrojeniu,

f_{bd} – graniczne naprężenia przyczepności dane zależnością (8.2) normy [N14],

d_0 – średnica otworu,

$F_{s,Rd}$ – nośność śruby przy rozciąganiu,

A_0 – pole przekroju otworu.

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.2) \end{array} \quad f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,0}{1,4} = 3,21 \text{ MPa},$$

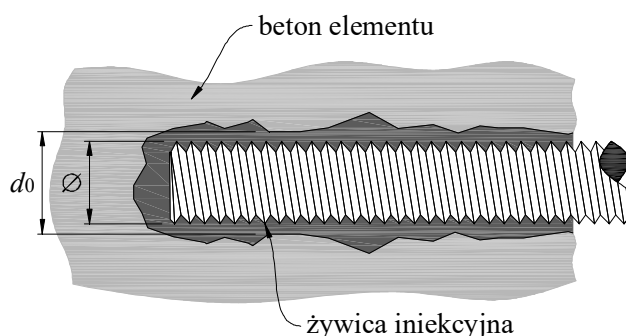
gdzie:

η_1 – współczynnik zależny od warunków przyczepności, równy 1,0, gdy warunki są dobre oraz 0,7, gdy warunki te są słabe,

η_2 – współczynnik zależny od średnicy pręta, równy 1,0, gdy $\varnothing \leq 32$ mm,

$f_{ctk0,05}$ – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie (kwantyl 5%),

γ_c – częściowy współczynnik bezpieczeństwa odnoszący się do betonu.



Rys. P12.6. Szczegół osadzenia wklejanej śruby

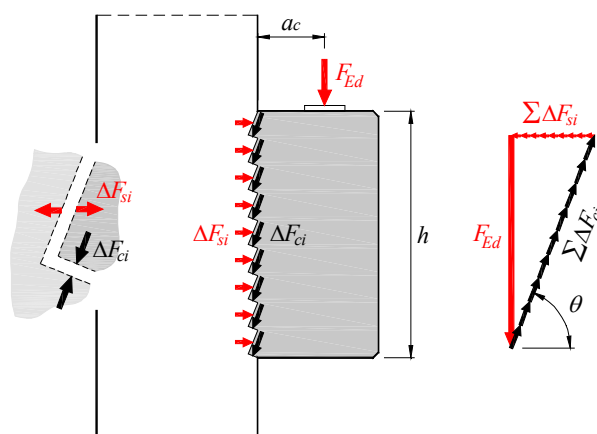
Obliczoną głębokość zakotwienia odmierza się od krawędzi teoretycznej krzyżulca ściskanego (patrz rys. P12.5).

6.2. Wzmacnianie krótkich wsporników poprzez dobetonowanie

Zwiększenie wysokości wspornika w wyniku dobetonowania nowego fragmentu przy utrzymaniu niezmiennego wysięgu wspornika może sprawić, że stosowany wcześniej model kratownicowy S-T, omówiony w rozdz. 6.1, nie będzie właściwy. Eurokod 2 [N14] ogranicza stosowanie modeli S-T do projektowania wsporników, w których nachylenie ukośnego krzyżulca ściskanego zawiera się przedziale $45^\circ \leq \theta \leq 68,2^\circ$ ($1,0 \leq \text{tg}\theta \leq 2,5$). W praktyce, poza zakresem podstawowego modelu kratowniczego pozostają zatem wsporniki bardzo krótkie o wysięgu $a_c < 0,3h$. Wynika to z odmiennego mechanizmu pracy takiego elementu, w którym osiągnięcie stanu granicznego nośności związane jest z przecinaniem. Mechanizm ten opisuje bardzo przejrzysty model przedstawiony w monografii Nagrodzkiej-Godyckiej [28] i pokazany na rys. 61. W zrealizowanych badaniach eksperymentalnych dotyczących wsporników charakteryzujących się stosunkiem $a_c/h = 0,3$ Autorka obserwowała formowanie się wielu rys ukośnych przecinających

płaszczyznę styku wspornika ze słupem, przy czym kąt ich nachylenia zawierał się w przedziale $62\div 63^\circ$. Zamiast jednego krzyżulca ściskanego biegnącego od miejsca przyłożenia obciążenia, dochodzi do formowania się zastrzałów w płaszczyźnie przecinania, na styku wspornika i słupa. W celu określenia wymaganego zbrojenia poziomego rozpatruje się układ sił pokazany na rys. 61. Dokonując przekształceń można wyznaczyć sumaryczną siłę poziomą, jaką powinno przenieść zbrojenie

$$F_{si,tot} = F_{Ed} \cdot \text{ctg}\theta. \quad (114)$$



Rys. 61. Model do określania sił w zbrojeniu przecinającym płaszczyznę zespolenia wspornika i słupa

Nagrodzka-Godycka wskazuje, że najbardziej skuteczne w takim przypadku jest zbrojenie główne ze strzemiętami poziomymi, rozmieszczonymi równomiernie na wysokości styku wspornika i słupa, powołując się na wyniki badań własnych oraz *Robinsona* [33]. Zbrojenie to przecina ukośne zastrzały, jakie formują się w płaszczyźnie styku. W przypadku wsporników bardzo krępych ($a_c/h \ll 0,3$) Autorka zwraca dodatkowo uwagę na konieczność dozbrojenia dolnego ściskanego naroża wspornika. Przyjmując nachylenie ukośnych zastrzałów, można kierować się wnioskami przedstawionymi przez *Nagrodzkę-Godycką*, zakładając $\theta \approx 62^\circ$, co jest bliskie wartości granicznej dopuszczanej przez Eurokod 2 [N14] ($\theta = 68^\circ$).

Odrębną kwestią pozostaje określenie maksymalnych naprężeń rozciągających, jakie można dopuścić w zbrojeniu. Pełne uplastycznienie zbrojenia będzie wymagało rozwarcia rysy na styku wspornika i słupa, co może być nieakceptowalne przez użytkownika. W takim przypadku, przy wyznaczaniu potrzebnego zbrojenia można posłużyć się naprężeniami określonymi zgodnie z zależnością (113), uwzględniającą dopuszczalną szerokość rysy. Podejmując decyzję dotyczącą rozstawu zbrojenia należy kierować się ograniczeniami wprowadzonymi przez PN-B 03264:2002 [N7] – nie powinien on przekraczać 150 mm i $0,25h$ (h stanowi wysokość wspornika).

W przypadku wsporników bardzo krótkich ($a_c/h \leq 0,3$) dotychczasowa norma polska PN-B-03264:2002 [N7] wprowadzała stosunkowo prosty model obliczeniowy, zgodnie z którym przekrój zbrojenia głównego powinien spełniać warunek

PN-B
03264:2002
(220)

$$A_{s1} = \frac{0,5F_{Ed} + H_{Ed}}{f_{yd}}, \quad (115)$$

gdzie:

F_{Ed} – obliczeniowa reakcja pionowa na wspornik,

H_{Ed} – obliczeniowa siła pozioma działająca na wspornik wynikająca z obliczeń statycznych, lecz nie mniej niż $0,2F_{Ed}$,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia głównego,

natomiast strzemiąca poziome rozmieszczone równomiernie na wysokości wspornika powinny przejść połowę siły pionowej F_{Ed}

PN-B
03264:2002
(220)

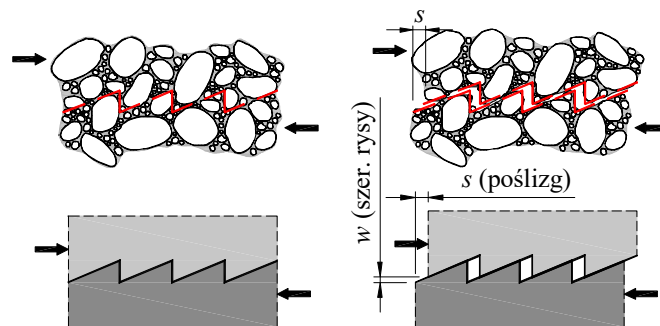
$$\sum A_{si} = \frac{0,5F_{Ed}}{f_{ywd}}, \quad (116)$$

gdzie:

F_{Ed} – obliczeniowa reakcja pionowa na wspornik,

f_{ywd} – obliczeniowa granica plastyczności strzemiń.

Kolejna metoda pozwalająca projektować krótkie wsporniki a także połączenia pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie została przedstawiona w normie amerykańskiej ACI 318-19 [N1]. Bazuje ona na teorii *shear-friction* (ściananie – tarcie) przedstawionej po raz pierwszy przez *Masta* [23] i opisanej szczegółowo w pracy *Birkeland* i *Birkeland* [3]. Stanowi ona stosunkowo prosty model inżynierski, który zakłada iż wskutek wzajemnego przemieszczenia powierzchni styku i nachodzenia na siebie ziaren kruszywa zwiększaniu ulega szerokość szczeliny, czemu przeciwdziałają zbrojenie przecinające styk (tzw. mechanizm piły – „*saw-tooth model*”) – patrz rys. 62.



Rys. 62. Idea mechanizmu *shear-friction* według *Birkeland* and *Birkeland* [3]

Zbrojenie ogranicza rozwieranie styku wskutek czego powstają naprężenia normalne do płaszczyzny zespolenia, które wywołują siły tarcia przy przemieszczaniu powierzchni styku. Zakłada się, że nośność styku jest związana z uplastycznieniem zbrojenia przecinającego płaszczyznę zespolenia

ACI
318-19
(22.9.4.3)

$$V_i = \phi \cdot A_s f_{yd} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq V_{i,max} , \quad (117)$$

gdzie:

- A_s – przekrój zbrojenia przecinającego płaszczyznę styku,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia, do obliczeń nie należy przyjmować więcej niż 414 MPa (60 000 psi),
- ϕ – współczynnik redukcji nośności, zależny od rodzaju oddziaływania, równy 0,75 w przypadku ścinania (przecinania),
- μ – zastępczy współczynnik tarcia według Tablicy 17,
- α – kąt nachylenia zbrojenia do płaszczyzny zespolenia
- $V_{i,max}$ – maksymalna nośność styku, określona w Tablicy 17.

Należy zauważyć, że parametr μ nie jest współczynnikiem tarcia w ścisłym tego słowa znaczeniu. Parametr ten uwzględnia także inne mechanizmy związane z nośnością styku, takie jak zazębianie kruszywa, dyblowanie zbrojenia i przyjmuje wartości zgodnie z Tablicą 17 (wartości odnoszące się do betonu zwykłego).

Tablica 17. Wielkości do określania nośności styku pomiędzy betonami, na podstawie [N1]

Charakterystyka połączenia	Współczynnik μ	Maksymalna nośność styku $V_{i,max}$ [N]
1	2	3
Beton monolityczny	1,4	0,2 $f_{cd} A_i$, lecz nie więcej niż (3,3+0,08 f_{cd}) A_i 11 A_i
Beton układany na betonie stwardniałym – powierzchnia zespolenia wolna od zanieczyszczeń, celowo uszorstniona (głębokość bruzd nie mniejsza niż ~6 mm)	1,0	
Beton układany na betonie stwardniałym – powierzchnia zespolenia wolna od zanieczyszczeń jednak nieuszorstniona	0,6	0,2 $f_{cd} A_i$, lecz nie więcej niż 5,5 A_i
Beton układany na elemencie stalowym, oczyszczonym z farby i zanieczyszczeń	0,7	
Wartości zestawione w tablicy odnoszą się do betonu zwykłego – w przypadku lekkiego betonu kruszywowego współczynniki μ należy zmniejszyć za pomocą mnożnika 0,75 lub 0,85; za f_{cd} przyjmuje się mniejszą z wytrzymałości na ściskanie betonu podłoża lub nadkładu, natomiast A_i oznacza powierzchnię styku		

Przyjmując zbrojenie dobetonowany fragment wspornika ze słupem można kierować się także zaleceniami dotyczącymi styków pomiędzy betonami układanymi w różnym czasie, omówionych szerzej w rozdz. 3.1. Ponieważ zbrojenie należy zakotwić w taki sposób, by występujące w nim naprężenia rozciągające mogły osiągnąć granicę plastyczności, graniczne naprężenia styczne $\tau_{R,di}$ można obliczać według zależności (12). Zdaniem autora nieuzasadnione jest jednak łączenie dwóch mechanizmów – sił adhezji oraz tarcia związanego

z działaniem krępującym zbrojenia, które działają przy różnym poślizgu w styku. Proponuje się pominąć udział sił adhezji ($c_{v1} = 0$), które zanikają już przy niewielkim poślizgu w styku ($s \approx 0,05$ mm), przyjmując, że nośność połączenia będzie zapewniała w całości odpowiednie zbrojenie zespalające. Potrzebny przekrój zbrojenia zszywającego można określić korzystając z przekształconej zależności (12)

$$A_{si} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}(\mu_v \sin \alpha + \cos \alpha)}. \quad (118)$$

Dodatkowo, w celu uzyskania ciągłego zachowania połączenia, przekrój zbrojenia nie powinien być mniejszy od wynikającego z zależności (x.x). Uwzględnia się wówczas współdziałanie takich efektów jak zazębianie kruszywa, tarcie i dyblowanie zbrojenia

$$A_{si} \geq \frac{F_{Ed} - c_{v2} \frac{\sqrt{f_{ck,low}}}{\gamma_c} b \cdot l_i}{\mu_v \cdot k_v f_{yd} + k_{dowel} \sqrt{f_{cd,low} \cdot f_{yd}}}. \quad (119)$$

Zbrojenie styku powinno również uwzględniać zalecenia sformułowane przez *Randla* [29] w odniesieniu do elementów, w których redystrybucja sił jest ograniczona

$$A_{si} \geq \max \begin{cases} 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b l_i \\ 0,001 b l_i \end{cases}, \quad (120)$$

gdzie:

- b – szerokość powierzchni zespolenia,
- l_i – długość styku.

7. Projektowanie wzmocnień słupów żelbetowych

Spośród sposobów wzmocniania słupów żelbetowych wyróżnić można dwie najbardziej popularne metody – zastosowanie żelbetowego lub stalowego gorsetu. Oba rozwiązania pozwalają na przejęcie części obciążeń i tym samym odciążenie słupa – oczywiście pod warunkiem, że żelbetowy płaszcz czy też elementy stalowe będą wykonane w sposób ciągły górną i dolną powierzchnią stropu lub fundamentem i będą ściśle dolegały do istniejących elementów konstrukcyjnych. Zbrojenie obetonowania jak również elementy stalowego gorsetu (kształtowniki i przewiązki) umożliwiają ponadto skrępowanie betonu rdzenia. Pozwala to na zachowanie spójności struktury betonu słupa w przypadku, gdy jest on spękany.

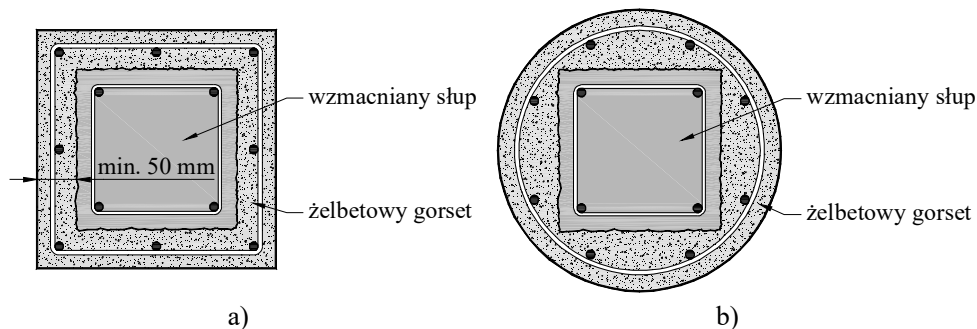
Bardzo często realizacja prac będzie wymagała tymczasowego podparcia konstrukcji, bowiem wzmocnianie polegające na wykonaniu obetonowania czy też instalacji stalowego gorsetu, może wymagać usunięcia przypowierzchniowej warstwy betonu słupa i tym samym zmniejszenia jego przekroju. Oczywiście ostateczna decyzja powinna zostać poprzedzona analizą obliczeniową, która wykaże, czy słup będzie charakteryzował się odpowiednią nośnością na etapie prowadzenia prac. Rozważania dotyczące tego problemu omówiono w przykładzie P13.

7.1. Wzmacnianie za pomocą żelbetowego gorsetu

Jeden z bardziej popularnych sposobów wzmacniania istniejących słupów stanowi wykonanie żelbetowego gorsetu, opasującego pierwotny element. Takie rozwiązanie umożliwia zwiększenie przekroju poprzecznego słupa jak również umieszczenie dodatkowego zbrojenia podłużnego. Nie bez znaczenia pozostaje także możliwość „skrępowania” betonu rdzenia – ograniczenie odkształceń tej części przekroju i tym samym zmiana charakterystyki naprężenie-odkształcenie opisującej beton.

W celu skutecznego połączenia „nowego” i „starego” betonu konieczne jest właściwe przygotowanie powierzchni, poprzez piaskowanie lub zastosowanie strumienia wody pod wysokim ciśnieniem. Takie działania mają jednak charakter inwazyjny i ich stosowanie nie zawsze jest możliwe, szczególnie w przypadku relatywnie słabego podłoża. Dobrym rozwiązaniem może być wówczas stosowanie powierzchniowych warstw szepnych nanoszonych natryskowo. Ze względów technologicznych minimalna grubość gorsetu powinna wynosić przynajmniej 50 mm, co wiąże się również z koniecznością stosowania mieszanek betonowych o drobniejszym uziarnieniu (maksymalna średnica ziaren kruszywa $d_g \leq 8$ mm). Wytrzymałość nowego betonu powinna być nie mniejsza niż wytrzymałość betonu słupa. Stosowanie betonów wysokich klas powinno być jednak starannie rozważane, bowiem będą się one charakteryzowały większym skurczem.

Jeżeli żelbetowy gorset ma pełnić rolę płaszczka ograniczającego odkształcenia poprzeczna betonu słupa, wówczas zaleca się stosowanie obetonowania w formach kołowych. Przykład takie rozwiązania pokazano na rys. 63. Ograniczenie odkształceń poprzecznych prowadzi do zwiększenia efektywnej wytrzymałości jak również odkształcalności materiału, który zaczyna wykazywać cechy plastycznej. W przypadku uwzględniania skrępowania betonu, pod uwagę można brać tylko tę część przekroju, która znajduje się wewnątrz strzemion. W obliczeniach pomija się całkowicie beton otuliny [N17].



Rys. 63. Przykłady realizacji obetonowania: a) przekrój prostokątny, b) przekrój kołowy

7.1.1. Uwzględnianie skrępowania betonu

Wprowadzenie żelbetowego gorsetu z odpowiednio intensywnym zbrojeniem poprzecznym (strzemiona lub spirala) umożliwia ograniczenie odkształceń betonowego rdzenia (tzw. skrępowanie betonu). W ten sposób możliwie jest uzyskanie wyższej efektywnej wytrzymałości na ściskanie betonu rdzenia niż w przypadku jednoosiowego ściskania. Procedury projektowe pozwalają uwzględnić wpływ skrępowania betonu poprzez modyfikację zależności naprężenie-odkształcenie. Przy braku dokładniejszych danych,

Eurokod 2 [N17] pozwala stosować następujące zależności opisujące wytrzymałość betonu skrępowanego $f_{ck,c}$ jak również charakterystyczne odkształcenia $\varepsilon_{c2,c}$ i $\varepsilon_{cu2,c}$:

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (3.24) \end{array} \quad f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,0 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right), \text{ gdy } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}, \quad (121)$$

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (3.25) \end{array} \quad f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,25 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right), \text{ gdy } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}, \quad (122)$$

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (3.26) \end{array} \quad \varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2, \quad (123)$$

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1992-1-1} \\ (3.27) \end{array} \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}}. \quad (124)$$

Zależności te uległy modyfikacji w prenormie *fib* Model Code 2010 [N4] i są dane następująco:

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.2-19) \end{array} \quad f_{ck,c} = \left[1 + 3,5 \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{0,75} \right] f_{ck}, \quad (125)$$

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.2-20) \end{array} \quad \varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1 \right) \right], \quad (126)$$

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.2-21) \end{array} \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}}. \quad (127)$$

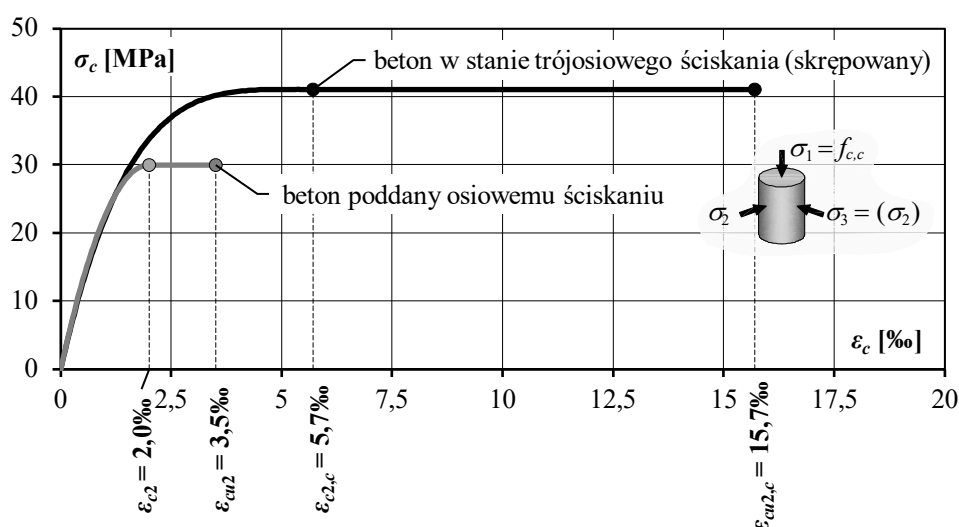
W projekcie nowej normy żelbetowej prEN 1992-1-1 [N17] przedstawiono kolejną modyfikację zależności opisujących zachowanie betonu skrępowanego. Jeżeli obliczeniowe naprężenia poprzeczne σ_{c2d} nie przekraczają 60% obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cd} (przypadek występujący z reguły w przypadku skrępowania betonu strzemiomami), wówczas efektywną wytrzymałość betonu można wyrazić jako

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \end{array} \quad f_{cd,c} = f_{cd} + \Delta f_{cd} = \left(1 + \frac{4\sigma_{c2d}}{f_{cd}} \cdot \frac{D_{lower} + 16}{32} \right) \cdot f_{cd}, \quad (128)$$

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.9a) \end{array} \quad \varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(1 + 20 \frac{\sigma_{c2d}}{f_{cd}} \right), \quad (129)$$

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.9b) \end{array} \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_{c2d}}{f_{ck}}. \quad (130)$$

Na rysunku 64 dokonano porównania teoretycznych zależności naprężenie-odkształcenie (model paraboliczno-liniowy) według [N14], charakteryzujących beton klasy C30/37 poddany osiowemu ścisłaniu (linia szara) oraz ścisłaniu przy jednoczesnym ograniczeniu odkształceń poprzecznych (linia czarna). Można zauważyć, że wskutek skrępowania ($\sigma_2 = 0,05f_c$) wytrzymałość efektywna uległa zwiększeniu o ponad 30%. Jednocześnie rozwinięciu uległy cechy plastyczne materiału, bowiem odkształcenie przy maksymalnym obciążeniu osiągnęło $\varepsilon_{c2,c} = 5,7\text{‰}$ (wobec 2,0‰ przy osiowym ścisłaniu) natomiast graniczne odkształcenie przy zniszczeniu uległo zwiększeniu o niemal 350%.



Rys. 64. Idealizowana zależność naprężenie-odkształcenie opisująca zachowanie betonu zwykłego klasy C30/37 według [N14]

Eurokod 2 [N14] nie precyzuje, w jaki sposób należy określać naprężenia poprzeczne σ_2 . Informacje dotyczące przekrojów skrępowanych strzemionami znaleźć można jednak w prenormach *fib Model Code 2010* [N4] oraz prEN 1992-1-1 [N17]. Zgodnie z zasadami [N4] naprężenia poprzeczne σ_2 dane są następująco:

- w przypadku słupów o przekroju kołowym zbrojonych spiralą

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.2-19) \end{array} \quad \sigma_2 = \frac{A_{sc} f_{yd}}{s_c d_c} \left(1 - \frac{s_c}{d_c} \right), \quad (131)$$

- w przypadku słupów o przekroju kołowym zbrojonych strzemionami

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.2-19) \end{array} \quad \sigma_2 = \frac{A_{sc} f_{yd}}{s_c d_c} \left(1 - \frac{s_c}{d_c} \right)^2, \quad (132)$$

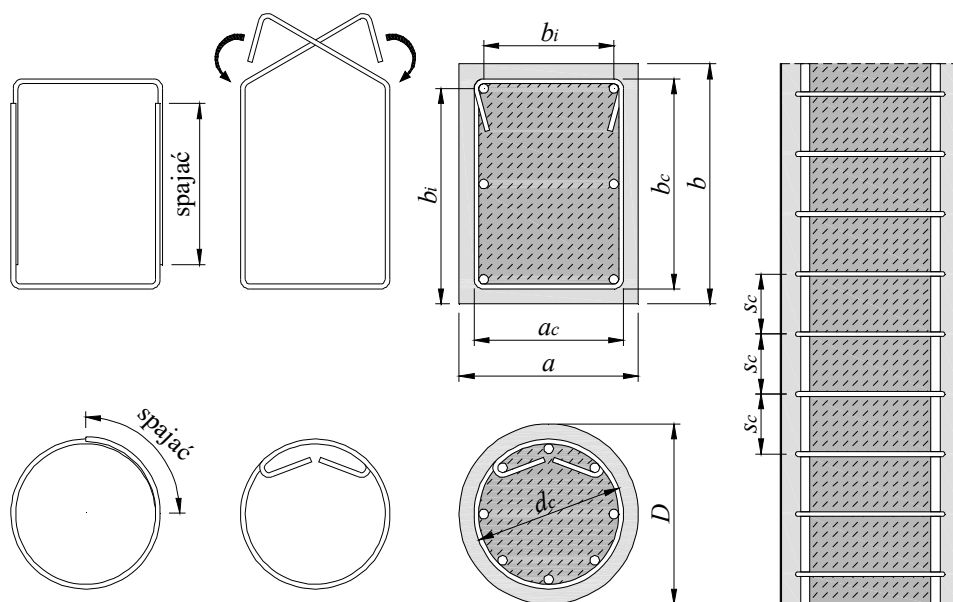
- w przypadku słupów o przekroju prostokątnym zbrojonych strzemionami

$$\begin{array}{l} \text{fib Model} \\ \text{Code 2010} \\ (7.2-19) \end{array} \quad \sigma_2 = \min \left(\frac{A_{sy} f_{yd}}{s_c a_c}; \frac{A_{sz} f_{yd}}{s_c b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_c}{a_c} \right) \left(1 - \frac{s_c}{b_c} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 a_c \cdot b_c} \right), \quad (133)$$

gdzie:

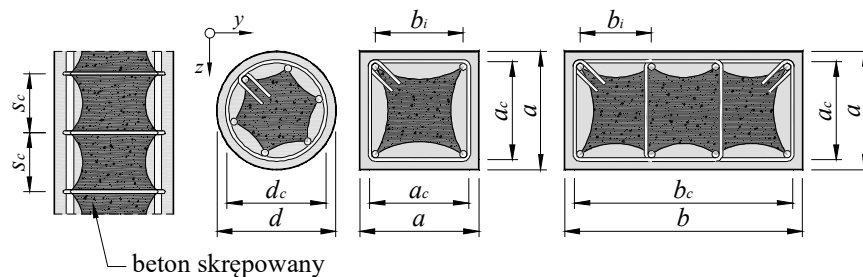
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia,
- A_{sc} – pole przekroju strzemion lub spirali,
- A_{sy}, A_{sz} – pole przekroju strzemion, odpowiednio w kierunku y lub z ,
- b_i – odległość pomiędzy prętami podłużnymi, zlokalizowanymi w narożach strzemion,
- s_c – rozstaw strzemion lub skok spirali.

W powyższych wyrażeniach uwzględniono funkcje wyrażające skuteczność skrzepowania całego betonu rdzenia – stąd na wartość naprężeń wpływa kształt a także rozstaw strzemion. Na rysunku 65 pokazano przykłady kształtowania zbrojenia, które może służyć ograniczeniu odkształceń poprzecznych betonu rdzenia.



Rys. 65. Przykłady zbrojenia poprzecznego, za pomocą którego można wywołać skrzepowanie betonu w słupach wzmocnianych żelbetowym gorsetem

W rzeczywistości skrzepowanie betonu będzie ograniczało się do obszarów, w których skoncentrowane jest zbrojenie – strefa zakreskowana na rys. 66.



Rys. 66. Przykłady przekrojów słupów z oznaczonym obszarem betonu skrzepowanego

Według prenormy prEN 1992-1-1 [N17] naprężenia kłępujące dane są następująco:

- w przypadku słupów o przekroju kołowym zbrojonych strzemionami

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.7a) \end{array} \quad \sigma_{c2d} = \frac{2A_{s,link} \cdot f_{yd}}{s_c d_c}, \quad (134)$$

- w przypadku słupów o przekroju prostokątnym zbrojonych strzemionami

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ (8.7b) \end{array} \quad \sigma_{c2d} = \frac{2A_{s,link} \cdot f_{yd}}{s_c \cdot \max\{a_c; b_c\}}, \quad (135)$$

gdzie:

- $A_{s,link}$ – pole przekroju poprzecznego pojedynczej gałęzi strzemienia,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia,
- s_c – rozstaw strzemion lub skok spirali,
- a_c, b_c, d_c – wymiary betonowego rdzenia (patrz rys. 66).

Wskazane powyżej wartości można stosować przy określaniu efektywnej wytrzymałości betonu znajdującego się w obszarze zakreskowanym na rys. 66. Norma [N17] powala uwzględnić wpływ strzemion w odniesieniu do całego przekroju betonowego rdzenia, jednak wówczas naprężenia σ_{c2d} należy zmodyfikować, stosując współczynniki kształtu ($k_{conf,b} \cdot k_{conf,s} \cdot \sigma_{c2d}$), które są równe:

- przekroje kwadratowe, zbrojone strzemionami konturowymi

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{Tabl. 8.1} \end{array} \quad k_{conf,b} = \frac{1}{3} \left(\frac{a_c}{a} \right)^2, \quad (136)$$

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{Tabl. 8.1} \end{array} \quad k_{conf,s} = \left(1 - \frac{s_c}{2a_c} \right)^2, \quad (137)$$

- przekroje kołowe, zbrojone strzemionami obwodowymi

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{Tabl. 8.1} \end{array} \quad k_{conf,b} = \left(\frac{d_c}{d} \right)^2, \quad (138)$$

$$\begin{array}{l} \text{prEN} \\ \text{1992-1-1} \\ \text{Tabl. 8.1} \end{array} \quad k_{conf,s} = \left(1 - \frac{s_c}{2d_c} \right)^2. \quad (139)$$

7.1.2. Ocena nośności słupa na etapie realizacji wzmocnienia

Przy ocenie zakresu koniecznych prac wzmocniających przydatna może być analiza przeprowadzona metodą globalnego współczynnika bezpieczeństwa, stosowana w pierwszych normach do projektowania konstrukcji żelbetowych, w tym PN-B 03260:1956 [N5]. Takie podejście pozwala bowiem w sposób intuicyjny ustalić zapas nośności, jaki będzie występował na etapie realizacji prac budowlanych. Jest to szczególnie istotne w przypadku, gdy zły stan techniczny elementu wymusza usunięcie przypowierzchniowej warstwy betonu, sięgającej niekiedy głębiej aniżeli grubość otuliny.

Kolejny problem może stanowić ocena rzeczywistej wytrzymałości betonu w konstrukcji. Nieinwazyjne badania nieniszczące (takie jak badanie sklerometryczne czy defektoskopia) nieskorelowane z wynikami badań niszczących nie pozwalają na jednoznaczną ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie. Pobieranie próbek (rdzeni) ze słupów stwarza ryzyko nadmiernego osłabienia konstrukcji, dlatego też, jeżeli tylko jest to możliwe, należy pobrać rdzenie z innych elementów konstrukcyjnych dochodzących do słupa – żeber lub belek, które najpewniej betonowane były w tym samym czasie. Badanie rdzeni pobranych z konstrukcji pozwoli na oszacowanie rzeczywistej wytrzymałości betonu w konstrukcji, która – po ustaleniu wartości średniej lub charakterystycznej, będzie mogła zostać wykorzystana w obliczeniach. W przypadku stosowania wytrzymałości betonu uzyskanej na podstawie badań in situ, możliwe jest zmniejszenie wartości częściowego współczynnika bezpieczeństwa γ_c , o czym mowa była w rozdziale 2.

Zbrojenie pierwotne charakteryzuje się z reguły niższą granicą plastyczności niż nowe zbrojenie, umieszczane w żelbetowym gorsecie. Fakt ten można uwzględnić w obliczeniach w sposób uproszczony przyjmując sprowadzony przekrój zbrojenia pierwotnego, zgodnie z poniższą zależnością

$$A_{s,eq} = A_{s,act} \frac{Q_r}{f_{yk}}, \quad (140)$$

gdzie:

$A_{s,act}$ – rzeczywisty przekrój zbrojenia pierwotne słupa, uwzględniający ewentualny ubytek spowodowany procesami korozyjnymi,

Q_r – nominalna granica plastyczności zbrojenia pierwotnego,

f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia dodatkowego.

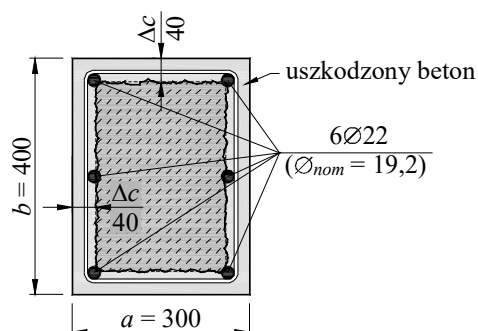
Projektowanie wzmocnienia za pomocą gorsetu można prowadzić jak w przypadku typowego przekroju żelbetowego. Ze względu na różne cechy materiałów, z których będzie się składał słupek, proponuje się oszacowanie nośności na dwa sposoby, przyjmując za miarodajną mniejszą z uzyskanych wartości:

- wariant 1 – zakładając pracę całego przekroju, uwzględniając jednak sprowadzony przekrój zbrojenia podłużnego i przyjmując jednakową wytrzymałość na ściskanie betonu rdzenia i gorsetu (zakłada się niższą z wytrzymałości),
- wariant 2 – uwzględniając wyłącznie żelbetowy gorset, jednak zakładając pełną wytrzymałość betonu zastosowanego do jego wykonania i przyjmując, że będzie on przyjmował jedynie obciążenia dodatkowe jakie wystąpią po zakończeniu wzmocnienia.

Przykład P13

Wzmocnienie słupa za pomocą żelbetowego gorsetu

W trakcie inspekcji stwierdzono znaczne uszkodzenie słupa żelbetowego o nominalnym przekroju 300×400 mm. Wskutek wieloletniej eksploatacji w środowisku o wysokiej wilgotności proces karbonatyzacji doprowadził do degradacji powierzchniowej warstwy betonu słupa o średniej grubości 40 mm. Stwierdzono zaawansowaną korozję zbrojenia głównego, składającego się z prętów gładkich o nominalnej średnicy $\varnothing 22$ mm, rozmieszczonych symetrycznie w przekroju jak pokazano to na rys. P13.1. Biorąc pod uwagę okres, w którym realizowany był budynek (lata 50. XX wieku), zbrojenie to zostało wykonane ze stali klasy A-I o granicy plastyczności $Q_r = 250$ MPa według PN-B-03260:1956 [N5]. Po starannym oczyszczeniu prętów stwierdzono, że ich średnica zawiera się w przedziale $19,1 \div 20,7$ mm. W obliczeniach założono konserwatywnie, że wszystkie pręty charakteryzują się średnicą nominalną $\varnothing_{act} = 19$ mm ($A_{s,act} = 284$ mm²).



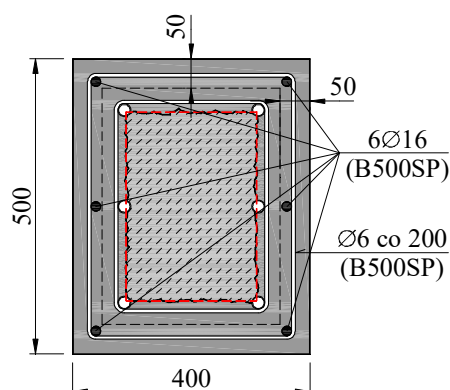
Rys. P13.1. Zbrojenie słupa i zasięg uszkodzeń stwierdzonych w trakcie inspekcji

Na podstawie badań rdzeni pobranych z elementów dochodzących do słupa – żelbetowych rygla, ustalono średnią wytrzymałość na ściskanie betonu $f_{cm} = 24,5$ MPa oraz odpowiadającą jej wytrzymałość charakterystyczną $f_{ck} = 17,2$ MPa (współczynnik zmienności $\alpha \approx 15\%$). Zakłada się, że słup został wykonany z betonu o zbliżonych cechach wytrzymałościowych.

Słup stanowi element konstrukcji usztywnionej i ze względu na niewielką wysokość może być traktowany jako krępy ($\lambda < \lambda_{lim}$). Ponieważ element jest obciążony głównie osiowo, decydujący przy określaniu miarodajnych momentów zginających będzie mimośród minimalny e_{min} . W odniesieniu do słupa niewzmocnionego jest on równy

$$e_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} h/30 \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{300^2 + 400^2}}{30} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 20 \text{ mm} .$$

Założono wzmocnienie za pomocą zbrojonego gorsetu, którego grubość będzie wynosiła 50 mm. Tym samym przekrój słupa ulegnie zwiększeniu do 400×500 mm. Ze względu na konieczność usunięcia uszkodzonej warstwy betonu słupa, rzeczywista grubość nowego płaszcza będzie większa i wynosić będzie około $70 \div 80$ mm. W obliczeniach dotyczących wydzielonego gorsetu (przekrój cienkościenny zamknięty) uwzględnia się przekrój o grubości $t = 70$ mm tj. sięgający do istniejących strzemion (patrz rys. P13.2). Pozostała warstwa „nowego” betonu będzie traktowana jako reprofilacyjna. Przewidziano zbrojenie 6 prętami #16 ze stali B500SP, których rozmieszczenie pokazano na rys. P13.2.



Rys. P13.2. Schemat wzmocnienia słupa za pomocą żelbetowego gorsetu

Dobierając rozstaw strzemion kierowano się ogólnymi zasadami Eurokodu 2 [N14] dotyczącymi słupów

$$s_{l,\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20\varnothing \\ b \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \cdot 16 = 320 \\ b = 400 \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right\} = 320 \text{ mm}.$$

Przyjęto strzemiona #6 w rozstawie co 200 mm co spełnia powyższe wymagania. Przy założonym rozstawie i przekroju strzemion wzrost wytrzymałości betonu rdzenia, na jaki można liczyć ze względu na skrępowanie, wynosi

$$\Delta f_{cd} = 4\sigma_{c2d} \cdot \frac{D_{lower} + 16}{32} = 4 \cdot 0,04 \frac{8+16}{32} = 0,12 \text{ MPa},$$

gdzie

$$\begin{aligned} \sigma_{c2d} &= k_{conf,b} \cdot k_{conf,s} \frac{2A_{s,link} \cdot f_{yd}}{s_c \cdot \max\{a_c; b_c\}} = \\ &= \frac{350 \cdot 450 - \frac{1}{3}(350^2 + 450^2)}{400 \cdot 500} \left(1 - \frac{200}{2 \cdot 350}\right) \left(1 - \frac{200}{2 \cdot 450}\right) \frac{2 \cdot 28 \cdot 435}{200 \cdot \max\{350; 450\}} = \\ &= 0,246 \cdot 0,605 \cdot 0,271 = 0,040 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

Efekt skrępowania będzie zatem nieznaczny i w dalszych obliczeniach zostanie pominięty (założenie po stronie bezpiecznej).

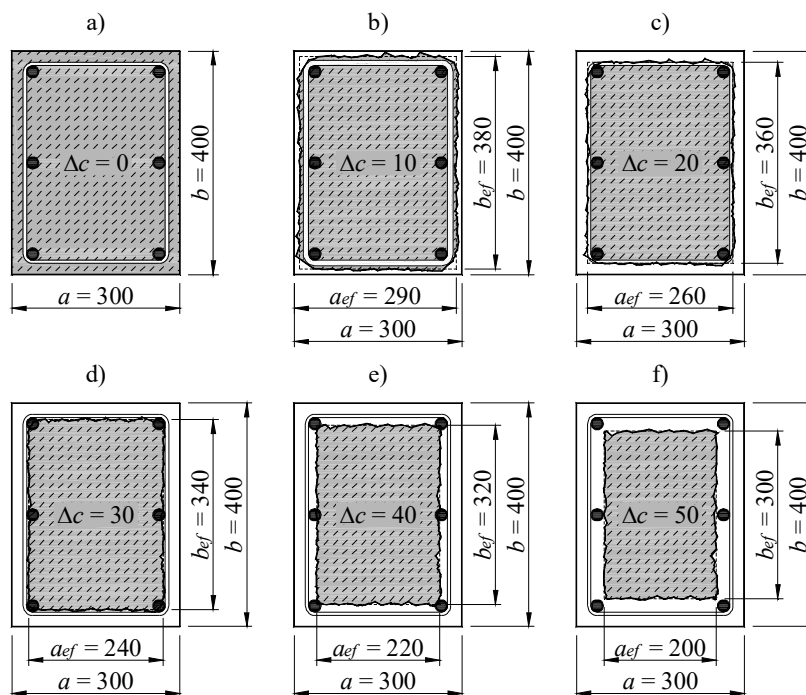
Charakter prowadzonych prac, wymagających czasowego zmniejszenia przekroju słupa, wymusza zapewnienie odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa. Przydatne w tym celu może być skorzystanie z zasad normy PN-B 03260:1956 [N5], w której operowano globalnym współczynnikiem bezpieczeństwa – wyrażającym stosunek nominalnej nośności do sił wywołanych obciążeniami działającymi na konstrukcję. Minimalne wartości współczynników pewności s podano w Tablicy P13.1. W odniesieniu do rozważanej sytuacji, należałoby przyjąć $s = 1,8$ (stosunek obciążeń zmiennych Q do obciążeń stałych G , $Q/G < 2$)

Tablica P13.1. Współczynniki pewności s według PN-B 03260:1956 [N5]

Tablica 5. Współczynniki pewności s i s_1

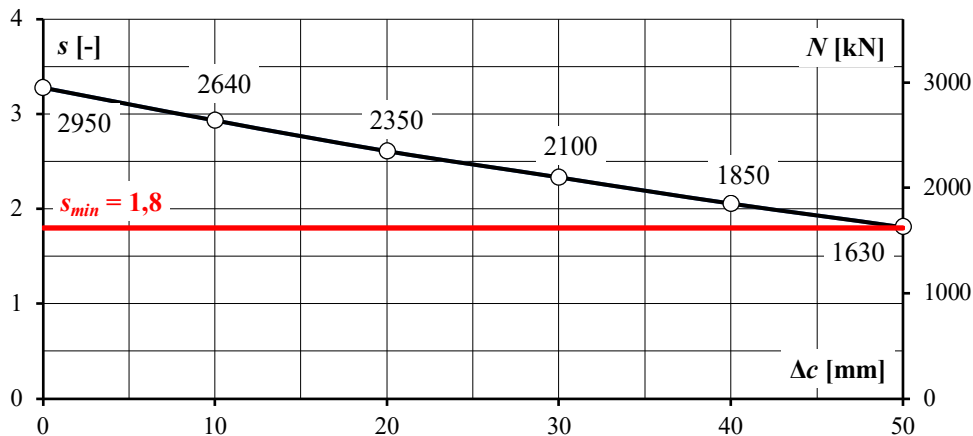
Przyczyna zniszczenia		Współczynnik pewności s	
		$Q/G \leq 2$	$Q/G > 2$
1	2	3	4
Osiągnięcie przez beton wytrzymałości na ściskanie lub przez zbrojenie granicy plastyczności	w elementach ściskanych osiowo i mimośrodowo	1,8	2,0
	w pozostałych elementach konstrukcyjnych	1,6	1,8

Dokonując oceny bezpieczeństwa prowadzenia prac przeanalizowano zmianę globalnego współczynnika pewności s , w zależności od stopnia uszkodzenia słupa, którego miarą jest ubytek przekroju Δc – patrz rys. P13.3.



Rys. P13.3. Efektywny przekrój słupa w zależności od stopnia uszkodzenia powierzchniowej warstwy betonu

Na etapie wzmacniania siła w słupie zostanie ograniczona do wartości $N_{Eqp} = G + Q = 900$ kN. Rozważając rysunek P13.4 można stwierdzić, że nośność przekroju zredukowanego z uwagi na uszkodzenie powierzchniowej warstwy betonu o grubości $\Delta c = 40$ mm wynosi 1850 kN, co przekłada się na globalny współczynnik bezpieczeństwa $s = 2,06 > s_{min} = 1,80$. Pomijając istniejące zbrojenie podłużne (przekrój betonowy) uzyskano by nośność $N_R = 220 \cdot 320 \cdot 24,5 \cdot 10^{-3} = 1725$ kN $> 1,8N_{Eqp}$. Można na tej podstawie stwierdzić, że realizacja prac będzie bezpieczna i możliwe jest wzmocnienie poprzez obetonowanie słupa.

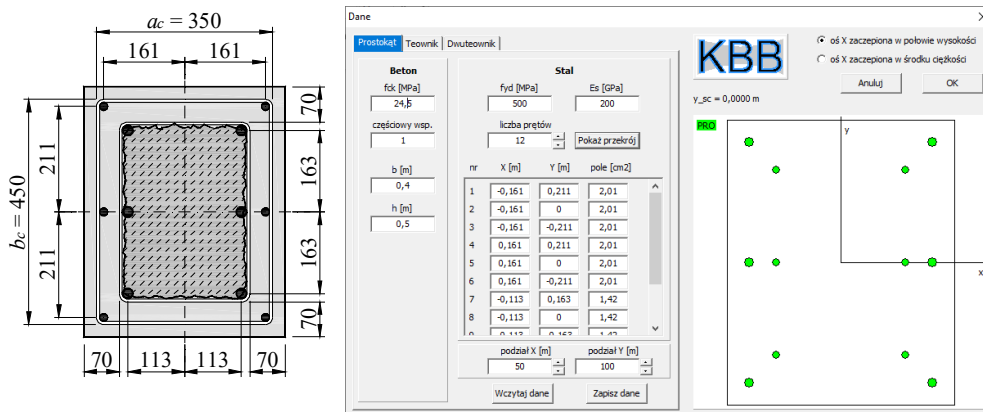


Rys. P13.4. Globalny współczynnik bezpieczeństwa w zależności od ubytku przekroju słupa

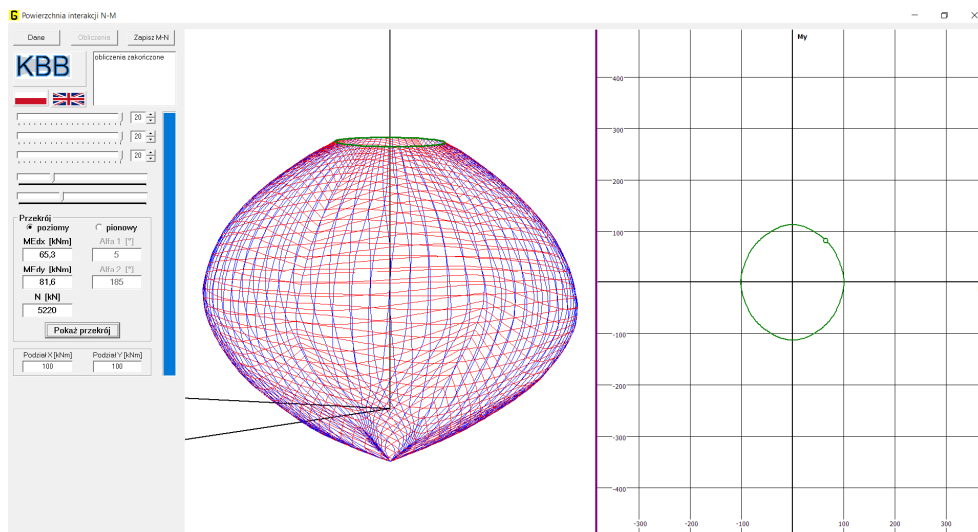
Poniżej przedstawiono obliczenia dotyczące nośności słupa po wykonaniu żelbetowego gorsetu.

Wariant 1

W obliczeniach uwzględnia się powiększony przekrój słupa, przyjmując wytrzymałość betonu rdzenia $f_{cm} = 24,5$ MPa i sprowadzony przekrój zbrojenia podłużnego [w przypadku zbrojenia istniejącego przekrój określono zgodnie z zależnością (140)]. Średnia nośność przekroju po wzmocnieniu będzie wynosiła $N_{Rm} = 5220$ kN ($M_{Rm,x} = 81,6$ kNm, $M_{Rm,y} = 65,3$ kNm) – patrz rys. P13.5. Ponieważ planuje się zwiększenie obciążenia do wartości nominalnej $N_{Em} = 2190$ kN, globalny współczynnik bezpieczeństwa będzie na poziomie około $s = 2,37 > 1,8$.



Rys. P13.5. Układ zbrojenia w przekroju słupa i założenia przyjęte do obliczeń

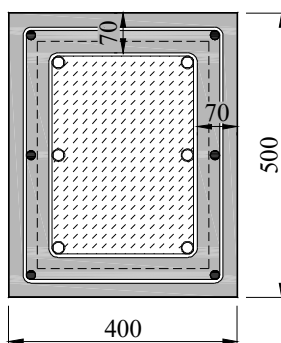


Rys. P13.6. Powierzchnia interakcji opisująca nośność analizowanego przekroju

Prowadząc obliczenia metodą stanów granicznych przy założeniu minimalnej obliczeniowej wytrzymałości betonu $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_{c,red4} = 17,2/1,3 = 13,2$ MPa i granicy plastyczności zbrojenia $f_{yd} = 500/1,15 = 435$ MPa uzyskuje się obliczeniową nośność przekroju $N_{Rd} = 3140$ kN ($M_{Rd,x} = 49,1$ kNm, $M_{Rd,y} = 39,2$ kNm). Po zwiększeniu obciążenia nominalna siła ściskająca w słupie będzie równa $N_{Ek} = G + Q = 1320 + 870 = 2190$ kN, co przekłada się na wartość obliczeniową $N_{Ed} = 1,35 \cdot 1320 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 870 = 2696$ kN $< N_{Rd} = 3140$ kN ($N_{Ed}/N_{Rd} = 0,86$). Nośność elementu będzie zatem zachowana.

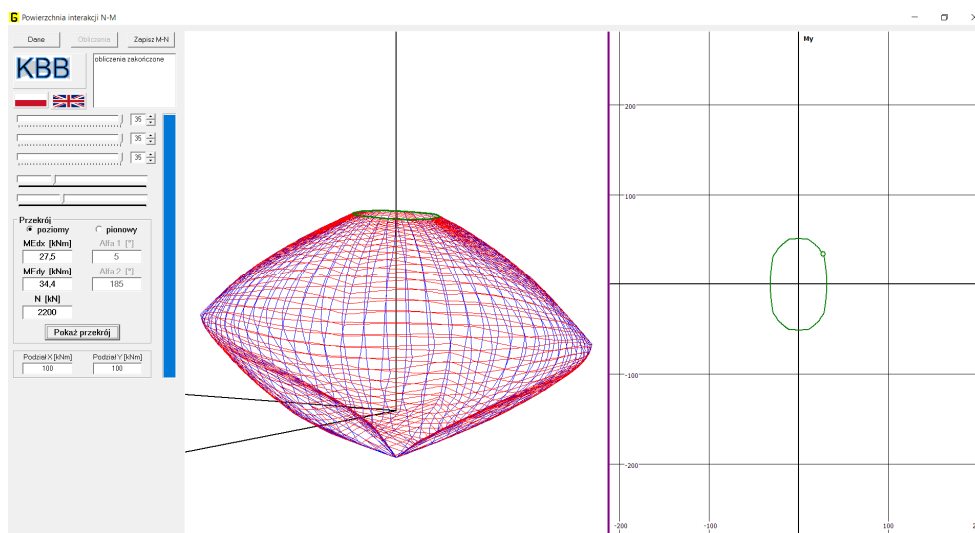
Wariant 2

W obliczeniach uwzględnia się przekrój żelbetowego gorsetu (patrz rys. P13.7), przyjmując wytrzymałość na ściskanie nowego betonu (C25/30) $f_{ck} = 25$ MPa. Prowadząc obliczenia metodą stanów granicznych, określamy obliczeniową siłę podłużną, jaka będzie panowała w słupie w trakcie wzmacniania (miarodajna jest kombinacja obciążeń 6.10a według PN-EN 1990) $N_{Ed,0} = 1,35 \cdot 700 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 200 = 1155$ kN. Zmiana użytkowania będzie wiązała się ze wzrostem obliczeniowej siły podłużnej o wartość $\Delta N_{Ed} = N_{Ed} - N_{Ed,0} = 2696 - 1155 = 1541$ kN



Rys. P13.7. Przekrój i zbrojenie żelbetowego gorsetu

Dodatkowe obciążenie musi zostać przekazane za pośrednictwem żelbetowego gorsetu, którego nośność wynosi $N_{Rd} = 2200$ kN ($M_{Rd,x} = 34,4$ kNm, $M_{Rd,y} = 27,5$ kNm). Ponieważ stosunek dodatkowego obciążenia do nośności gorsetu $\Delta N_{Ed}/N_{Rd} = 0,70$, warunek stanu granicznego nośności będzie zachowany. Na rysunku P13.8 pokazano powierzchnię interakcji charakteryzującą rozważany przekrój cienkościenny.



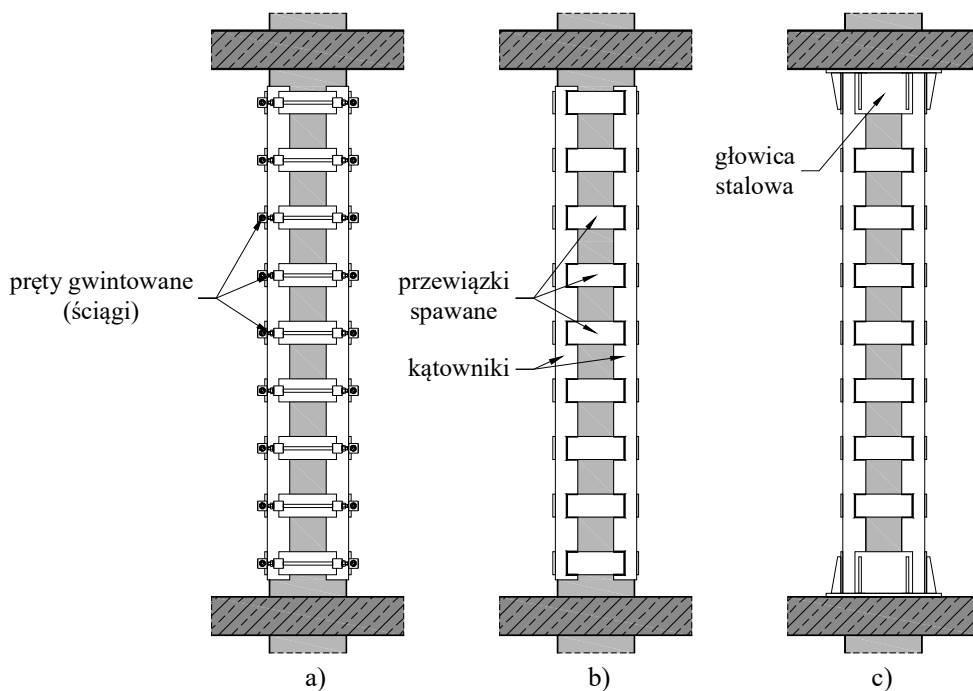
Rys. P13.8. Powierzchnia interakcji opisująca nośność żelbetowego gorsetu

Biorąc pod uwagę wyniki przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że wzmocnienie istniejącego słupa za pomocą żelbetowego gorsetu będzie możliwe i pozwoli zwiększyć obciążenia działające na konstrukcję do planowanych wartości.

7.2. Wzmacnianie za pomocą elementów stalowych

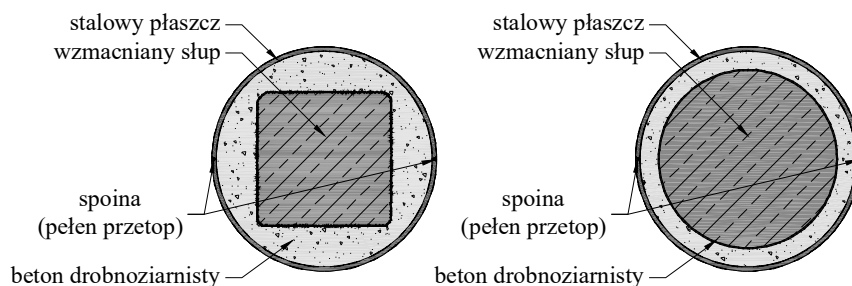
Kolejnym ze sposobów wzmocnienia słupów żelbetowych jest stalowy gorset składający się z kątowników umieszczanych w narożach i łączonych za pomocą przewiązek w formie płaskowników. Wskazana metoda ma tę zaletę, iż jej zastosowanie nie prowadzi do znacznego zwiększenia przekroju słupa. Skuteczność wzmocnienia wymaga oczywiście starannego zespolenia słupa ze stalowym gorsetem, który powinien możliwie ściśle dolegać do żelbetowego elementu. W tym celu dokonuje się fazowania naroży słupa a pomiędzy elementami stalowymi i powierzchnią słupa stosuje się drobnoziarnistą zaprawę polimerowo-cementową. Aby uzyskać ściśle doleganie gorsetu do słupa można zastosować śruby lub tymczasowe ściągi a kątowniki łączyć za pomocą przewiązek podgrzanych przed spawaniem. Po ostygnięciu będą one starały się powrócić do pierwotnego kształtu, dociskając znajdujące się na ich końcach kątowniki.

W zależności od sposobu wykonania stalowego gorsetu jego zastosowanie może prowadzić do zwiększenia nośności słupa jedynie wskutek skrępowania betonu rdzenia (rys. 67a i 67b) lub też wskutek skrępowania i dodatkowego przekazania obciążenia na stalowe kątowniki (krawężniki) – w przypadku gdy na końcach wzmocnienia wykonane zostaną stalowe głowice gwarantujące docisk elementów do obu powierzchni stropu (rys. 67c).



Rys. 67. Przykłady kształtowania stalowego gorsetu: a) docisk realizowany za pomocą stalowych ściągów, b) docisk realizowany za pomocą stalowych przewiązek, c) gorset przejmujący część obciążeń pionowych za pośrednictwem stalowych głowic

Innym rozwiązaniem, w którym wykorzystuje się efekt skrępowania betonu słupa, jest zastosowanie stalowego płaszcza – patrz rys. 68. Wzmacnianie polega na obudowaniu słupa cienkościennym przekrojem stalowym (rurą). Po umieszczeniu elementów płaszcza w docelowym miejscu są one ze sobą spawane w celu zachowania ciągłości przekroju. Przestrzeń pomiędzy płaszczem a słupem jest następnie wypełniana samozagęszczalnym betonem droбноziarnistym (w płaszczu należy przewidzieć otwory do podawania mieszanki a także otwory rewizyjne do kontroli jej układania). W zależności od ilości przestrzeni pomiędzy słupem a płaszczem możliwe jest także wprowadzenie dodatkowego zbrojenia podłużnego



Rys. 68. Przykłady wzmocnienia słupów za pomocą stalowego płaszcza

7.2.1. Wzmacnianie za pomocą stalowego gorsetu

W literaturze przedmiotu przedstawione są liczne empiryczne i analityczne formuły opisujące nośność słupów żelbetowych wzmocnionych za pomocą kształtowników stalowych. W rozdziale zostaną bardziej szczegółowo omówione wybrane z nich, które zostały zweryfikowane na podstawie wyników badań eksperymentalnych i charakteryzują się przydatnością z inżynierskiego punktu widzenia.

W pracy *Cirka* [7] przedstawiono wyniki badań 39 żelbetowych słupów krępych wzmocnianych za pomocą stalowego gorsetu, składającego się z kątowników rozmieszczonych w narożach słupa i połączonych przewiązkami. W badaniach analizowano wpływ przekroju i rozstawu przewiązek. W większości przypadków przewiązki były nagrzewane przed połączeniem z kątownikami do temperatury $T = 150 \div 200^\circ\text{C}$ w celu wywołania dodatkowego docisku stalowego gorsetu do słupa, po ostygnięciu przewiązek. Na podstawie przeprowadzonych analiz, *Cirtek* sformułował propozycję metody obliczeniowej, którą można stosować w przypadku projektowania wzmocnienia słupów wykonanych z betonów klas C12/15 ÷ C25/30. Ma ona zastosowanie do słupów o przekroju prostokątnym ($0,5 \leq c_1/c_2 \leq 2,0$), charakteryzujących się smukłością $\lambda \leq 35$.

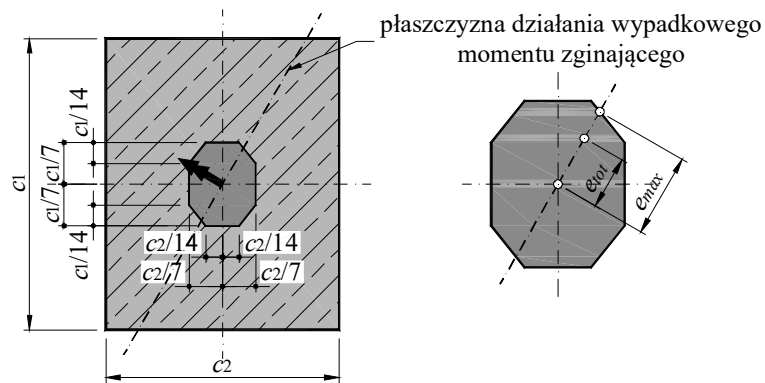
Przy ustalaniu nośności elementu wzmocnionego pod uwagę bierze się jedynie wpływ stalowego gorsetu na efektywne cechy betonu słupa. Zadaniem elementów stalowych jest ograniczenie odkształceń poprzecznych betonu rdzenia i tym samym wywołanie skrzepowania betonu. Nie uwzględnia się udziału kątowników w nośności przekroju przy ściskaniu.

Na podstawie pomiarów odkształceń elementów stalowego wzmocnienia, wykonanych w trakcie badań, sformułowano następujące zalecenia dotyczące cech wytrzymałościowych stali stosowanej do wykonania gorsetu – patrz Tablica 18.

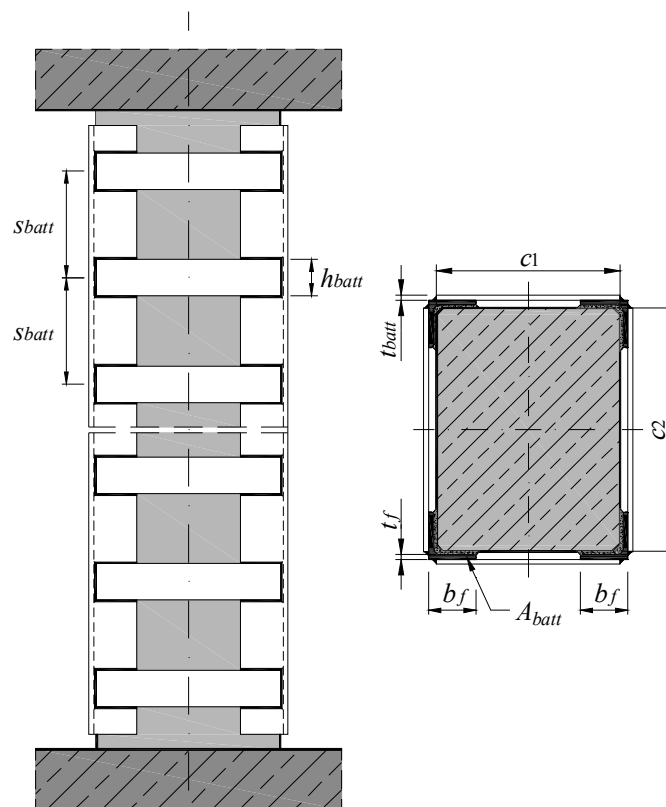
Tablica 18. Zalecane parametry stali kształtowej stosowanej do wykonania gorsetu [7]

Komponent	Klasa wytrzymałości betonu	Minimalna granica plastyczności f_y [MPa]
1	2	3
Przewiązka	C12/15	210
	C16/20÷C25/30	240
Kątownik	C12/15÷C25/30	210

Autor pracy [7] zwraca uwagę, że skuteczność stalowego gorsetu będzie malała wraz ze wzrostem mimośrodowość obciążenia. Prezentowaną procedurę obliczeniową można stosować w przypadku, gdy wypadkowy mimośród obciążenia e_{tot} będzie zawierał się w obrębie efektywnego rdzenia przekroju, pokazanego na rys. 69.



Rys. 69. Kształt efektywnego rdzenia przekroju



Rys. 70. Oznaczenia stosowane do opisu elementów stalowego gorsetu

Poniżej przedstawiono zalecenia dotyczące kształtu elementów stalowych, formujących gorset (stosowane oznaczenia objaśniono też na rys. 70):

kątowniki (krawężniki gorsetu)

- kątownik równoramienny o minimalnym przekroju $L50 \times 5$,
- długość ramienia $b_f \geq 0,1 (c_1 + c_2)$,

- grubość ścianki $t_f \geq 0,1 \cdot b_f$,

przewiązki

- grubość płaskownika $t_{batt} \leq t_f$,
- pole przekroju poprzecznego przewiązki $A_{batt} \geq 0,001 (c_1 + c_2)^2$,
- osiowy rozstaw przewiązek $0,2 (c_1 + c_2) \leq s_{batt} \leq 0,375 (c_1 + c_2)$.

Grubość spoin pachwinowych łączących przewiązki z kątownikami należy dobrać w taki sposób, by możliwe było osiągnięcie pełnej nośności przewiązek $N_{pl,Rd}$.

Nośność wzmocnionego słupa ściskanego mimośrodowo (mimośród obciążenia musi mieścić się w rdzeniu przekroju pokazanym na rys. 69) określa się następująco

$$N_{Rd,b} = N_{Rd} + \Delta N_{Rd} \left(1 - \frac{e_{tot}}{e_{max}} \right), \quad (141)$$

gdzie:

N_{Rd} – nośność słupa żelbetowego przed wzmocnieniem (określona zgodnie z zasadami EN 1992-1-1),

ΔN_{Rd} – zwiększenie nośności wynikające ze skrępowania betonu słupa za pomocą stalowego gorsetu, opisane zależnością (142),

e_{tot} – całkowity mimośród obciążenia,

e_{max} – graniczny mimośród obciążenia, zależny od kierunku działania wypadkowego momentu zginającego (patrz rys. 69).

Wzrost nośności elementu, wynikający ze skrępowania słupa za pomocą stalowego gorsetu definiuje się następująco

$$\Delta N_{Rd} = 0,85 \cdot A_c f_{cd} \cdot \left(\prod \psi_i - 1 \right). \quad (142)$$

Iloczyn współczynników ψ_i uwzględniających m.in. właściwości betonu słupa, jego kształt i rozmieszczenie przewiązek, określony jest następująco

$$\prod \psi_i = \psi_{batt} \cdot \psi_{conc} \cdot \psi_{shape} \cdot \psi_{size} \cdot \psi_N \cdot \psi_{dg} \leq 1,65. \quad (143)$$

Tym samym dopuszcza się zwiększenie nośności słupa wskutek skrępowania betonu o nie więcej niż 40% nośności przekroju słupa niewzmocnionego $A_c f_{cd}$. Współczynniki występujące w wyrażeniu (143) zdefiniowane są następująco:

- ψ_{batt} – współczynnik zależny od rozstawu przewiązek, $\psi_{batt} = 2,0 - 1,2 \frac{s_{batt}}{c_1 + c_2}$,
- ψ_{conc} – współczynnik zależny od wytrzymałości betonu, równy 1,0 (C12/15), 0,86 (16/20), 0,93 (C20/25), 0,90 (C25/30),

- ψ_{shape} – współczynnik uwzględniający kształt słupa $\psi_{shape} = 0,8 + 0,2 \frac{c_1}{c_2}$,
- ψ_{size} – współczynnik uwzgl. przekrój $\psi_{size} = \left[1 + \frac{c_1 + c_2 - 600}{7,1(c_1 + c_2)} \right]^{2,13 - 1,98 \cdot \psi_{batt} \cdot \psi_{conc}}$,
- ψ_N – współczynnik uwzgl. wykorzystanie nośności elementu na etapie wzmacniania

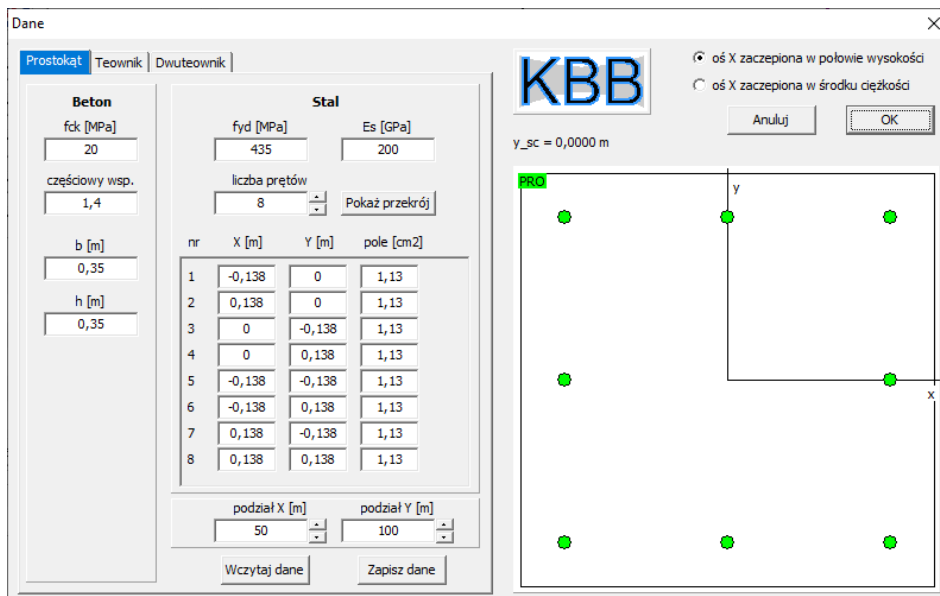
$$\psi_N = 1 - 0,2 \left(\frac{N_{Ed0}}{N_{Rd}} \right)^3,$$
- ψ_{dg} – współczynnik uwzględniający maksymalny rozmiar ziaren kruszywa (jeżeli rozmiar ziaren kruszywa d_g nie jest znany, można przyjmować $\psi_{dg} = 0,95$)

$$\psi_{dg} = 6,8 \cdot d_g + 0,892 \leq 1,0.$$

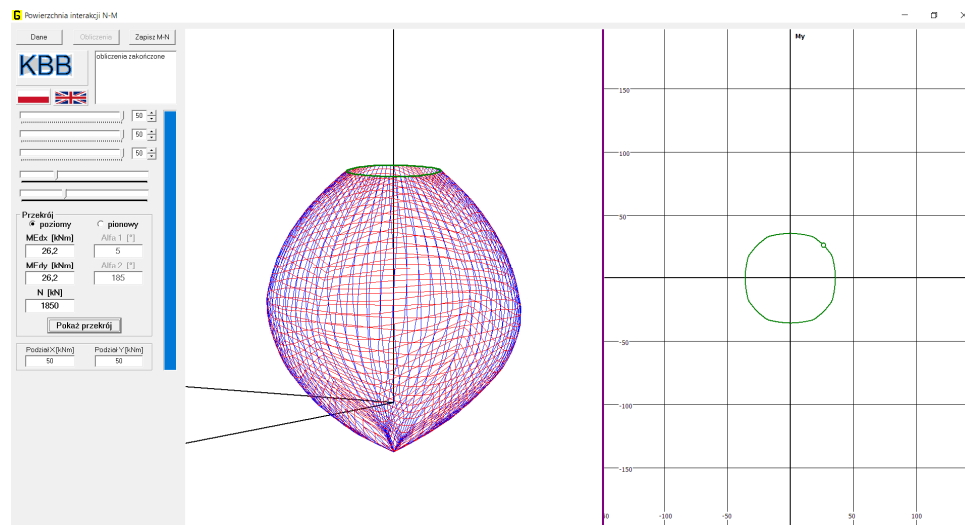
Przykład P14

Wzmocnienie słupa za pomocą stalowego gorsetu

Rozważa się słup wewnętrzny w nowopowstałym budynku. Element ma przekrój kwadratowy 350×350 mm i jest wykonany z betonu klasy C20/25. Zbrojenie główne stanowi 8 prętów #12 ze stali gatunku B500SP. Korzystając z programu Powierzchnia interakcji, wyznaczono obliczeniową nośność przekroju żelbetowego – $N_{Rd} = 1850$ kN przy odpowiadających momentach zginających w obu płaszczyznach $M_{Rd,y} = M_{Rd,z} = 26,2$ kNm (patrz rys. P14.1 i P14.2). Słup traktowany jest jako krępy ($\lambda < \lambda_{lim}$), natomiast decydujący jest mimośród minimalny $e_{min} = 20$ mm.



Rys. P14.1. Przekrój słupa rozważanego w przykładzie



Rys. P14.2. Powierzchnia interakcji charakteryzująca rozważany przekrój

Wskutek zmiany planów odnośnie wykorzystania budynku zaistniała potrzeba zwiększenia obciążeń, co przełożyło się na wzrost siły w słupie z $N_{Ed} = 1500$ kN do $N_{Ed} = 1980$ kN. Przy planowanym obciążeniu nośność elementu nie będzie zachowana ($N_{Ed}/N_{Rd} = 1,07$). Ze względu na stosunkowo niewielki deficyt nośności zdecydowano o wzmocnieniu słupa za pomocą stalowego gorsetu, co umożliwi skrępowanie betonu rdzenia. Przed przystąpieniem do wzmocniania planuje się częściowe odciążenie słupa, co wpłynie na ograniczenie siły osiowej do wartości

$$N_{Ed0} = 1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q = 1,35 \cdot 600 + 1,05 \cdot 200 = 1020 \text{ kN} .$$

Korzystając z wytycznych zawartych w [7] dobieramy elementy stalowe:

- przekrój kątownika

$$\left. \begin{aligned} b_f &\geq 0,1 (c_1 + c_2) = 0,1 (350 + 350) = 70 \text{ mm} \\ t_f &\geq 0,1 b_f = 0,1 \cdot 70 = 7 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{przyjeto L80} \times 8 ,$$

- osiowy rozstaw przewiązek

$$0,2 (c_1 + c_2) = 0,2 \cdot 700 = 140 \text{ mm} \leq s_{batt} \leq 0,375 (c_1 + c_2) = 0,375 \cdot 700 = 262,5 \text{ mm} ,$$

Przyjmujemy przewiązki w rozstawie co 250 mm

- pole przekroju poprzecznego przewiązki

$$A_{batt} \geq 0,001 (c_1 + c_2)^2 ,$$

- grubość przewiązki

$$t_{batt} \leq t_f = 8 \text{ mm} \rightarrow \text{przyjeto } t_{batt} = 8 \text{ mm} ,$$

- wysokość przewiązki

$$h_{batt} \geq 0,001 \frac{(c_1 + c_2)^2}{t_{batt}} = 0,001 \frac{(350 + 350)^2}{8} = 61,2 \text{ mm} \rightarrow \text{przyjeto } h_{batt} = 80 \text{ mm}.$$

Korzystając z zasad PN-EN 1993-1-8 [N15] określamy grubość spoin pachwinowych, które należy ułożyć w celu połączenia przewiązek i kątowników. Zakłada się, że współpracować będą wyłącznie spoiny równoległe do przewiązek. Uwzględniając możliwe niedoskonałości spoin, w obliczeniach zakłada się zmniejszoną ich długość tj. $l_{weld} = 60 \text{ mm}$. Obliczenia wykonano zgodnie z metodą kierunkową [N15] zakładając, że każda ze spoin musi przenieść połowę siły wynikającej z nośności przewiązki $N_{Rd} = A_{batt} \cdot f_{yd} = 8 \cdot 80 \cdot 275 \cdot 10^{-3} = 176,0 \text{ kN}$

$$a \geq \sqrt{3} \frac{0,5 N_{pl,Rd}}{l_{weld}} \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u} = \sqrt{3} \frac{0,5 \cdot 176000}{60} \frac{0,85 \cdot 1,25}{430} = 6,3 \text{ mm}.$$

Biorąc pod uwagę, iż grubość pionu nie powinna wynosić więcej niż 0,7 grubości cieńszego z łączonych komponentów, zdecydowano się przyjąć spoinę pachwinową gr. 6 mm mając na uwadze, że część siły zostanie przejęta także przez spoinę czołową.

Kolejny etap obliczeń stanowi wyznaczenie współczynników definiujących efektywną wytrzymałość betonu słupa:

- współczynnik zależny od rozstawu przewiązek

$$\psi_{batt} = 2,0 - 1,2 \frac{s_{batt}}{c_1 + c_2} = 2,0 - 1,2 \frac{250}{350 + 350} = 1,571,$$

- współczynnik zależny od klasy betonu słupa (C20/25)

$$\psi_{conc} = 0,93,$$

- współczynnik uwzględniający kształt słupa

$$\psi_{shape} = 0,8 + 0,2 \frac{c_1}{c_2} = 0,8 + 0,2 \frac{350}{350} = 1,0,$$

- współczynnik uwzględniający wielkość przekroju

$$\begin{aligned} \psi_{size} &= \left[1 + \frac{c_1 + c_2 - 600}{7,1 (c_1 + c_2)} \right]^{2,13 - 1,98 \cdot \psi_{batt} \cdot \psi_{conc}} = \\ &= \left[1 + \frac{350 + 350 - 600}{7,1 (350 + 350)} \right]^{2,13 - 1,98 \cdot 1,571 \cdot 0,93} = 0,985, \end{aligned}$$

- współczynnik uwzględniający wykorzystanie nośności elementu na etapie wzmacniania (55%)

$$\psi_N = 1 - 0,2 \left(\frac{N_{Ed0}}{N_{Rd}} \right)^3 = 1 - 0,2 \left(\frac{1020}{1850} \right)^3 = 0,966,$$

- współczynnik uwzględniający maksymalny rozmiar ziaren kruszywa (beton wykonany na kruszywie granitowym z udziałem frakcji 8/16)

$$\psi_{dg} = 6,8 \cdot d_g + 0,892 = 0,0068 \cdot 16 + 0,892 = 1,0.$$

Iloczyn współczynników modyfikujących jest równy

$$\prod \psi_i = \psi_{batt} \cdot \psi_{conc} \cdot \psi_{shape} \cdot \psi_{size} \cdot \psi_N \cdot \psi_{dg} = 1,571 \cdot 0,93 \cdot 1,0 \cdot 0,985 \cdot 0,966 \cdot 1,0 = 1,390 < 1,65.$$

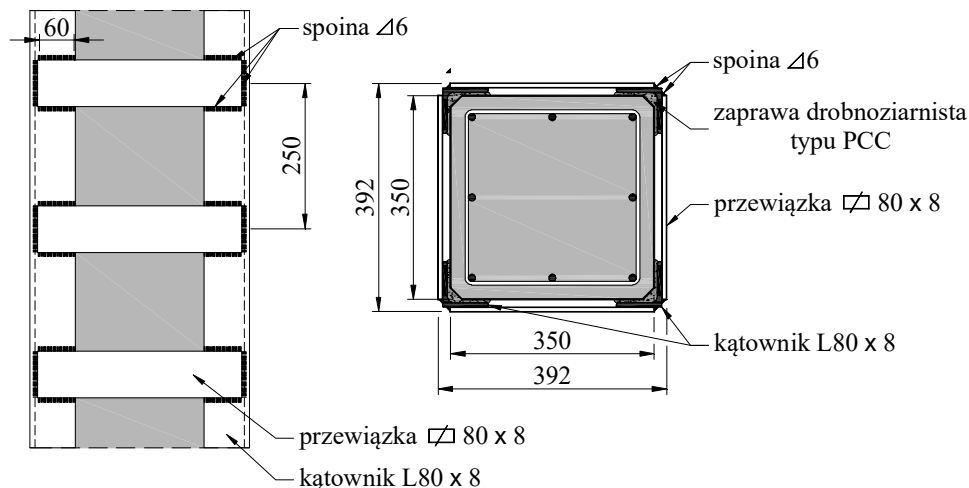
Zwiększenie nośności przekroju w wyniku skrępowania betonu słupa będzie równe

$$\begin{aligned} \Delta N_{Rd} &= 0,85 \cdot A_c f_{cd} \cdot \prod \psi_i = \\ &= 0,85 (350 \cdot 350 - 8 \cdot 113) \cdot 10^{-3} \cdot \frac{20}{1,4} (1,390 - 1) = 544,8 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Określamy obliczeniową nośność słupa z uwzględnieniem wpływu wypadkowego mimośrodu obciążenia e_{tot}

$$\begin{aligned} N_{Rd,b} &= N_{Rd} + \Delta N_{Rd} \left(1 - \frac{e_{tot}}{e_{max}} \right) = \\ &= 1850 + 575,8 \left(1 - \frac{20}{53} \right) = 1850 + 339,2 = 2208,5 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Po wzmocnieniu możliwe będzie zwiększenie planowanych obciążeń – $N_{Ed}/N_{Rd,b} = 0,90$. Na rysunku P14.3 pokazano schemat zaprojektowanego wzmocnienia.



Rys. P14.3. Schemat stalowego gorsetu wzmocniającego słup

W pracy *Campione* [5] przedstawiono propozycję procedury obliczeniowej, w której, oprócz efektu skrępowania betonu słupa, uwzględnia się również udział stalowych kątowników,

stanowiących krawężniki gorsetu. Nośność wzmocnionego w ten sposób elementu określona jest następująco (stosowane oznaczenia objaśniono na rys. 71)

$$N_{Rd} = n_b \cdot f_{cd} c^2 + n_a \cdot 8 L_a t_f f_{yd}, \quad (144)$$

gdzie:

n_a – bezwymiarowy współczynnik wyrażający maksymalną siłę podłużną, jaka może zostać przekazana za pośrednictwem kątowników (bezwymiarowe naprężenia krytyczne)

$$n_a = \frac{\sqrt{t_f f_{yd} \left(t_f f_{yd} L_a^2 - \frac{q_{\max} s_{batt}^2}{3} \right)}}{2 t_f L_a f_{yd}} \leq 1,0,$$

n_b – współczynnik uwzględniający wpływ skrupowania stalowym gorsetem na efektywną wytrzymałość betonu słupa (stosunek wytrzymałości betonu skrupowanego do wytrzymałości w jednoosiowym stanie naprężenia f_{cc}/f_c)

$$n_b = \frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4,74 \left[\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \frac{t_{batt} h_{batt}}{s_{batt} \cdot c} \cdot e^{\left(-1,5 \frac{s_{batt}}{c} \right)} \right]^{0,87},$$

f_{cd} – wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie,

f_{yda} – obliczeniowa granica plastyczności kątownika,

f_{ydb} – obliczeniowa granica plastyczności przewiązki,

c – szerokość słupa,

L_a – szerokość kątownika,

t_f – grubość kątownika,

t_{batt} – grubość przewiązki,

h_{batt} – wysokość przewiązki,

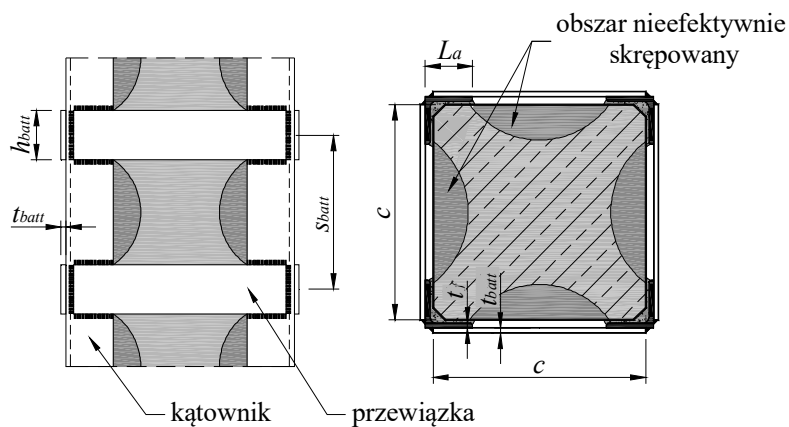
s_{batt} – rozstaw przewiązek,

q_{\max} – nacisk na kątownik wynikający z odkształceń betonu słupa

$$q_{\max} = \frac{2\sqrt{2}}{2} f_{l\max} L_a,$$

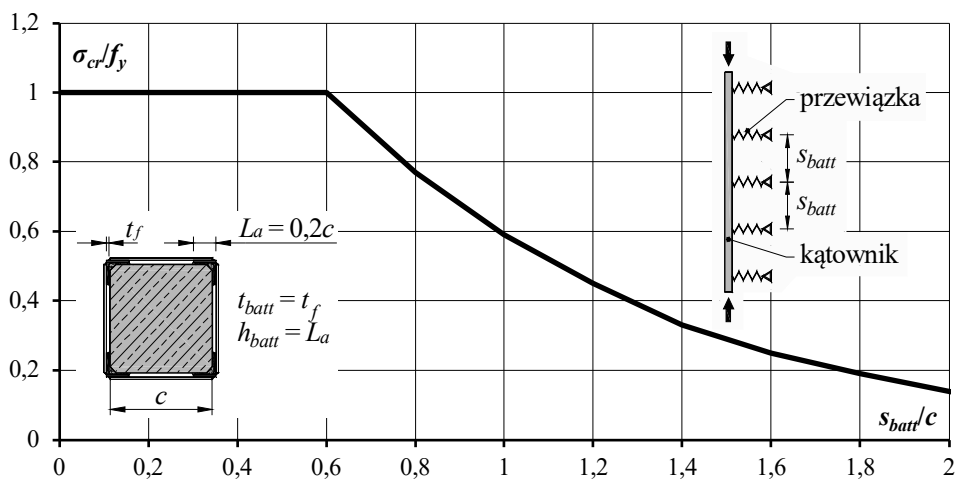
$f_{l\max}$ – naprężenia poprzeczne wynikające z ograniczenia odkształceń poprzecznych betonu przez stalowy gorset

$$f_{l\max} = 1,33 \frac{f_{yd} t_{batt} h_{batt} e^{\left(-1,5 \frac{s_{batt}}{c} \right)}}{s_{batt} c}.$$



Rys. 71. Skrępowanie betonu węzła stalowym gorsetem

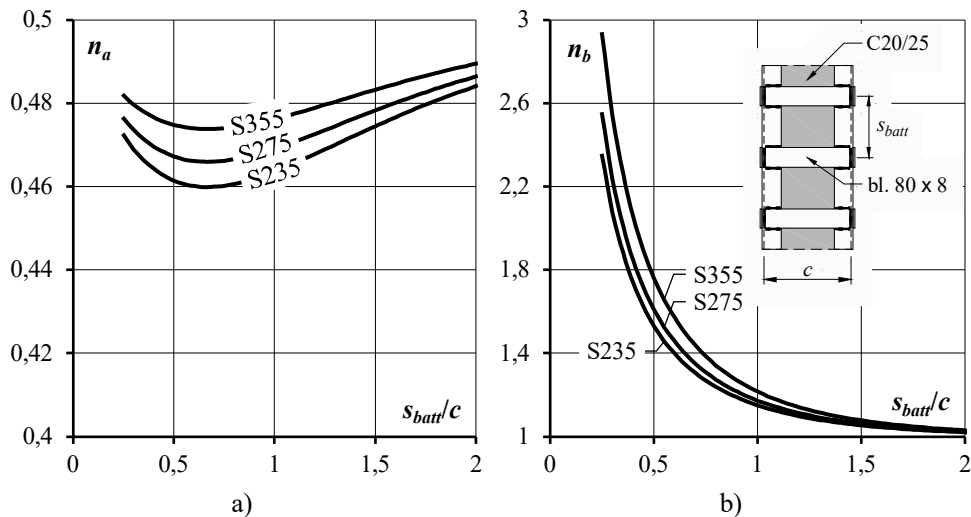
W przedstawionej procedurze obliczeniowej uwzględnia się możliwość utraty stateczności kątowników stalowych i tym samym ograniczoną sztywność podparcia bocznego betonu rdzenia. Stwierdzono, że długość wyboczeniowa kątowników może być większa aniżeli odległość pomiędzy sąsiednimi przewiązkami w przypadku gdy sztywność przewiązek jest niewystarczająca. Na rysunku 72 pokazano zależność pomiędzy względnymi naprężeniami krytycznymi σ_{cr}/f_y w funkcji względnego rozstawu przewiązek, jaką uzyskano w pracy [5]. Można zauważyć, że przy przyjętych założeniach osiągnięcie granicy plastyczności w kątownikach możliwe jest jedynie wówczas, gdy rozstaw przewiązek nie jest większy niż $0,6c$ (gdzie c stanowi szerokość przekroju słupa).



Rys. 72. Zależność pomiędzy względnymi naprężeniami krytycznymi a rozstawem przewiązek stalowego gorsetu [5]

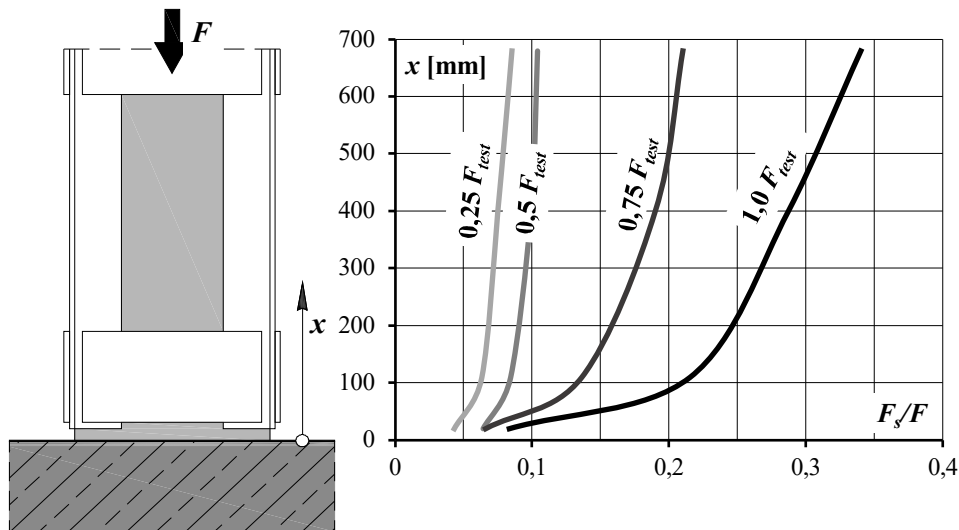
Na rysunku 73 pokazano zależność pomiędzy współczynnikami n_a i n_b w funkcji względnego rozstawu przewiązek s_{batt}/c . Obliczenia wykonano przy założeniu, że słup ma przekrój 350×350 mm i wykonany jest z betonu C20/25, natomiast wzmocnienie zrealizowano za pomocą kątowników $L80 \times 8$ połączonych przewiązkami z płaskowników

80×8. Można zauważyć, że największą skuteczność skrepowania betonu rdzenia, którą wyraża współczynnik n_b , uzyskuje się w przypadku rozstawu przewiązek $s_{batt} < 1,5c$. W tym zakresie współczynnik n_a , uwzględniający udział stalowych kątowników, kształtuje się na poziomie około 0,46÷0,48 i jest jedynie w niewielkim stopniu zależny od rozstawu przewiązek.



Rys. 73. Wpływ względnego rozstawu przewiązek na wartość współczynników n_a i n_b

Stalowy gorset powoduje ograniczenie odkształceń poprzecznych betonu rdzenia, skutkiem czego uzyskuje on wyższą wytrzymałość efektywną. Wpływ skrepowania jest największy w sąsiedztwie przewiązek, co związane jest z największą sztywnością stalowego gorsetu w tym obszarze. Rozkład naprężeń poprzecznych na długości słupa pokazano w sposób schematyczny na rys. 75. Siły ze słupa przekazywane są na elementy stalowego gorsetu za pośrednictwem tarcia, które jest największe w miejscu połączenia kątowników z przewiązkami. Na rysunku 74 pokazano rozkład sił w kątownikach służących do wzmocnienia słupa rozważanego w badaniach Adam i in. [1]. Po osiągnięciu obciążenia stanowiącego około 75% siły niszczącej F_{max} zauważalna jest wyraźna zmiana siły w kątownikach F_s w obrębie ostatniej przewiązki, zlokalizowanej około 20 mm od podstawy słupa. Tuż przed osiągnięciem siły niszczącej siła przekazywana przez przewiązki u podstawy słupa stanowiła około 15% nośności elementu.



Rys. 74. Udział stalowych kątowników w przenoszeniu obciążenia działającego na słup w funkcji położenia przekroju względem podstawy słupa

Wyniki dotychczasowych badań eksperymentalnych i symulacji numerycznych [1] wykazały, że możliwe są dwa mechanizmy zniszczenia stalowego gorsetu:

- uplastycznienie kątowników (krawężników gorsetu) – wskutek łącznego działania siły podłużnej i zginania wywołanego poprzecznym naciskiem betonu słupa pomiędzy przewiązkami formują się przeguby plastyczne (patrz rys. 76),
- uplastycznienie przewiązek wynikające rozciągania będącego następstwem odkształceń poprzecznych betonu słupa.

Uwzględniając powyższe spostrzeżenia, autorzy pracy [4] przedstawili propozycję metody obliczeniowej, w której uwzględnia się zarówno efekt skrępowania betonu słupa przez stalowy gorset jak i udział kątowników gorsetu w nośności wzmacnianego elementu żelbetowego. Maksymalna nośność przekroju żelbetowego dana jest następująco

$$N_{Rd} = \underbrace{0,85 \cdot A_c f_{cd} + A_s f_{sd}}_{\text{nosność przekroju żelbetowego}} + \underbrace{K \cdot f_l \cdot A_c}_{\text{efekt skrępowania betonu}} + \underbrace{N_L}_{\text{siła przekazywana przez kątowniki}}, \quad (145)$$

gdzie:

A_c – pole przekroju betonu,

A_s – pole przekroju zbrojenia podłużnego,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

f_{sd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego,

f_l – naprężenia poprzeczne, wynikające ze skrępowania rdzenia za pomocą stalowego gorsetu,

K – współczynnik uwzględniający wpływ naprężeń poprzecznych na efektywną wytrzymałość betonu, równy 2,5,

N_L – siła przenoszona przez stalowe kątowniki.

W procedurze obliczeniowej przyjęto uproszczone założenie, iż siła z żelbetowego rdzenia przekazywana jest na kątowniki wyłącznie w miejscu występowania przewiązek, gdzie

pojawiają się największe siły tarcia. Zmiana siły podłużnej N_L jest zatem zależna od wysokości przewiązki i dana następującą funkcją

$$N_L = N_i \left(1 - e^{-m \cdot h_{batt}}\right), \quad (146)$$

gdzie:

N_i – oznacza siłę podłużną działającą na element w poziomie górnej krawędzi przewiązki,

m – współczynnik definiujący przekazywanie obciążenia z żelbetowego rdzenia poprzez przewiązkę, równy

$$m = \frac{4 \cdot \mu \cdot v_c}{c \left(1 - v_c + \frac{c \cdot E_c}{2 \cdot t_{batt} \cdot E_s}\right)},$$

μ – współczynnik tarcia równy 0,2,

v_c – współczynnik *Poissona* odnoszący się do betonu, równy 0,2,

c – szerokość słupa,

t_{batt} – grubość przewiązki,,

h_{batt} – wysokość przekroju przewiązki

E_c – moduł sprężystości betonu,

E_s – moduł sprężystości podłużnej stali kształtowej.

Siła panująca w żelbetowym rdzeniu ulega zmniejszeniu o N_L w poziomie każdej z przewiązek. Równocześnie w kątownikach następuje tożsamy wzrost siły podłużnej, co pokazano schematycznie na rys. 75.

Maksymalne naprężenia poprzeczne f_l , jakie wynikają z ograniczenia odkształceń poprzecznych betonu węzła przez przewiązki są powiązane z nośnością kątowników, determinowaną uformowaniem się przegubów plastycznych – patrz rys. 76. Graniczne obciążenie poprzeczne q_h jest zależne od siły podłużnej $F_s/4$, jaka występuje w pojedynczym kształtowniku. Na jej podstawie możliwe jest ustalenie momentu granicznego M_{pl} , który będzie wyznaczał uplastycznienie kątownika. Wspomniane wielkości dane są następującymi zależnościami:

$$f_l = \frac{\sqrt{2} \cdot q_h}{c}, \quad (147)$$

$$q_h = \frac{16M_{pl}}{(s_{batt} - h_{batt})^2}, \quad (148)$$

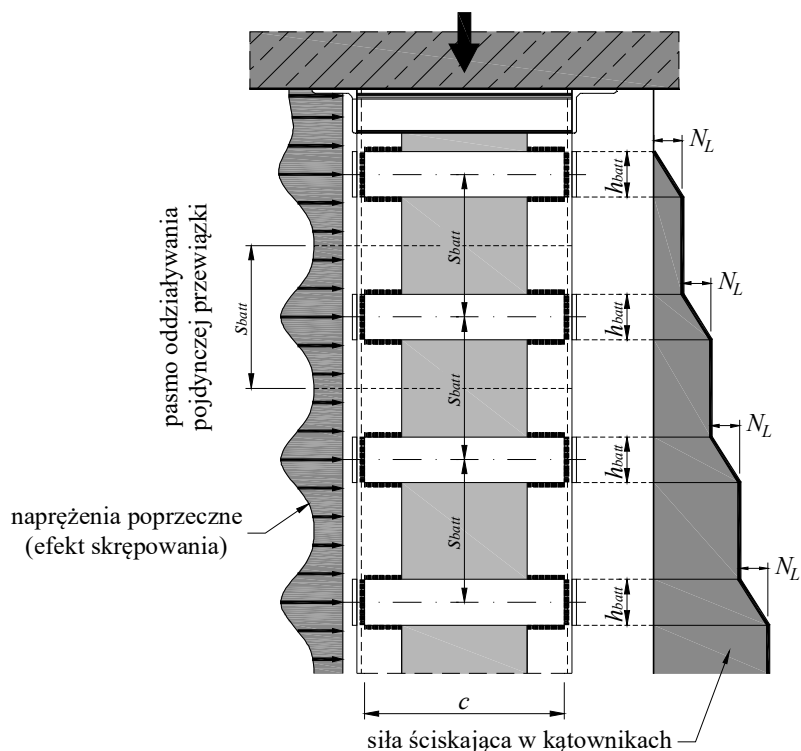
gdzie:

s_{batt} – osiowy rozstaw przewiązek,

h_{batt} – wysokość przewiązki,

c – szerokość słupa,

M_{pl} – moment graniczny związany z uplastycznieniem kątownika, dany zależnością (150).



Rys. 75. Zmiana siły podłużnej w kątownikach stalowych na wysokości słupa

W celu określenia momentu granicznego M_{pl} konieczne jest rozważanie warunku interakcyjnego $M-N$. W przypadku przekrojów klasy 3, do której zalicza się kątowniki zgodnie z PN-EN 1993-1-1, stosuje się analizę sprężystą toteż warunek interakcyjny przybiera postać

$$\frac{F_a}{A_a} + \frac{M_{pl}}{W_{el,\eta}} = f_{yd} , \quad (149)$$

gdzie:

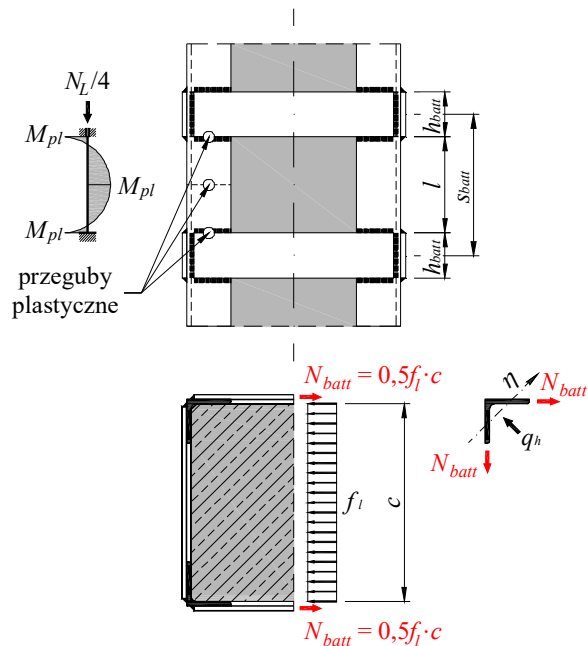
F_a – siła ściskająca w kątowniku,

A_a – pole przekroju poprzecznego kątownika,

$W_{el,\eta}$ – sprężysty wskaźnik przekroju przy zginaniu względem osi η (patrz rys. 76).

Dokonując przekształceń otrzymuje się

$$M_{pl} = \left(f_{yd} - \frac{F_a}{A_a} \right) W_{el,\eta} . \quad (150)$$



Rys. 76. Siły w elementach stalowego gorsetu

Naprężenia poprzeczne f_l są limitowane nośnością stalowych przewiązek. Zakładając, iż w sytuacji granicznej ulegają one uplastycznieniu, otrzymuje się

$$f_l = \frac{2 \cdot t_{batt} \cdot h_{batt} \cdot f_{yd}}{c \cdot s_{batt}} \quad (151)$$

Podstawiając powyższe naprężenia do równania (145) otrzymuje się udział wynikający z nośności przewiązek.

Przykład P15

Wzmocnienie słupa za pomocą stalowego gorsetu

Rozważa się słup analizowany wcześniej w Przykładzie P14. Przekrój, sposób wzmocnienia i obciążenia nie ulegają zmianie. Obliczenia zostaną wykonane zgodnie z procedurą przedstawioną w pracy [4]. Poszukuje się obciążenia N_i , które równe będzie co do wartości nośności przekroju N_{Rd} . Ponieważ moment graniczny M_{pl} jest funkcją siły ściskającej N_{Li} , autorzy pracy [4] proponują prowadzić obliczenia w sposób iteracyjny, korzystając z krzywej interakcji N - M . Zakładając sprężysty rozkład naprężeń w kształtowniku a tym samym liniową relację pomiędzy momentem i siłą podłużną M - N , możliwe jest zapisanie funkcji określającej siłę N_i . W tym celu korzysta się z zależności (145)÷(151):

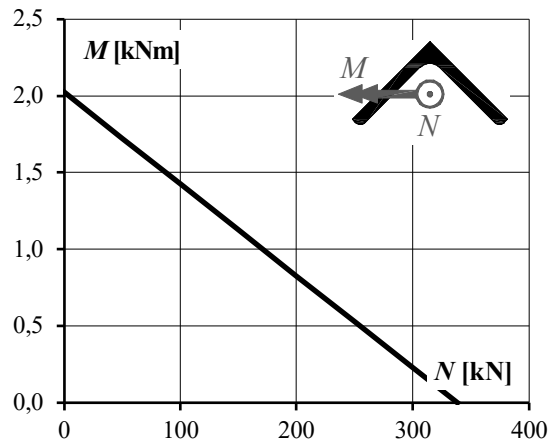
$$N_i - 0,85 \cdot A_c f_{cd} - A_s f_{sd} - K \cdot f_l \cdot A_c - N_{Li} = 0$$

$$N_i - 0,85 \cdot A_c f_{cd} - A_s f_{sd} - K \frac{16\sqrt{2} \left(f_{yd} - \frac{N_L}{4A_a} \right) W_{el,\eta}}{c \cdot (s_{batt} - h_{batt})^2} A_c - N_{Li} = 0$$

$$N_i - 0,85 \cdot A_c f_{cd} - A_s f_{sd} - K \frac{16\sqrt{2} \left(f_{yd} - \frac{N_i (1 - e^{-m \cdot h_{batt}})}{4A_a} \right) W_{el,\eta}}{c \cdot (s_{batt} - h_{batt})^2} A_c - N_i (1 - e^{-m \cdot h_{batt}}) = 0$$

$$N_i \cdot e^{-m \cdot h_{batt}} - 0,85 \cdot A_c f_{cd} - A_s f_{sd} - K \frac{16\sqrt{2} \left(f_{yd} - \frac{N_i (1 - e^{-m \cdot h_{batt}})}{4A_a} \right) W_{el,\eta}}{c \cdot (s_{batt} - h_{batt})^2} A_c = 0$$

Na rysunku P15.1 pokazano obwiednię nośności przekroju N-M kątownika L80 × 8 ze stali S275, wynikającą z zależności (149).



Rys. P15.1. Obwiednia nośności przekroju kątownika stalowego

Współczynnik definiujący przekazanie obciążenia na przewiązki jest równy

$$m = \frac{4 \cdot \mu \cdot v_c}{c \left(1 - v_c + \frac{c \cdot E_c}{2 \cdot t_{batt} \cdot E_s} \right)} = \frac{4 \cdot 0,2 \cdot 0,2}{350 \left(1 - 0,2 + \frac{350 \cdot 30}{2 \cdot 8 \cdot 210} \right)} = 0,000116 \text{ mm}^{-1}.$$

Ze względu na złożony charakter formuły, szukaną siłę N_i otrzymano metodą kolejnych podstawień, przyjmując za punkt wyjścia nośność przekroju zespolonego według PN-EN 1994-1-1 [N16]

$$N_{pl,Rd} = 0,85 \cdot A_c f_{cd} + A_s f_{sd} + A_a f_{yd} =$$

$$= \left[0,85 \cdot 121596 \frac{20}{1,4} + 8 \cdot 113 \frac{500}{1,15} + 4 \cdot 1230 \frac{275}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 32226 \text{ kN},$$

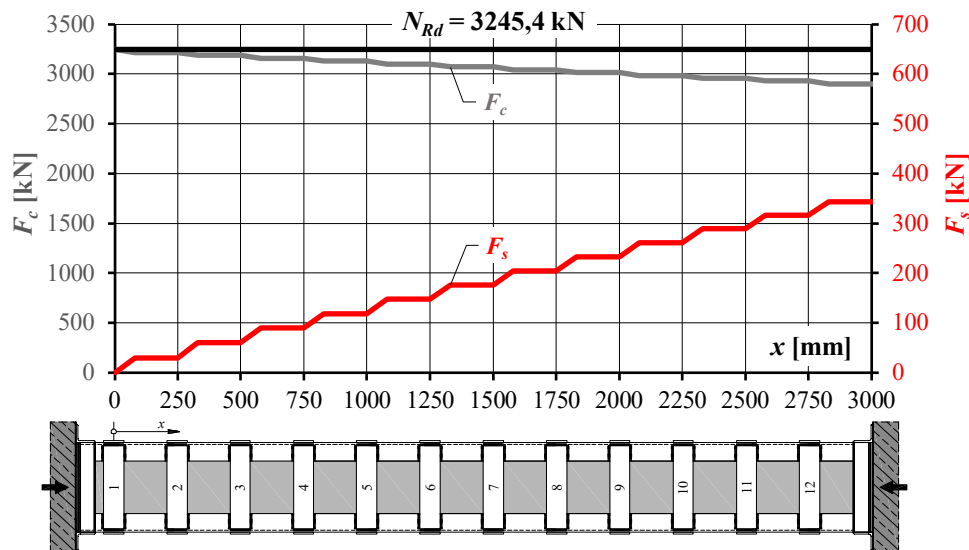
- pole przekroju betonu $A_c = 350 \cdot 350 - 8 \cdot 113 = 121596 \text{ mm}^2$
- pole przekroju zbrojenia $A_s = 8 \cdot 113 = 904 \text{ mm}^2$
- pole przekroju kątownika L80×8 $A_a = 1230 \text{ mm}^2$
- obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{cd} = 20/1,4 = 14,3 \text{ MPa}$
- obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej $f_{sd} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$
- obliczeniowa granica plastyczności stali kształtowej $f_{yd} = 275/1,0 = 275 \text{ MPa}$

Rozwiązaniem równania jest wartość $N_1 = 3245,4 \text{ kN}$, której odpowiada siła podłużna $N_{L1} = 30,1 \text{ kN}$, przekazywana na kątowniki. Jako obciążenie przekroju poniżej pierwszej przewiązki przyjmuje się zatem $F_s = N_1 - N_{L1} = 3245,4 - 30,1 = 3215,3 \text{ kN}$. Podstawiając tę wartość do równania (146) otrzymuje się siłę przekazywaną na kątowniki w poziomie drugiej przewiązki $N_{L2} = 29,8 \text{ kN}$. Uwzględniając siłę N_{L1} uzyskuje się całkowite obciążenie poniżej drugiej przewiązki, przekazywane za pośrednictwem kątowników $N_{L1} + N_{L2} = 30,1 + 29,8 = 59,9 \text{ kN}$. Obliczenia prowadzi się analogicznie w odniesieniu do kolejnych przekrojów na długości elementu. Szczegółowe wyniki dotyczące pozostałych przekrojów na długości słupa zestawiono w Tablicy P15.1.

Tablica P15.1. Wyniki obliczeń dotyczących sił w słupie wzmocnionym za pomocą stalowego gorsetu

	Przewiązka											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
N_i [kN]	3245,4	3215,3	3185,5	3155,9	3126,7	3097,7	3068,9	3040,5	3012,3	2984,3	2956,7	2902,1
N_{Li} [kN]	30,1	29,8	29,5	29,3	29,0	28,7	28,5	28,2	27,9	27,7	27,4	27,2
F_s [kN]	30,1	59,9	89,5	118,7	147,7	176,5	204,9	233,1	261,1	288,7	316,2	343,3
M_{pl} [kNm]	1,98	1,93	1,89	1,85	1,80	1,76	1,72	1,68	1,63	1,59	1,55	1,51
f_i [MPa]	4,427	4,327	4,228	4,130	4,033	3,937	3,842	3,748	3,654	3,561	3,470	3,379

Wraz ze zmianą siły przykazywanej za pośrednictwem stalowych kątowników, efekt skrępowania betonu będzie ulegał zmniejszeniu. Na rysunku P15.2 pokazano rozkład sił we wzmocnionym elemencie. Linia czarną oznaczono nośność elementu $N_{Rd} = 3245,4 \text{ kN}$. Linia szara wyznacza udział żelbetowego rdzenia F_c (z uwzględnieniem skrępowania betonu), natomiast linia czerwona odpowiada całkowitej sile F_s , przekazywanej za pośrednictwem 4 stalowych kątowników.



Rys. P15.2. Rozkład sił w rdzeniu żelbetowego słupa (F_c) i kątownikach stalowych (F_s)

W przekroju przy podstawie słupa siła przekazywana za pośrednictwem stalowych kątowników wynosić będzie $F_s = 343,3$ kN, co stanowi 10,6% nośności obliczeniowej N_{Rd} . Kolejny etap obliczeń stanowi określenie dopuszczalnego obciążenia z uwagi na nośność przewiązek. Maksymalne naprężenia poprzeczne związane z uplastycznieniem płaskownika 80×8 wynoszą

$$f_{l,b} = \frac{2 \cdot t_{batt} \cdot h_{batt} \cdot f_{yd}}{c \cdot s_{batt}} = \frac{2 \cdot 8 \cdot 80 \cdot 275}{350 \cdot 250} = 4,023 \text{ MPa} .$$

Uwzględniając powyższą wartość w równaniu (145) i dokonując stosownych przekształceń algebraicznych, otrzymujemy nośność przekroju w poziomie pierwszej przewiązki

$$N_i \cdot e^{-m \cdot h_{batt}} - 0,85 \cdot A_c f_{cd} - A_s f_{sd} - K \cdot f_l \cdot A_c = 0 ,$$

$$N_i = \frac{0,85 \cdot A_c f_{cd} + A_s f_{sd} + K \cdot f_{l,b} \cdot A_c}{e^{-m \cdot h_{batt}}} =$$

$$= \frac{0,85 \cdot 121596 \cdot 14,3 + 904 \cdot 435 + 2,5 \cdot 4,023 \cdot 121596}{e^{-0,00011680}} \cdot 10^{-3} = 3121,4 \text{ kN} .$$

Ze względu na to, że w poziomie każdej kolejnej przewiązki część obciążenia będzie przekazywana z żelbetowego rdzenia na stalowe kątowniki, nośność elementu będzie ulegała zwiększeniu o wartość wynikającą z równania (146). Tym samym o nośności elementu wzmocnionego decydować będzie przekrój położony najbliżej górnego węzła słupa. W rozważanym przypadku to właśnie nośność przewiązek w tym przekroju ogranicza nośność wzmocnionego słupa, która wynosi $N_{Rd} = N_i = 3121,4$ kN.

Porównując wartość naprężeń kłępujących $f_{l,b} = 4,023$ MPa z naprężeniami poprzecznymi f_l określonymi wcześniej przy ustalaniu rozdziału obciążenia na stalowe kątowniki (Tablica P15.1), można zauważyć, że kryterium związane z nośnością przewiązek będzie decydujące w odniesieniu do przekrojów w poziomie przewiązek 1÷5 ($f_l > f_{l,b}$). Dopiero począwszy od 6. przewiązki nośność wzmocnionego elementu będzie wynikała z efektywnej wytrzymałości betonu rdzenia i udziału stalowych kątowników.

Należy zauważyć, że nośność wynikająca z przedstawionej procedury obliczeniowej znacznie przewyższa wartość $N_{Rd,b} = 2208,5$ kN, ustaloną wcześniej w Przykładzie P14 (różnica około 40%). Przyczyną takiego stanu rzeczy należy upatrywać przede wszystkim w różnym podejściu do ustalania efektywnej wytrzymałości betonu słupa, która w metodzie *Cirtka* [7] opisana jest formułą empiryczną, natomiast propozycja *Calderón* i in. [4] uwzględnia także model mechaniczny pracy przekroju. Procedura [4] została zweryfikowana w świetle rezultatów analizy nieliniowej MES a także wyników badań eksperymentalnych (łącznie 18 elementów). Uzyskano średni stosunek nośności eksperymentalnej do teoretycznej $F_{exp}/F_{calc} = 1,03$ przy współczynniku zmienności na poziomie 3,3%. Można zatem stwierdzić, że propozycja *Cirtka* [7] stanowić będzie dolne oszacowanie nośności słupów wzmocnionych, w którym nie uwzględnia się m.in. udziału stalowych kątowników. Na zachowawczość procedury [7] wskazuje się również w pracy *Campione* [5], który dokonał jej oceny w świetle wyników badań eksperymentalnych.

W celach porównawczych nośność słupa wzmocnionego wyznaczono również, stosując zasady przedstawione w pracy [5]

$$N_{Rd} = n_b \cdot f_{cd} \cdot c^2 + n_a \cdot 8 \cdot L_a \cdot t_f \cdot f_{yd} = \\ = 1,387 \cdot 14,3 \cdot 350^2 \cdot 10^{-3} + 0,459 \cdot 8 \cdot 80 \cdot 8 \cdot 275 \cdot 10^{-3} = 3075,9 \text{ kN},$$

gdzie:

- współczynniki bezwymiarowe

$$n_a = \frac{\sqrt{t_f \cdot f_{yd} \left(t_f \cdot f_{yd} \cdot L_a^2 - \frac{q_{\max} \cdot s_{batt}^2}{3} \right)}}{2 \cdot t_f \cdot L_a \cdot f_{yd}} = \\ = \frac{\sqrt{8 \cdot 275 \left(8 \cdot 275 \cdot 80^2 - \frac{106,63 \cdot 250^2}{3} \right)}}{2 \cdot 8 \cdot 80 \cdot 275} = 0,459 < 1,0, \\ n_b = \frac{f_{cc}}{f_{cd}} = 1 + 4,74 \left[\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \frac{t_{batt} \cdot h_{batt}}{s_{batt} \cdot c} \cdot e^{\left(-1,5 \frac{s_{batt}}{c} \right)} \right]^{0,87} = \\ = 1 + 4,74 \left[\frac{275}{14,3} \cdot \frac{8 \cdot 80}{250 \cdot 300} \cdot e^{\left(-1,5 \frac{250}{350} \right)} \right]^{0,87} = 1,387,$$

- jednostkowy nacisk na kątownik

$$q_{\max} = \frac{2\sqrt{2}}{2} f_{l\max} L_a = \frac{2\sqrt{2}}{2} 0,916 \cdot 80 = 103,63 \frac{\text{N}}{\text{mm}},$$

- naprężenia poprzeczne

$$f_{l\max} = 1,33 \frac{f_{yd} t_{batt} h_{batt} e^{\left(-1,5 \frac{s_{batt}}{c}\right)}}{s_{batt} c} = 1,33 \frac{275 \cdot 8 \cdot 80 \cdot e^{\left(-1,5 \frac{250}{350}\right)}}{250 \cdot 350} = 0,916 \text{ MPa}.$$

Otrzymana nośność jest bliska przewidywaniom procedury obliczeniowej [4] (różnica około 1,5%) i wskazuje na możliwość zwiększenia nośności słupa za pomocą stalowego gorsetu o 66%.

7.2.2. Wzmacnianie za pomocą stalowego płaszcza

W przypadku przekrojów betonowych skrępowanych płaszczem stalowym w obliczeniach można uwzględnić wzrost efektywnej wytrzymałości betonu wywołany ograniczeniem odkształceń poprzecznych. Jeżeli mimośród obciążenia $e < 0,1D$ i smukłość względna $\lambda \leq 0,5$, wówczas plastyczną nośność przy ściskaniu można określać zgodnie z wyrażeniem (6.33) PN-EN 1994-1-1 [N16]

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1994-1-1} \\ \text{(6.33)} \end{array} \quad N_{pl.Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{D} \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (152)$$

gdzie:

- t – grubość ścianki rury stalowej,
- A_a – pole przekroju rury stalowej,
- A_c – pole przekroju betonowej części przekroju,
- A_s – pole przekroju zbrojenia,
- f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności stali kształtowej,
- f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali kształtowej,
- f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,
- f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,
- f_{sd} – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej.

Współczynniki wyrażające udział betonu i stali kształtowej w nośności przekroju zespolonego dane są następująco:

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1994-1-1} \\ \text{(6.34)} \end{array} \quad \eta_{ao} = 0,25(3 + 2\lambda \leq 1,0), \quad (153)$$

$$\begin{array}{l} \text{PN-EN} \\ \text{1994-1-1} \\ \text{(6.35)} \end{array} \quad \eta_{co} = 4,9 - 18,5\lambda + 17\lambda^2 \geq 0, \quad (154)$$

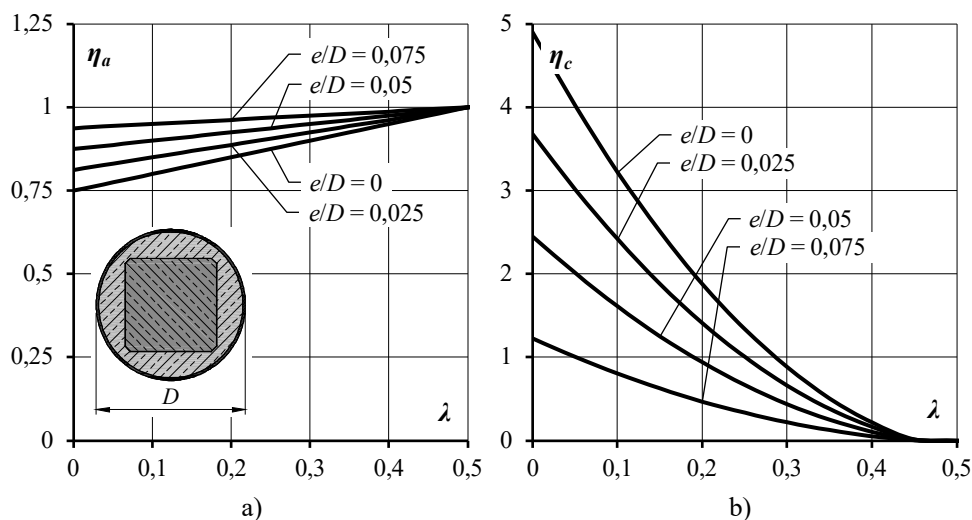
PN-EN
1994-1-1
(6.36)

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0})(10 e/d), \quad (155)$$

PN-EN
1994-1-1
(6.37)

$$\eta_c = \eta_{c0}(1 - 10 e/d). \quad (156)$$

Powyższe współczynniki modyfikują nośność stalowego płaszczka z uwagi na odkształcenia poprzeczne betonu rdzenia jak również ograniczają efekt skrępowania betonu wraz ze wzrostem mimośrodowo obciążenia – patrz też rys. 77. W przypadku, gdy $e \geq 0,1D$ należy przyjmować $\eta_a = 1,0$ i $\eta_c = 0$. Uwzględnia się wówczas nominalną wytrzymałość betonu na ściskanie, jednak możliwe jest pełne wykorzystanie nośności stalowego płaszczka.



Rys. 77. Zależność pomiędzy współczynnikami wyrażającymi udział betonu i stali kształtowej w nośności przekroju zespolonego w zależności od względnej smukłości słupa

Bibliografia

- [1] Adam J., Ivorra S., Pallares F., Giménez E., Calderón P., *Axially loaded RC columns strengthened by steel cages*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, N. 162, 2009, str. 199÷208, doi:10.1680/stbu.2009.162.3.199;
- [2] Andrade C., Alonso C. (red.), *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*, RILEM TC 154-EMC, Materials and Structures, Vol. 37, 2004, str. 623÷643;
- [3] Birkeland P.W., Birkeland H.W., *Connections in precast concrete construction*, ACI Journal Proceedings, Vol. 63, N. 3, 1966, str. 345÷368;
- [4] Calderón P., Adam J., Ivorra S., Pallares F., Giménez E., *Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging*, Materials and Design, Vol. 30, 2009, str. 4069÷4080, doi:10.1016/j.matdes.2009.05.014;

- [5] Campione G., Load carrying capacity of RC compressed columns strengthened with steel angles and strips, *Engineering Structures*, V. 40, N. 10, 2012, str. 457÷465;
- [6] Campione G., Cannella F., Cavaleri, L., *Shear and flexural strength prediction of corroded R.C. beams*, *Construction and Building Materials*, 149, 2017, str. 395÷405, doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.05.125;
- [7] Cirtek L., *RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations*, *Construction and Building Materials*, V. 15, 2001, str. 341÷349;
- [8] Eibl J., Bachmann H., *Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 85, N. 1, 1990, str. 1÷4, doi:10.1002/best.199000010;
- [9] Feix J., Lechner J., Spiegl M., Walkner R., *Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben*, *Beton Kalender 2021*, Kapitel XI, 2021, str. 1÷55, doi:10.1002/9783433610206.ch11;
- [10] Fernández Ruiz M., Muttoni A., Kunz J., *Strengthening of Flat Slabs Against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement*, *ACI Structural Journal*, Vol. 107, N. 4, 2010, str. 434÷442, doi:10.14359/51663816;
- [11] Fernández Ruiz M., Muttoni A., *Application of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*, *ACI Structural Journal*, Vol. 106, N. 4, 2009, str. 485÷494, doi:10.14359/56614;
- [12] Gołdyn M., *Ocena wytrzymałości na ściskanie betonu w konstrukcji w świetle postanowień PN-EN 13791 – cz.1*, *Kwartalnik Łódzki*, N. 66, 2020, str. 38÷43;
- [13] Gołdyn M., *Ocena wytrzymałości na ściskanie betonu w konstrukcji w świetle postanowień PN-EN 13791 – cz.2*, *Kwartalnik Łódzki*, N. 67, 2020, str. 13÷17;
- [14] Gołdyn M., *O ustalaniu obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie według PN-EN 1992-1-1*, *Inżynieria i Budownictwo*, Vol. 75, N. 10, 2019, str. 464÷471;
- [15] Hagberg, T., *Design of concrete brackets: on the application of the truss analogy*, *ACI Journal Proceedings*, Vol. 80, N. 1, 1983, str. 3÷12;
- [16] Harries K.A., Zeno G., Shahrooz B., Wang D., Lu X., *Toward an Improved Understanding of Shear-Friction Behavior*, *ACI Structural Journal*, Vol. 109, N. 5, 2012, str. 835÷844;
- [17] Imperatore S., Rinaldi Z., Drago C., *Degradation relationships for the mechanical properties of corroded steel rebars*, *Construction and Building Materials*, 148, 2017, str. 219÷230, doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.04.209;
- [18] Jaśniok M., Jaśniok T., *Analiza spadku nośności żelbetowego stropu budynku płuczki węgla kamiennego w wyniku degradacji korozyjnej betonu i prętów zbrojeniowych*, *Inżynieria i Budownictwo*, Vol. 78, N. 9/10, 2022, str. 389÷392;
- [19] Jaśniok M., Jaśniok T., Zybura A., *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Tom 2*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2011;
- [20] Krawczyk Ł., Urban T., *Experimental Research and Modelling of Corbel Strengthened by Steel Accessory*, *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Springer, 2017, doi:10.1007/978-3-319-59471-2_110;
- [21] Lindig V., *Empfehlungen zur Mindestbewehrung von schubbeanspruchten Fugen. Ein mechanisches Modell und Ableitungen für die Bemessung*, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 102, N. 3, 2007, str. 168÷181, doi:10.1002/best.200700536;
- [22] Masłowski E., Spizewska D., *Wzmacnianie konstrukcji budowlanych*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2000;
- [23] Mast R., *Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections*, *Journal of the Structural Division*, Vol. 94, N. 6, 1968, str 1485÷1504;

- [24] Muttoni A., *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 105, N. 4, 2009, str. 440÷450, doi:10.14359/19858;
- [25] Muttoni A., Fernández Ruiz M., Simões J. T., *The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions*, Structural Concrete, Vol. 19, N. 1, str. 174÷190, 2018, doi:10.1002/suco.201700088;
- [26] Nagrodzka-Godycka K. *Behavior of Corbels with External Prestressing Bars – Experimental Study*, ACI Structural Journal, V. 96, No. 6, 1999, s.1033–1039;
- [27] Nagrodzka-Godycka K., *O sposobie wzmacniania wsporników żelbetonowych stalą profilowaną*, XVII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 1995, str. 115÷122;
- [28] Nagrodzka-Godycka K., *Wsporniki żelbetowe. Badania, teoria, projektowanie*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2001;
- [29] Randl N., *Zur Frage der Mindestbewehrung bei Aufbeton-Verbundfugen*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 105, N. 9, 2010, doi:10.1002/best.201000048;
- [30] Randl N., Wicke M., *Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton. Experimentelle Untersuchungen, theoretischer Hintergrund und Bemessungsansatz*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 95, N. 8, 2000, str. 461÷473;
- [31] Randl N., Zilch K., Müller A., *Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsschubbeanspruchter Fuge. Vergleichende Beurteilung aktueller Konzepte für die Baupraxis*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 103, N. 7, 2008, str. 482÷497;
- [32] Regan P. E., Kennedy Reid I. L., *Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages*, Magazine of Concrete Research, Vol. 56, N. 3, str. 159÷166, doi:10.1680/mac.2004.56.3.159;
- [33] Robinson J.R., *L'Armature des consoles courtes*. Ernst und Sohn Verlag, Berlin – München, 1969;
- [34] Roeser N., Kerkeni N., *Ertüchtigung der beiden Eisenbahnbrücken A13*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 105, N. 5, 2010, str. 324–329, doi: 10.1002/best.201000020;
- [35] Rüsç H., Jungwirth D., *Skurcz i pękanie w konstrukcjach betonowych*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1979, str. 1÷295;
- [36] Spiegl M., Walkner R., Feix J., *Concrete screws as a post-installed punching reinforcement*, Structural Concrete, Vol. 22, N. 4, 2021, str. 2289÷2308, doi:10.1002/suco.202100073;
- [37] Urban T.S. *Przebiecie w żelbecie. Wybrane zagadnienia*. Politechnika Łódzka. Zeszyty Naukowe, Nr 959, Łódź, 2005. str. 348;
- [38] Urban T., Gołdyn M., *Przykłady obliczeń płaskich stropów*. Zeszyt 3. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź, 2017, str. 146;
- [39] Urban T., Gołdyn M., *Współczesne konstrukcje z betonu lekkiego*, XXXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2019, tom II, str. 453÷554;
- [40] Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł., *Przebiecie według Model Code 2010*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 11, 2014, str. 608÷611;
- [41] Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł., *Przykład obliczania płyty na przebiecie w strefie słupa wewnętrznego według Model Code 2010 i PN-EN 1992-1-1*, Inżynieria i Budownictwo, Nr 4, 2015, str. 182÷186;
- [42] Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł., *Strengthening of RC slabs against punching shear in theory and practice*. Archives of Civil Engineering, Vol. 67, N. 4, str. 317÷335, doi:10.24425/ace.2021.138502;

- [43] Urban T., Gołdyn M., Krawczyk Ł., *Wzmocnienie stropu na przebicie – studium przypadku*. XXX Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje, 2022, str. 611÷622;
- [44] Urban, T., Krawczyk, Ł., Gołdyn, M., *Badania krótkich wsporników żelbetowych wzmocnianych zbrojeniem wklejanym i stalowymi akcesoriami*. Badania Doświadczalne Elementów i Konstrukcji Betonowych, Zeszyt 22, 2019, str. 1÷332, doi:10.34658/kbb.2019.22;
- [45] Urban T., Krawczyk Ł., Gołdyn M., *Badania eksperymentalne wzmocniania bardzo krótkich wsporników żelbetowych*, Czasopismo Inżynierii Lądowej Środowiska i Architektury JCEEA, Zeszyt 63, nr 1/I/2016, str. 297÷306;
- [46] Urban T., Krawczyk Ł., Gołdyn M., *O pewnej możliwości skutecznego wzmocnienia krótkiego wspornika żelbetowego*, Inżynieria i Budownictwo, N. 5, 2016, str. 239÷243;
- [47] Urban T., Sitnicki M., Tarka J., *Badania połączeń płyta – słup wzmocnianych zewnętrznie na przebicie*. Badania Doświadczalne Elementów i Konstrukcji Betonowych, Zeszyt 18, 2003, str. 1÷134, doi:10.34658/kbb.2003.18;
- [48] Urban T., Sitnicki M., Tarka J., *Wzmocnianie na przebicie płyt żelbetowych z błędnie usytuowanym zbrojeniem głównym*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 9, 2013, str. 479÷483;
- [49] Walkner R., Spiegl M., Feix J., *Concrete screws as a post-installed punching shear reinforcement*, Structural Concrete, Vol. 22, N. 2, 2021, str. 1÷17, doi:10.1002/suco.202000427;
- [50] Wörle P., *Enhanced shear punching capacity by the use of post installed concrete screws*, Engineering Structures, Vol. 60, 2014, str. 41÷51, doi:10.1016/j.engstruct.2013.12.015;
- [51] Wu H., Gilbert R., *An Experimental Study of Tension Stiffening in Reinforced Concrete Members under Short-Term and Long-Term Loads*, UNICIV Report No. R-449, The University Of New South Wales, 2008;
- [52] Zybura A., *Degradacja żelbetu w warunkach korozyjnych*, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo, Z. 72, Gliwice 1990.

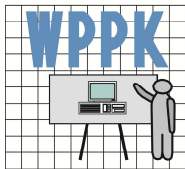
Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] ACI 318-19, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019;
- [N2] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2013;
- [N3] Model Code 1990, *CEB/FIP Model Code for Concrete Structures*, 1978.;
- [N4] Model Code 2010, *Final draft, Volume 1 and 2. fib Bulletins 65&66*, Fédération internationale du béton, 2012.;
- [N5] PN-56/B-03260, *Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Wydawnictwa Normalizacyjne, Warszawa 1961;
- [N6] PN-84/B-03264, *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Wydawnictwa Normalizacyjne „Alfa” 1984;
- [N7] PN-B-03264:2002, *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2002;
- [N8] PN-EN 13670:2011, *Wykonywanie konstrukcji z betonu*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2011;

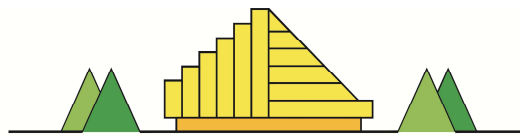
- [N9] PN-EN 13791:2008, *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008;
- [N10] PN-EN 13791:2019, *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2019;
- [N11] PN-EN 1990:2004, *Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2004;
- [N12] PN-EN 1991-1-1:2004, *Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2004;
- [N13] PN-EN 1991-1-6:2007/NA:2010, *Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2010;
- [N14] 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 2008;
- [N15] PN-EN 1993-1-8:2006, *Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2006;
- [N16] PN-EN 1994-1-1: 2008, *Eurokod 4. Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008;
- [N17] prEN 1992-1-1:2021, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*, CEN Technical Committee 250 (CEN/TC250), February 2021;
- [N18] PN-EN 206+A2:2021-08, *Beton – Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2021.

Materiały reklamowe

- [M1] Aprobata techniczna Z-15.1-345 Würth RELAST bonded screw anchor with a diameter of 16 mm and 22 mm for use as post-installed punching shear reinforcement, Deutsches Institut für Bautechnik, 2019;
- [M2] Aprobata techniczna Z-15.1-344 Würth RELAST bonded screw anchor with a diameter of 16 mm and 22 mm for use as post-installed shear reinforcement, Deutsches Institut für Bautechnik, 2019;
- [M3] Karta informacyjna kleju epoksydowego SikaDur-30, Marzec 2022;
- [M4] Materiały informacyjne Geobear;
- [M5] Materiały informacyjne SIKA. Sika CarboDur FRP Composites for Repair & Strengthening of Structures, 2003.

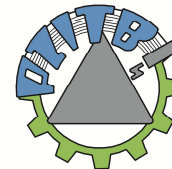


BESKIDY



XXXVII OGÓLNOPOLSKIE WARSZTATY
PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI

WISŁA, 28+31 marca 2023 roku



GLIWICE



Andrzej AMBROZIAK*

MODELOWANIE NUMERYCZNE ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

1. Wstęp

Powstawanie nowoczesnych technik i metod numerycznych spowodowało szybki rozwój programów komputerowych i systemów wspomagania projektowania, tzw. *computer aided design* lub *computer aided engineering*. Wykorzystując zaawansowane metody komputerowe można modelować szereg zjawisk fizycznych i mechanicznych o różnych stopniach złożoności. Wśród metod komputerowych można wymienić metodę elementów skończonych, metodę elementów brzegowych, uogólnioną metodę różnic skończonych, itp. Szerokiego omówienia tych metod dokonano m.in. w monografii [31]. Aktualnie wśród tych metod najpopularniejszą i najczęściej stosowaną w analizie konstrukcji jest metoda elementów skończonych ([33], [8]). Podkreślając wielkie możliwości i przydatność metody elementów skończonych, należy zwrócić uwagę na konieczność bardzo przemyślanego i rozważnego stosowania tej metody. Jest ona metodą przybliżoną. Musimy pamiętać, że jej wyniki, jak zresztą każdej innej metody numerycznej, odnoszą się nie do rzeczywistych układów konstrukcyjnych, ale do ich modeli. Cechą charakterystyczną tej metody jest podział analizowanego obiektu (konstrukcji) na skończoną liczbę elementów połączonych w węzłach, poprzez zbudowanie tzw. modelu dyskretnego. Taki podział konstrukcji

* dr hab. inż., profesor PG, Politechnika Gdańska, ambrozan@pg.edu.pl

w metodzie elementów skończonych nazywa się dyskretyzacją. Elementy mają niewielkie, ale skończone wymiary i stąd też wzięła się nazwa metody elementów skończonych. Kluczowym zagadnieniem jest dobór i przyjęcie rozmiaru elementów skończonych, który jest zależny od wymagań jakie stawiają kształty oraz dokładność. Liczba równań w metodzie elementów skończonych jest proporcjonalna do ilości węzłów i stopni swobody, które posiada każdy z nich, dlatego rozmiary i liczba elementów skończonych w dużej mierze zależą od możliwości sprzętowych i obliczeniowych, którymi dysponujemy.

Pomimo licznych zalet metoda elementów skończonych posiada pewne ograniczenia. W przypadku niewłaściwego i niepoprawnego lub wręcz nieprzemysłanego sposobu stosowania oprogramowania wykorzystującego metodę elementów skończonych można stworzyć model numeryczny nie mający nic wspólnego z rzeczywistym modelem konstrukcji lub otrzymać wyniki, które nie będą odzwierciedleniem rzeczywistego stanu naprężeń w elementach konstrukcyjnych. Głównymi źródłami generującymi błędy w metodzie elementów skończonych (MES, ang. *FEM*, *finite element method*) są:

- pominięcie istotnych właściwości materiałowych i lub przyjęcie niewłaściwego modelu materiałowego,
- niewłaściwie przyjęta metoda poszukiwania rozwiązania,
- zbyt duże uproszczenia dotyczące rzeczywistych zjawisk fizycznych,
- niepoprawne odwzorowanie geometrii (zbyt mała dokładność) oraz istotnych jej szczegółów,
- niewłaściwa dyskretyzacji obszaru analizy (np. zbyt mała gęstość podziału konstrukcji na elementy skończone)
- przyjęcie niewłaściwego typ i rodzaj elementów skończonych,
- niepoprawne przyjęcie kroku czasowego w analizach geometrycznie nieliniowych lub analizach dynamicznych (np. zbyt duża wartość kroku czasowego),
- brak weryfikacji doświadczalnej dla przyjętych modeli oraz założonych warunków brzegowych

2. Zastosowanie metody elementów skończonych w analizie konstrukcji

W pierwszej części tego rozdziału, poprzedzonej wprowadzeniem, dokonano opisu geometrii powłoki i tensora odkształceń błonowych. W drugiej części przedstawiono macierzowy zapis równań powłoki błonowej w metodzie elementów skończonych. Podając implementacyjne formy macierzy elementowych dla trójwymiarowego czterowęzłowego izoparametrycznego elementu membranowego. Na zakończenie rozdziału przedstawiono przykład analityczny, obrazujące praktyczne zastosowanie prezentowanej teorii, w którym przedstawiono analizę stanu odkształcenia w czterowęzłowym izoparametrycznym elemencie membranowym.

2.1. Wprowadzenie

Z punktu widzenia mechaniki ośrodków ciągłych, powłoka jest ciałem trójwymiarowym, w którym da się wyróżnić pewną powierzchnię (równo odległą od obu powierzchni zewnętrznych), nazywaną powierzchnią środkową. Poza tym, powłoka w każdym punkcie musi mieć różną od zera grubość mierzoną w kierunku prostopadłym do powierzchni środkowej, która jest mała w stosunku do pozostałych wymiarów. Powłokę uważamy za cienką, jeśli $t_i/R_\theta \ll 1$, gdzie t_i jest grubością, R_θ jest najmniejszym promieniem

krzywizny nieodkształconej powłoki. Na ogół przyjmuje się, że jeśli: $t_i/R_\theta \leq 1/20$, to mamy do czynienia z cienką powłoką, gdy $1/20 < t_i/R_\theta \leq 1/6$ ze średniej grubości powłoką. Powłoki membranowe są zazwyczaj powłokami cienkimi. Opis matematyczny takiego ciała poprzez skończony zbiór pól o współrzędnych zapisanych na powierzchni odniesienia, traktowanych jako jedyne zmienne niezależne, rozumie się jako teorię powłok. W ogólności celem teorii powłok jest zastąpienie trójwymiarowego modelu ciała typu powłoka, dwuwymiarowym modelem powierzchni wyposażonej w odpowiednią strukturę wewnętrzną i własności mechaniczne ujmujące główne cechy opisywanego ciała ([4], [5], [6]).

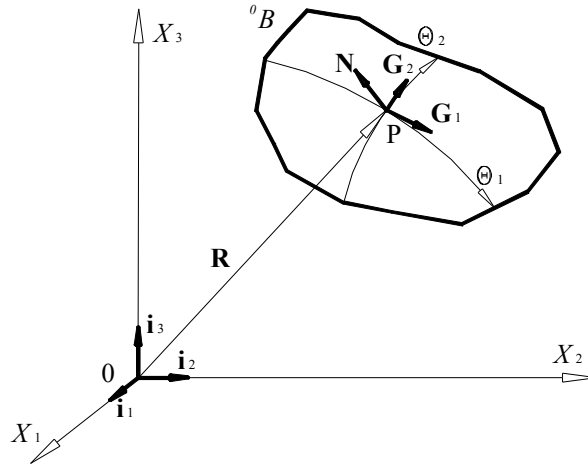
Podstawy teorii powłok cienkich są ściśle związane z teorią powierzchni i sięgają dziewiętnastego wieku. Dane dotyczące rozwoju teorii powłok w ujęciu historycznym można znaleźć w pracy Awrejcewicz & Andrianova [7], tu zostaną podane tylko pewne istotne etapy tego rozwoju. Ważny wkład w rozwój matematycznej teorii powierzchni wnieśli przede wszystkim Gauss, Lamé, Codazzi, Weingarten. Ogólną zgięciową teorię powłok sformułowali Aron w 1874 roku i Love w 1888 roku. Na bazie tych prac sformułowane zostały dwie podstawowe teorie powłok Kirchhoffa-Love'a oraz Reissnera-Mindlina. Klasyczny wariant teorii zakłada, że każdy liniowy element materialny powłoki, który w konfiguracji początkowej jest odcinkiem prostym normalnym do powierzchni podstawowej jest nieodkształcalny oraz pozostaje w trakcie deformacji do niej normalny. W uogólnionym wariacie tej teorii dodatkowo zakłada się, że element materialny powłoki może zmieniać swoją długość.

Współczesne opracowania dotyczą głównie opisów geometrycznie nieliniowych. Do ciekawych pozycji literaturowych z tej dziedziny należą opracowania między innymi: Filina [15], który omówił szczegółowo podstawy liniowej i nieliniowej teorii powłok, rozpatrzył różne warianty uproszczeń teorii; Galimova [17], który przedstawił geometrycznie nieliniową teorię powłok cienkich, której zastosowanie jest bardzo szerokie zarówno w analizie naprężeń, jak i stateczności; Goldnevezera [18], który wprowadził ogólne równania liniowej teorii powłok cienkich, omówił metody ich rozwiązywania oraz zagadnienia brzegowe; Kujaka [26], który wskazał na nowe podejścia w formułowaniu podstawowych równań nieliniowej teorii płyt i powłok; Olszaka [29], który zaprezentował prace dotyczące podstaw teorii powłok i zastosowań oraz wskazał kierunki dalszego rozwoju; Pietraszkiewicz [30], który rozwinął geometrycznie nieliniową teorię powłok ze szczególnym uwzględnieniem skończonych obrotów przekrojów; Bessa [11], który omówił klasyfikację naprężeń z uwzględnieniem pełzania, linową i nieliniową analizę wytrzymałości zbiorników cienkościennych oraz wybrane metody komputerowe; Farshad [14], który przedstawił analizę i zasady projektowania powłok o różnych kształtach. Przeglądu powyższej literatury dokonano w oparciu o pracę [20]. Szerszego przeglądu piśmiennictwa dotyczącego teorii powłok dokonano między innymi w pracach: [6], [13], w których łącznie zamieszczono bibliografię liczącą ponad 3100 pozycji.

2.2. Opis deformacji powłoki błonowej

Rozdział ten dotyczy opisu deformacji powłoki błonowej w teorii dużych przemieszczeń (patrz m.in.: [16], [23], [25], [27]). W opisie deformacji powłoki błonowej zastosowano opis Lagrange'a. Wyróżniono dwie konfiguracje: konfigurację początkową 0B ciała niezdeformowanego w chwili $t = t_0$, oraz konfigurację tB ciała zdeformowanego w chwili t (patrz rys. 1 oraz rys. 2). Dodatkowo zakładamy, że indeksy oznaczone literami alfabetu łacińskiego przybierają wartości 1, 2 i 3; a oznaczone literami alfabetu greckiego 1 i 2.

Wolny od zginania stan naprężenia w powłoce jest określany jako błonowy stan naprężenia. Ponieważ występuje on w cienkiej powłoce, więc w rozważaniach możemy ograniczyć się do analizy wielkości na powierzchni środkowej.



Rys. 1. Konfiguracja początkowa 0B ciała niezdeformowanego

Powierznię środkową można opisać w globalnym kartezjańskim układzie współrzędnych w postaci trzech funkcji skalarnych o dwóch parametrach (patrz rys. 1)

$$X_1 = f_1(\theta^1, \theta^2) \quad X_2 = f_2(\theta^1, \theta^2) \quad X_3 = f_3(\theta^1, \theta^2) \quad (1)$$

lub jako funkcje wektorową w postaci

$$\mathbf{R} = \overline{0P} = \mathbf{f}(\theta^1, \theta^2) = \sum_{k=1}^3 f_k(\theta^1, \theta^2) \mathbf{i}_k = X_k \mathbf{i}_k, \quad (2)$$

gdzie \mathbf{i}_k są wresorami kartezjańskiego układu współrzędnych.

Wektor \mathbf{R} jest nazywany wektorem pozycyjnym punktu P należącego do powierzchni. Współrzędne θ^β ($\beta = 1, 2$) tworzą krzywoliniowy układ współrzędnych leżący na powierzchni środkowej powłoki. Jego wektory bazowe \mathbf{G}_α można obliczyć jako

$$\mathbf{G}_\alpha = \mathbf{R}_{,\alpha} = X_{k,\alpha} \mathbf{i}_k, \quad (3)$$

natomiast wektor normalny \mathbf{N} powierzchni środkowej w punkcie P jest definiowany zależnością

$$\mathbf{N} = \frac{\mathbf{G}_1 \times \mathbf{G}_2}{|\mathbf{G}_1 \times \mathbf{G}_2|} = N^k \mathbf{i}_k. \quad (4)$$

W ten sposób została określona kowariantna baza współrzędnych powierzchniowych, bazę kontrawariantną można wyznaczyć korzystając ze związku

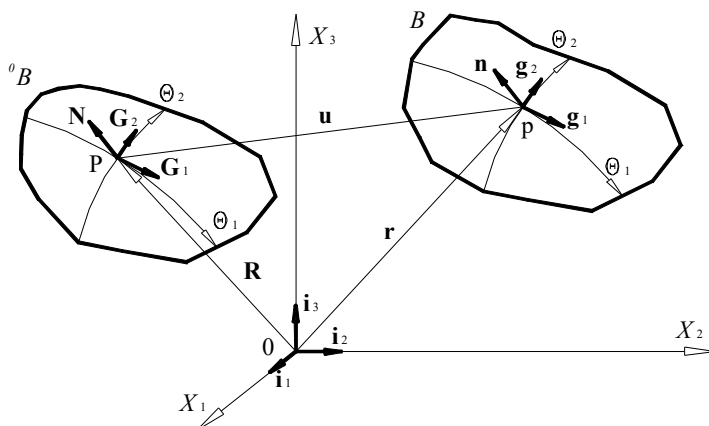
$$\mathbf{G}^\alpha \cdot \mathbf{G}_\beta = \delta_\beta^\alpha. \quad (5)$$

W każdym punkcie powierzchni środkowej zdefiniowano wzajemne bazy \mathbf{G}_α i \mathbf{G}^β spełniające zależność (5). Możemy tym samym wyznaczyć kowariantne, a następnie kontrawariantne współrzędne tensora metrycznego na powierzchni (nazywanego pierwszą podstawową formą powierzchni)

$$G_{\alpha\beta} = \mathbf{G}_\alpha \cdot \mathbf{G}_\beta = X_{i,\alpha} X_{j,\beta} \delta_{ij}, \quad (6)$$

$$G^{\alpha\gamma} G_{\beta\gamma} = \delta_\beta^\alpha. \quad (7)$$

Układem globalnym jest przyjęty kartezjański układ współrzędnych X_1, X_2, X_3 . Lokalnym układem początkowym jest krzywoliniowy układ θ^α . W konfiguracji aktualnej tB lokalnym układem będzie taki układ, w którym wszystkie punkty konfiguracji początkowej mają te same współrzędne, co w konfiguracji aktualnej. Tak przyjęty układ współrzędnych nosi nazwę układu konwekcyjnego (współobrotowego) odpowiadający uśrednionemu obrotowi ciała przy przejściu z jednej konfiguracji do drugiej. Układ ten jest sztywno związany z deformującym się ciałem i jest „zamrażany” w każdej chwili czasowej t , [28], patrz rys. 2.



Rys. 2. Konwekcyjny układ współrzędnych

W konfiguracji aktualnej tB zachodzą związki podobne jak w konfiguracji początkowej 0B , i tak zapisujemy

$$\mathbf{r} = X_k \mathbf{i}_k = \mathbf{R} + \mathbf{u}. \quad (8)$$

Wszystkie wielkości konfiguracji aktualnej wyznaczamy w odniesieniu do konfiguracji początkowej. Z zależności (8) otrzymujemy wektor przemieszczenia

$$\mathbf{u} = \mathbf{r} - \mathbf{R} = u^\alpha \mathbf{G}_\alpha + u_3 \mathbf{N} = u_\alpha \mathbf{G}^\alpha + u_3 \mathbf{N}. \quad (9)$$

Analogicznie korzystając z (6) w konfiguracji zdeformowanej wektory bazowe przyjmują postać

$$\mathbf{g}_\alpha = (X_{k,\alpha} + \mathbf{u}^k_{,\alpha}) \mathbf{i}_k = \mathbf{G}_\alpha + \mathbf{u}_{,\alpha}. \quad (10)$$

Dokonując stosownych przekształceń możemy zapisać

$$\begin{aligned} \mathbf{G}_\beta &= G_{\beta\alpha} \mathbf{G}^\alpha \\ u_{,\beta} &= (u_\alpha \mathbf{G}^\alpha + u_3 \mathbf{N})_{,\beta} = u_\alpha |_\beta \mathbf{G}^\alpha + u_{\alpha,\beta} \mathbf{G}^\alpha + u_{3,\beta} \mathbf{N} + u_3 \mathbf{N}_{,\beta} =, \\ &= u_\alpha |_\beta \mathbf{G}^\alpha + u_{3,\beta} \mathbf{N} \end{aligned} \quad (11)$$

gdzie wyrażenie $u_\alpha |_\beta$ jest określane jako pochodna kowariantna [23]

$$u_\alpha |_\beta = u_{\alpha,\beta} - \Gamma_{\alpha\beta}^\gamma u_\gamma, \quad (12)$$

w której $\Gamma_{\alpha\beta}^\gamma$ jest symbolem Christoffela.

Ze względu na przyjęty stan błonowy w powłoce membranowej odpowiednie pochodne w równaniu (10) są pomijane i nieistotne w dalszych rozważaniach (nie następują lokalne zmiany krzywizny). Ostatecznie zależność (10) przedstawiamy w postaci

$$\begin{aligned} \mathbf{g}_\alpha &= \mathbf{G}_\alpha + \mathbf{u}_{,\alpha} = G_{\beta\alpha} \mathbf{G}^\alpha + u_\alpha |_\beta \mathbf{G}^\alpha + u_{3,\alpha} \mathbf{N} \\ &= (G_{\beta\alpha} + u_\alpha |_\beta) \mathbf{G}^\alpha + u_{3,\alpha} \mathbf{N} =, \\ &= (G_{\alpha\beta} + \mathcal{G}_{\alpha\beta}) \mathbf{G}^\alpha + u_{3,\alpha} \mathbf{N} = \psi_{\lambda\alpha} \mathbf{G}^\lambda + \mathcal{G}_\alpha \mathbf{N} \end{aligned} \quad (13)$$

gdzie

$$\psi_{\alpha\beta} = G_{\alpha\beta} + \mathcal{G}_{\alpha\beta}, \quad \mathcal{G}_{\alpha\beta} = u_\alpha |_\beta = u_{\alpha,\beta} - \Gamma_{\alpha\beta}^\lambda u_\lambda, \quad \mathcal{G}_\alpha = u_{3,\alpha}. \quad (14)$$

Wykonując kolejne operacje możemy zapisać

$$\mathbf{g}_\alpha = \psi_{\beta\alpha} \mathbf{G}^\beta + \mathcal{G}_\alpha \mathbf{N} = G^{\beta\lambda} \psi_{\beta\alpha} \mathbf{G}_\lambda + \mathcal{G}_\alpha \mathbf{N} = \psi^\lambda_\alpha \mathbf{G}_\lambda + \mathcal{G}_\alpha \mathbf{N}. \quad (15)$$

Obliczmy teraz składowe tensora metrycznego konfiguracji aktualnej w postaci

$$\mathbf{g}_{\alpha\beta} = \mathbf{g}_\alpha \cdot \mathbf{g}_\beta = \psi^\lambda_\alpha \psi_{\lambda\beta} + \mathcal{G}_\alpha \mathcal{G}_\beta = G_{\alpha\beta} + \mathcal{G}_{\alpha\beta} + \mathcal{G}_{\beta\alpha} + \mathcal{G}^\lambda_\alpha \mathcal{G}_{\alpha\beta} + \mathcal{G}_\alpha \mathcal{G}_\beta. \quad (16)$$

Kwadrat odległości dwóch dowolnych punktów w konfiguracji początkowej 0B we współrzędnych krzywoliniowych może być zapisany jako

$$(d\mathbf{R})^2 = G_{\alpha\beta} d\theta^\alpha d\theta^\beta. \quad (17)$$

Kwadrat długości liniowego elementu w konfiguracji zdeformowanej tB we współrzędnych krzywoliniowych zapisujemy

$$(d\mathbf{r})^2 = g_{\alpha\beta} d\theta^\alpha d\theta^\beta. \quad (18)$$

Różnica kwadratów (18) i (17) wyraża się jako

$$(d\mathbf{r})^2 - (d\mathbf{R})^2 = 2\varepsilon_{\alpha\beta} d\theta^\alpha d\theta^\beta, \quad (19)$$

gdzie $\varepsilon_{\alpha\beta}$ są składowymi tensora odkształcenia Lagrange'a

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2}(g_{\alpha\beta} - G_{\alpha\beta}). \quad (20)$$

Podstawiając (16) do (20) otrzymujemy zależność postaci

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2}(\psi^\lambda{}_\alpha \psi_{\lambda\beta} + \vartheta_\alpha \vartheta_\beta - G_{\alpha\beta}) = \frac{1}{2}(\vartheta_{\alpha\beta} + \vartheta_{\beta\alpha} + \vartheta^\lambda{}_\alpha \vartheta_{\lambda\beta} + \vartheta_\alpha \vartheta_\beta). \quad (21)$$

Dokonujemy podstawienia zgodnie z (7) i otrzymujemy analityczny zapis tensora odkształcenia dla cienkiej powłoki błonowej w postaci

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left[u_\alpha|_\beta + u_\beta|_\alpha + u^\lambda|_\alpha u_\lambda|_\beta + u_{3,\alpha} u_{3,\beta} \right]. \quad (22)$$

Ze względu na przyjęty kartezjański układ współrzędnych ogólne zależności (6) i (7) mogą być zapisane jako

$$G_{\alpha\beta} = \delta_{\alpha\beta}, \quad G^{\alpha\beta} = \delta^{\alpha\beta}. \quad (23)$$

Dodatkowo pochodne kowariantne $u_\alpha|_\beta$ oraz $u^\lambda|_\alpha$ przechodzą w zwykłe pochodne

$$u_\alpha|_\beta = u_{\alpha,\beta}, \quad u^\lambda|_\alpha = u^\lambda{}_{,\alpha}. \quad (24)$$

Wykorzystując (23) zależność (22) zapisujemy w formie

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left(u_{\alpha,\beta} + u_{\beta,\alpha} + u^{\lambda}_{,\alpha} u_{\lambda,\beta} + u_{3,\alpha} u_{3,\beta} \right). \quad (25)$$

Korzystając z zależności (24) możemy zapisać $u^{\lambda}_{,\alpha}$ w postaci

$$u^{\lambda}_{,\alpha} = G^{\lambda\rho} u_{\rho,\alpha} = \delta^{\lambda\rho} u_{\rho,\alpha}. \quad (26)$$

Tak więc tensor odkształceń Lagrange'a o składowych $\varepsilon_{\alpha\beta}$ jest wyrażony poprzez pochodne składowych wektora przemieszczeń w postaci

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left(u_{\alpha,\beta} + u_{\beta,\alpha} + \delta^{\lambda\rho} u_{\rho,\alpha} u_{\lambda,\beta} + u_{3,\alpha} u_{3,\beta} \right). \quad (27)$$

Zgodnie z konwencją sumacyjną możemy zapisać składowe tensora Lagrange'a jako

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11} &= \frac{1}{2} \left(u_{1,1} + u_{1,1} + u_{1,1} u_{1,1} + u_{2,1} u_{2,1} + u_{3,1} u_{3,1} \right) \\ \varepsilon_{22} &= \frac{1}{2} \left(u_{2,2} + u_{2,2} + u_{1,2} u_{1,2} + u_{2,2} u_{2,2} + u_{3,2} u_{3,2} \right) \cdot \\ \varepsilon_{21} = \varepsilon_{12} &= \frac{1}{2} \left(u_{1,2} + u_{2,1} + u_{1,1} u_{1,2} + u_{2,1} u_{2,2} + u_{3,1} u_{3,2} \right) \end{aligned} \quad (28)$$

Dokonując dekompozycji składowych tensora odkształceń na część liniową i część nieliniową, wektor składowych tensora odkształceń zapisujemy w postaci

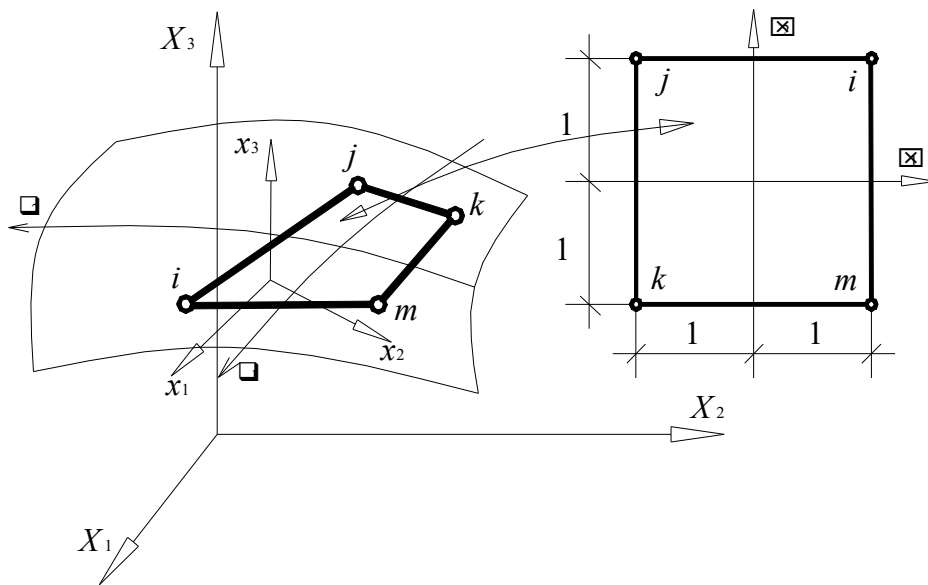
$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \mathbf{e} + \mathbf{n} = \begin{Bmatrix} u_{1,1} \\ u_{2,2} \\ u_{1,2} + u_{2,1} \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} (u_{1,1})^2 + (u_{2,1})^2 + (u_{3,1})^2 \\ (u_{1,2})^2 + (u_{2,2})^2 + (u_{3,2})^2 \\ 2(u_{1,1} u_{1,2} + u_{2,1} u_{2,2} + u_{3,1} u_{3,2}) \end{Bmatrix} \quad (29)$$

2.3. Czterowęzłowy trójwymiarowy izoparametryczny element membranowy

W analizie przekryć membranowych używane są zwykle trójkątne trójwęzłowe elementy skończone pracujące w płaskim stanie naprężenia oraz czterowęzłowe izoparametryczne elementy membranowe będące przedmiotem szczegółowej analizy. Pojęcie elementu skończonego związane jest z opisem kształtu geometrycznego oraz pola przemieszczeń, jeżeli geometria i przemieszczenia danego elementu skończonego opisane są tymi samymi funkcjami, za pomocą takiej samej liczby parametrów, wówczas element taki nazywamy izoparametrycznym. Idea elementów izoparametrycznych powstała na tle trudności występujących przy analizowaniu konstrukcji z brzegami zakrzywionymi. Uzyskanie odpowiedniej dokładności aproksymacji przy użyciu prostych elementów (np. trójkątny trzywęzłowy element) wymaga zastosowania większej liczby tych elementów. Główne trudności, jakie występują w analizie dotyczą opisu pola przemieszczeń, odkształceń i ustalenia macierzy sztywności. Warto zauważyć, że istnieje wiele prac dotyczących

przedmiotowego elementu skończonego ([9], [10], [12], [19], [24]), ale w pracach tych zawarte są jedynie ogólne opisy, bez jawnych postaci macierzy i transformacji, jakie muszą być wykonane. W dalszej części przedstawione zostaną implementacyjne formy macierzy, wraz z praktycznym przykładem analizy stanu odkształcenia dla czterowęzłowego membranowego elementu izoparametrycznego, co pozwala prześledzić wszystkie konieczne operacje.

W pierwszym kroku analizy niezbędna jest dyskretyzacja skończonego elementu krzywoliniowego obszaru (powierzchni) opisanego współrzędnymi $X_i(\theta^\alpha)$. Określamy cztery węzły w przestrzeni i, j, k oraz m , rys. 3.



Rys. 3. Współrzędne krzywoliniowe

W tym wyróżnionym obszarze, elemencie skończonym, wprowadzamy współrzędne naturalne ξ_α , z elementem rodzimym (wzorcowym), w którym współrzędne ξ_1 i ξ_2 należą do zbioru

$$\xi = (\xi_1, \xi_2) \in [-1, +1] \times [-1, +1]. \quad (30)$$

Przyjmujemy w elemencie skończonym lokalny ortogonalny układ współrzędnych x_1, x_2, x_3 wraz z krzywoliniowym układem określającym współrzędne naturalne ξ_1, ξ_2 . Wektory współrzędnych i przemieszczeń węzłów dla dowolnego elementu prostokątnego z czterema węzłami w narożach, w lokalnym układzie współrzędnych zapisujemy w formie

$$\begin{aligned}
\mathbf{x}_1 &= \{ {}_i x_1 \quad {}_j x_1 \quad {}_k x_1 \quad {}_m x_1 \}^T, & \mathbf{q}_1 &= \{ {}_i u_1 \quad {}_j u_1 \quad {}_k u_1 \quad {}_m u_1 \}^T \\
\mathbf{x}_2 &= \{ {}_i x_2 \quad {}_j x_2 \quad {}_k x_2 \quad {}_m x_2 \}^T, & \mathbf{q}_2 &= \{ {}_i u_1 \quad {}_j u_1 \quad {}_k u_1 \quad {}_m u_1 \}^T. \\
\mathbf{x}_3 &= \{ {}_i x_3 \quad {}_j x_3 \quad {}_k x_3 \quad {}_m x_3 \}^T, & \mathbf{q}_3 &= \{ {}_i u_1 \quad {}_j u_1 \quad {}_k u_1 \quad {}_m u_1 \}^T
\end{aligned} \quad (31)$$

Następnie poszukujemy związku pomiędzy elementem macierzystym a dowolną geometrią czterowęzłowego elementu skończonego. Ponieważ krawędzie elementu są liniami prostymi, więc płaszczyzna interpolowana przez te elementy jest prostokreślna, i współrzędne x_1, x_2, x_3 liniowo zależą od ξ_1, ξ_2 . Zakładając biliniową funkcję interpolacyjną, otrzymujemy współrzędne $x(\xi)$ w postaci

$$x(\xi) = \alpha_1 + \alpha_2 \xi_1 + \alpha_3 \xi_2 + \alpha_4 \xi_1 \xi_2. \quad (32)$$

Niewiadome współczynniki α_i wyznacza się rozwiązując układ równań względem α_i . Możemy, zatem wyrazić geometrie elementu skończonego poprzez znane współrzędne węzłów w postaci

$$x(\xi) = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} 1 & \xi_1 & \xi_2 & \xi_1 \xi_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & -1 & -1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}_i x \\ {}_j x \\ {}_k x \\ {}_m x \end{Bmatrix} = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4] \begin{Bmatrix} {}_i x \\ {}_j x \\ {}_k x \\ {}_m x \end{Bmatrix}, \quad (33)$$

gdzie funkcje kształtu $N_i(\xi)$, możemy przedstawić w formie

$$\begin{aligned}
N_2(\xi) &= \frac{(1-\xi_1)(1+\xi_2)}{4}, & N_1(\xi) &= \frac{(1+\xi_1)(1+\xi_2)}{4} \\
N_3(\xi) &= \frac{(1-\xi_1)(1-\xi_2)}{4}, & N_4(\xi) &= \frac{(1+\xi_1)(1-\xi_2)}{4}.
\end{aligned} \quad (34)$$

Właściwy dobór funkcji kształtu jest sprawą kluczową w metodzie elementów skończonych. Problematyka doboru funkcji kształtu jest szeroko opisywana w literaturze (patrz m.in. [33], [32]). Powtarzając podany sposób postępowania w odniesieniu do współrzędnych $x_1(\xi)$, $x_2(\xi)$ i $x_3(\xi)$ otrzymujemy

$$\begin{cases} x_1(\xi) \\ x_2(\xi) \\ x_3(\xi) \end{cases} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{cases} {}_i x_1 \\ {}_i x_2 \\ {}_i x_3 \\ {}_j x_1 \\ {}_j x_2 \\ {}_j x_3 \\ {}_k x_1 \\ {}_k x_2 \\ {}_k x_3 \\ {}_m x_1 \\ {}_m x_2 \\ {}_m x_3 \end{cases} = \quad (35)$$

$$= [N_1 \mathbf{I}_3 \quad N_2 \mathbf{I}_3 \quad N_3 \mathbf{I}_3 \quad N_4 \mathbf{I}_3] \mathbf{x} = \mathbf{N} \mathbf{x}$$

gdzie

$$\mathbf{I}_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (36)$$

Do opisu składowych pola przemieszczeń elementu prostokątnego z czterema węzłami stosujemy tę samą liniową funkcję, która opisywała geometrię elementu

$$\begin{cases} u_1(\xi) \\ u_2(\xi) \\ u_3(\xi) \end{cases} = [N_1 \mathbf{I}_3 \quad N_2 \mathbf{I}_3 \quad N_3 \mathbf{I}_3 \quad N_4 \mathbf{I}_3] \mathbf{q} = \mathbf{N} \mathbf{q}, \quad (37)$$

gdzie $\mathbf{q} = \{ {}_i u_1 \quad {}_i u_2 \quad {}_i u_3 \quad {}_j u_1 \quad {}_j u_2 \quad {}_j u_3 \quad {}_k u_1 \quad {}_k u_2 \quad {}_k u_3 \quad {}_m u_1 \quad {}_m u_2 \quad {}_m u_3 \}^T$.

Macierz przemieszczenie – odkształcenie \mathbf{B} otrzymujemy drogą różniczkowania założonego pola przemieszczeń, musimy zatem znaleźć związek pomiędzy pochodnymi. Sformułujemy regułę transformacji pochodnych względem ξ_β i współrzędnymi x_α . Zatem różniczkując dowolną zależność względem ξ_β otrzymujemy

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\)_i}{\partial \xi_1} &= \frac{\partial(\)_i}{\partial x_1} \frac{\partial x_1}{\partial \xi_1} + \frac{\partial(\)_i}{\partial x_2} \frac{\partial x_2}{\partial \xi_1}, \\ \frac{\partial(\)_i}{\partial \xi_2} &= \frac{\partial(\)_i}{\partial x_1} \frac{\partial x_1}{\partial \xi_2} + \frac{\partial(\)_i}{\partial x_2} \frac{\partial x_2}{\partial \xi_2}, \end{aligned} \quad (38)$$

lub zapisując w formie

$$\begin{Bmatrix} (\cdot)_{\xi_1} \\ (\cdot)_{\xi_2} \end{Bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} x_{1'\xi_1} & x_{2'\xi_1} \\ x_{1'\xi_2} & x_{2'\xi_2} \end{bmatrix}}_{\mathbf{J}} \begin{Bmatrix} (\cdot)_{x_1} \\ (\cdot)_{x_2} \end{Bmatrix} = \mathbf{J} \begin{Bmatrix} (\cdot)_{x_1} \\ (\cdot)_{x_2} \end{Bmatrix}. \quad (39)$$

Jakobian przekształcenia \mathbf{J} przyjmuje postać

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} N_{1,\xi_1} & N_{2,\xi_1} & N_{3,\xi_1} & N_{4,\xi_1} \\ N_{1,\xi_2} & N_{2,\xi_2} & N_{3,\xi_2} & N_{4,\xi_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} i x_1 & i x_2 \\ j x_1 & j x_2 \\ k x_1 & k x_2 \\ m x_1 & m x_2 \end{bmatrix}, \quad (40)$$

gdzie odpowiednie pochodne funkcji kształtu wynoszą

$$\begin{bmatrix} N_{1,\xi_1} & N_{2,\xi_1} & N_{3,\xi_1} & N_{4,\xi_1} \\ N_{1,\xi_2} & N_{2,\xi_2} & N_{3,\xi_2} & N_{4,\xi_2} \end{bmatrix} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (1+\xi_2) & -(1+\xi_2) & (-1+\xi_2) & (1-\xi_2) \\ (1+\xi_1) & (1-\xi_1) & (-1+\xi_1) & -(1+\xi_1) \end{bmatrix}. \quad (41)$$

Zatem Jakobian otrzymuje formę

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix}, \quad (42)$$

gdzie

$$\begin{aligned} J_{11} &= \frac{1}{4} \cdot \{ i x_1 (\xi_2 + 1) - j x_1 (\xi_2 + 1) + k x_1 (\xi_2 - 1) + m x_1 (1 - \xi_2) \} \\ J_{12} &= \frac{1}{4} \cdot \{ i x_2 (\xi_2 + 1) - j x_2 (\xi_2 + 1) + k x_2 (\xi_2 - 1) + m x_2 (1 - \xi_2) \} \\ J_{21} &= \frac{1}{4} \cdot \{ i x_1 (\xi_1 + 1) + j x_1 (1 - \xi_1) + k x_1 (\xi_1 - 1) - m x_1 (\xi_1 + 1) \} \\ J_{22} &= \frac{1}{4} \cdot \{ i x_2 (\xi_1 + 1) + j x_2 (1 - \xi_1) + k x_2 (\xi_1 - 1) - m x_2 (\xi_1 + 1) \} \end{aligned} \quad (43)$$

Różniczkę względem współrzędnych x_1, x_2 zapisujemy jako

$$\begin{Bmatrix} (\cdot)_{x_1} \\ (\cdot)_{x_2} \end{Bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \begin{Bmatrix} (\cdot)_{\xi_1} \\ (\cdot)_{\xi_2} \end{Bmatrix} = \bar{\mathbf{J}} \begin{Bmatrix} (\cdot)_{\xi_1} \\ (\cdot)_{\xi_2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{J}_{11} & \bar{J}_{12} \\ \bar{J}_{21} & \bar{J}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} (\cdot)_{\xi_1} \\ (\cdot)_{\xi_2} \end{Bmatrix}, \quad (44)$$

gdzie

$$\begin{aligned} \bar{J}_{11} &= \frac{J_{22}}{\det(\mathbf{J})}, & \bar{J}_{12} &= -\frac{J_{12}}{\det(\mathbf{J})} \\ \bar{J}_{21} &= -\frac{J_{21}}{\det(\mathbf{J})}, & \bar{J}_{22} &= \frac{J_{11}}{\det(\mathbf{J})}. \end{aligned} \quad (45)$$

Powyższe wyprowadzenia pozwalają w jawny sposób zapisać część liniową wektora odkształceń w lokalnym układzie współrzędnych

$$\mathbf{e} = \begin{Bmatrix} u_{1,1} \\ u_{2,2} \\ u_{1,2} + u_{2,1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} {}_i b & 0 & 0 & {}_j b & 0 & 0 & {}_k b & 0 & 0 & {}_m b & 0 & 0 \\ 0 & {}_i c & 0 & 0 & {}_j c & 0 & 0 & {}_k c & 0 & 0 & {}_m c & 0 \\ {}_i c & {}_i b & 0 & {}_j c & {}_j b & 0 & {}_k c & {}_k b & 0 & {}_m c & {}_m b & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} {}_i u_1 \\ {}_i u_2 \\ {}_i u_3 \\ {}_j u_1 \\ {}_j u_2 \\ {}_j u_3 \\ {}_k u_1 \\ {}_k u_2 \\ {}_k u_3 \\ {}_m u_1 \\ {}_m u_2 \\ {}_m u_3 \end{Bmatrix} = \mathbf{B}_e \mathbf{q}, \quad (46)$$

gdzie

$$\begin{aligned} {}_j b &= \bar{J}_{11} \cdot N_{2,\xi_1} + \bar{J}_{12} \cdot N_{2,\xi_2}, & {}_i b &= \bar{J}_{11} \cdot N_{1,\xi_1} + \bar{J}_{12} \cdot N_{1,\xi_2}, \\ {}_k b &= \bar{J}_{11} \cdot N_{3,\xi_1} + \bar{J}_{12} \cdot N_{3,\xi_2}, & {}_m b &= \bar{J}_{11} \cdot N_{4,\xi_1} + \bar{J}_{12} \cdot N_{4,\xi_2}, \end{aligned} \quad (47)$$

$$\begin{aligned} {}_j c &= \bar{J}_{21} \cdot N_{2,\xi_1} + \bar{J}_{22} \cdot N_{2,\xi_2}, & {}_i c &= \bar{J}_{21} \cdot N_{1,\xi_1} + \bar{J}_{22} \cdot N_{1,\xi_2}, \\ {}_k c &= \bar{J}_{21} \cdot N_{3,\xi_1} + \bar{J}_{22} \cdot N_{3,\xi_2}, & {}_m c &= \bar{J}_{21} \cdot N_{4,\xi_1} + \bar{J}_{22} \cdot N_{4,\xi_2}. \end{aligned} \quad (48)$$

Elementy Jakobianu przekształcenia $\bar{J}_{\alpha\beta}$ wyznaczamy z zależności (45). Następnie część nieliniową wektora odkształceń wyznaczamy z zależności

$$\mathbf{n} = \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} (u_{1,1})^2 + (u_{2,1})^2 + (u_{3,1})^2 \\ (u_{1,2})^2 + (u_{2,2})^2 + (u_{3,2})^2 \\ 2(u_{1,1}u_{1,2} + u_{2,1}u_{2,2} + u_{3,1}u_{3,2}) \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} u_{1,1} & 0 & u_{2,1} & 0 & u_{3,1} & 0 \\ 0 & u_{1,2} & 0 & u_{2,2} & 0 & u_{3,2} \\ u_{1,2} & u_{1,1} & u_{2,2} & u_{2,1} & u_{3,2} & u_{3,1} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_{1,1} \\ u_{1,2} \\ u_{2,1} \\ u_{2,2} \\ u_{3,1} \\ u_{3,2} \end{Bmatrix}. \quad (49)$$

Budując pomocnicze macierze \mathbf{A} i \mathbf{G} w formie

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} B_u & 0 & B_v & 0 & B_w & 0 \\ 0 & C_u & 0 & C_v & 0 & C_w \\ C_u & B_u & C_v & B_v & C_w & B_w \end{bmatrix}, \quad (50)$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} {}_i b & 0 & 0 & {}_j b & 0 & 0 & {}_k b & 0 & 0 & {}_m b & 0 & 0 \\ {}_i c & 0 & 0 & {}_j c & 0 & 0 & {}_k c & 0 & 0 & {}_m c & 0 & 0 \\ 0 & {}_i b & 0 & 0 & {}_j b & 0 & 0 & {}_k b & 0 & 0 & {}_m b & 0 \\ 0 & {}_i c & 0 & 0 & {}_j c & 0 & 0 & {}_k c & 0 & 0 & {}_m c & 0 \\ 0 & 0 & {}_i b & 0 & 0 & {}_j b & 0 & 0 & {}_k b & 0 & 0 & {}_m b \\ 0 & 0 & {}_i c & 0 & 0 & {}_j c & 0 & 0 & {}_k c & 0 & 0 & {}_m c \end{bmatrix}, \quad (51)$$

gdzie

$$\begin{aligned} B_u &= [{}_i b {}_i u_1 + {}_j b {}_j u_1 + {}_k b {}_k u_1], & C_u &= [{}_i c {}_i u_1 + {}_j c {}_j u_1 + {}_k c {}_k u_1] \\ B_v &= [{}_i b {}_i u_2 + {}_j b {}_j u_2 + {}_k b {}_k u_2], & C_v &= [{}_i c {}_i u_2 + {}_j c {}_j u_2 + {}_k c {}_k u_2], \\ B_w &= [{}_i b {}_i u_3 + {}_j b {}_j u_3 + {}_k b {}_k u_3], & C_w &= [{}_i c {}_i u_3 + {}_j c {}_j u_3 + {}_k c {}_k u_3] \end{aligned} \quad (52)$$

możemy zapisać część nieliniową wektora odkształceń w formie

$$\mathbf{n} = \underbrace{\frac{1}{2} \mathbf{A} \mathbf{G}}_{\mathbf{B}_N} \mathbf{q} = \mathbf{B}_N \mathbf{q}. \quad (53)$$

2.3. Przykład analizy stanu odkształcenia w czterowęzłowym izoparametrycznym elemencie membranowy 3D

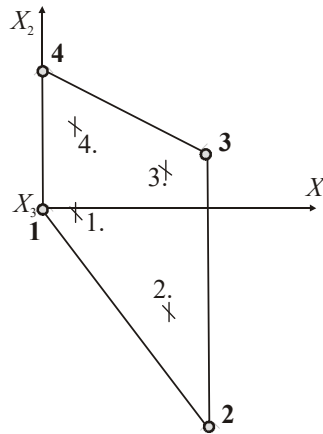
Przyjęto następujące współrzędne węzłów czterowęzłowego element skończonego w globalnym układzie współrzędnych

$$\left\{ \begin{matrix} {}_1 X_1 \\ {}_1 X_2 \\ {}_1 X_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} \right\}, \quad \left\{ \begin{matrix} {}_2 X_1 \\ {}_2 X_2 \\ {}_2 X_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 6 \\ -8 \\ 5 \end{matrix} \right\}, \quad \left\{ \begin{matrix} {}_3 X_1 \\ {}_3 X_2 \\ {}_3 X_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 6 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} \right\}, \quad \left\{ \begin{matrix} {}_4 X_1 \\ {}_4 X_2 \\ {}_4 X_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0 \\ 5 \\ 2 \end{matrix} \right\}. \quad (54)$$

Założono stan przemieszczenia węzłów elementu w globalnym układzie współrzędnych

$$\left\{ \begin{matrix} {}_1 U_1 \\ {}_1 U_2 \\ {}_1 U_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} \right\}, \quad \left\{ \begin{matrix} {}_2 U_1 \\ {}_2 U_2 \\ {}_2 U_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} \right\}, \quad \left\{ \begin{matrix} {}_3 U_1 \\ {}_3 U_2 \\ {}_3 U_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{matrix} \right\}, \quad \left\{ \begin{matrix} {}_4 U_1 \\ {}_4 U_2 \\ {}_4 U_3 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} \right\}. \quad (55)$$

Przyjęto konwencję numeracji węzłów i punktów całkowania przedstawioną na rys. 4.



Rys. 4. Konwencja numeracji węzłów i punktów całkowania

Ograniczono się do kwadratury Gaussa, która jest bardzo użyteczna w metodzie elementów skończonych [13]. Pozwala uwzględnić zmienność cech fizycznych i geometrycznych w obszarze elementu skończonego. Daną funkcję zmienności cech określamy przez interpolację wartości węzłowych. Natomiast końcową funkcję aproksymujemy za pomocą wartości funkcji interpolacyjnych w punktach całkowania Gaussa. Całkowanie przy wyznaczeniu macierzy sztywności przebiega względem współrzędnych ξ_1, ξ_2 w obszarze elementu rodzimego. W ogólnym przypadku, całkę

$$\text{dowolnej funkcji } \mathfrak{F} \text{ obliczamy w postaci sumy } \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathfrak{F}(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_{i=1}^{n_i} \sum_{j=1}^{n_j} \varpi_i \varpi_j \mathfrak{F}(h_i, h_j)$$

gdzie: ϖ_i jest wagą, h_i odcięta, n_i stopniem całkowania w kierunku ξ_1 ; ϖ_j jest wagą, h_j odcięta, n_j stopniem całkowania w kierunku ξ_2 . Przyjęte funkcje interpolacyjne są tego samego rzędu względem argumentów ξ_1, ξ_2 , zatem stopnie całkowania w tych kierunkach są równe $n_1 = n_2$. Dla rozpatrywanego przypadku funkcji biliniowych przyjmujemy kwadraturę rzędu 2×2 z wagami $\varpi_1 = \varpi_2 = 1$.

Obliczenia wykonujemy dla 4 punktów całkowania. I tak dla $\xi_1 = +0,57735, \xi_2 = +0,57735$ – punkt całkowania nr 1, otrzymujemy następujące wartości funkcji kształtu i ich pochodnych

$$\mathbf{N} = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4] = [0,62201 \quad 0,16667 \quad 0,04466 \quad 0,16667], \quad (56)$$

$$\begin{bmatrix} N_{1,\xi_1} & N_{2,\xi_1} & N_{3,\xi_1} & N_{4,\xi_1} \\ N_{1,\xi_2} & N_{2,\xi_2} & N_{3,\xi_2} & N_{4,\xi_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,39434 & -0,39434 & -0,10566 & 0,10566 \\ 0,39434 & 0,10566 & -0,10566 & -0,39434 \end{bmatrix}. \quad (57)$$

Wyznaczamy wektor wodzący w punkcie całkowania elementu $\mathbf{R}(\xi)$

$$\begin{aligned} \mathbf{R}(\xi) &= (\mathbf{N} \cdot \mathbf{X}_1) \mathbf{i}_1 + (\mathbf{N} \cdot \mathbf{X}_2) \mathbf{i}_2 + (\mathbf{N} \cdot \mathbf{X}_3) \mathbf{i}_3 = \\ &= 1,26795 \mathbf{i}_1 - 0,41068 \mathbf{i}_2 + 1,3006 \mathbf{i}_3 \end{aligned} \quad (58)$$

Następnie określamy pochodne wektora wodzącego $\mathbf{R}(\xi)$ po współrzędnych ξ_1

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_{,\xi_1} &= (\mathbf{N}_{,\xi_1} \cdot \mathbf{X}_1) \mathbf{i}_1 + (\mathbf{N}_{,\xi_1} \cdot \mathbf{X}_2) \mathbf{i}_2 + (\mathbf{N}_{,\xi_1} \cdot \mathbf{X}_3) \mathbf{i}_3 = \\ &= -3 \mathbf{i}_1 + 3,47169 \mathbf{i}_2 - 2,07735 \mathbf{i}_3 \end{aligned} \quad (59)$$

oraz po współrzędnych ξ_2

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_{,\xi_2} &= (\mathbf{N}_{,\xi_2} \cdot \mathbf{x}_1) \mathbf{i}_1 + (\mathbf{N}_{,\xi_2} \cdot \mathbf{x}_2) \mathbf{i}_2 + (\mathbf{N}_{,\xi_2} \cdot \mathbf{x}_3) \mathbf{i}_3 = \\ &= 0 \mathbf{i}_1 - 3,028313 \mathbf{i}_2 - 0,57735 \mathbf{i}_3 \end{aligned} \quad (60)$$

Budujemy pomocnicze wektory niezbędne do wyznaczenia lokalnego kartezjańskiego układu współrzędnych

$$\mathbf{t}_1 = \frac{\mathbf{R}_{,\xi_1}}{|\mathbf{R}_{,\xi_1}|}, \mathbf{t}_2 = \frac{\mathbf{R}_{,\xi_2}}{|\mathbf{R}_{,\xi_2}|}, \mathbf{s}_1 = \mathbf{t}_1 + \mathbf{t}_2, \mathbf{s}_2 = \mathbf{t}_1 - \mathbf{t}_2, \mathbf{d}_1 = \frac{\mathbf{s}_1}{\sqrt{2}|\mathbf{s}_1|}, \mathbf{d}_2 = \frac{\mathbf{s}_2}{\sqrt{2}|\mathbf{s}_2|}. \quad (61)$$

Ostatecznie lokalna baza w ortogonalnym układzie współrzędnych w punkcie całkowania przyjmuje postać

$$\begin{aligned} \mathbf{j}_1 &= \mathbf{d}_1 + \mathbf{d}_2 = -0,70625 \mathbf{i}_1 + 0,42917 \mathbf{i}_2 - 0,56304 \mathbf{i}_3 \\ \mathbf{j}_2 &= \mathbf{d}_1 - \mathbf{d}_2 = -0,23534 \mathbf{i}_1 - 0,892397 \mathbf{i}_2 - 0,38502 \mathbf{i}_3, \\ \mathbf{j}_3 &= \mathbf{j}_1 \times \mathbf{j}_2 = -0,677 \mathbf{i}_1 - 0,139416 \mathbf{i}_2 + 0,73126 \mathbf{i}_3 \end{aligned} \quad (62)$$

Łatwo można sprawdzić, że $|\mathbf{j}_1|=1$, $|\mathbf{j}_2|=1$, $|\mathbf{j}_3|=1$ oraz np. $\mathbf{j}_3 \times \mathbf{j}_1 = \mathbf{j}_2 = -0,23534 \mathbf{i}_1 - 0,892397 \mathbf{i}_2 - 0,38502 \mathbf{i}_3$.

Następnym krokiem jest wykonanie transformacji współrzędnych i przemieszczenia z globalnego układu współrzędnych do lokalnego wyznaczonego w punkcie całkowania przy pomocy macierz transformacji

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} \{\mathbf{j}_1\}^T \\ \{\mathbf{j}_2\}^T \\ \{\mathbf{j}_3\}^T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,70625 & 0,4291746 & -0,56304 \\ -0,23534 & -0,892397 & -0,38502 \\ -0,6677 & -0,139416 & 0,73126 \end{bmatrix}. \quad (63)$$

Otrzymujemy, zatem następujące wartości współrzędnych

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} {}_1x_1 \\ {}_1x_2 \\ {}_1x_3 \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} 1,8041 \\ 0,4327 \\ -0,1617 \end{Bmatrix}, \quad \begin{Bmatrix} {}_2x_1 \\ {}_2x_2 \\ {}_2x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -8,6821 \\ 4,2346 \\ 0,60369 \end{Bmatrix}, \\ \begin{Bmatrix} {}_3x_1 \\ {}_3x_2 \\ {}_3x_3 \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} -3,2642 \\ -3,9192 \\ -2,2530 \end{Bmatrix}, \quad \begin{Bmatrix} {}_4x_1 \\ {}_4x_2 \\ {}_4x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2,8238 \\ -4,7993 \\ 0,60369 \end{Bmatrix}, \end{aligned} \quad (64)$$

i składowych przemieszczeń w lokalnym układzie współrzędnych

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_1 &= \begin{Bmatrix} {}_1u_1 \\ {}_1u_2 \\ {}_1u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{u}_2 = \begin{Bmatrix} {}_2u_1 \\ {}_2u_2 \\ {}_2u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \\ \mathbf{u}_3 &= \begin{Bmatrix} {}_3u_1 \\ {}_3u_2 \\ {}_3u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0,56304 \\ -0,385021 \\ 0,731261 \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{u}_4 = \begin{Bmatrix} {}_4u_1 \\ {}_4u_2 \\ {}_4u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}. \end{aligned} \quad (65)$$

Wyznaczamy następnie macierze \mathbf{B}_e , \mathbf{A} oraz \mathbf{G} zdefiniowane zależnościami (46), (51) i (51)

$$\mathbf{B}_e = \begin{bmatrix} 0,1434 & 0 & 0 & -0,0793 & 0 & 0 & -0,0384 & 0 & 0 & -0,0256 & 0 & 0 \\ 0 & 0,1826 & 0 & 0 & 0,0097 & 0 & 0 & -0,0489 & 0 & 0 & -0,1434 & 0 \\ 0,1826 & 0,1434 & 0 & 0,0097 & -0,0793 & 0 & -0,0489 & -0,0384 & 0 & -0,1434 & -0,0256 & 0 \end{bmatrix} \quad (66)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0,02163 & 0 & 0,01479 & 0 & -0,02809 & 0 \\ 0 & 0,02755 & 0 & 0,01884 & 0 & -0,03578 \\ 0,02755 & 0,02163 & 0,01884 & 0,01479 & -0,03578 & -0,02809 \end{bmatrix}, \quad (67)$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} 0,14337 & 0 & 0 & -0,0793 & 0 & 0 & -0,0384 & 0 & 0 & -0,02567 & 0 & 0 \\ 0,18260 & 0 & 0 & 0,0097 & 0 & 0 & -0,0489 & 0 & 0 & -0,1434 & 0 & 0 \\ 0 & 0,14337 & 0 & 0 & -0,0793 & 0 & 0 & -0,0384 & 0 & 0 & -0,02567 & 0 \\ 0 & 0,18260 & 0 & 0 & 0,0097 & 0 & 0 & -0,0489 & 0 & 0 & -0,1434 & 0 \\ 0 & 0 & 0,14337 & 0 & 0 & -0,0793 & 0 & 0 & -0,0384 & 0 & 0 & -0,02567 \\ 0 & 0 & 0,18260 & 0 & 0 & 0,0097 & 0 & 0 & -0,0489 & 0 & 0 & -0,1434 \end{bmatrix}. \quad (68)$$

Za pomocą tych macierzy wyznaczamy stan odkształcenia w elemencie

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{e} + \mathbf{n} = \mathbf{B}_e \mathbf{q} + \frac{1}{2} \mathbf{A} \mathbf{G} \mathbf{q} = \begin{Bmatrix} 0,021630 \\ 0,018838 \\ 0,042340 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0,000738 \\ 0,001197 \\ 0,001880 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,022368 \\ 0,020035 \\ 0,044220 \end{Bmatrix}. \quad (69)$$

Powtarzając tę samą procedurę obliczeniową dla pozostałych punktów całkowania otrzymujemy

Dla $\xi_1 = -0,57735$, $\xi_2 = +0,57735$ – punkt całkowania nr 2

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{e} + \mathbf{n} = \begin{Bmatrix} 0,038749 \\ 0,009405 \\ 0,068848 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0,003231 \\ 0,008559 \\ 0,010517 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,0419799 \\ 0,0179642 \\ 0,0793649 \end{Bmatrix}, \quad (70)$$

dla $\xi_1 = -0,57735$, $\xi_2 = -0,57735$ – punkt całkowania nr 3

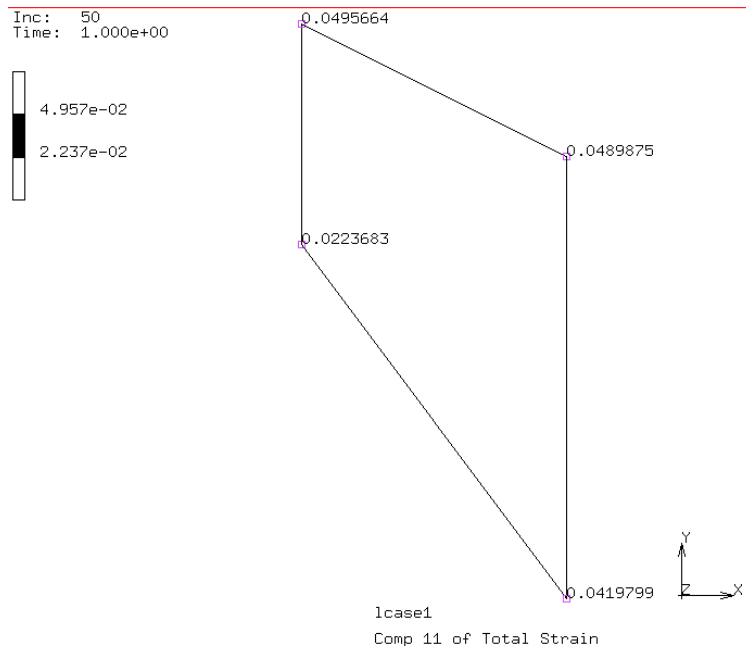
$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{e} + \mathbf{n} = \begin{Bmatrix} 0,037077 \\ -0,00826 \\ 0,024506 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0,01191 \\ 0,009789 \\ 0,021596 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,0489875 \\ 0,0015318 \\ 0,0461014 \end{Bmatrix}, \quad (71)$$

dla $\xi_1 = +0,57735$, $\xi_2 = -0,57735$ – punkt całkowania nr 4

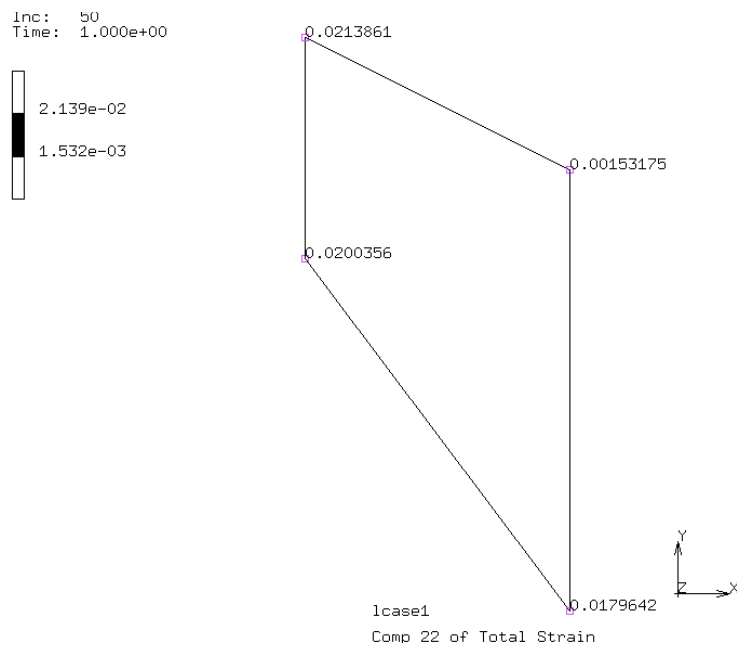
$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{e} + \mathbf{n} = \begin{Bmatrix} 0,041528 \\ 0,019049 \\ 0,057720 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0,008039 \\ 0,002337 \\ 0,008669 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,0495664 \\ 0,0213861 \\ 0,0663889 \end{Bmatrix}. \quad (72)$$

Celem weryfikacji otrzymanych analitycznie wyników analizy stanu odkształcenia w elemencie membranowym wykonano geometrycznie nieliniową analizę porównawczą w komercyjnym programie dysponującym w swojej bibliotece elementów skończonych czterowęzłowym izoparametrycznym trójwymiarowym elementem membranowym. Przedstawione wyniki z programu obliczeniowego odnoszą się do punktów całkowania, pomimo iż ich wartości pokazane są w węzłach.

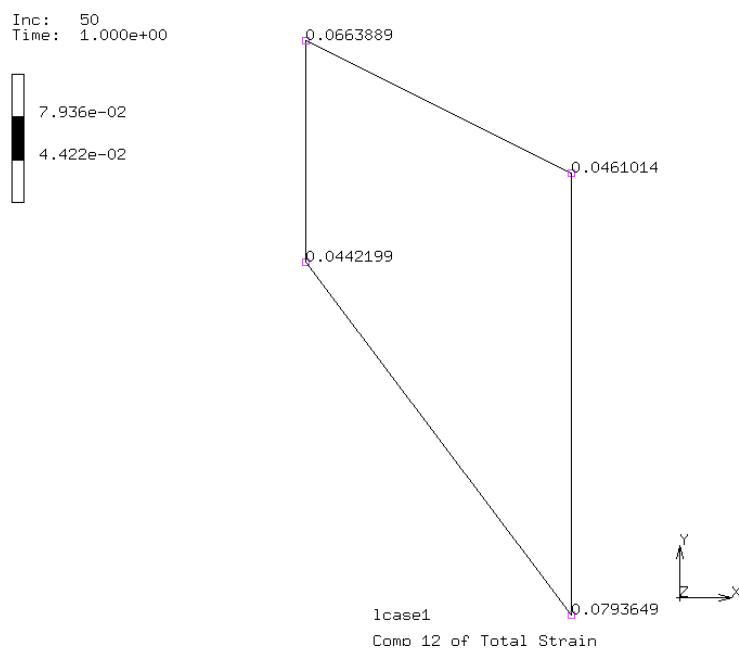
Porównując otrzymane wyniki z analizy numerycznej z wykorzystaniem komercyjnego oprogramowania (patrz rys. 5, rys. 6 i rys. 7) i przedstawione powyżej rezultaty obliczeń możemy stwierdzić, że przedstawiony sposób analizy cztero-węzłowego membranowego elementu skończonego jest poprawny.



Rys. 5. Wartości odkształceń ϵ_{11} w punktach całkowania



Rys. 6. Wartości odkształceń ϵ_{22} w punktach całkowania



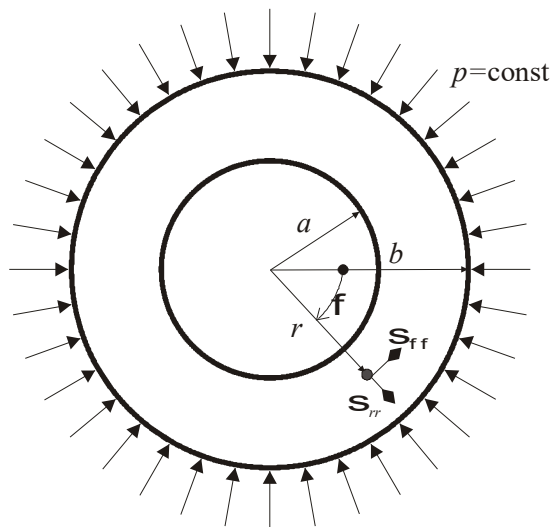
Rys. 7. Wartości odkształceń $\gamma_{12} = 2\varepsilon_{12}$ w punktach całkowania

3. Przykłady analizy układów powierzchniowych

3.1. Analiza stanu naprężeń w betonowej rurze grubościenniej

Przykład dotyczy analizy stanu naprężeń w betonowej rurze grubościenniej obciążonej równomiernym obciążeniem $p = 200$ kPa. Rura o wymiarach $a = 2$ m, $b = 3$ m, wykonana z betonu C25/30, rys. 8.

W tym celu niezbędne będzie wyznaczenie wartości maksymalnych naprężeń obwodowych $\sigma_{\varphi\varphi}$ i radialnych σ_{rr} w ścianie grubościenniej rury betonowej.



Rys. 8. Geometra rury grubościennej

W analizowanym przypadku możemy wykonać obliczenia analityczne. W tym celu niezbędne będzie wyznaczenie wartości maksymalnych naprężeń

$$\begin{cases} \sigma_{rr}(r=b) = -p \\ \sigma_{rr}(r=a) = 0 \end{cases} \quad (73)$$

Naprężenia w ścianie obliczamy z następujących relacji [1]

$$\begin{cases} \sigma_{rr} = \frac{A}{r^2} + 2 \cdot C \\ \sigma_{\varphi\varphi} = -\frac{A}{r^2} + 2 \cdot C \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{A}{r^2} + 2 \cdot C = -p \\ -\frac{A}{r^2} + 2 \cdot C = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{p \cdot a^2 \cdot b^2}{b^2 - a^2} \\ C = -\frac{1}{2} \frac{p \cdot b^2}{b^2 - a^2} \end{cases}, \quad (74)$$

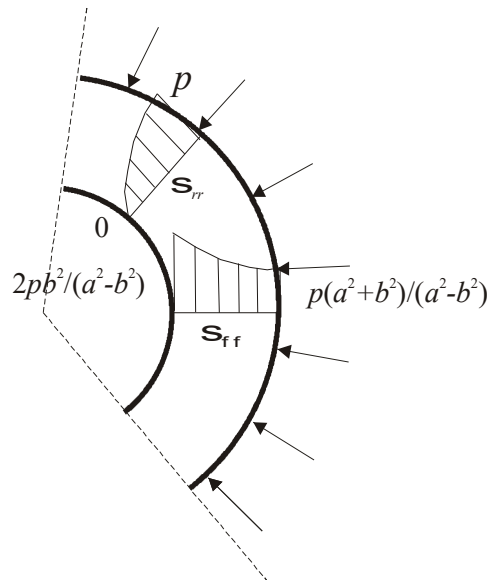
otrzymujemy zatem

$$\sigma_{rr} = \frac{p \cdot b^2}{b^2 - a^2} \cdot \left(\frac{a^2}{r^2} - 1 \right), \quad \sigma_{\varphi\varphi} = -\frac{p \cdot b^2}{b^2 - a^2} \cdot \left(\frac{a^2}{r^2} + 1 \right). \quad (75)$$

Dla przyjętej geometrii otrzymujemy następujące wyniki

$$\begin{aligned} \sigma_{rr}(r=a) &= 0 & \sigma_{rr}(r=b) &= p = -0,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\varphi\varphi}(r=a) &= \frac{2 \cdot p \cdot b^2}{a^2 - b^2} = -0,72 \text{ MPa} & \sigma_{\varphi\varphi}(r=b) &= \frac{a^2 + b^2}{a^2 - b^2} \cdot p = -0,52 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (76)$$

Wykresy i przebieg naprężeń w analizowanej rurze grubościennej przedstawiono na rys. 9.



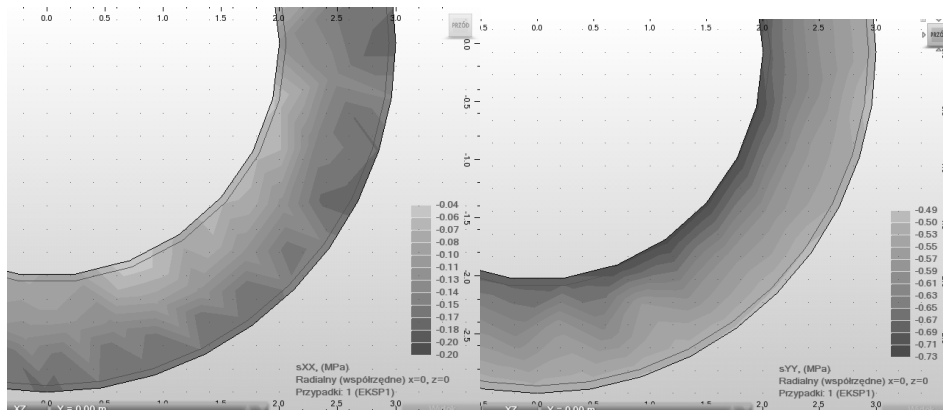
Rys. 9. Wykresy naprężeń

Metoda elementów skończonych jest metodą przybliżoną, w której w przypadku przyjęcia nieodpowiedniego podziału konstrukcji na elementy skończone (wielkości elementu skończonego) otrzymujemy błędne wyniki. Aby wykluczyć wpływ przyjętej wielkości elementu skończonego na otrzymane wyniki obliczeń przeprowadzimy szereg obliczeń, w których będziemy dokonywali zagęszczenia podziału siatki MES. W przypadku analizowanej konstrukcji określenie odpowiedniej gęstości siatki MES jest związane bezpośrednio z aproksymacją geometryczną okręgów zewnętrznego i wewnętrznego, które przybliżane są odcinkami prostymi. Należy unikać przypadku w którym dzielimy ten odcinek na mniejsze elementy bez zmiany podziału geometrii łuku. W tabelicy 1 dokonano porównania otrzymanych wyników dla poszczególnych podziałów z rozwiązaniem analitycznym. Prezentowane wyniki naprężeń z analizy numerycznej zamieszczone w tabelicy otrzymano z przecięcia panelu. Mapy naprężeń dla podział łuku 40x26 części i rozmiar elementu 0,47 oraz podział łuku 240x160 części i rozmiar elementu 0,08 przedstawiono na rys. 10 i 11. Warto zwrócić uwagę że przy małych podziałach np. 40/26 (patrz rys. 10), z uwagi na dość duży podział oraz automatyczny sposób generacji siatki, widoczny jest brak regularności w izoliniach naprężeń.

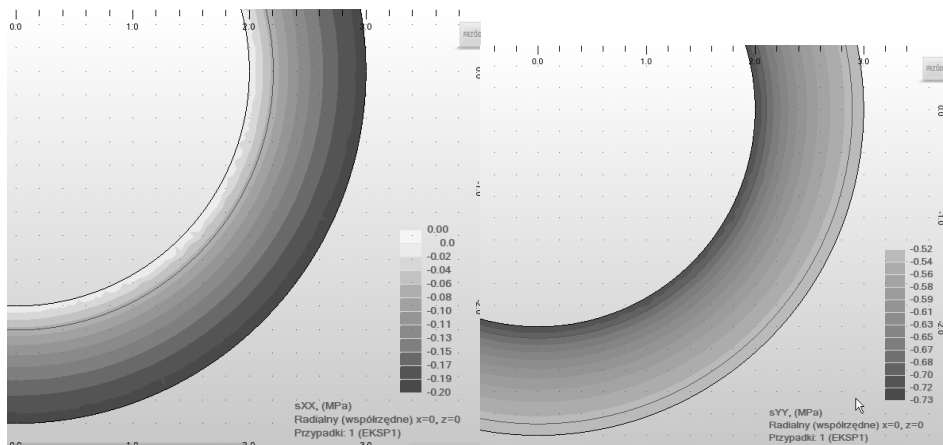
W przypadku przyjęcia rozmiaru elementów skończonych, które nie są powiązane z rozmiarem odcinków aproksymujących okręgi otrzymujemy nieprawidłowe wyniki naprężeń, patrz rys. 12. W przypadku analizy układów krzywoliniowych rozmiar elementów skończonych winien być powiązany z dobraną wielkością aproksymacji krzywoliniowych części konstrukcji.

Tablica 1. Wyniki analizy MES

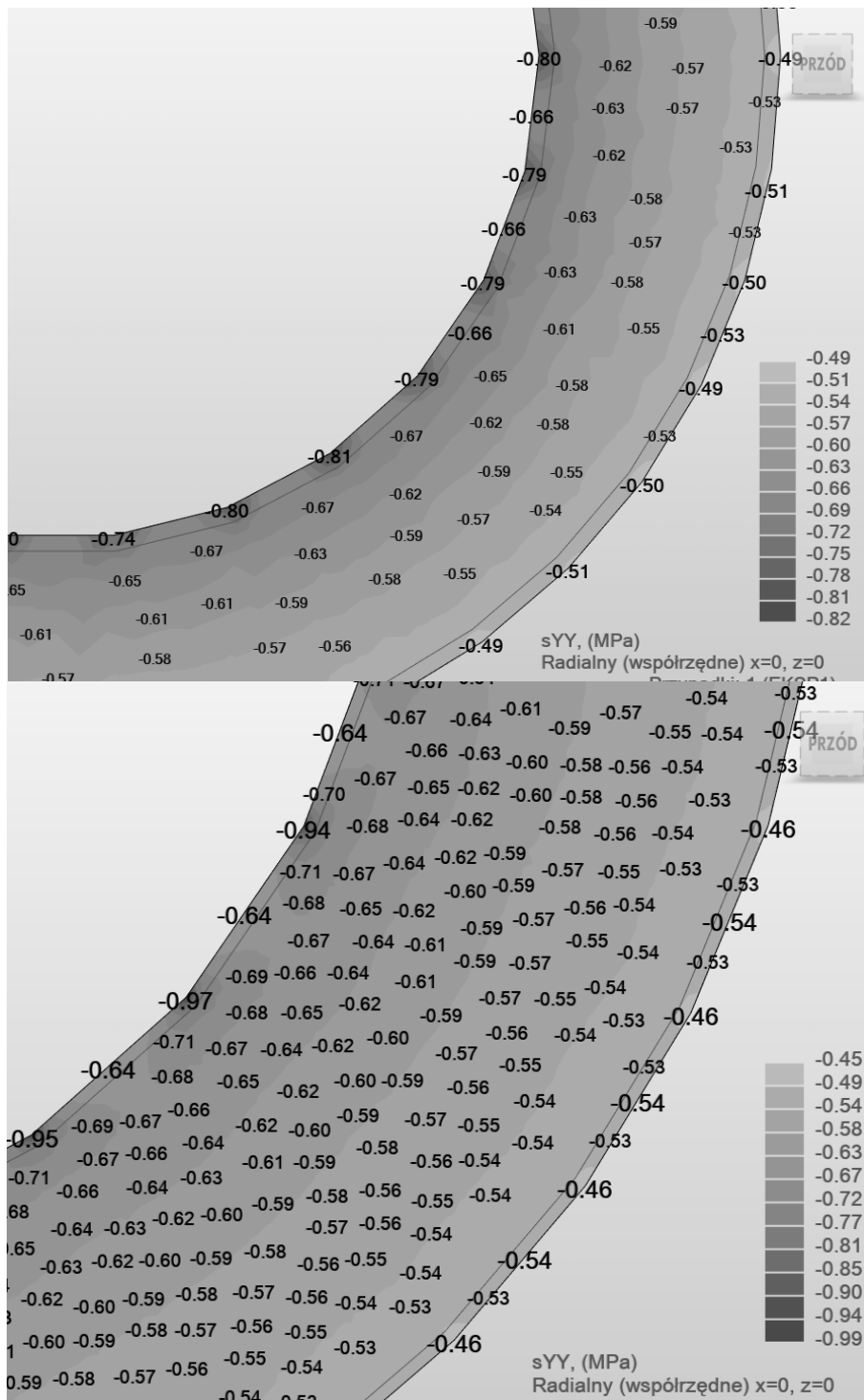
Podział okręgów //wielkość elementu skończonego	σ_{rr} MPa		$\sigma_{\varphi\varphi}$ MPa	
	2	3	4	5
Wynik ścisły	-0,20	0,00	-0,52	-0,72
40x26//0,47	-0,20	-0,08	-0,51	-0,73
60x40//0,31	-0,18	-0,05	-0,51	-0,74
120x80//0,15	-0,19	-0,02	-0,52	-0,73
240x160//0,08	-0,20	-0,01	-0,52	-0,72



Rys. 10. Mapy naprężeń radialnych i obwodowych – podział łuku 40x26, rozmiar elementu 0,47



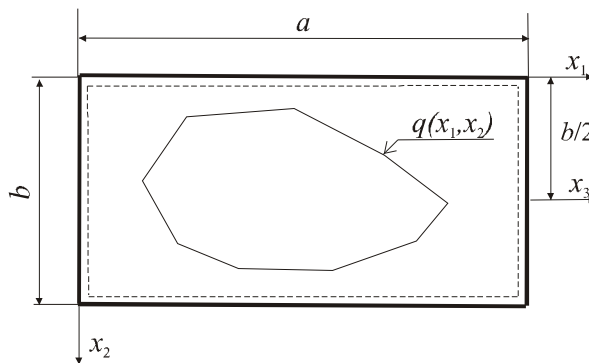
Rys. 11. Mapy naprężeń radialnych i obwodowych – podział łuku 240x160, rozmiar elementu 0,08



Rys. 12. Mapy naprężeń obwodowych – podział łuku 40x26, rozmiar elementu 0,08 i 0,02

3.2. Analiza płyty kwadratowej

Wyznacz wartości maksymalnych przemieszczeń oraz wykresy momentów zginających dla wolnopodpartej płyty kwadratowej (rys. 13) od obciążenia równomiernie rozłożonego przyłożonego na całej powierzchni płyty $q = 2 \text{ kPa}$. W obliczeniach pominiąć wpływ ciężaru własnego. Płyta o grubości 15 cm ma wymiar boku $a = 4,2 \text{ m}$ i jest wykonana z betonu C25/30.



Rys. 13. Geometria płyty

W rozwiązaniu analitycznym płyty skorzystamy z rozwiązania typu Naviera za pomocą podwójnego szeregu Fouriera [2]. Dla dowolnej prostokątnej płyty o wymiarach $a \times b$ i dla dowolnego obciążenia $q(x_1, x_2)$ możemy je opisać następującą funkcją

$$q(x_1, x_2) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x_1}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x_2}{b}, \quad (77)$$

otrzymujemy zatem

$$a_{mn} = \frac{4}{a \cdot b} \int_0^a \int_0^b q(x_1, x_2) \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x_1}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x_2}{b} dx_1 dx_2. \quad (78)$$

Zakładamy w ogólnym przypadku rozwiązanie równania

$$\nabla^4 w(x_1, x_2) = \frac{q(x_1, x_2)}{D}, \quad (79)$$

gdzie $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ (sztywność płytowa),
w postaci

$$w(x_1, x_2) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} w_{mn} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x_1}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x_2}{b}, \quad (80)$$

spełniające warunki brzegowe swobodnego podparcia. Podstawiając do równania różniczkowego otrzymujemy związek

$$D \cdot \left[\left(\frac{m \cdot \pi}{a} \right)^2 + \left(\frac{n \cdot \pi}{b} \right)^2 \right]^2 \cdot w_{mn} = a_{mn}. \quad (81)$$

Dokonując przekształceń i podstawień otrzymujemy

$$w_{mn}(x_1, x_2) = \frac{a_{mn}}{D \cdot \left[\left(\frac{m \cdot \pi}{a} \right)^2 + \left(\frac{n \cdot \pi}{b} \right)^2 \right]^2} \cdot (82)$$

$$w_{mn}(x_1, x_2) = \frac{1}{D \cdot \pi^4} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_{mn}}{\left[\left(\frac{m}{a} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right]^2} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x_1}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x_2}{b}$$

Przyjmując stałą wartość obciążenia $q(x_1, x_2) = q$ otrzymujemy

$$w_{mn}(x_1, x_2) = \frac{16 \cdot q}{D \cdot \pi^6} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{m \cdot n \cdot \left[\left(\frac{m}{a} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right]^2} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x_1}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x_2}{b}, \quad (83)$$

dla $m, n = 1, 3, 5, 7, \dots$

Wyznaczamy zatem maksymalne przemieszczenie $w\left(x_1 = \frac{a}{2}, x_2 = \frac{b}{2}\right)$

$$w\left(x_1 = \frac{a}{2}, x_2 = \frac{b}{2}\right) = \frac{16 \cdot q}{D \cdot \pi^6} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{m+n}{2}-1}}{m \cdot n \cdot \left[\left(\frac{m}{a} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right]^2}. \quad (84)$$

Przyjmując dodatkowo, że $a = b$, oraz $m = n = 1$ otrzymujemy

$$w_{\max} = w\left(x_1 = \frac{a}{2}, x_2 = \frac{b}{2}\right) \square \frac{16 \cdot q \cdot a^4}{D \cdot \pi^6} \frac{1}{4} = 0,00416 \cdot \frac{q \cdot a^4}{D}. \quad (85)$$

W pracy [3] można znaleźć inne rozwiązanie (zapisane w osiach x_3, x_2)

$$w(x_3, x_2) = \frac{4qa^4}{D\pi^5} \sum_n \frac{1}{n^5} \left\{ 1 - \frac{1}{2 \cosh \frac{\alpha_n b}{2}} \left[\left(2 + \frac{\alpha_n b}{2} \operatorname{tgh} \frac{\alpha_n b}{2} \right) \cosh \alpha_n x_2 - \alpha_n x_2 \sinh \alpha_n x_2 \right] \right\} \sin \alpha_n x_3, \quad (86)$$

gdzie:

$$n = 1, 3, 5 \dots \quad \alpha_n = \frac{n\pi}{a}. \quad (87)$$

Dla płyty kwadratowej ($a = b$) przyjmując jeden wyraz szeregu ($n = 1$) daje on wartość ugięcia w środku płyty ($x_3 = 1/2 a; x_2 = 0$) otrzymuje się z niego wartość ugięcia

$$n = 1, 3, 5 \dots \quad \alpha_n = \frac{n\pi}{a}, \quad (88)$$

$$w_{\max} = 0,00406 \frac{qa^4}{D}. \quad (89)$$

Z rozwiązania tego wartości momentów zginających zapisujemy jako

$$\begin{aligned} m_{x_3} &= \frac{4qa^2}{\pi^3} \sum_n \frac{1}{n^3} \left\{ 1 - \frac{1-\nu}{2 \cosh \frac{\alpha_n b}{2}} \left[\left(\frac{2}{1-\nu} + \frac{\alpha_n b}{2} \operatorname{tgh} \frac{\alpha_n b}{2} \right) \cosh \alpha_n x_2 - \alpha_n x_2 \sinh \alpha_n x_2 \right] \right\} \sin \alpha_n x_3 \\ m_{x_2} &= \frac{4qa^2}{\pi^3} \sum_n \frac{1}{n^3} \left\{ \nu - \frac{1-\nu}{2 \cosh \frac{\alpha_n b}{2}} \left[\left(\frac{2\nu}{1-\nu} + \frac{\alpha_n b}{2} \operatorname{tgh} \frac{\alpha_n b}{2} \right) \cosh \alpha_n x_2 - \alpha_n x_2 \sinh \alpha_n x_2 \right] \right\} \sin \alpha_n x_3 \\ m_{x_3 x_2} &= 2(1-\nu) \frac{qa^2}{\pi^3} \sum_n \frac{1}{n^3} \frac{\cos \alpha_n x_3}{\cosh \frac{\alpha_n b}{2}} \left[\left(1 + \frac{\alpha_n b}{2} \operatorname{tgh} \frac{\alpha_n b}{2} \right) \sinh \alpha_n x_2 - \alpha_n x_2 \cosh \alpha_n x_2 \right] \end{aligned} \quad (90)$$

Dla płyty kwadratowej obciążonej równomiernym obciążeniem q wartość przęsłowego momentu zginającego wynosi

$$m_{x_3 \max} = m_{x_2 \max} = -0,0475qa^2. \quad (91)$$

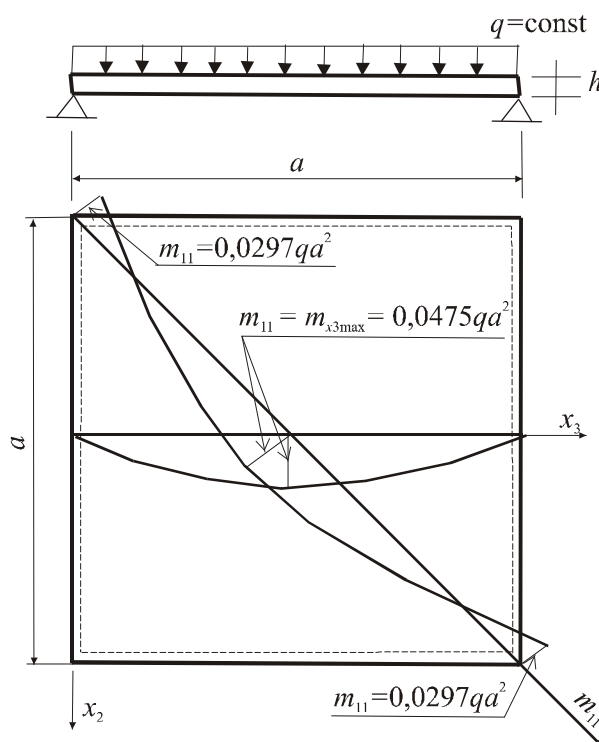
Główne momenty zginające można obliczyć ze wzoru

$$m_{11,22} = \frac{1}{2}(m_{x_3} + m_{x_2}) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(m_{x_3} - m_{x_2})^2 + 4(m_{x_3x_2})^2} . \quad (92)$$

Dla punktów na przekątnej płyty kwadratowej gdzie $m_{x_3} = m_{x_2}$ otrzymujemy

$$m_{11,22} = m_{x_3} \pm m_{x_3x_2} . \quad (93)$$

Wykres momentów zginających otrzymanych z powyższego analitycznego rozwiązania przedstawiono na rys. 14.



Rys. 14. Momenty zginające w płycie kwadratowej obciążonej równomiernie

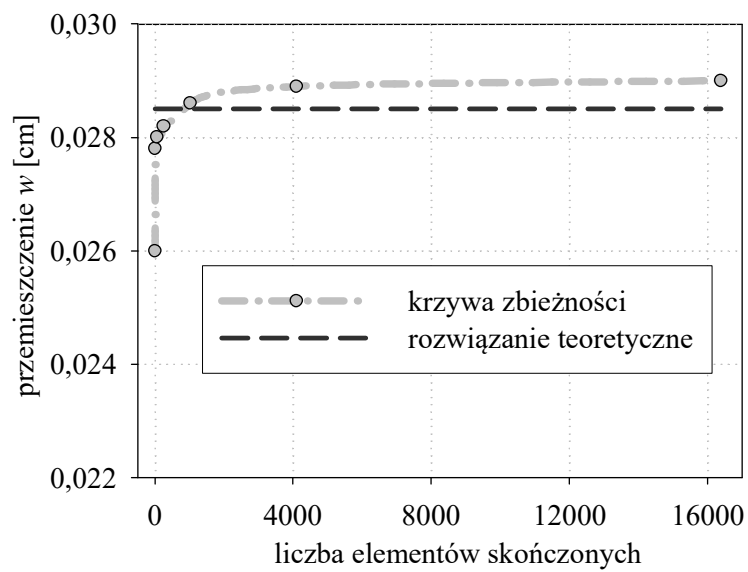
Dla przyjętego betonu C25/30 i grubości płyty $h = 0,15$ m sztywność płytowa wynosi

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{31000000 \text{ kPa} \cdot (0,15 \text{ m})^3}{12(1 - 0,2^2)} = \frac{104625 \text{ kNm}}{11,52} = 9082 \text{ kNm} \quad (94)$$

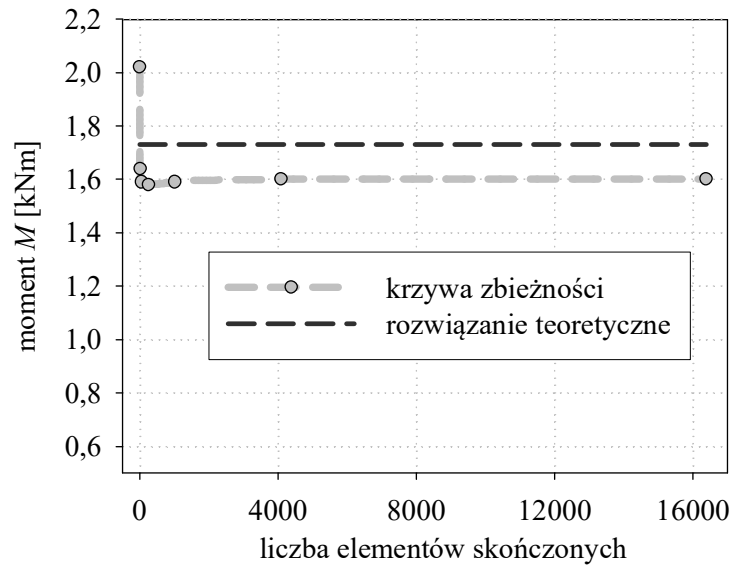
Dla przyjętych wymiarów płyty i obciążenia otrzymujemy wyniki

$$\begin{aligned}
 w_{\max} &= 0,00406 \cdot \frac{q \cdot a^4}{D} = 0,00406 \cdot \frac{2 \cdot 4,2^4}{9082} = 2,78 \cdot 10^{-4} \text{ m} \\
 m_{x_3, \max} &= -0,0475 \cdot q \cdot a^2 = -0,0475 \cdot 2 \cdot 4,2^2 = -1,68 \text{ kNm} \\
 m_{11} &= 0,0297 \cdot q \cdot a^2 = 0,0297 \cdot 2 \cdot 4,2^2 = 1,05 \text{ kNm}
 \end{aligned}
 \tag{95}$$

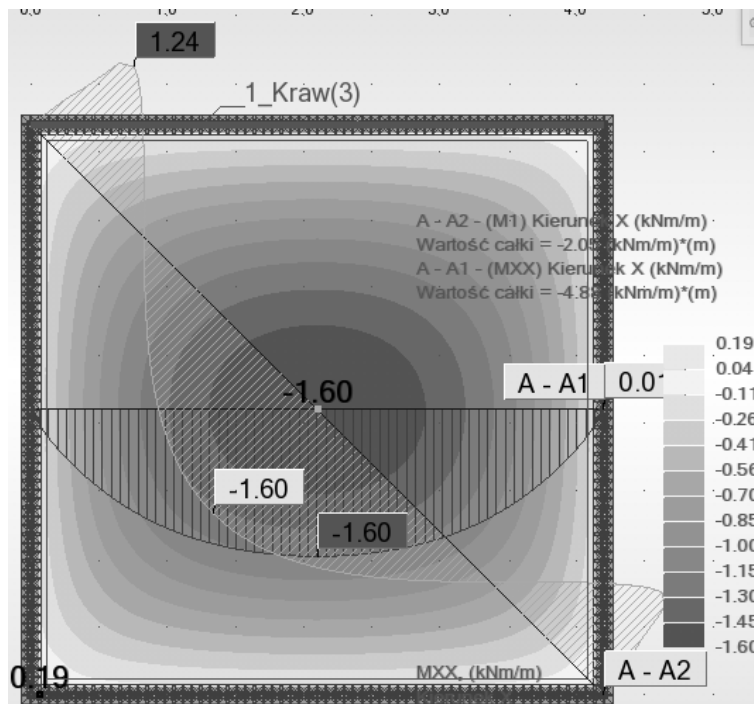
Na podstawie przeprowadzonej analizy zbieżności podziału konstrukcji na elementy skończone (patrz rys. 15 i 16) przyjęto jako miarodajny podział krawędzi płyty na 64 elementy (64x64). Ostateczne wyniki analizy numerycznej przedstawiono na rys. 17 i 18.



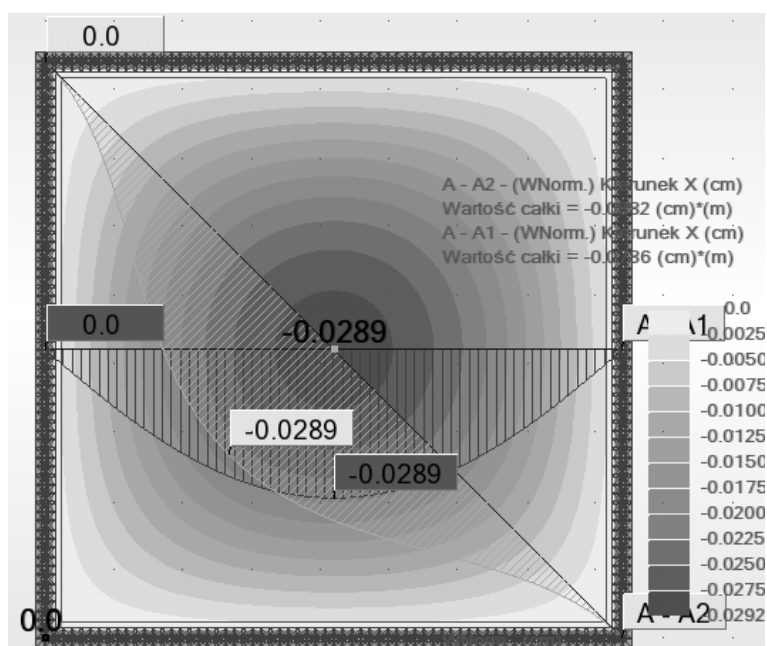
Rys. 15. Analiza zbieżności rozwiązania – przemieszczenia



Rys. 16. Analiza zbieżności rozwiązania – maksymalny moment przęsłowy



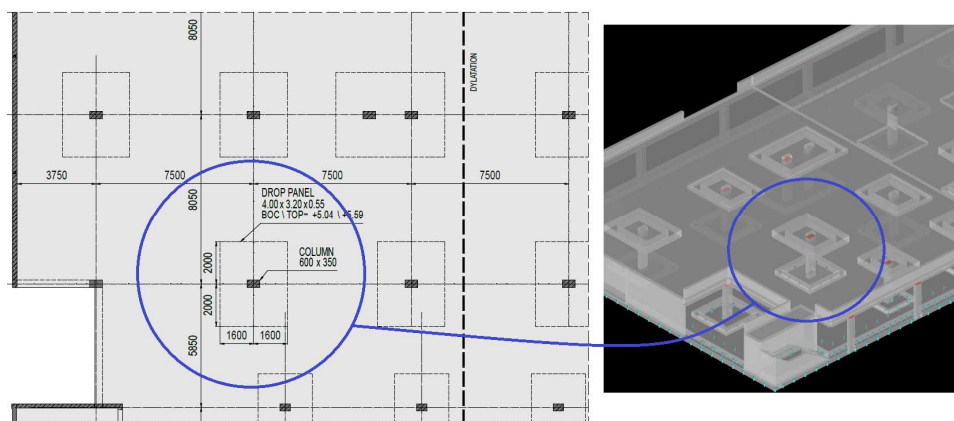
Rys. 17. Mapa i wykres momentów zginających m_{x_3} i m_{11} – Coons, podział 64x64



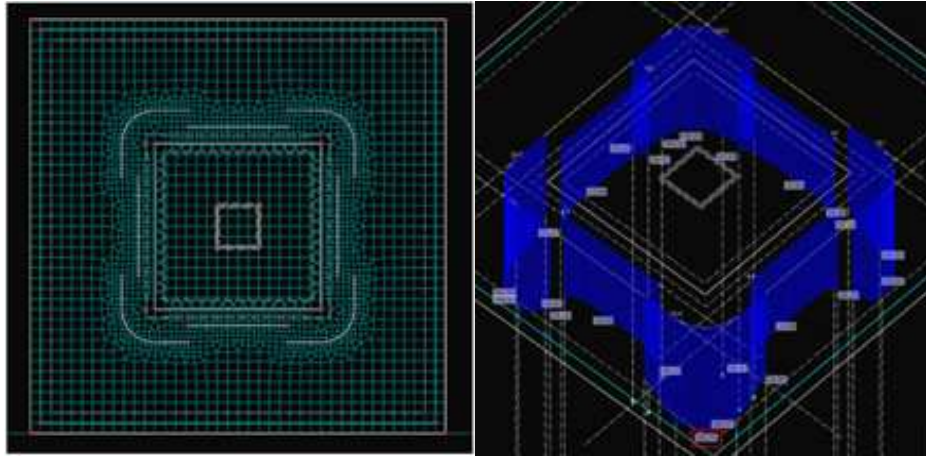
Rys. 18. Mapa i wykres przemieszczeń pionowych – Coons, podział 64x64

3.3. Analiza płyty stropowej

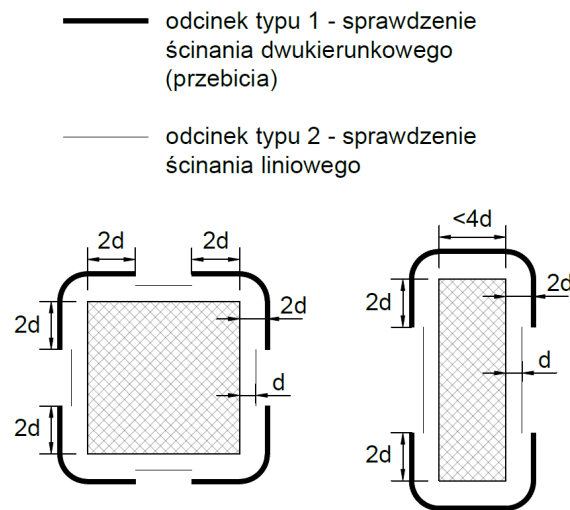
Przygotowując model obliczeniowy płyty stropowej (rys. 19), wykorzystując możliwości programów obliczeniowych, poprzez zabiegi i modyfikacje modelu można dokonywać sprawdzenia np. warunków przebicia w obrębie projektowanych głowic w obrębie słupów, patrz rys. 20.



Rys. 19. Widok na konstrukcję analizowanego stropu [22]



Rys. 20. Siatka MES w obrębie głowicy wraz z wykresami sił tnących w analizowanych odcinkach [22]

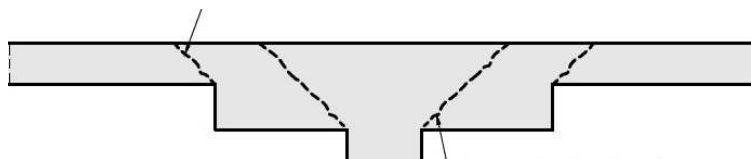


Rys. 21. Odcinki do sprawdzenia ścinania dwukierunkowego i ścinania jednokierunkowego [21]

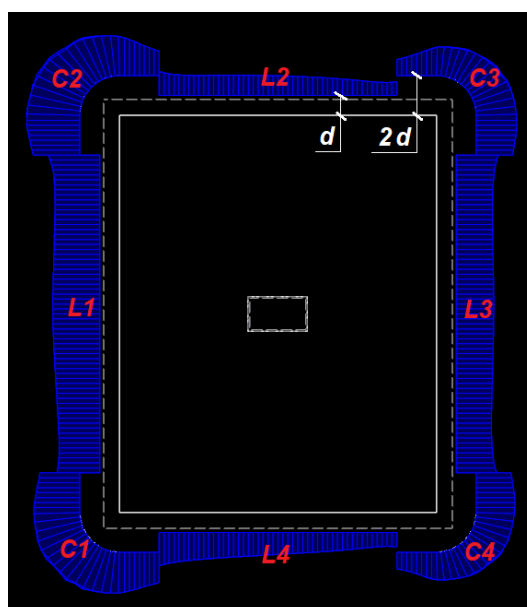
Szczegółowego opisu obliczania nośności na przebicie połączenia głowicy ze słupem z wykorzystaniem tzw. metody bezpośredniej opisano w pracach [21, 22]. Metoda bezpośrednia polega na wydzieleniu odcinków tzw. typu 1 i typu 2 (rys. 21) oraz sprawdzeniu poprzez porównanie istniejących w płycie stropowej sił tnących, z dopuszczalnymi siłami tnącymi obliczonymi na podstawie podpunktu 6.4.4 normy EC2 [N1]. Siłę z modelu numerycznego $V_{\max, \text{MES}}$ należy odczytywać jako główną siłę tnącą.

W przypadku stosowania innych metod sprawdzenia warunków przebiccia w metodzie bezpośredniej ulega zmianie sposób obliczania $V_{R,c}$ oraz lokalizacja przekroju kontrolnego dopasowanego do wytycznych normowych.

W przypadku analizowanego stropu grubość głowicy została tak dobrana aby nie wystąpiło przebicie wewnątrz projektowanego pogrubienia, rys. 22. Przykładowy rozkład sił ścinających w analizowanych przekrojach kontrolnych przedstawiono na rys. 23. Natomiast rzeczywisty rozkład sił ścinających w odcinających liniowych typu L i C przedstawiono na rys. 24 i 25. Porównania wartości wyznaczonych sił ścinających z wartościami dopuszczalnymi dokonano w tabelicy 2. Przeprowadzone obliczenia wskazują poprawność przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych.

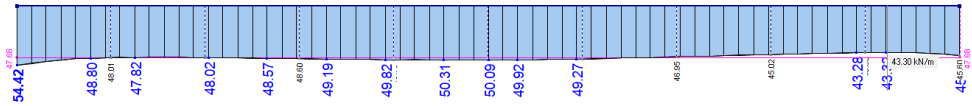


Rys. 22. Potencjalne miejsca zniszczenia głowicy przez przebicie w układzie płyta-słup

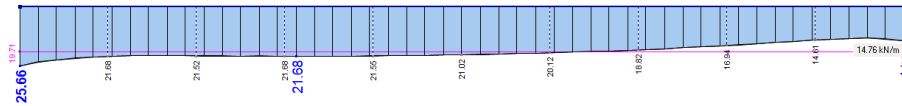


Rys. 23. Rozkład sił ścinających w przekrojach kontrolnych [22]

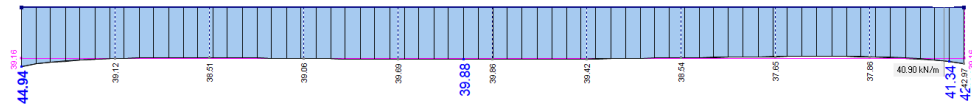
Section L1, $v_{max,FEM,L1} = 54,42$ kN/m



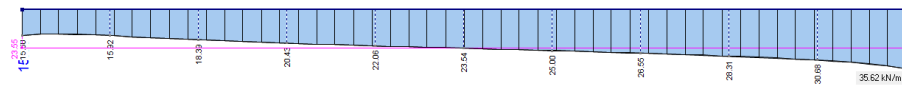
Section L2, $v_{max,FEM,L2} = 25,66$ kN/m



Section L3, $v_{max,FEM,L3} = 44,94$ kN/m

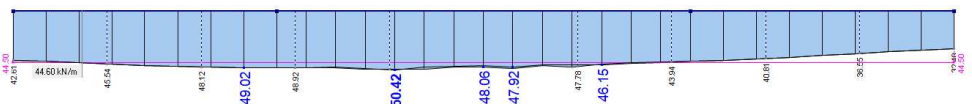


Section L4, $v_{max,FEM,L4} = 35,62$ kN/m

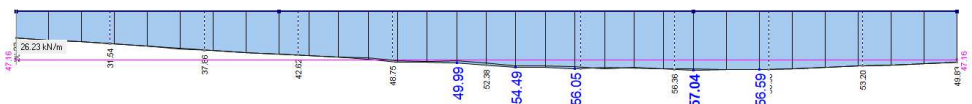


Rys. 24. Rozkład sił ścinających w odcinakach typu L [22]

Section C1, $v_{max,FEM,C1} = 50,42$ kN/m



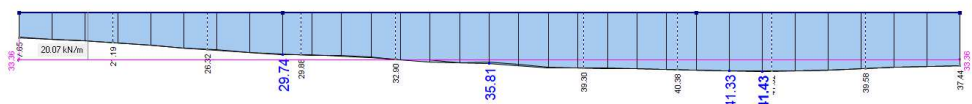
Section C2, $v_{max,FEM,C2} = 57,04$ kN/m



Section C3, $v_{max,FEM,C3} = 43,71$ kN/m



Section C4, $v_{max,FEM,C4} = 41,43$ kN/m



Rys. 25. Rozkład sił ścinających w odcinakach typu C [22]

Tablica 2. Porównanie wartości wyznaczonych sił ścinających z dopuszczalnymi wartościami

Odcinek	$v_{max,FEM}$	$v_R \cdot d$
1	2	3
L1	$v_{max,FEM} = 54.42 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 126 \text{ kN/m}$
L2	$v_{max,FEM} = 25.66 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 155 \text{ kN/m}$
L3	$v_{max,FEM} = 44.94 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 126 \text{ kN/m}$
L4	$v_{max,FEM} = 35.62 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 155 \text{ kN/m}$
C1	$v_{max,FEM} = 50.42 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 140 \text{ kN/m}$
C2	$v_{max,FEM} = 57.04 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 140 \text{ kN/m}$
C3	$v_{max,FEM} = 43.71 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 140 \text{ kN/m}$
C4	$v_{max,FEM} = 41.43 \text{ kN/m}$	$v_{R,EC2} \cdot d = 140 \text{ kN/m}$

4. Posumowanie

Rozwój narzędzi obliczeniowych otwiera nowe możliwości przed projektantami konstrukcji. Jest także impulsem do tworzenia coraz bardziej nietypowych konstrukcji [34]. W dostępnych na rynku programach MES zazwyczaj płytowe i powłokowe elementy skończone bazują na teorii płyt cienkich Kirchhoffa, średnio grubych Mindlina-Reisnera lub teorii Kirchhoffa-Love'a [35]. Świadomy i odpowiedzialny projektant/inżynier korzystający z narzędzi obliczeniowych winien być w pełni świadomy ograniczeń (zalet i wad) jakie niesie ze sobą stosowanie wybranego typu elementu skończonego zaimplementowanego w stosowanym programie obliczeniowym. Przykładowo w przykładzie 3.2 w obliczeniach numerycznych stosowany był element powierzchniowy → płytowy → czworokątny → czterowzłowy → typu DKMQ (*the Discrete Kirchhoff – Mindlin Quadrilateral*, [36], [37]).

Wykonywanie obliczeń wymaga zapoznania się nie tylko z rodzajem konstrukcji, typem elementu skończonego i liczbą stopni swobody w węźle lecz także z konwencją znakową obowiązująca w danym programie obliczeniowym. Znajomość teorii i rozwiązań analitycznych jest niezbędna do tworzenia modeli w MES i przy wykonywaniu obliczeń [38]. Duży wpływ na poprawność analizy numerycznej oraz uzyskane wyniki symulacji mają takie parametry jak gęstość siatki elementów skończonych, sformułowanie elementu skończonego czy schemat całkowania równania ruchu [39].

Odwołując się do zapisów zawartych w normie do projektowania konstrukcji betonowych i żelbetowych z 1945 roku [N2] można stwierdzić, że modelowanie numeryczne jak i cały proces projektowania konstrukcji betonowych i żelbetowych wymaga specjalnego przygotowania zawodowego, wobec czego osoby projektujące powinny posiadać odpowiednią wiedzę i doświadczenie w tej dziedzinie [N2].

Bibliografia

- [1] Bodaszewski W., *Wytrzymałość materiałów z elementami mechaniki konstrukcji*. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2005.
- [2] Kączkowski Z., *Płyty. Obliczenia statyczne*. Arkady, Warszawa 2001.

- [3] Girkmann K., *Dźwigary powierzchniowe*. Arkady, Warszawa 1956.
- [4] Chróścielewski J., *Rodzina elementów skończonych klasy C^0 w nieliniowej sześcioparametrowej teorii powłok*. Zeszyt Naukowy PG Nr.540, Gdańsk 1996.
- [5] Kleiber M., Wozniak Cz., *Nonlinear mechanics of structures*. PWN/Warszawa, Kulwer Academic Publisher/Dordrecht 1991.
- [6] Praca zbiorowa pod red. Woźniak Cz., *Mechanika sprężystych płyt i powłok*. Mechanika Techniczna t. VIII, Warszawa 2001, PWN.
- [7] Awrejcewicz J., Andrianov I.V., *Płyty i powłoki w przyrodzie, mechanice i biomechanice*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2001.
- [8] Bathe K.J., Ramm E., Wilson E.L., *Finite element formulations for large deformation dynamic analysis*. International Journal for Numerical Method in Engineering 1 (1975) 353–386.
- [9] Bletzinger K-U., Ramm E., *Structural optimization and form finding of Ligot Wright structures*. Computer & Structures 79 (2001), 2053-2062.
- [10] Bletzinger K-U., Wüchner R., Daoud F., Camprubi N., *Computational methods for form finding and optimization of shells and membranes*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 194 (2005) 3438-3452.
- [11] Bess W. J., *Design analysis, robust methods, and stress classification*. The American Society of Mechanical Engineers, New York 1993.
- [12] Bonet J., Wood R.D., Mahaney J., Heywood P., *Finite element analysis of air supported membrane structures*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 190 (2000), 579-595.
- [13] Chróścielewski J., Makowski J., Pietraszkiewicz W., *Statyka i dynamika powłok wielkopłytowych. Nieliniowa teoria i metoda elementów skończonych*. Wydawnictwo Instytutu Podstawowych Problemów Techniki, Polskiej Akademii Nauk, Warszawa 2004.
- [14] Farshad M., *Design and analysis of shell structures*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht/Boston/London: 1992.
- [15] Filin A.P., *Elementy teorii obłoczek*. Stojizdat, Leningrad 1987.
- [16] Fung Y. C., *Foundations of solid mechanics*. New Jersey 1965, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs.
- [17] Galimov K. Z., *Osnovy nelinejnoj teorii obłoczek*. Izd. Kazan. Univ., Kazan 1975.
- [18] Goldenveizer A. L., *Teoria uprugich tonkich obłoczek*. Nauka, Moskwa 1976.
- [19] Gosling P.D., Lewis W.J., *Optimal structural membranes, Part I and Part II*. Computer & Structures 5, (1996), 871-883; (1996) 885-895.
- [20] Grabiec K., *Żelbetowe konstrukcje cienkościenne*. Warszawa-Poznań 1999, PWN.
- [21] Grabski M., *Nośność strefy przebiccia w połączeniu płyty ze słupem zwieńczonym głowicą*. Rozprawa Doktorska. Gdańsk 2022, Politechnika Gdańska.
- [22] Grabski M., Ambroziak A.: *Verification of punching shear outside the shear cap by the direct method*. Archive of Civil Engineering 68(4), (2022) .
- [23] Green A.E., Zerna W.: *Theoretical elasticity*. Oxford: Oxford of the Clarendon Press 1960
- [24] Gruttmann F., Taylor R.L., *Theory and finite element formulation of rubberlike membrane shells using principal stretches*. International Journal for Numerical in Engineering 35 (1992), 1111-1126.
- [25] Hartman F., *The mathematical foundation of structural mechanics*. Berlin Heidelberg New York Tokyo 1985, Springer-Verlag
- [26] Kujak J. F., *Geometrieski nelinejnyje zadaci teorii plastin i obłoczek*. Naukova Dumka, Kiev 1987.

- [27] Kłosowski P., *Metoda elementów skończonych w problemie dużych przemieszczeń powłok błonowych*. Praca Magisterska. Gdańsk 1978. Politechnika Gdańska.
- [28] Kmiecik M., Wizmur M., Bielewicz E., *Analiza nieliniowa tarcz i płyt*. Politechnika Gdańska, Gdańsk 1995.
- [29] Olszak W., *Thin shell theory: New trends and applications*. CISM Udine, Springer – Verlag, Wien – New York 1980.
- [30] Pietraszkiewicz W., *Geometrically non-linear theories of thin elastic shells*. Polish Scientific Publishers. Advances in Mechanics 1 (1989) 52–130.
- [31] Praca zbiorowa pod redakcją Kleiber M., *Komputerowe metody mechaniki ciał stałych*. Mechanika Teoretyczna t. XI, PWN, Warszawa 1995.
- [32] Rakowski G., Kacprzyk Z., *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993.
- [33] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., *Finite element method*. 5th edition, Butterworth-Heinemann, Oxford 2000.
- [34] Biliszczuk J., *Inżynieria mostowa w Polsce Niepodległej (1918–2018)*. Inżynieria i Bud 2018;74:371–82.
- [35] Chęłszowski Ł., Oleszek R., Radomski W., *Skutki uproszczeń w modelowaniu mostowych przęseł płytowych z betonu*. Drogownictwo 2022;9:311–321.
- [36] Katili I., *A new discrete Kirchhoff - Mindlin element based on Mindlin – Reissner plate theory and assumed shear strain fields* Int. J. Numer. Meth. Engng. 1993;36:1859–1908.
- [37] Ibrahimbegovic A., Wilson, E.L., *A unified formulation for triangular and quadrilateral flat shell FE with six nodal dof*. Commun. Numer. Meth. Engng. 1991;7: 1-9.
- [38] Radwańska M., Stankiewicz A., Wosatko A., *Numerical Aspects of FEM Aanalysis of Plates and Shells in Recent Advances in Civil Engineering: Computational Methods* Publisher: Politechnika Krakowska Editors: Witold Cecot, 2015.
- [39] Krzeszowiec M., Małachowski J., *Badanie wpływu sformułowania elementu skończonego oraz schematu rozwiązywania równania ruchu na wyniki analizy MES na przykładzie niesymetrycznie obciążonej płyty*. Bulletin of the Military University of Technology 2015;64:135–157.

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] PN-EN 1992-1-1: 2008/NA:2010 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne dla budynków*
- [N2] PN-B-195:1945 *Konstrukcje Betonowe i Żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*