

Imię i nazwisko autora rozprawy: *Marcin Burdziński*
Dyscyplina naukowa: *Inżynieria lądowa, geodezja i transport*

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim:

*Doświadczalno-numeryczna analiza wpływu skrępowania pręta zbrojeniowego w betonie
na zachowanie przyczepności w teście pull-out*

Tytuł rozprawy w języku angielskim:

*Experimental and Numerical Analysis of the Effect of Reinforcing Bar Confinement in Concrete
on Bond Behavior in the Pull-Out Test*

Promotor

podpis

dr hab. inż. Maciej Niedostatkiwicz, prof. PG

OŚWIADCZENIE

Autor rozprawy doktorskiej: *Marcin Burdziński*

Ja, niżej podpisany, oświadczam, iż jestem świadomy, że zgodnie z przepisem art. 27 ust. 1 i 2 ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (t.j. Dz.U. z 2021 poz. 1062), uczelnia może korzystać z mojej rozprawy doktorskiej zatytułowanej: *Doświadczalna-numeryczna analiza wpływu skrępowania pręta zbrojeniowego w betonie na zachowanie przyczepności w teście pull-out* do prowadzenia badań naukowych lub w celach dydaktycznych.¹

Świadomy odpowiedzialności karnej z tytułu naruszenia przepisów ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych i konsekwencji dyscyplinarnych określonych w ustawie Prawo o szkolnictwie wyższym i nauce (Dz.U.2021.478 t.j.), a także odpowiedzialności cywilno-prawnej oświadczam, że przedkładana rozprawa doktorska została napisana przeze mnie samodzielnie.

Oświadczam, że treść rozprawy opracowana została na podstawie wyników badań prowadzonych pod kierunkiem i w ścisłej współpracy z promotorem *dr. hab. inż. Maciejem Niedostatkiem, prof. PG*.

Niniejsza rozprawa doktorska nie była wcześniej podstawą żadnej innej urzędowej procedury związanej z nadaniem stopnia doktora.

Wszystkie informacje umieszczone w ww. rozprawie uzyskane ze źródeł pisanych i elektronicznych, zostały udokumentowane w wykazie literatury odpowiednimi odnośnikami, zgodnie z przepisem art. 34 ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych.

Potwierdzam zgodność niniejszej wersji pracy doktorskiej z załączoną wersją elektroniczną.

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

Ja, niżej podpisany, wyrażam zgodę na umieszczenie ww. rozprawy doktorskiej w wersji elektronicznej w otwartym, cyfrowym repozytorium instytucjonalnym Politechniki Gdańskiej.

Gdańsk, dnia

.....
podpis doktoranta

**niepotrzebne usunąć*

¹ Art. 27. 1. Instytucje oświatowe oraz podmioty, o których mowa w art. 7 ust. 1 pkt 1, 2 i 4–8 ustawy z dnia 20 lipca 2018 r. – Prawo o szkolnictwie wyższym i nauce, mogą na potrzeby zilustrowania treści przekazywanych w celach dydaktycznych lub w celu prowadzenia działalności naukowej korzystać z rozpowszechnionych utworów w oryginale i w tłumaczeniu oraz zwielokrotniać w tym celu rozpowszechnione drobne utwory lub fragmenty większych utworów.

2. W przypadku publicznego udostępniania utworów w taki sposób, aby każdy mógł mieć do nich dostęp w miejscu i czasie przez siebie wybranym korzystanie, o którym mowa w ust. 1, jest dozwolone wyłącznie dla ograniczonego kręgu osób uczących się, nauczających lub prowadzących badania naukowe, zidentyfikowanych przez podmioty wymienione w ust. 1.

OPIS ROZPRAWY DOKTORSKIEJ

Autor rozprawy doktorskiej: *Marcin Burdziński*

Tytuł rozprawy doktorskiej w języku polskim: *Doświadczalno-numeryczna analiza wpływu skrępowania pręta zbrojeniowego w betonie na zachowanie przyczepności w teście pull-out*

Tytuł rozprawy w języku angielskim: *Experimental and Numerical Analysis of the Effect of Reinforcing Bar Confinement in Concrete on Bond Behavior in the Pull-Out Test*

Język rozprawy doktorskiej: *polski*

Promotor rozprawy doktorskiej: *dr hab. inż. Maciej Niedostatkiwicz, prof. PG*

Data obrony:

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku polskim: *przyczepność; test pull-out; beton; stal zbrojeniowa; badania doświadczalne; symulacje MES*

Słowa kluczowe rozprawy doktorskiej w języku angielskim: *bond; pull-out test; concrete; reinforcing steel; experimental studies; FEM simulations*

Streszczenie rozprawy w języku polskim: W rozprawie doktorskiej przedstawiono wyniki doświadczalno-numerycznej analizy przyczepności prętów zbrojeniowych do betonu w skali żeber. Badania (test pull-out, POT) miały na celu ocenę sprzężonego wpływu czynników determinujących skrępowanie: lokalizacji pręta, jego średnicy oraz długości zakotwienia. Analiza doświadczalna (beton C35/45, stal B500SP) wykazała, że parametry te wpływają na mechanizm zniszczenia i charakterystykę krzywej przyczepność-poślizg. Najwyższe wartości naprężeń przyczepności uzyskano dla próbek z prętem umieszczonym centrycznie (największy stopień skrępowania). W próbkach mimośrodowych, lepiej odwzorowujących warunki rzeczywiste, dominującym mechanizmem było rozłupanie otuliny połączone z wyrwaniem pręta. W analizach numerycznych (MES) w programie ABAQUS zaimplementowano model CDP dla betonu. Interfejs pręt-beton modelowano powierzchnią kohezyjną oraz przez jawne odwzorowanie geometrii żeber. Wykazano, że skalibrowany model kohezyjny pozwolił na wierne odwzorowanie wyników eksperymentalnych. Z kolei zastosowanie uproszczonej geometrii żeber prowadziło do rezultatów znacząco rozbieżnych z danymi doświadczalnymi oraz z wynikami dla modelu o rzeczywistej geometrii pręta. Sformułowane wnioski stanowią punkt wyjścia do dalszych badań nad zjawiskiem przyczepności w pozostałych skalach jej obserwacji, koncentrując się na analizie wpływu długości zakotwienia w belkach żelbetowych.

Streszczenie rozprawy w języku angielskim: This doctoral dissertation presents the results of an experimental and numerical analysis of the bond between reinforcing bars and concrete at the rib scale. The research, conducted using the pull-out test (POT), aimed to evaluate the combined effect of factors determining confinement: bar location, its diameter, and anchorage length. The experimental analysis (C35/45 concrete, B500SP steel) revealed that these parameters influence the failure mechanism and the characteristics of the bond-slip curve. The highest bond stress values were obtained for specimens with a centrally placed bar (the highest degree of confinement). In eccentric specimens, which better represent real conditions, the dominant mechanism was concrete cover splitting combined with bar pull-out. In the numerical analyses (FEM) using ABAQUS, the Concrete Damaged Plasticity (CDP) model was implemented for concrete. The bar-concrete interface was modeled using a cohesive surface and by explicitly modeling the rib geometry. It was demonstrated that the calibrated cohesive model allowed for an accurate representation of the experimental results. Conversely, using a simplified rib geometry led to results that significantly deviated from the experimental data and from those of the model with the actual bar geometry. The conclusions drawn form a basis for further research on the bond phenomenon at other observation scales, focusing on the analysis of the influence of anchorage length in reinforced concrete beams.

Spis treści

Spis wybranych skrótów i symboli	3
1 Wstęp	9
1.1 Wprowadzenie	9
1.2 Cele i tezy pracy	10
1.3 Struktura pracy	11
1.4 Wykorzystanie sztucznej inteligencji	12
2 Wybrane zagadnienia dotyczące przyczepności	13
2.1 Podstawowe pojęcia analizy przyczepności	13
2.1.1 Definicja przyczepności	13
2.1.2 Naprężenie przyczepności i poślizg	14
2.1.2.1 Naprężenie przyczepności	14
2.1.2.2 Poślizg	16
2.1.3 Rodzaje analizy przyczepności	17
2.1.3.1 Analiza teoretyczna	17
2.1.3.2 Analiza doświadczalna	18
2.1.3.3 Analiza numeryczna	18
2.1.4 Skale obserwacji przyczepności	19
2.1.4.1 Skala żebra	19
2.1.4.2 Skala elementu	20
2.1.4.3 Skala pręta	21
2.2 Czynniki wpływające na przyczepność	23
2.2.1 Czynniki związane z betonem	23
2.2.1.1 Wytrzymałość betonu	23
2.2.1.2 Mieszanka betonowa	24
2.2.1.3 Betony nowej generacji	25
2.2.2 Czynniki związane ze zbrojeniem	27
2.2.2.1 Geometria uźebrowania powierzchni pręta	27
2.2.2.2 Średnica pręta	31
2.2.2.3 Materiał pręta zbrojeniowego	32
2.2.3 Czynniki wewnętrzne i zewnętrzne	34
2.2.3.1 Skrępowanie pręta	34
2.2.3.2 Długość zakotwienia i stan naprężenia	35
2.2.3.3 Położenie pręta	36
2.2.3.4 Czynniki wyjątkowe	37
2.2.3.5 Typ obciążenia	38
2.3 Mechanizm przyczepności	39
2.3.1 Składowe wypadkowej siły przyczepności	39
2.3.2 Etapy mechanizmu przyczepności	40
2.3.3 Pręt gładki	42
2.3.4 Pręt żebrowany – wyrwanie	42
2.3.5 Pręt żebrowany – rozłupanie	43
2.4 Modele przyczepności	45
2.4.1 Krzywe przyczepność-poślizg	45
2.4.2 Modele zachowania betonu przy rozciąganiu	53

3	Plan badawczy	57
3.1	Motywacja	57
3.2	Zakres badań	58
3.2.1	Analiza doświadczalna	58
3.2.2	Analiza numeryczna	65
4	Analiza doświadczalna	67
4.1	Materiały	67
4.1.1	Beton	67
4.1.2	Stal zbrojeniowa	76
4.1.3	Pręty zbrojeniowe	79
4.2	Test pull-out	81
4.2.1	Rys historyczny	81
4.2.2	Element badawczy	82
4.2.3	Stanowisko badawcze	85
4.2.4	Procedura badania	88
4.2.5	Opracowanie wyników badań	89
4.3	Wyniki	90
4.4	Analiza wyników	103
4.4.1	Serie wstępne	103
4.4.1.1	Wpływ niekontrolowanego zwiększenia zakotwienia	103
4.4.1.2	Wpływ nierównomiernego przyłożenia obciążenia do próbki	105
4.4.1.3	Wpływ sposobu pomiaru poślizgu	106
4.4.2	Serie główne	109
4.4.2.1	Wpływ położenia pręta w betonowym bloku	109
4.4.2.2	Wpływ średnicy pręta	119
4.4.2.3	Wpływ długości zakotwienia	130
4.4.2.4	Analiza porównawcza z modelami przyczepności	142
4.5	Wnioski z analizy doświadczalnej	148
5	Analiza numeryczna	151
5.1	Modele materiałowe	151
5.1.1	Model betonu	151
5.1.2	Model stali zbrojeniowej	158
5.2	Modelowanie przyczepności	159
5.2.1	Metoda powierzchni kohezyjnej	159
5.2.2	Metoda geometryczna	173
5.3	Wyniki	179
5.4	Analiza wyników	182
5.4.1	Ocena metody powierzchni kohezyjnej	182
5.4.1.1	Analiza porównawcza rezultatów symulacji	182
5.4.1.2	Kalibracja modelu numerycznego	185
5.4.1.3	Dopełnienie badań doświadczalnych	194
5.4.2	Ocena metody geometrycznej	200
5.4.2.1	Rzeczywista vs. uproszczona geometria modelu pręta	200
5.4.2.2	Metoda geometryczna vs. metoda powierzchni kohezyjnej	204
5.4.2.3	Metoda geometryczna vs. eksperymenty	213
5.5	Wnioski z analizy numerycznej	216
6	Wnioski końcowe	218
7	Kierunki dalszych badań	220
	Spis rysunków i tabel	225
	Spis literatury i norm	230

Spis wybranych skrótów i symboli

Skróty

AAC	– beton aktywowany alkaliami (ang. Alkali-Activated Concrete)
AFRP	– polimer wzmacniany włóknem szklanym (ang. Aramid Fiber Reinforced Polymer)
BFRP	– polimer wzmacniany włóknem bazaltowym (ang. Bazalt Fiber Reinforced Polymer)
CCB	– kohezijna powierzchnia kontaktu (ang. Contact Cohesive Behavior)
CDP	– model betonu plastycznego ze zniszczeniem (ang. Concrete Damaged Plasticity)
CF	– zniszczenie przyczepności typu rozłupująco-wyrywającego (typ mieszany, ang. combined failure)
CFRP	– polimer wzmacniany włóknem węglowym (ang. Carbon Fiber Reinforced Polymer)
EC2	– PN-EN 1992-1-1:2008
ECC	– inżynierski kompozyt cementowy (ang. Engineered Cementitious Composite)
FAC	– beton z popiołem lotnym (ang. Fly Ash Concrete)
FRC	– fibrobeton (beton ze zbrojeniem rozproszonym) (ang. Fiber-Reinforced Concrete)
FRP	– polimer wzmacniany włóknem (ang. Fiber Reinforced Polymer)
GC	– beton geopolimerowy (ang. Geopolymer Concrete)
GFRP	– polimer wzmacniany włóknem szklanym (ang. Glass Fiber Reinforced Polymer)
HPC	– beton wysokiej wytrzymałości (beton wysokowartościowy) (ang. High Performance Concrete)
HVFAC	– beton o wysokiej zawartości popiołu lotnego (ang. High-Volume Fly Ash Concrete)
MAX	– maksymalna wartość spośród analizowanych danych
MC1990	– CEB-FIP Model Code 1990
MC2010	– fib Model Code 2010
MES	– metoda elementów skończonych
MIN	– minimalna wartość spośród analizowanych danych
NSC	– beton zwykły, normalnej wytrzymałości (ang. Normal Strength Concrete)
POF	– zniszczenie przyczepności przez wyrwanie pręta z betonu (ang. pull-out failure)
POT	– próba bezpośredniego wyrywania pręta z betonu (ang. Pull-Out Test)
RAC	– betony z kruszywa z recyklingu (ang. Recycled Aggregate Concrete)
RzG	– model pręta żebrowanego z rzeczywistą geometrią pochodzącą ze skanu 3D
SCC	– beton samozagęszczalny (ang. Self-Compacting Concrete)
SF	– zniszczenie przyczepności przez rozłupanie betonowego otulenia pręta (ang. splitting failure)
SFC	– beton z pyłem krzemionkowym (ang. Silica Fume Concrete)
SGN	– stan graniczny nośności
SGU	– stan graniczny użytkowości
ŚR	– średnia arytmetyczna z analizowanych danych
UG	– model pręta żebrowanego z uproszczoną geometrią
UHPC	– beton ultrawysokiej wytrzymałości (ang. Ultra-High Performance Concrete)
UHPFRC	– beton ultrawysokiej wytrzymałości z włóknami (ang. Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete)

Symbole – wielkie litery łacińskie

A	–	współczynnik wykorzystywany w wielu kontekstach
A_b	–	pole powierzchni pobocznic pręta
A_s	–	pole powierzchni przekroju zbrojenia
B	–	współczynnik wykorzystywany w wielu kontekstach
C	–	współczynnik wykorzystywany w wielu kontekstach
E_0	–	początkowa sztywność materiału w modelu CDP
E_c	–	moduł sprężystości betonu
E_{cm}	–	średni moduł sprężystości betonu
E_s	–	moduł sprężystości stali zbrojeniowej
F	–	siła wyrywająca
F_b	–	składowa wypadkowej siły przyczepności generująca naprężenia przyczepności
F_{max}	–	maksymalna siła wyrywająca powodująca szczytowe naprężenie przyczepności
F_N	–	siła nacisku działająca prostopadle do powierzchni żebra
F_s	–	składowa wypadkowej siły przyczepności wywołująca naprężenia rozłupujące w betonie
F_T	–	siła tarcia działająca równolegle do powierzchni żebra
F_W	–	wypadkowa siła przyczepności
G_F	–	energia pęknięcia
$K_{b,0}$	–	początkowa sztywność przyczepności
K_c	–	parametr kształtu przekroju dewiatorowego powierzchni plastyczności w modelu CDP
V	–	współczynnik zmienności

Symbole – małe litery łacińskie

a	–	współczynnik wykorzystywany w wielu kontekstach
$a_{1/4}$	–	wysokości żebra w $\frac{1}{4}$ jego długości
$a_{3/4}$	–	wysokości żebra w $\frac{3}{4}$ jego długości
a_m	–	wysokość żebra poprzecznego (w $\frac{1}{2}$ jego długości)
b	–	szerokość żebra poprzecznego
c	–	grubość betonowego otulenia zbrojenia odstęp między żebrami poprzecznymi pręta zbrojeniowego
c_{clear}	–	odstęp w świetle między żebrami poprzecznymi pręta zbrojeniowego
c_{max}	–	maksymalna grubość betonowego otulenia zbrojenia
c_{min}	–	minimalna grubość betonowego otulenia zbrojenia
c_{nom}	–	nominalna grubość betonowego otulenia zbrojenia

d	– średnica pręta zbrojeniowego (w kontekście geometrii uźebrowania pręta zbrojeniowego)
	– skalarna zmienna degradacji
d_b	– średnica pręta zbrojeniowego (w kontekście przyczepności)
e	– przerwa pomiędzy rzędami żeber poprzecznych
f_{bd}	– obliczeniowe graniczne naprężenie przyczepności wg EC2 obliczeniowa wytrzymałość przyczepności wg MC2010
$f_{bd,0}$	– podstawowa wytrzymałość przyczepności wg MC2010
f_c	– wytrzymałość betonu na ściskanie
f'_c	– wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{cm}	– średnia wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ct}	– wytrzymałość betonu na rozciąganie
f_{ctm}	– średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie
f_R	– względne pole powierzchni żebra
f_u	– granica wytrzymałości stali zbrojeniowej
f_y	– granica plastyczności stali zbrojeniowej
f_{yd}	– obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej
f_{yk}	– charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej
h_1	– wysokość żebra podłużnego
l_b	– długość zakotwienia / długość (odcinek) przyczepności
$l_{b,eff}$	– efektywna długość zakotwienia
$l_{b,rqd}$	– podstawowa, wymagana długość zakotwienia według EC2
l_{bd}	– obliczeniowa długość zakotwienia
$\bar{p}$	– ekwiwalentne naprężenie hydrostatyczne w modelu CDP
$\bar{q}$	– ekwiwalentne efektywne naprężenie H-M-H w modelu CDP
s	– poślizg
s_1	– poślizg odpowiadający szczytowemu naprężeniu przyczepności
s_{max}	– maksymalny (końcowy) poślizg

Symbole – wielkie litery greckie

Δ	– procentowy stosunek w zależności od zastosowania
----------	--

Symbole – małe litery greckie

α	– współczynnik wykorzystywany w wielu kontekstach / wykładnik potęgi kąt nachylenia powierzchni bocznej żebra poprzecznego
β	– kąt nachylenia żebra poprzecznego do osi podłużnej pręta
ϵ	– mimosrodowość w modelu CDP
ε	– odkształcenie
ε_c	– odkształcenie w betonie
ε_{ct}	– odkształcenie rozciągające w betonie
ε_s	– odkształcenie w stali zbrojeniowej
$\tilde{\varepsilon}_c^{el}$	– ekwiwalentne odkształcenie sprężyste dla betonu ściskanego w modelu CDP
$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$	– ekwiwalentne odkształcenie niesprężyste dla betonu ściskanego w modelu CDP
$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$	– ekwiwalentne odkształcenie plastyczne dla betonu ściskanego w modelu CDP
$\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$	– ekwiwalentne odkształcenie rysujące dla betonu rozciąganego w modelu CDP
$\tilde{\varepsilon}_t^{el}$	– ekwiwalentne odkształcenie sprężyste dla betonu rozciąganego w modelu CDP
$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$	– ekwiwalentne odkształcenie plastyczne dla betonu rozciąganego w modelu CDP
θ_b	– kąt między wypadkową siłą przyczepności a osią pręta zbrojeniowego
λ	– współczynnik empiryczny
μ	– parametr lepkości w CDP
ν	– współczynnik Poissona
σ	– naprężenie / odchylenie standardowe
σ_r	– naprężenia promieniowe
σ_s	– naprężenia normalne w pręcie zbrojeniowym
σ_{sd}	– obliczeniowe naprężenie normalne w pręcie zbrojeniowym
τ_b	– naprężenie przyczepności
$\tau_{b,f}$	– resztkowe (rezydualne) naprężenie przyczepności
$\tau_{b,f10}$	– naprężenie odpowiadające τ_b dla poślizgu równego 10 mm traktowane jako resztkowe naprężenie przyczepności
$\tau_{b,m}$	– naprężenie przyczepności uwzględniające wybrane czynniki dla modelu wg MC2010
τ_{bm}	– średnie naprężenie przyczepności wg RILEM
$\tau_{b,max}$	– szczytowe naprężenie przyczepności
$\tau_{b,max,n}$	– znormalizowane szczytowe naprężenie przyczepności
$\tau_{b,split}$	– naprężenie przyczepności powodujące rozłupanie otulenia pręta
ϕ	– średnica pręta zbrojeniowego
ψ	– kąt dylatacji w modelu CDP

Podziękowanie

Pragnę serdecznie podziękować mojemu Promotorowi, Profesorowi Maciejowi Niedostatkiwiczowi, za nieocenioną pomoc i wsparcie, za wszystkie godziny rozmów i dyskusji, a także za życzliwość i cierpliwość okazywaną na każdym etapie realizacji niniejszej rozprawy doktorskiej.

Wyrazy wdzięczności kieruję również do osób, które wspierały mnie w przygotowywaniu i przeprowadzaniu badań doświadczalnych. Szczególne podziękowania składam mgr. inż. Jarosławowi Kondratowi oraz dr. inż. Marcinowi Krajewskiemu.

Dziękuję także moim Współpracownikom z Katedry Konstrukcji Inżynierskich Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej za inspirujące dyskusje, przyjazną atmosferę pracy oraz wsparcie w trakcie całego okresu przygotowywania rozprawy. Szczególnie dziękuję Profesorowi Jerzemu Bobińskiemu, dr. inż. Markowi Wesołowskiemu, mgr. inż. Tomaszowi Majewskiemu oraz mgr. inż. Beniaminowi Kondysowi.

Z całego serca dziękuję mojej rodzinie i przyjaciołom za wsparcie, cierpliwość i wiarę we mnie. Szczególne podziękowania kieruję do moich rodziców — za to, że zawsze mogę na Was liczyć. Pamiętam również o tych, którzy mnie wspierali, a których już z nami nie ma.

Rozdział 1

Wstęp

1.1 Wprowadzenie

Beton jest jednym z najczęściej wykorzystywanych materiałów w budownictwie. Jego popularność wynika z dostępności surowców, stosunkowo niskich kosztów produkcji oraz trwałości w różnych warunkach eksploatacyjnych. Stanowi on podstawę nowoczesnego budownictwa – od konstrukcji inżynierskich, takich jak budynki mieszkalne, obiekty przemysłowe, tamy, mosty i tunele, po nawierzchnie dróg i podkłady kolejowe.

Stosowanie zbrojenia w betonie, obecnie najczęściej w postaci żebrowanych prętów stalowych, pozwala połączyć korzystne właściwości obu materiałów – dużą wytrzymałość betonu na ściskanie z wysoką wytrzymałością stali na rozciąganie. Dzięki temu elementy żelbetowe mogą przenosić znacznie większe obciążenia niż beton niezbrojony. Zbrojenie ogranicza również rozwój rys i odkształcenia, poprawiając trwałość oraz bezpieczeństwo konstrukcji. Dodatkowo, ze względu na zbliżone współczynniki rozszerzalności cieplnej betonu i stali, współpraca obu materiałów jest bardzo efektywna.

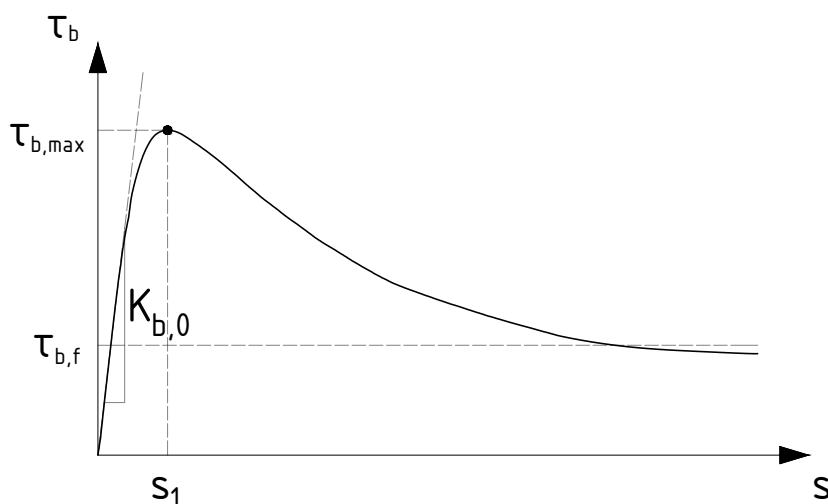
Współpraca pręta zbrojeniowego z betonem jest zjawiskiem, dzięki któremu stosowanie konstrukcji żelbetowych ma uzasadnienie. Poprzez tę współpracę obciążenie jest przenoszone ze zbrojenia na otaczający je beton, co znacząco zwiększa nośność konstrukcji. Współpraca ta jest zwykle określana mianem przyczepności.

Na przyczepność wpływa szereg czynników, które determinują efektywność interakcji w strefie styku pręt-beton. Można do nich zaliczyć czynniki związane z betonem (np. rodzaj betonu), zbrojeniem (np. średnica i użebrowanie pręta) oraz oddziaływaniami wewnętrznymi i zewnętrznymi (np. grubość otuliny, długość zakotwienia). Oprócz tego przyczepność charakteryzuje się dużą losowością związaną ze stochastycznym charakterem wytrzymałości betonu. Na tę zmienność wpływa m.in. rozrzut wytrzymałości cementu, niedoskonałość mieszania i zagęszczania czy losowość rozkładu kruszywa. Biorąc to wszystko pod uwagę, należy stwierdzić, że analiza przyczepności stanowi wyzwanie dla badaczy tego zjawiska.

Najczęściej wykonywanym badaniem przyczepności jest próba bezpośredniego wyrywania pręta z krótkim zakotwieniem z betonowego bloku, znana z literatury anglojęzycznej jako test pull-out. Celem tego badania jest analiza zachowania przyczepności, na które składają się:

- typ zniszczenia przyczepności,
- początkowa sztywność przyczepności $K_{b,0}$,
- szczytowa wartość naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$,
- odpowiadający naprężeniu $\tau_{b,max}$ poślizg s_1 ,
- resztkowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,f}$ (jeśli występują).

Analiza zachowania przyczepności w teście pull-out jest możliwa na podstawie głównego rezultatu eksperymentu, czyli krzywej przyczepność-poślizg $\tau_b - s$, której przykładowy przebieg wraz z oznaczonymi składowymi zachowania przyczepności pokazano na rysunku [1.1](#).



Rysunek 1.1: Przykładowa krzywa przyczepność-poślizg $\tau_b - s$ ilustrująca zachowanie przyczepności w teście pull-out.

Ze względu na fakt, że test pull-out charakteryzuje się istotnymi uproszczeniami i ograniczeniami, należy go traktować jako badanie porównawcze, którego rezultaty interpretuje się wyłącznie w obrębie tego testu, natomiast w zastosowaniach praktycznych konieczne jest znalezienie metody korelacji wyników z elementami o długich zakotwieniach. Aspekt ten nabiera szczególnego znaczenia z uwagi na to, że POT jest eksperymentem o relatywnie niskim stopniu złożoności, co stanowi jego zaletę i wskazuje na potencjał wykorzystania zarówno istniejących, jak i przyszłych rezultatów w zastosowaniach inżynierskich.

1.2 Cele i tezy pracy

Cele pracy

Pierwszym podstawowym celem pracy jest identyfikacja oraz eliminacja błędów, które mogą wystąpić na etapie przygotowywania próbek badawczych, doboru elementów stanowiska badawczego i wykonywania samego testu pull-out. Tego typu błędy mogą istotnie wpływać na poprawność prowadzenia eksperymentu, a także rzutować na wiarygodność uzyskiwanych rezultatów. Realizacja tego celu ma zapewnić wysoką poprawność wykonania oraz powtarzalność wyników badań doświadczalnych.

Drugim kluczowym celem jest zbadanie, w jaki sposób na zachowanie przyczepności w teście pull-out wpływają czynniki działające jednocześnie związane ze skrępowaniem pręta w betonie takie jak: grubość betonowego otulenia zbrojenia wynikająca z różnych lokalizacji pręta w bloku, średnica pręta oraz długość zakotwienia. Czynniki te podczas testu działają zawsze. Praca dąży do wykazania, że to właśnie ich sprzężenie, a nie analiza w izolacji, jest decydujące w analizie zachowania przyczepności POT. Wyniki badań doświadczalnych będą stanowić bazę dla rezultatów uzyskanych z symulacji numerycznych.

Równolegle do badań doświadczalnych, istotnym celem jest stworzenie wiarygodnego narzędzia obliczeniowego. W tym zakresie celem pracy jest kalibracja modelu numerycznego z prętem gładkim. Prawidłowy dobór parametrów modelu numerycznego w zakresie modeli materiałowych i sposobu modelowania przyczepności w oparciu o wyniki eksperymentalne jest kluczowym krokiem, który determinuje zdolność do wiernego odzwierciedlenia zjawisk zachodzących na styku pręta i betonu podczas testu pull-out.

Ostatnim celem pracy jest wykorzystanie pręta żebrowanego w symulacjach numerycznych testu pull-out do oceny odwzorowywania zachowania przyczepności względem przeprowadzonych eksperymentów. Do tego celu zastosowano rzeczywisty model pręta zbrojeniewego otrzymany ze skanu 3D oraz modele o uproszczonej, uporządkowanej geometrii. Dla takich modeli prętów będzie możliwa ocena skuteczności odwzorowania zachowania przyczepności pręta o rzeczywistej oraz uproszczonej geometrii w odniesieniu do rezultatów uzyskanych z eksperymentów.

Eliminacja potencjalnych błędów wpływających na poprawność wykonania i wiarygodność wyników testu pull-out, eksperymentalna ocena wpływu sprzężonych czynników związanych ze skrępowaniem pręta w betonie rzutuujących na zachowanie przyczepności w tym badaniu oraz zastosowanie wykalibrowanych modeli numerycznych i różnych metod symulowania współpracy pręta z betonem stanowi kompleksowe podejście do doświadczalno-numerycznej analizy przyczepności za pomocą próby wyrywania pręta z krótkim zakotwieniem z betonowego bloku.

Tezy pracy

- Eliminacja potencjalnych błędów związanych z budową próbek i stanowiska badawczego oraz sposobu prowadzenia badania wpływa na poprawność wykonania i wiarygodność wyników testu pull-out.
- Sprzężenie czynników związanych ze skrępowaniem pręta w betonie, występujących zawsze i jednocześnie podczas testu pull-out, istotnie wpływa na zachowanie przyczepności w tym badaniu.
- Kalibracja modelu numerycznego z prętem gładkim w celu najwierniejszego odwzorowania zachowania przyczepności w teście pull-out determinuje poprawne odzwierciedlenie przeprowadzonych eksperymentów w zakresie współpracy pręta i betonu.
- Wykorzystanie modelu pręta żebrowanego w symulacji MES testu pull-out daje możliwość obserwacji zachowania przyczepności zbliżonego do tego podczas doświadczenia.

1.3 Struktura pracy

Niniejsza praca doktorska składa się z siedmiu rozdziałów, które w sposób systematyczny przedstawiają zagadnienia związane z podjętą w pracy tematyką.

Rozdział pierwszy stanowi wprowadzenie do problematyki badawczej. Przedstawiono w nim przede wszystkim cele, tezy i zakres pracy doktorskiej, określając ramy przeprowadzonych analiz.

Rozdział drugi poświęcony jest wybranym zagadnieniom związanym ze współpracą pręta zbrojeniewego z betonem w kontekście tematyki poruszanej w rozprawie. Przybliżono podstawowe pojęcia związane z analizą przyczepności oraz czynniki wpływające na to zjawisko. Szczegółowo omówiono mechanizm przyczepności, a także przedstawiono dostępne w literaturze modele przyczepności stosowane w analizach teoretycznych i numerycznych.

W rozdziale trzecim przedstawiono przyjęty plan badawczy stanowiący podstawę dla prowadzonych analiz. Podano motywację przyjętej tematyki badawczej oraz szczegółowo przedstawiono zakres badań obejmujący całość pracy doktorskiej, uwzględniając zarówno aspekty doświadczalne, jak i numeryczne.

Rozdział czwarty dotyczy kompleksowej analizy doświadczalnej przeprowadzonej w ramach badań. Przybliżono w nim materiały zastosowane w eksperymentach oraz szczegółowo opisano test pull-out, uwzględniając konstrukcję elementu i stanowiska badawczego. Przedstawiono również procedury prowadzenia testów oraz metodykę opracowywania wyników. Kolejne podrozdziały zawierają prezentację uzyskanych wyników oraz ich dogłębną analizę w kontekście parametrów zmiennych przyjętych w zakresie badań doktorskich. Ostatni podrozdział poświęcony jest wnioskowi płynącemu z wykonanych doświadczeń oraz ich interpretacji w świetle przyjętych celów badawczych.

W rozdziale piątym opisano przeprowadzoną analizę numeryczną stanowiącą dopełnienie badań doświadczalnych. Przedstawiono modele materiałowe wykorzystane w symulacjach numerycznych oraz szczegółowo omówiono sposoby modelowania zjawiska przyczepności w środowisku obliczeniowym. Analogicznie do rozdziału czwartego, trzy ostatnie podrozdziały zostały poświęcone prezentacji wyników obliczeń numerycznych, ich szczegółowej analizie oraz wnioskowi płynącemu z wykonanych symulacji, ze szczególnym uwzględnieniem porównania z wynikami doświadczalnymi.

Szósty rozdział zawiera podsumowanie oraz wnioski końcowe wynikające z przeprowadzonej analizy doświadczalnej i numerycznej. Przedstawiono syntezę uzyskanych rezultatów w świetle postawionych na początku pracy tez.

Ostatni siódmy rozdział dotyczy kierunków planowanych dalszych badań, które bezpośrednio korespondują z planem badawczym opisanym w rozdziale trzecim, wskazując na możliwości kontynuacji i rozszerzenia prowadzonych analiz.

1.4 Wykorzystanie sztucznej inteligencji

W niniejszej pracy doktorskiej sztuczna inteligencja została wykorzystana wyłącznie w charakterze narzędzia wspomagającego proces redakcji tekstu przygotowanego przez autora. Jej rola ograniczała się do korekty językowej, obejmującej sprawdzenie poprawności gramatycznej, stylistycznej oraz interpunkcyjnej poszczególnych fragmentów. Należy podkreślić, że sztuczna inteligencja nie była stosowana do generowania treści merytorycznych ani formułowania wniosków – wszystkie zagadnienia naukowe, analizy i interpretacje wyników badań stanowią w całości oryginalny dorobek autora.

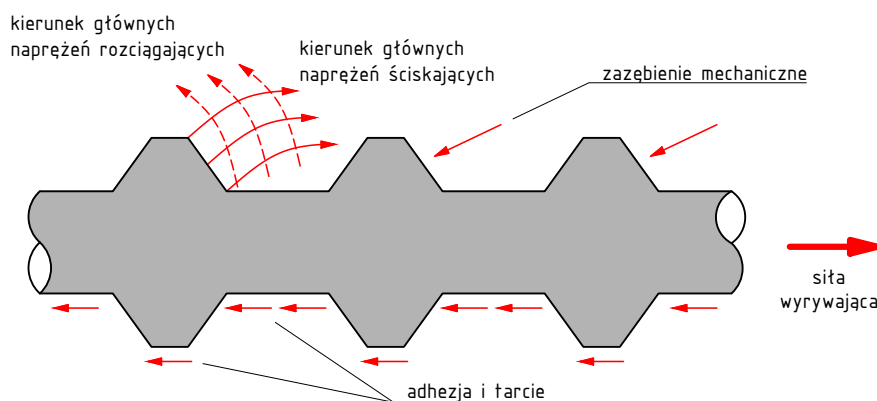
Rozdział 2

Wybrane zagadnienia dotyczące przyczepności

2.1 Podstawowe pojęcia analizy przyczepności

2.1.1 Definicja przyczepności

Przyczepność stanowi chemiczno-fizyczno-mechaniczny opór przeciwstawiający się swobodnemu przemieszczaniu pręta względem betonu. Ten opór umożliwia współpracę w przenoszeniu naprężeń z pręta na beton. Zjawiska występujące na styku obu materiałów determinują charakter tego oporu (rysunek 2.1).



Rysunek 2.1: Zjawiska tworzące przyczepność.

Opór chemiczny wiąże się z adhezją, czyli oddziaływaniem międzycząsteczkowym (kapilarami i siłami molekularnymi) na granicy pręta zbrojeniowego i betonu. Szacuje się, że naprężenie przyczepności wynikające z działania adhezji osiąga wartość od 0,5 do 1,0 MPa [1]. Opór fizyczny dotyczy tarcia, które pojawia się w dwóch przypadkach. Pierwszy występuje zawsze i odnosi się do interakcji mikromechanicznej związanej z mikroskopijnie szorstką powierzchnią pręta generującą tarcie o beton (rysunek 2.2). Na wartość siły tarcia wpływa ścisnięcie pręta przez beton, występujące wskutek skurczu. Jest to zatem tarcie na granicy pręt-beton. Drugi przypadek charakteryzuje się jako tarcie na styku beton-beton i utożsamiany jest ze zniszczeniem przyczepności poprzez wyrwanie pręta żebrowanego z betonu. Beton zalegający między żebrami pręta ulega ścinaniu, a naprężenie przyczepności wynika z oporu spowodowanego tarcem betonu między żebrami a betonem otaczającym pręt.

Opór mechaniczny odnosi się do zazębienia pręta żebrowanego w betonie. Cyklicznie rozmieszczone na poboczniczy pręta żebra wywierają nacisk swoją powierzchnią na beton, powodując silnie skoncentrowane obszary naprężeń w ich sąsiedztwie, co skutkuje formowaniem i rozwojem rys wewnętrznych oraz powstawaniem stref ściskania betonu pomiędzy



(a) powiększenie 20-krotne



(b) powiększenie 100-krotne



(c) powiększenie 300-krotne



(d) powiększenie 700-krotne

Rysunek 2.2: Wycinek powierzchni żebrowanego pręta zbrojeniowego w różnym przybliżeniu.

sąsiednimi żebrami. Docisk żebra do betonu implikuje powstawanie wypadkowej siły przyczepności. Szczegółowy opis mechanizmu przyczepności z uwzględnieniem przedstawionych powyżej zjawisk zawarto w podrozdziale 2.3.

Badania wskazują, że mechaniczne zazębienie pręta w betonie stanowi około 82% przyczepności, natomiast pozostałe 18% przypada na działanie adhezji i tarcia [2]. Zgodnie z ustaleniami GRABCA [3], przyczepność pręta żebrowanego jest 1,5-krotnie większa od przyczepności pręta gładkiego. W konsekwencji żebrowane pręty zbrojeniowe wyparły z praktyki inżynierskiej pręty gładkie, co przyczyniło się do zmniejszenia zużycia stali, a tym samym obniżenia kosztów. Na ograniczenie zużycia stali składa się nie tylko stosowanie krótszych odcinków zakotwienia, lecz także wykorzystanie niższych stopni zbrojenia wynikających z lepszych parametrów wytrzymałościowych stali stosowanej do prętów żebrowanych.

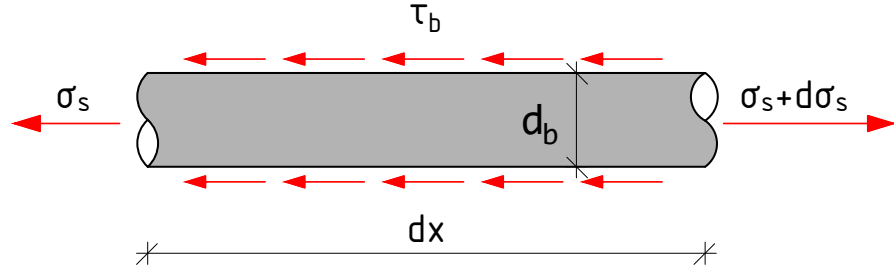
Warto podkreślić, że współpraca betonu i stali zbrojeniowej jest możliwa przede wszystkim dzięki przyczepności, ale również dzięki niemal identycznej rozszerzalności termicznej obu materiałów. W dalszej części pracy wyrażenie „współpraca pręta z betonem” lub podobne sformułowania będą odnosiły się wyłącznie do zjawiska przyczepności.

2.1.2 Naprężenie przyczepności i poślizg

2.1.2.1 Naprężenie przyczepności

Naprężenie przyczepności τ_b jest naprężeniem stycznym powstałym jako reakcja na przyrost obciążenia działającego na zbrojenie $d\sigma_s$. Naprężenie τ_b jest ściśle związane ze zmianą naprężenia normalnego σ_s w pręcie o średnicy d_b , która wynika z przekazywania obciążenia z wkładki zbrojeniowej na otaczający ją beton. Korzystając z warunku równowagi pokazanego na rysunku 2.3 otrzymuje się zależność dla rozciąganego wycinka pręta o elementarnej długości dx daną równaniem:

$$(\sigma_s + d\sigma_s) \cdot 0.25\pi d_b^2 - \sigma_s \cdot 0.25\pi d_b^2 = -\pi d_b \cdot dx \cdot \tau_b. \quad (2.1)$$



Rysunek 2.3: Warunek równowagi dla rozciąganego wycinka pręta.

Po uporządkowaniu równania (2.1) otrzymuje się:

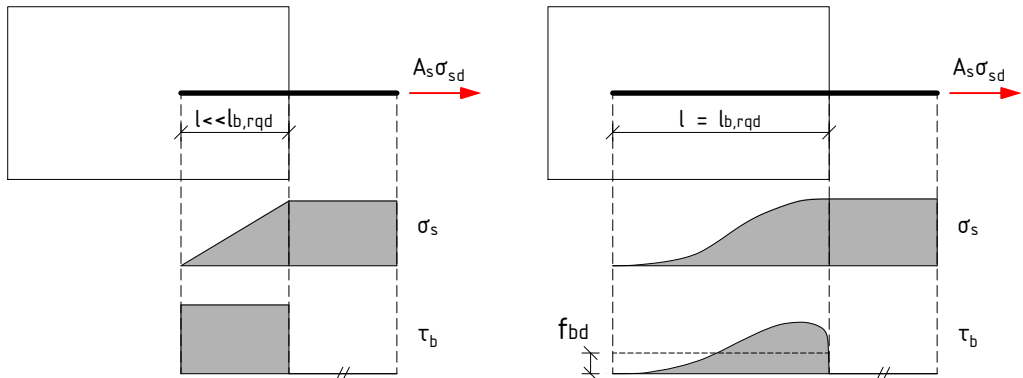
$$d\sigma_s \cdot 0.25\pi d_b^2 = -\pi d_b \cdot dx \cdot \tau_b. \quad (2.2)$$

Z przekształconego równania (2.2) uzyskuje się wzór na naprężenie przyczepności w postaci:

$$\tau_b = -\frac{d_b}{4} \cdot \frac{d\sigma_s}{dx}. \quad (2.3)$$

We wzorze (2.3) kluczową i jednocześnie problematyczną kwestią jest określenie funkcji σ_s . Postać tej funkcji jest zdeterminowana przede wszystkim przez długość zakotwienia, zwana także długością (odcinkiem) przyczepności l_b . W literaturze przedmiotu, w kontekście badań przyczepności, wyróżnia się próbki określane jako krótkie i długie [4]. Podział ten wynika właśnie z długości przyczepności, którą zwykle uzależnia się od krotności średnicy pręta. Przyjmuje się, że gdy długość l_b jest nie większa od pięciokrotności średnicy pręta ($l_b \leq 5d_b$), to próbka jest krótka, a funkcja σ_s jest funkcją liniową. Wówczas podstawiając funkcję liniową σ_s do wzoru (2.3) otrzymuje się stałą wartość naprężenia przyczepności. Z tego wynika, że na całej długości przyczepności naprężenia τ_b są jednakowe. W rzeczywistości przebieg funkcji σ_s nie jest idealnie liniowy, ale dla tak krótkiego zakotwienia to założenie upraszczające jest wystarczające. Im l_b jest krótsze, tym funkcja σ_s jest bardziej zbliżona do liniowej [1, 5].

Natomiast jeżeli spełniony jest warunek $l_b > 5d_b$, to próbka jest długa, a funkcja σ_s jest nieliniowa. W takim przypadku, zgodnie ze wzorem (2.3), rozkład naprężenia przyczepności nie jest stały. Do celów projektowych często stosowana jest stała wartość naprężenia przyczepności f_{bd} wyraźnie mniejsza od wartości szczytowej na tym odcinku. Aby określić przebieg funkcji σ_s wzdłuż odcinka l_b można zmierzyć odkształcenia w pręcie podczas eksperymentu [6–11]. To z kolei umożliwi wyznaczenie przebiegu τ_b . Opis rozkładu naprężeń normalnych w pręcie i naprężeń przyczepności w próbce krótkiej i długiej zilustrowano na rysunku 2.4.



Rysunek 2.4: Rozkład naprężeń w pręcie i naprężeń przyczepności w zależności od długości l_b .

2.1.2.2 Poślizg

Poślizg s jest niezbędny do istnienia naprężeń przyczepności. W tym miejscu należy wspomnieć o dwóch rodzajach przyczepności. Pierwszy rodzaj to przyczepność pierwotna, którą można określić mianem przyczepności idealnej. Oznacza to, że odkształcenia pręta zbrojeniowego ε_s i odkształcenia betonu ε_c są jednakowe, czyli:

$$0 = \varepsilon_s - \varepsilon_c. \quad (2.4)$$

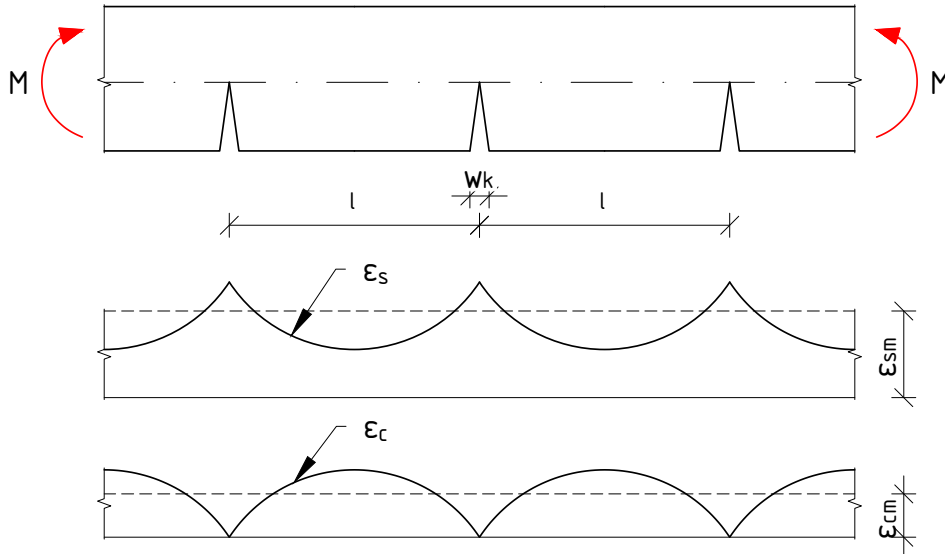
Równanie (2.4) ma zastosowanie zarówno w obszarach, w których zbrojenie jest ściskane oraz w obszarach, w których zbrojenie rozciągane znajduje się w niezarysowanych częściach konstrukcji w pewnej odległości od rysy. Drugim rodzajem przyczepności jest przyczepność wtórna, która związana jest z poślizgiem. W przypadku pręta żebrowanego poślizg jest spowodowany pojawieniem się naprężenia ściskającego w postaci docisku żeber pręta do betonu oraz rozciągającego poprzez zarysowanie betonu w bezpośrednim sąsiedztwie krawędzi żeber pręta. Wówczas zależność między odkształceniem w zbrojeniu i w betonie jest następująca:

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c. \quad (2.5)$$

Zależność opisana równaniem (2.5) jest warunkiem zgodności odkształceń i ma charakter lokalny. Natomiast globalnie poślizg można zapisać następująco:

$$s = u_s - u_c, \quad (2.6)$$

gdzie u_s i u_c oznaczają kolejno wydłużenie pręta zbrojeniowego i betonu, a ich różnica jest poślizgiem, czyli przemieszczenia pręta względem betonu. Równania (2.5) i (2.6) można wykorzystać do obliczenia szerokości rysy poprzecznej w_k . Rozkład odkształceń oraz rys dla elementu zginanego pokazano schematycznie na rysunku 2.5.



Rysunek 2.5: Rozkład odkształceń wraz z zarysowaniem elementu zginanego.

Aby obliczyć wartość w_k należy scałkować różnicę odkształceń pokazaną w wyrażeniu (2.5) na odcinku l między rysami. Wówczas szerokość rysy oblicza się ze wzoru:

$$w_k = \int_l (\varepsilon_s - \varepsilon_c) dl. \quad (2.7)$$

Rezultatem zsumowania odkształcenia na danym odcinku l jest wydłużenie, zatem wyniki uzyskane ze wzorów (2.6) i (2.7) są tożsame.

Określenie przebiegu odkształceń ε_s i ε_c jest trudne do wyznaczenia, dlatego przy obliczaniu szerokości rysy stosuje się są uproszczenia. W EC2 [N1] przyjęto, że szerokość rysy jest równa iloczynowi różnicy średnich odkształceń w stali (ε_{sm}) i w betonie (ε_{cm}) oraz maksymalnemu rozstawowi rys ($s_{r,max}$):

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (2.8)$$

Powyższa analiza teoretyczna wskazuje, że definicja poślizgu znajduje bezpośrednie zastosowanie w praktyce inżynierskiej, między innymi przy określaniu szerokości rozwarcia rys. Jednakże jego interpretacja nie zawsze jest jednoznaczna. Rozbieżność ta jest szczególnie widoczna w przypadku poślizgu mierzonego w testach na próbkach z krótkim zakotwieniem, w których pręt jest wyrywany z betonowego bloku. Problem ten ma dwojakie źródło.

Po pierwsze, pomiar przemieszczenia pręta względem betonu dokonywany jest nie na powierzchni ich styku, lecz w pewnej odległości od niej. Mierzona wartość nie reprezentuje zatem wyłącznie względnego przemieszczenia na interfejsie pręt-beton. Zgodnie z [4], składa się ona z dwóch komponentów: rzeczywistego poślizgu na styku materiałów oraz odkształceń ścinających w aktywnej strefie betonu biorącej udział w przenoszeniu obciążenia z pręta. Konsekwencją tego jest fakt, że na krzywej przyczepność-poślizg, uzyskanej z testu pull-out, rejestrowana wartość poślizgu pojawia się od samego początku obciążenia, nawet w fazie, w której występuje tylko przyczepność pierwotna.

Po drugie podczas POT część pręta wchodząca w skład długości l_b zmienia się w trakcie testu. W miarę postępu poślizgu fragment pręta opuszcza strefę zakotwienia, przestając przenosić obciążenie, podczas gdy kolejny segment zostaje aktywowany. Ta dynamiczna zmiana warunków kontaktowych uniemożliwia interpretację mierzonego przemieszczenia w ścisłej zgodności z teoretyczną definicją poślizgu. Co więcej, próba bezpośredniego pomiaru poślizgu na styku materiałów wprowadziłaby znaczące komplikacje do procedury badawczej, która w swej standardowej formie jest stosunkowo prosta.

2.1.3 Rodzaje analizy przyczepności

Zastosowanie wszystkich rodzajów analizy przyczepności pozwala na uzyskanie pełnego obrazu interakcji między prętem zbrojeniowym a betonem. Mimo że opisane typy analiz zostały przedstawione osobno, to należy mieć na uwadze, że analizy te są ze sobą ściśle powiązane. Przykładem są symulacje numeryczne. Aby dowiedzieć się, czy uzyskane wyniki są wiarygodne, należy znać wyniki badań doświadczalnych odpowiadających modelowi numerycznemu. Natomiast dyskusja rezultatów eksperymentu zwykle w znacznej mierze opiera się na zastosowaniu wniosków z rozważań teoretycznych, które umożliwiają ich interpretację. Ponadto należy wspomnieć, że najczęściej niezbędne jest dokonywanie uproszczeń i założeń, aby podejść do złożonego i skomplikowanego problemu jakim jest przyczepność. Istotne jest, aby być świadomym ich konsekwencji i spowodowanych nimi ograniczeń, co pozwoli na uniknięcie błędnych rozumowań oraz wniosków.

2.1.3.1 Analiza teoretyczna

Analiza teoretyczna to proces badania danego problemu lub zjawiska za pomocą teorii, modeli matematycznych oraz logicznego rozumowania. W kontekście przyczepności głównym celem analizy teoretycznej jest zrozumienie i wyjaśnienie charakterystycznych cech i zachowań współpracy pręta zbrojeniowego z otaczającym go betonem. Polega to głównie na analizie odkształcalności elementu. Operuje się takimi wielkościami (a właściwie funkcjami) jak: naprężenie w pręcie zbrojeniowym σ_s , odkształcenie w pręcie zbrojeniowym ε_s , odkształcenie rozciągające w betonie ε_{ct} , naprężenie przyczepności τ_b oraz poślizg s .

Oprócz tego w analizie teoretycznej często posługuje się zależnościami zwanymi funkcjami przyczepności. Niektóre z wyżej wymienionych wielkości znajduje zastosowanie w warunku równowagi sił w przekroju pręta (wzór (2.1) i (2.2)), warunku równowagi sił w przekroju elementu w zależności od stanu naprężenia (rozciąganie osiowe/mimośrodowe, zginanie) oraz warunku zgodności odkształceń (wzór (2.5)). Posługując się wspomnianymi wielkościami, związkami i warunkami można przeprowadzić szczegółową analizę teoretyczną

przyczepności elementów badawczych znajdujących się w różnych stanach naprężenia. Dlatego też analiza teoretyczna jest cennym narzędziem pozwalającym na zgłębienie zagadnień w sposób logiczny i precyzyjny.

2.1.3.2 Analiza doświadczalna

Analiza doświadczalna to metoda badawcza opierająca się na prowadzeniu eksperymentów i obserwacji w celu zebrania danych empirycznych oraz zrozumienia charakterystyk danego zjawiska. W ramach tej metody badacze manipulują określonymi zmiennymi, kontrolując warunki badania i zbierają dane, co pozwala na ocenę wpływu różnych czynników na zachowanie danego obiektu lub procesu. W kontekście analizy konstrukcji betonowych, analiza doświadczalna odgrywa fundamentalną rolę. Eksperymenty pozwalają na obserwację zjawisk towarzyszących pracy elementów konstrukcyjnych. Badania laboratoryjne stanowią bazę dla weryfikacji teorii oraz kalibracji modeli numerycznych, co przyczynia się do doskonalenia rozwiązań inżynierskich m.in. w zakresie konstrukcji wykonanych z betonu. Historia analizy doświadczalnej współpracy zbrojenia i betonu ma długi wywód sięgający początku XX wieku [12] i wciąż cieszy się niesłabnącym zainteresowaniem wielu badaczy. Niemniej analiza doświadczalna może być problematyczna, czasochłonna i kosztowna, szczególnie dla dużych lub wyrafinowanych próbek. Dlatego tak istotne jest, aby wyniki tych badań były starannie udokumentowane i poddane krytycznej ocenie w oparciu o obecny stan wiedzy. Takie podejście jest niezbędne, aby zapewnić wiarygodność i rzetelność uzyskanych wyników analizy doświadczalnej.

2.1.3.3 Analiza numeryczna

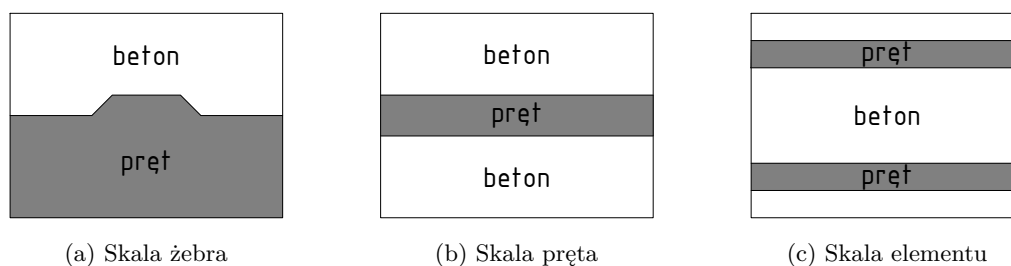
Symulacje numeryczne są najczęściej przeprowadzane za pomocą Metody Elementów Skończonych (MES) (ang. Finite Element Method, FEM). Metoda ta jest popularną i potężną techniką numeryczną używaną do rozwiązywania różnorodnych problemów fizycznych, takich jak np. analiza naprężeń. W ostatnich latach symulacje MES stały się nieodzowną częścią procesu projektowego w budownictwie, która w znacznej mierze przyspiesza obliczenia statyczne oraz usprawnia wymiarowanie konstrukcji. Są także stałym elementem badań naukowych będących dopełnieniem analizy doświadczalnej i teoretycznej. Rozwój modeli materiałowych oraz zaawansowanego oprogramowania opartego na MES pozwala na wykonywanie modeli coraz lepiej odzwierciedlających warunki panujące w rozważanym elemencie badawczym w jednym, dwóch lub trzech wymiarach [13]. Dzięki temu stało się możliwe symulowanie współpracy pręta zbrojeniowego i betonu na wysokim poziomie dokładności. Poziom ten zależy od skali obserwacji przyczepności, a co za tym idzie od sposobu modelowania interakcji pomiędzy zbrojeniem a betonem [14]. Niewątpliwą zaletą wykonywania symulacji numerycznych jest możliwość uzyskania wyników, które nie sposób otrzymać podczas prowadzenia doświadczeń laboratoryjnych (np. mapy naprężeń/odkształceń, rezultaty dla wybranych ścieżek). Symulacje dają również szeroki wachlarz obróbki wyników. Można „zajrzeć” w każdy punkt modelu w dowolnej chwili. Innym plusem jest możliwość modyfikacji modelu oraz wielokrotnego powtarzania symulacji, co w porównaniu do eksperymentów jest praktycznie bezkosztowe. Symulacje numeryczne nie są wolne od wad, do których można zaliczyć np. czas trwania obliczeń oraz potrzeba dużej mocy obliczeniowej komputerów przy skomplikowanych modelach. Bezpośrednio wpływają na to m.in. zastosowana wielkość, rodzaj, typ oraz liczba elementów skończonych w modelu, zadana dokładność analizy, czy możliwości sprzętowe.

2.1.4 Skale obserwacji przyczepności

Podczas analizy przyczepności pręta do betonu należy uwzględnić fakt, że geometria i typ elementu badawczego determinują charakter uzyskiwanych wyników. Z tego względu wybór próbki musi być świadomy i ściśle dostosowany do celów badawczych. W tym kontekście, COX I HERRMANN [14] zaproponowali klasyfikację zjawiska przyczepności w zależności od skali obserwacji, wyróżniając trzy poziomy:

- skalę żebra (ang. rib scale) - rysunek 2.6a,
- skalę pręta (ang. bar scale) - rysunek 2.6b,
- skalę elementu (ang. member scale) - rysunek 2.6c.

Podział ten został stworzony głównie na potrzeby analizy numerycznej przyczepności, niemniej znajduje również zastosowanie w pozostałych rodzajach analiz.



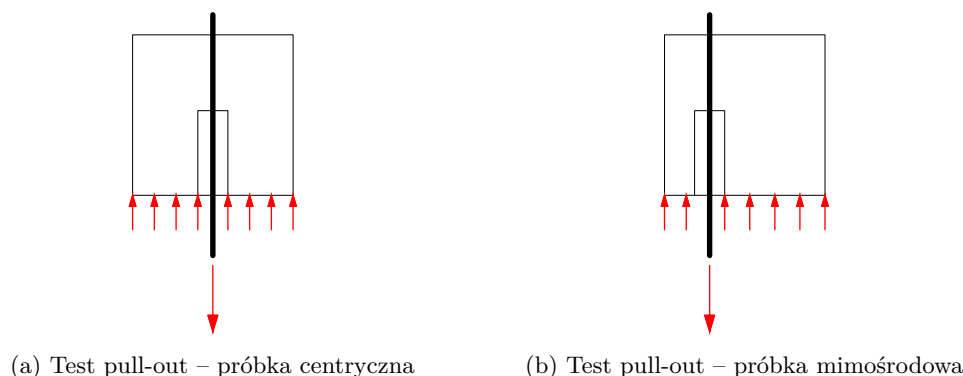
Rysunek 2.6: Skale obserwacji przyczepności według COXA I HERRMANNA [14].

2.1.4.1 Skala żebra

Analiza w skali żebra koncentruje się na badaniu przyczepności na styku zbrojenia i betonu na poziomie mikroskali. Umożliwia ona obserwację mechanizmów przenoszenia sił oraz procesów zniszczenia bezpośrednio przy żebrowaniu pręta zbrojeniowego i w przestrzeni międzyżebrowej. Badania doświadczalne na tym poziomie charakteryzują się wykorzystaniem specyficznych elementów badawczych, tzw. próbek krótkich, w których długość zakotwienia nie przekracza pięciokrotności średnicy pręta. W takich warunkach zakłada się występowanie lokalnej przyczepności, czyli jednorodnego mechanizmu na całej długości l_b . Rezultatem badania w skali żebra jest krzywa zależności naprężenie-poślizg.

Podstawowym ograniczeniem badań w skali żebra jest trudność w bezpośrednim przeniesieniu uzyskanych wyników na analizę rzeczywistych konstrukcji. Wynika to z kilku fundamentalnych różnic. Po pierwsze, stan naprężenia w próbce – rozciąganie pręta przy jednoczesnym ściskaniu otaczającego go betonu – nie odpowiada warunkom panującym w strefie rozciąganej elementu żelbetowego. Po drugie, stopień skrupowania pręta w betonie jest znacznie wyższy niż w elementach konstrukcyjnych. W próbkach do testów w skali żebra stosunek grubości otuliny do średnicy pręta (c/d_b) zazwyczaj mieści się w przedziale od 4 do 8, podczas gdy w konstrukcjach żelbetowych wartość ta rzadko przekracza 2 [15]. Po trzecie, dominuje odmienny typ zniszczenia przyczepności. W elementach badawczych tej skali, ze względu na silne skrupowanie, zniszczenie następuje najczęściej przez wyrwanie pręta z betonu. W rzeczywistych konstrukcjach natomiast zniszczenie przyczepności jest zazwyczaj inicjowane przez rozłupanie otuliny betonowej. Po czwarte, długość zakotwienia pręta jest nieporównywalnie mniejsza. W praktyce inżynierskiej długości zakotwienia osiągają wartości rzędu 40-krotności średnicy pręta i więcej, co wielokrotnie przewyższa długości stosowane w próbkach krótkich. Po piąte, w teście laboratoryjnym obciążenie przykładane jest bezpośrednio do pręta, co nie ma miejsca w rzeczywistych elementach żelbetowych, gdzie siły przekazywane są przez otaczający beton.

Typowym przykładem eksperymentu w skali żebra jest test pull-out. Standardowo pręt umieszcza się w osi centralnej bloku betonowego (rysunek 2.7a), a badania na próbkach z prętem umieszczonym mimośrodowo (rysunek 2.7b) należą do rzadkości. Testy POT są powszechnie wykorzystywane do oceny wpływu różnych czynników na przyczepność (np. zastosowania materiałów nowej generacji [16–18] czy wpływu korozji [19–21]), rzadziej zaś służą do fundamentalnej analizy samej mechaniki tego zjawiska (np. [22, 23]).



Rysunek 2.7: Przykłady badań doświadczalnych w skali żebra.

W analizach numerycznych w skali żebra stosuje się różne techniki modelowania interfejsu pręt-beton. Jednym ze sposobów jest zastosowanie elementów/powierzchni kohezyjnych na styku pręt-beton, którym przypisuje się odpowiednie właściwości poprzez parametry dostępne dla danej metody [6, 24–27]. W tej metodzie zazwyczaj modeluje się pręt jako gładki (nawet jeśli symulacje odwzorowują zachowanie pręta żebrowanego), a parametry modelu kohezyjnego definiuje się na podstawie istniejących modeli przyczepności lub wyników badań doświadczalnych. W literaturze można spotykać również symulacje, w których do odwzorowania pracy interfejsu pręt-beton wykorzystuje się nieliniowe elementy sprężynowe [11, 28, 29].

Innym sposobem modelowania interakcji pręta i betonu jest użycie w symulacji numerycznej pręta zbrojeniowego z wymodelowanymi żebrami [24, 27, 30–34]. Wskutek tego współpraca tych elementów będzie wynikać głównie z zastosowanej geometrii, co odzwierciedla zazębienie mechaniczne zbrojenia w betonie. W tej sytuacji zastosowanie kohezji można wykorzystać do uwzględnienia jedynie adhezji i tarcia. Jawna dyskretyzacja żeber na prętach wydaje się być lepszym rozwiązaniem w porównaniu do pręta gładkiego, z uwagi na fakt, że w skali żebra analizuje się podstawową mechanikę przyczepności, która w znaczący sposób wynika z docisku żeber pręta do betonu.

Poza sposobem modelowania samego interfejsu, kluczowe znaczenie w analizach numerycznych w skali żebra ma dobór odpowiedniego modelu materiałowego dla betonu. Ponieważ wymiary ziaren kruszywa grubego są często porównywalne lub większe od geometrii żeber, założenie o jednorodności betonu stanowi znaczne uproszczenie [14]. Dlatego w zaawansowanych analizach stosuje się modelowanie betonu w mezoskali, np. z wykorzystaniem elementów kohezyjnych do odwzorowania ścieżek pęknięcia [35–38]. Takie podejście umożliwia dyskretną symulację procesu destrukcji materiału.

Badania w skali żebra pozostają przedmiotem niesłabnącego zainteresowania ośrodków naukowych w Polsce i na świecie. Ich celem jest najczęściej ocena wpływu materiałów nowej generacji na przyczepność lub analiza oddziaływania różnych czynników na charakterystyki kontaktowe na styku betonu i zbrojenia. Ponadto, stanowią one fundamentalną bazę do opracowywania nowych oraz kalibracji istniejących modeli teoretycznych opisujących zjawisko przyczepności.

2.1.4.2 Skala elementu

Analiza przyczepności w skali elementu ma na celu uwzględnienie współpracy pręta z betonem globalnie w całym elemencie, włączając interakcję z innymi prętami. W obliczeniach statycznych konstrukcji budowlanych praktycznie nie ma możliwości i sensu modelowania przyczepności w taki sposób, jak się to robi dla skali żebra. Niemniej współpraca zbrojenia i betonu jest ważna z punktu widzenia pracy elementu i całej konstrukcji. Przyczepność na tym poziomie uwzględnia się za pośrednictwem efektu zwiększenia sztywności przy rozciąganiu w fazie zarysowania (ang. tension stiffening effect). Efekt ten wpływa m.in. na szerokość rys czy ugięcie (krzywiznę) zginanego elementu.

Badania doświadczalne w skali elementu przeprowadzane są na próbkach odzwierciedlających konstrukcję [39], wybrany element konstrukcyjny [40], bądź fragmenty tych elementów

lub połączeń [41–45]. Konfiguracja takich próbek ma charakter autorski i jest dopasowana do celu konkretnego badania. Próbkki badawcze w skali elementu często uniemożliwiają wykonanie eksperymentów z uwagi na możliwości techniczne laboratoriów (ograniczenia sprzętowe i przestrzenne) oraz możliwości finansowe.

W analizach numerycznych w skali elementu modelowany jest albo element konstrukcyjny, albo cała konstrukcja. Wymaga to przemyślanego doboru dyskretyzacji i typów elementów skończonych. Pręty zbrojeniowe są przeważnie traktowane jako model dyskretny, osadzony (zagnieżdżony) lub rozmazany [46], najczęściej jako element jednowymiarowy.

2.1.4.3 Skala pręta

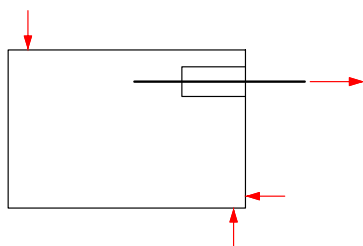
Skala pręta stanowi rodzaj pośredniej skali między skalą żebra a skalą elementu. Głównym celem analizy w skali pręta jest obserwacja aspektów związanych z przyczepnością w praktycznych zastosowaniach, gdzie współpraca pręta z betonem odgrywa kluczową rolę, takie jak długość zakotwienia, długość zakładu, ugięcie czy zarysowanie elementu. Badania doświadczalne w skali pręta wykorzystują próbki o długości zakotwienia przekraczającej pięciokrotność średnicy pręta. Umożliwia to skoncentrowanie analizy przede wszystkim na rozkładzie naprężeń w pręcie na odcinku l_b . W rezultacie badanie obejmuje także przebieg naprężeń przyczepności oraz naprężeń w betonie. Zastosowanie długich zakotwień pozwala dodatkowo na obserwację globalnego mechanizmu przyczepności, tj. występowania różnych etapów tego mechanizmu na całym zakotwieniu pręta w betonie [4].

Badania przeprowadzane w skali pręta niosą za sobą trudności związane z pomiarami odkształceń, niezbędnymi do obliczenia naprężeń w pręcie i naprężeń przyczepności. Aby przeprowadzić pomiar, konieczna jest ingerencja w pręt zbrojeniowy, umożliwiającą montaż tensometrów [7–9] lub czujników światłowodowych [6, 10, 11]. Większa liczba tensometrów może zwiększyć precyzję pomiaru naprężeń normalnych, ale jednocześnie zwiększa zakres ingerencji w pręt. Przygotowanie skomplikowanych elementów badawczych jest trudne, czasochłonne i kosztowne. Ponadto, użycie złożonych próbek zwiększa ryzyko znacznych rozbieżności w wynikach, co wpływa na wiarygodność rezultatów [1].

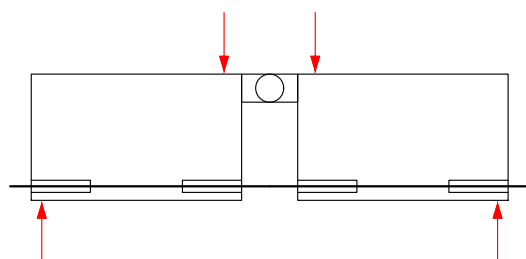
Typowym przedstawicielem eksperymentu w ramach tej skali jest badanie belki (ang. beam test, BT). Może ono przybierać różne formy, takie jak badanie końca belki (ang. beam-end test, rysunek 2.8a), badanie belki dwuczęściowej z przegubem (rysunek 2.8b), belka do badania długości zakotwienia (ang. beam anchorage test, rysunek 2.8c) lub belka do badania długości zakładu prętów pod działaniem stałego momentu zginającego (ang. beam splice lap test, rysunek 2.8d). Inny rodzaj doświadczenia to próba bezpośredniego rozciągania pręta zakotwionego w betonie, znana w literaturze zagranicznej jako double pull-out test (DPOT) lub direct tensile test (rysunek 2.8e).

W analizach numerycznych w tej skali zarówno pręt, jak i beton, są najczęściej modelowane jako elementy ciągłe, a ich współpraca jest uwzględniana za pomocą warstwy pośredniej. Ten sposób uwzględniania interakcji na styku pręt-beton jest również stosowany w symulacjach numerycznych w skali żebra. Jednakże w skali pręta takie podejście wydaje się być bardziej uzasadnione, biorąc pod uwagę cele prowadzonych obserwacji. Wykorzystanie elementów interfejsowych do modelowania przyczepności pozwala na uzyskanie zachowania pręta i betonu, m.in. w zakresie naprężeń i odkształceń, co pozwala na odzwierciedlenie sposobu zniszczenia przyczepności w elemencie.

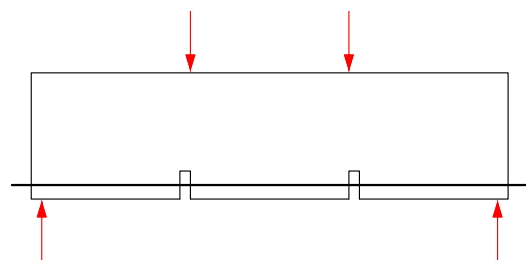
Skala pręta stanowi kompromis między skalą żebra a skalą elementu, stanowiąc most pomiędzy dwoma skrajnościami. Z jednej strony, eksperymenty są łatwe do przeprowadzenia, a baza już przeprowadzonych doświadczeń dla różnych zmiennych parametrów w skali żebra jest bogata. Z drugiej strony, próbki w skali elementu są pokaźnych rozmiarów i kosztowne. Próbkki w skali pręta lepiej odzwierciedlają analizowane zagadnienia, na które wpływa przyczepność, w porównaniu do skali żebra, a jednocześnie są bardziej kompaktowe do testowania niż te stosowane w skali elementu. Płyne z tego wniosek, że warto powrócić do jednej z wad badań przyczepności prowadzonych w skali żebra, a mianowicie braku bezpośredniego przełożenia rezultatów badań nad przyczepnością na analizę konstrukcji. Rozwiązaniem tego problemu jest znalezienie sposobu korelacji i wykorzystania tych wyników w analizie przyczepności w skali pręta, na przykład jako parametry modelu opracowanego dla tej skali [1].



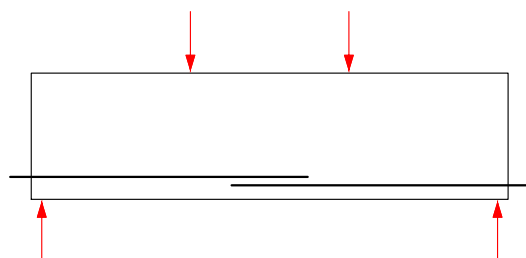
(a) Beam-end test



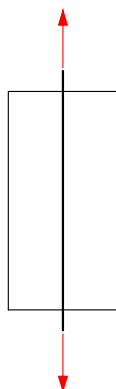
(b) Belka dwuczęściowa z przegubem



(c) Belka do badania długości zakotwienia



(d) Belka do badania długości zakładu



(e) Double pull-out test

Rysunek 2.8: Przykłady badań doświadczalnych w skali pręta.

2.2 Czynniki wpływające na przyczepność

Współpraca pręta zbrojeniowego z betonem ma wpływ na zachowanie konstrukcji zarówno w stanie granicznym nośności, jak i w stanie granicznym używalności. W SGN przyczepność wpływa na zakotwienie i zakłady prętów oraz na zdolność obrotu obszarów przegubów plastycznych. Natomiast w SGU przyczepność ma wpływ na szerokość i rozstaw rys poprzecznych, efekt tension stiffening, a także na ugięcie elementu. W normach projektowych wpływ przyczepności uwzględnia się najczęściej poprzez współczynniki, których wartość została ustalona na podstawie badań doświadczalnych. Zapewnienie właściwej współpracy zbrojenia z betonem jest kluczowe dla bezpiecznej pracy konstrukcji. Współpraca ta jest wynikiem licznych czynników, co sprawia, że analiza przyczepności jest zadaniem trudnym i złożonym.

W ostatnich latach na rynku pojawiło się wiele innowacyjnych materiałów i rozwiązań zastosowanych w produkcji betonu. Te nowości mają na celu eliminację wad tradycyjnych betonów oraz wprowadzenie bardziej ekologicznych rozwiązań. Podobne zmiany dotyczą także prętów zbrojeniowych, gdzie coraz częściej stosuje się materiały niemetaliczne, głównie FRP. Tak istotne zmiany w materiałach wymagają uwzględnienia ich wpływu na przyczepność w konstrukcjach betonowych. W literaturze można znaleźć szereg badań, które próbują to ustalić.

Wśród czynników wpływających na przyczepność można wyróżnić te, które są stałe, oraz te, które występują okazjonalnie. Niemniej ocena jednego czynnika stanowi jedynie część skomplikowanego układu interakcji materiałów. Każdy przypadek łączy ze sobą różne czynniki: wewnętrzne (np. stan naprężenia), zewnętrzne (np. dodatkowe skrępowanie przez poprzeczne ściskanie), geometryczne (np. powierzchnia f_R prętów) i materiałowe (np. zastosowanie betonu wysokowartościowego), a także ewentualne czynniki akcydentalne (np. działanie wysokich temperatur).

Dodatkowo, analizę przyczepności komplikuje sprzężenie kilku wpływów, które razem mogą prowadzić do nieintuicyjnych rezultatów. Przykładem takiej sytuacji jest wpływ wytrzymałości betonu, względnego pola powierzchni pręta oraz długości przyczepności. Teoretycznie zwiększenie wytrzymałości betonu i wartości wskaźnika f_R powinno przyczynić się do poprawy wydajności przyczepności. Jednakże w praktyce naprężenia przekazywane z pręta na beton są rozłożone na mniejszą liczbę żeber, co skutkuje zmianą rozkładu naprężenia τ_b na długości l_b . Ponadto, pojawia się ryzyko lokalnego rozłupania otuliny w obszarze o największym oddziaływaniu naprężeń przyczepności.

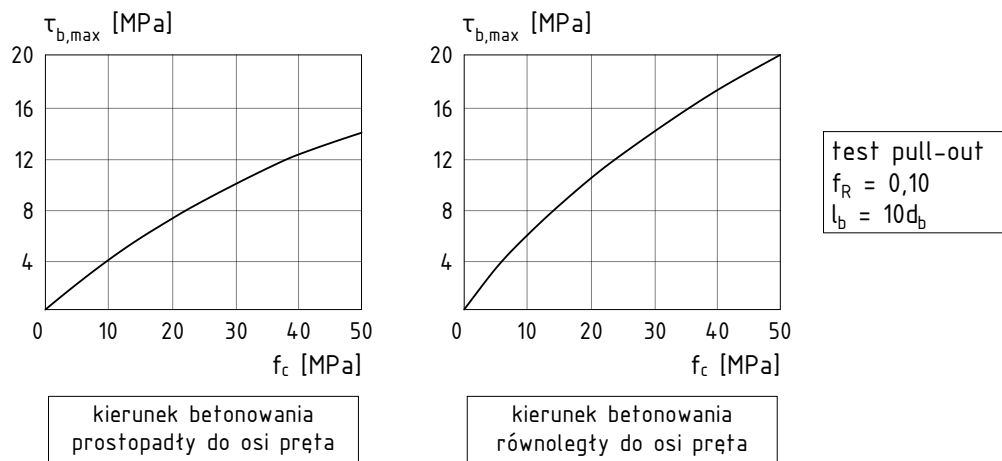
W kolejnych podrozdziałach opisano wybrane czynniki decydujące o przyczepności zbrojenia do betonu. Czynniki te zostały podzielone na trzy grupy ze względu na ich naturę: czynniki związane z betonem, czynniki związane ze zbrojeniem oraz czynniki wewnętrzne i zewnętrzne.

2.2.1 Czynniki związane z betonem

2.2.1.1 Wytrzymałość betonu

Przyczepność żebrowanego pręta zbrojeniowego do betonu wynika przede wszystkim z zazębienia mechanicznego. W miejscach docisku żebra do otaczającego je materiału powstają naprężenia zarówno ściskające, jak i rozciągające (zob. rysunek 2.1). Z tego względu na wydajność przyczepności wpływa zdolność betonu do przenoszenia naprężeń w wieloosiowym stanie ściskania i rozciągania [4]. Obserwuje się, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie rośnie również wytrzymałość przyczepności. Wynika to między innymi z większej odporności betonu na pękanie [47]. Warto jednak zauważyć, że przyrost wytrzymałości przyczepności jest wolniejszy niż przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie i ma charakter nieliniowy, co ilustruje rysunek 2.9.

W analizach tego zjawiska powszechnie stosuje się relację $\tau_{b,\max}(f_c)$, która wiąże wytrzymałość przyczepności z wytrzymałością betonu na ściskanie. Często zakłada się, że zależność ta jest proporcjonalna do pierwiastka kwadratowego z wytrzymałości betonu na ściskanie ($f_c^{1/2}$). Relacja ta znalazła zastosowanie m.in. w Model Code 1990 [N2] i 2010 [N3], w normie amerykańskiej ACI 318-08 [N4], a także w wielu publikacjach dotyczących lokalnej analizy przyczepności. Do porównywania naprężeń przyczepności uzyskanych dla próbek



Rysunek 2.9: Zależność wytrzymałości przyczepności-wytrzymałości betonu na ściskanie, na podstawie [48] (symbole oryginalne).

o zróżnicowanej wytrzymałości betonu na ściskanie stosuje się znormalizowane naprężenie przyczepności $\tau_{b,max,n}$ [18, 49, 50]. Normalizacja ta ma na celu wyeliminowanie wpływu różnic w wytrzymałości betonu na ściskanie. Wielkość ta wykorzystuje wspomnianą relację i jest wyrażana za pomocą następującego wzoru:

$$\tau_{b,max,n} = \frac{\tau_{b,max}}{f_c^{1/2}}. \quad (2.9)$$

W literaturze można spotkać inne propozycje estymatorów, takie jak:

- $f_c^{1/3}$ [51],
- $f_c^{2/3}$ [52],
- $f_c^{1/4}$ [53–56],
- $f_c^{3/4}$ [55, 56] w warunkach skrupowania zbrojeniem poprzecznym.

Wytrzymałość betonu na ściskanie jest wykorzystywana w MC2010 [N3] do wyznaczenia obliczeniowej wytrzymałości przyczepności f_{bd} , niezbędnej do obliczania długości zakotwienia i długości zakładu.

Wytrzymałość przyczepności jest również uwarunkowana wytrzymałością betonu na rozciąganie f_{ct} . Według AJDUKIEWICZA I MAMESA [57] odpowiedni poziom przyczepności między betonem a zbrojeniem zależy przede wszystkim od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Parametr ten wpływa na powstawanie i rozwój rys związanych ze współpracą pręta i betonu. Dlatego zwiększenie wytrzymałości f_{ct} przekłada się na wzrost wytrzymałości przyczepności. W odróżnieniu od podejścia zaprezentowanego w MC2010 [N3], norma EC2 [N1] przy wyznaczaniu granicznego naprężenia przyczepności f_{bd} , wymaganego do celów projektowych, korzysta z obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctd} . Korelowanie wytrzymałości przyczepności z wytrzymałością betonu na rozciąganie jest praktyką rzadziej spotykaną niż analizowanie jej zależności od wytrzymałości na ściskanie.

2.2.1.2 Mieszanka betonowa

Współpraca pręta zbrojeniowego z betonem zależy od różnych czynników związanych z mieszanką betonową, w tym składu, konsystencji oraz stopnia zagęszczenia. W analizie przeprowadzonej przez MORALES I IN. [58] oceniono wpływ ilości kruszywa na przyczepność dla prętów wykonanych z GFRP. Z analiz tych wynika, że większa ilość piasku w mieszance betonowej prowadzi do wyższych naprężeń przyczepności dzięki silniejszej adhezji. Natomiast większa ilość kruszywa grubego korzystnie wpływa na ogólną wydajność przyczepności. W badaniu opisanym w pracy [59] zaobserwowano, że dodatek mielonego granulowanego żużlu wielkopiecowego razem z kruszywem z recyklingu znacząco poprawia wytrzymałość przyczepności. Podobne wnioski wyciągnięto w przypadku dodatku popiołu lotnego i popiołu z

łuski ryżowej (tzw. „slipozz”), które w umiarkowanych ilościach przyczyniały się do poprawy efektywności współpracy pręta z betonem [60]. Dodatek 10% masy spoiwa popiołu lotnego i 20% „slipozz” skutkowało zwiększeniem wytrzymałości betonu na rozciąganie, co z kolei przełożyło się na wzrost przyczepności.

W przypadku mieszanek o wysokiej zawartości popiołu lotnego lub pyłu krzemionkowego odnotowano odmienne tendencje. Duże ilości tych dodatków wpływają niekorzystnie na wytrzymałość przyczepności pręta do betonu. Przykładowo, obecność popiołu lotnego w ilości do 70% w stosunku do masy cementu spowodowała spadek wytrzymałości przyczepności o połowę w porównaniu do betonu niezmodyfikowanego [61]. Analogiczne wnioski przedstawił HAMAD I ITANI [62], gdzie zastąpienie od 5% do 20% masy cementu równą wagą pyłu krzemionkowego skutkowało zmniejszeniem o około 8% wytrzymałości przyczepności. Zarówno popiół lotny, jak i pył krzemionkowy są dodatkami pucolanowymi, które poprawiają ogólne parametry wytrzymałościowe betonu oraz jego odporność na pękanie [63], jednak przy nadmiernym udziale w mieszance obniżają przyczepność, ponieważ zmniejszają adhezję pomiędzy zbrojeniem i betonem [1].

Zastosowanie w mieszance betonowej domieszki substancji chemicznej w postaci superplastyfikatora, obok celu zredukowania potrzebnej ilości wody przy jednoczesnym zachowaniu pożądanej urabialności mieszanki, przyczynia się do umiarkowanego wzrostu wytrzymałości przyczepności. Należy jednak podkreślić, że efekt ten jest korzystny jedynie w warunkach optymalnej konsystencji – zbyt duża płynność mieszanki powoduje osłabienie adhezji, co wykazali LUKE I IN. [64], szczególnie dla prętów umieszczonych w górnej części elementu żelbetowego. Optymalne zagęszczenie mieszanki betonowej i minimalizacja obecności porów powietrznych przyczyniają się do poprawy przyczepności [65].

PĘDZIWIATR [1] zauważył, że powstawanie w betonie pod prętem defektów w postaci rozluźnień i kawern jest związane z konsystencją mieszanki betonowej. Spostrzeżenie to jest szczególnie ważne w kontekście określania warunków przyczepności w normach projektowych przy wyznaczaniu granicznego naprężenia przyczepności f_{bd} stosowanego do celów projektowych. Warunki przyczepności często uzależnia się od wysokości elementu i lokalizacji rozważanego zbrojenia, biorąc pod uwagę negatywny wpływ sedymentacji betonu dla prętów znajdujących się w górnej warstwie wysokiego elementu. Okazało się, że dla elementów o wysokości 1 m dla gęstoplastycznej mieszanki betonowej spadek przyczepności był rzędu ok. 20%. Natomiast dla tych samych warunków i mieszanki betonowej o płynnej konsystencji spadek przyczepności wyniósł ok. 60%.

2.2.1.3 Betony nowej generacji

Dynamiczny rozwój technologii materiałowej w ostatnich latach doprowadził do powstania betonów nowej generacji. Charakteryzują się zoptymalizowanym składem, niskim współczynnikiem wodno-cementowym oraz dodatkiem domieszek i dodatków mineralnych, co pozwala uzyskać bardzo wysoką wytrzymałość, trwałość i szczelność. W przeciwieństwie do tradycyjnych betonów, są one projektowane pod kątem specjalnych właściwości, takich jak samoutwardzanie, samonaprawa czy odporność na agresywne środowiska. Mimo że zastosowanie betonów nowej generacji w praktyce inżynierskiej jest wciąż ograniczone, rosnące zainteresowanie nimi stwarza potrzebę oceny ich wpływu na przyczepność zbrojenia w porównaniu ze zwykłymi betonami. Ze względu na dużą różnorodność tych materiałów i ich nieustanny rozwój, zagadnienie to stało się przedmiotem licznych badań. W niniejszym podrozdziale pokrótce omówiono wpływ wybranych betonów nowej generacji na ich współpracę ze zbrojeniem.

Beton wysokiej wytrzymałości (ang. High-Performance Concrete, HPC) charakteryzuje się znacznie wyższą wytrzymałością na ściskanie w porównaniu do zwykłego betonu. Zarówno w EC2 [N1] (nie *expressis verbis*), jak i w MC2010 [N3], beton uznaje się za wysokowytrzymałościowy, gdy jego charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie przekracza 50 MPa. Skład mieszanki betonu wysokiej wytrzymałości obejmuje, oprócz wody, cementu i kruszywa, dodatki w postaci popiołu lotnego lub pyłu krzemionkowego, a także domieszki plastyfikatorów lub superplastyfikatorów. Te substancje wpływają na przyrost wytrzymałości przyczepności, który jest mniejszy niż wynikałoby to z wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie. Innym czynnikiem związanym z HPC jest większa niejednorodność rozkładu naprężeń przyczepności wzdłuż pręta, wynikająca z szybszego wzrostu wytrzymałości na

ściskanie niż na rozciąganie. To skutkuje mniejszą liczbą żeber przekazujących obciążenie z pręta na beton. Wysoka wytrzymałość na ściskanie może prowadzić do tego, że rysa rozłupująca betonową otulinę może osiągnąć krytyczny punkt przed zmiążdżeniem betonu zalegającego między żebrami pręta, co potwierdzają wyniki badań [66]. Dla HPC w literaturze pojawiają się sugestie, że wpływ wytrzymałości betonu na wytrzymałość przyczepności lepiej reprezentuje estymator $f_c^{1/3}$ [1] lub $f_c^{1/4}$ [53], niż powszechnie stosowany $f_c^{1/2}$, który jest bardziej adekwatny dla betonów zwykłej wytrzymałości.

Beton samozagęszczalny (ang. Self-Compacting Concrete, SCC) wyróżnia się zdolnością do szczelnego wypełniania deskowania i przestrzeni między prętami zbrojeniowymi pod wpływem własnego ciężaru. Właściwości te są szczególnie pożądane w przypadku elementów o skomplikowanej kształcie lub gęstym zbrojeniu. Samozagęszczalność SCC wynika ze starannie dobranej kompozycji składników, takich jak duża zawartość frakcji piaskowej, niski współczynnik wodno-cementowy oraz zastosowanie wysokiej klasy cementów, dodatków i domieszek. Przekłada się to na wysoką wytrzymałość na ściskanie, co korzystnie wpływa na współpracę ze zbrojeniem. Badania wykazały, że wytrzymałość przyczepności w teście typu pull-out wzrosła od 6% do 44% w porównaniu z betonami konwencjonalnymi o tej samej wytrzymałości na ściskanie [67, 68]. Zastosowanie SCC pozytywnie wpływa na przyczepność prętów, zwłaszcza tych zlokalizowanych w górnej części wysokich elementów, dzięki jednorodności mieszanki betonowej na całej ich wysokości.

Beton z kruszywem z recyklingu (ang. Recycled Aggregate Concrete, RAC) to rodzaj betonu, w którym wykorzystuje się kruszywo pochodzące z przetworzenia materiałów z rozzebranych konstrukcji (np. gruzu betonowego, materiałów ceramicznych), co ma na celu ograniczenie ilości odpadów budowlanych i zmniejszenie negatywnego wpływu na środowisko. Kwestia wpływu kruszywa z recyklingu na przyczepność pręta do betonu nie jest jednoznaczna. Z jednej strony, RAC może zwiększyć wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, co wzmacnia przyczepność [59, 69]. Z drugiej strony, zastosowanie kruszywa z recyklingu może powodować spadek gęstości betonu, prowadząc do obniżenia wytrzymałości przyczepności [49, 65]. Istnieją również publikacje, w których stwierdzono brak istotnego wpływu RAC na to zjawisko [50, 70]. Powyższe rozbieżności wskazują, że ocena oddziaływania betonu z kruszywem z recyklingu na przyczepność wymaga dalszych, pogłębionych badań.

Fibrobeton (ang. Fiber-Reinforced Concrete, FRC) jest betonem wzmocnionym włóknami różnego rodzaju (stalowymi, szklanymi, polimerowymi), dodawanymi do mieszanki w celu poprawy jej właściwości mechanicznych i trwałościowych. Włókna pełnią rolę zbrojenia rozproszonego, ograniczając powstawanie mikropęknięć oraz propagację istniejących rys. Wpływ włókien stalowych na lokalną przyczepność badali między innymi SOROUSIAN I IN. [71]. Wyniki ich badań wykazały, że dodatek włókien w ilości 0,5% objętości betonu zwiększył wytrzymałość przyczepności o 30%, przy czym dalsze zwiększanie ich zawartości nie prowadziło do dalszego wzrostu. Obecność włókien w betonie zmniejszyła poślizg odpowiadający szczytowemu naprężeniu przyczepności. Zauważono również, że współczynnik kształtu włókna (stosunek długości do średnicy) nie miał istotnego wpływu na współpracę pręta z betonem. Z analiz przeprowadzonych przez GANESANA I IN. [72] wynika, że włókna przyczyniły się do zwiększenia naprężeń przyczepności od 33% do 50% w zależności od średnicy pręta, w porównaniu do betonu bez włókien. Pozytywny wpływ zbrojenia rozproszonego na przyczepność zaobserwowano również w badaniach [17, 73, 74].

Zyskującym na popularności materiałem staje się inżynierski kompozyt cementowy, znany również jako giętki beton (ang. Engineered Cementitious Composite, ECC). Jest to zaawansowany kompozyt cementowy wzmocniony włóknami, charakteryzujący się zoptymalizowanymi właściwościami mechanicznymi i użytkowymi. Wyróżnia go wysoka wytrzymałość, wyjątkowa zdolność do odkształcania bez utraty spójności oraz kontrola szerokości rys (nawet przy znacznym odkształceniu ich rozwarcie nie przekracza 60 μm). W kontekście współpracy zbrojenia z betonem zaobserwowano, że ECC charakteryzuje się wyższą wytrzymałością przyczepności niż beton konwencjonalny. Wynika to między innymi z efektywniejszego skrępowania generowanego przez włókna zawarte w kompozycie [75].

Beton geopolimerowy (ang. Geopolymer Concrete, GC) stanowi alternatywę dla betonów opartych na cemencie portlandzkim, zwłaszcza w kontekście ochrony środowiska i redukcji emisji dwutlenku węgla. Materiał ten składa się ze spoiwa geopolimerowego i kruszywa.

Spoivo powstaje w wyniku połączenia materiału glinokrzemianowego (np. popiołu lotnego, żużla wielkopiecowego) z aktywatorem alkalicznym, takim jak wodorotlenek sodu $NaOH$ i krzemian sodu Na_2SiO_3 . Reakcja chemiczna między tymi składnikami prowadzi do powstania trójwymiarowego, nieorganicznego polimeru o właściwościach kohezyjnych i adhezyjnych [76]. W porównaniu z betonem tradycyjnym, beton geopolimerowy wykazuje lepszą współpracę z prętem zbrojeniowym. Charakteryzuje się on również większą wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu niż beton na cemencie portlandzkim [77]. Dodatkowo tworzy silniejsze wiązanie między prętami zbrojeniowymi a matrycą, co wzmacnia wytrzymałość przyczepności [78].

W literaturze prowadzone są również badania nad przyczepnością w betonach hybrydowych, łączących cechy różnych materiałów nowej generacji, takich jak beton samozagęszczalny z włóknami stalowymi [18], beton ultrawysokiej wytrzymałości z mikrowłóknami stalowymi [79] czy geopolimerowy beton samozagęszczalny [80].

2.2.2 Czynniki związane ze zbrojeniem

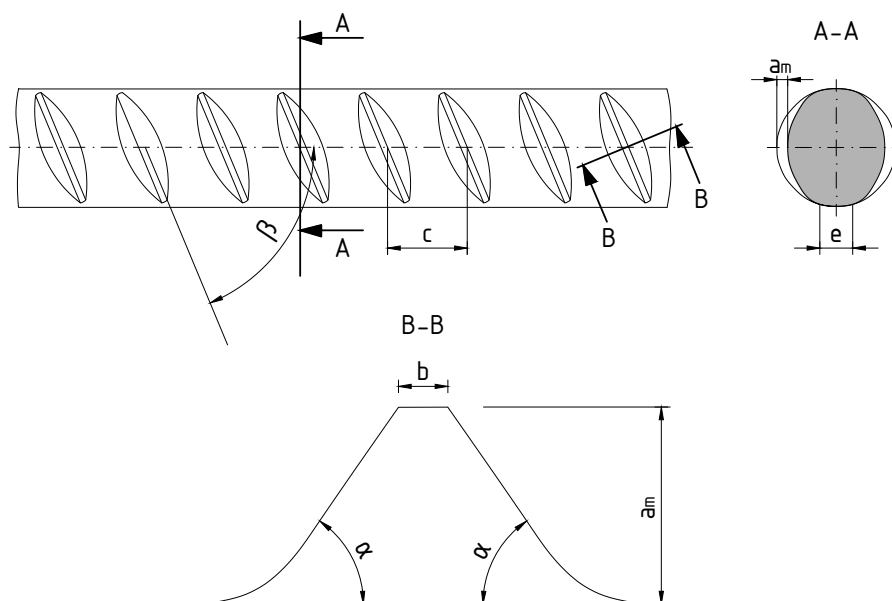
2.2.2.1 Geometria uźebrowania powierzchni pręta

Geometria uźebrowania pręta zbrojeniowego znacząco wpływa na jego współpracę z betonem. Norma PN-EN 10080 [N5], oparta na [N6], precyzyjnie określa parametry prętów stosowanych w Europie (zob. tabela 2.1 i rysunek 2.10). Dodatkowe wymagania dla prętów z określonego rodzaju stali (np. B500SP [N7]) są określone w normach branżowych.

Tabela 2.1: Parametry geometrii uźebrowania pręta zbrojeniowego, na podstawie [N5].

Nazwa parametru	Symbol	Jednostka	Ograniczenia
Kąt nachylenia powierzchni bocznej żebra poprzecznego	α	[deg]	≥ 45
Kąt nachylenia żebra poprzecznego do osi podłużnej pręta	β	[deg]	$35^\circ \div 75^\circ$
Odstęp między żebrami poprzecznymi	c	[mm]	$0.4d \div 1.2d$
Szerokość żebra poprzecznego	b	[mm]	b.d.
Wysokość żebra poprzecznego	a_m	[mm]	$0.03d \div 0.15d$
Przerwa pomiędzy rzędami żeber poprzecznych	e	[mm]	(*)
Wysokość żebra podłużnego	h_1	[mm]	$\leq 0.15d$

(*) – zgodnie z [N5], część żeber poprzecznych wystająca ponad rdzeń pręta powinna obejmować co najmniej 75% obwodu obliczonego z nominalnej średnicy pręta.



Rysunek 2.10: Geometria uźebrowania pręta zbrojeniowego, na podstawie [N6].

Geometria uźebrowania pręta zbrojeniowego wpływa na mechanizm przyczepności oraz na efektywność współpracy styku stal-beton. Kluczowym parametrem charakteryzującym geometrię uźebrowania jest względne pole powierzchni żebra f_R (ang. relative rib area). Na znaczenie tego parametru w analizie przyczepności wskazywał już REHM w pracy [22], używając niemieckiego terminu *bezogene Rippenfläche* (dosł. sprowadzona powierzchnia żebra). W literaturze parametr ten jest również znany jako wskaźnik uźebrowania [81, 82] lub indeks przyczepności (ang. bond index) [4, 83]. Względne pole powierzchni żebra jest wielkością bezwymiarową, definiowaną jako stosunek powierzchni żebra rzutowanej na kierunek prostopadły do osi pręta do poboczniczy pręta lub też jako stosunek powierzchni docisku do powierzchni ścinania betonu między dwoma sąsiednimi żebrami. Parametr f_R uwzględnia zatem jednocześnie wysokości żeber, ich rozstaw oraz średnicę pręta, co umożliwia porównywanie prętów o zróżnicowanej geometrii.

Już na początku XX wieku ABRAMS analizował wpływ geometrii uźebrowania na przyczepność [12]. Zauważył on, że stosunek powierzchni docisku żebra do całkowitej powierzchni pręta pomiędzy sąsiednimi żebrami może służyć jako kryterium oceny współpracy pręta z betonem, przy czym nie powinien on przekraczać wartości 0,20. W latach 40. XX wieku CLARK poszerzył te badania [84, 85], testując siedemnaście typów prętów żebrowanych. Na podstawie uzyskanych wyników sformułował wymagania dotyczące geometrii uźebrowania, łącząc wysokość i rozstaw żeber z nominalną średnicą pręta, i zalecił, aby pole f_R wynosiło minimalnie 0,10, a optymalnie mieściło się w przedziale od 0,17 do 0,20. Późniejsze badania, prowadzone m.in. przez DARWINA I IN. [86, 87] oraz HAMADA [88], potwierdziły, że optymalna wytrzymałość przyczepności jest osiągana dla względnego pola powierzchni żebra o wartości około 0,20, co jest zgodne z wcześniejszymi zaleceniami. W biuletynie fib nr 10 [4] wskazano, że wartości od 0,05 do 0,10 stanowią akceptowalny kompromis, a w literaturze najczęściej spotyka się wartości f_R z przedziału od 0,04 do 0,20 [32, 56, 83, 89–91].

Dobór optymalnej wartości parametru f_R jest jednak zagadnieniem złożonym. Chociaż obserwuje się ogólną tendencję, zgodnie z którą większa wartość względnego pola powierzchni żebra korzystnie wpływa na przyczepność, istnieją pewne ograniczenia. Ilustruje to wpływ f_R na rozstaw rys. Zastosowanie prętów o podwyższonej wartości tego parametru może przyczyniać się do zmniejszenia rozstawu rys dzięki szybszemu przyrostowi naprężeń przyczepności, jednak zależność ta jest obserwowana tylko do wartości rzędu 0,13–0,15 [1]. Ponadto gwałtowny wzrost naprężeń przyczepności w przypadku prętów o wysokim f_R wiąże się z ryzykiem lokalnego rozłupania otuliny.

W pracy [22] REHM wykazał, że geometria uźebrowania pręta znacząco wpływa na mechanizm zniszczenia. Zauważył, że gdy stosunek rozstawu żeber do ich wysokości c/a_m jest większy niż 10, a kąt nachylenia żebra do osi pręta α przekroczy 40° , w wyniku docisku żebra tworzy się klin z miażdżonego betonu. Prowadzi to do powstawania naprężeń rozciągających prostopadłych do osi pręta i w konsekwencji do rozłupania otuliny. Z kolei dla stosunku c/a_m poniżej 7 i kąta nachylenia powyżej 40° dochodzi do wyrwania pręta z betonu. REHM stwierdził również, że siła przyczepności jest liniową funkcją względnego pola powierzchni żebra, co nie jest w pełni zgodne z późniejszymi badaniami DARWINA I GRAHAMA [86] oraz THOLENA I DARWINA [92].

Zagadnieniem wpływu kąta nachylenia żebra zajmowali się również LUTZ I IN. [93, 94]. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzili, że gdy kąt α jest większy od 40° , poślizg pręta względem betonu następuje w wyniku stopniowego miażdżenia betonu w strefie docisku żeber i formowania się klina o nachyleniu od 30° do 40° . W sytuacji, gdy kąt α jest mniejszy od 30° , miażdżenie betonu nie występuje, a wytrzymałość przyczepności jest niska. Obserwacje te wpływają również na wartość kąta nachylenia wypadkowej siły przyczepności do osi pręta θ_b , który według GOTO przyjmuje wartości od 45° do 80° [95] w zależności od poziomu obciążenia. W niektórych pracach kąt nachylenia żebra jest bezpośrednio łączony z mechanizmem zniszczenia przyczepności [90, 96].

SORETZ I HÖLZENBEIN [97] analizowali wpływ geometrii uźebrowania na zapobieganie kruchym pęknięciom odgiętych prętów. Zbadali m.in. oddziaływanie wysokości i rozstawu żeber przy zachowaniu stałej wartości f_R równego 0,065. Kluczowe znaczenie miał poślizg – do wartości 1 mm nie zaobserwowano istotnych różnic w naprężeniach przyczepności. Natomiast dla poślizgów większych niż 1 mm naprężeniach przyczepności dla pręta o najmniejszej wysokości żebra były o około 20% niższe niż w przypadku pozostałych prętów. Wzrost wy-

sokości żebra znacząco zwiększał ryzyko powstawania kruchych pęknięć. Analizą wpływu wysokości i rozstawu żeber w aspekcie zastosowań praktycznych zajęli się również KIMURA i JIRSA [98]. W ich badaniach kluczową wartość stanowił poślizg równy 0,25 mm, uznany za granicę mającą praktyczne znaczenie dla konstrukcji. Wykorzystując pręty o średnicy 36 mm i betony o wytrzymałości na ściskanie 40, 80 i 120 MPa, wykazali m.in., że dla prętów o niskich żebrach (stosunek wysokości żebra do średnicy pręta równy 0,05) wpływ ich rozstawu na średnie naprężenia przyczepności był nieznaczny. Natomiast dla stosunku wysokości do średnicy równego 0,08 zaobserwowano trend spadkowy. Stwierdzono również, że wzrost wysokości żebra oraz stosunku jego wysokości do rozstawu powoduje wzrost średniego naprężenia przyczepności. Wysokość żebra wpływa także na kształt klina miażdżonego betonu, a co za tym idzie – na mechanizm zniszczenia [96].

Złożony wpływ geometrii uźebrowania na współpracę pręta z betonem został szczegółowo opisany przez PĘDZIWIATRA [1]. Autor ten wskazał, że określenie optymalnej geometrii jest trudne ze względu na jej powiązania z wieloma aspektami zjawiska przyczepności. W swojej analizie uwzględnił szereg czynników, takich jak wpływ uźebrowania na szerokość rys, formowanie się przegubów plastycznych, zachowanie stali w zakresie pozasprężystym, a także różnice wynikające ze sposobu produkcji prętów (walcowanie na zimno lub gorąco) oraz wykonywania zagięć. Podkreślił również istnienie zależności między geometrią uźebrowania a innymi kluczowymi czynnikami, takimi jak wytrzymałość betonu. W pracy [98] wykazano powiązanie między wytrzymałością betonu na ściskanie a względnym polem powierzchni żebra: dla małych wartości f_R wpływ zmian wytrzymałości betonu był pomijalny, natomiast przy dużych wartościach f_R parametr ten miał decydujące znaczenie dla wartości średnich naprężeń przyczepności.

Obecnie parametr f_R stanowi jeden z kluczowych parametrów oceny przyczepności prętów zbrojeniowych. Norma EC2 [N1] precyzyjnie określa minimalne wartości względnego pola powierzchni żebra $f_{R,min}$ w zależności od średnicy pręta (zob. tabela 2.2). Zgodnie z jej wytycznymi, w elementach konstrukcyjnych należy stosować zbrojenie spełniające te wymagania. Dopuszcza się stosowanie prętów niespełniających tego warunku, o ile na podstawie odpowiednich badań zostanie udowodnione, że zapewniają one wystarczającą przyczepność. Należy zaznaczyć, że pręty zbrojeniowe dopuszczone do obrotu i stosowania w budownictwie, posiadające odpowiednie aprobaty techniczne, charakteryzują się wskaźnikiem f_R gwarantującym wymaganą współpracę z betonem.

Tabela 2.2: Minimalne względne pole powierzchni żebra według Eurokodu 2 [N1].

Średnica pręta [mm]	$f_{R,min}$ [-]
5,0 – 6,0	0,035
6,5 – 12,0	0,040
> 12,0	0,056

Odmienne podejście prezentuje norma MC2010 [N3]. Zgodnie z jej zapisami, jeżeli pręt żebrowany nie spełnia wymagań dotyczących przyczepności, określonych w odpowiednich normach produktowych, należy go traktować jako pręt gładki. Współcześnie stosowane w Polsce pręty zbrojeniowe charakteryzują się względnym polem powierzchni żebra w zakresie od 0,06 do 0,12. Wartości te są znacznie niższe od uznawanej przez wielu badaczy za optymalną, wynoszącej 0,20. Stosowanie prętów o niższych wartościach tego parametru wynika przede wszystkim z kosztów oraz trudności technologicznych związanych z produkcją profili o wyższym wskaźniku f_R .

Wyznaczenie wartości względnego pola powierzchni żebra nie jest zadaniem trywialnym. Wynika to między innymi ze złożonej geometrii żeber prętów stosowanych w praktyce inżynierskiej oraz z konieczności wykonania pomiarów z dużą precyzją. Zadanie to ułatwiają jednak nowoczesne techniki pomiarowe oraz specjalistyczne urządzenia, które automatycznie dokonują niezbędnych pomiarów i generują raport zawierający szczegółowe dane geometryczne uźebrowania oraz obliczoną wartość parametru f_R . W takich przypadkach względne pole powierzchni żebra jest najczęściej obliczane z wykorzystaniem ogólnej formuły, podanej w normie [N6]:

$$f_R = \frac{1}{\pi d} \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{m} \sum_{j=1}^m F_{R,i,j} \sin \beta_{i,j} \right) \frac{1}{c_i} + \frac{1}{P} \sum_{k=1}^q a'_k, \quad (2.10)$$

gdzie: n – liczba rzędów poprzecznych żeber na obwodzie, m – liczba różnych nachyleń poprzecznych żeber w rzędzie, q – liczba podłużnych żeber dla stali walcowanej na zimno, F_R – powierzchnia podłużnego przekroju jednego żebra, oznaczenia według rysunku 2.10.

Oprócz tego norma [N6] przedstawia cztery uproszczone wzory:

Wzór trapezowy

$$f_R = \frac{(a_{1/4} + a_m + a_{3/4})(\pi d - \sum e_i)}{4\pi d c} + \frac{1}{P} q a'_k, \quad (2.11)$$

Wzór reguły Simpsona

$$f_R = \frac{(2a_{1/4} + a_m + 2a_{3/4})(\pi d - \sum e_i)}{6\pi d c} + \frac{1}{P} q a', \quad (2.12)$$

Wzór paraboliczny

$$f_R = \frac{2a_m(\pi d - \sum_i e_i)}{3\pi d c} + \frac{1}{P} q a', \quad (2.13)$$

Wzór empiryczny

$$f_R = \lambda \frac{a_m}{c}, \quad (2.14)$$

gdzie: $a_{1/4}$, a_m , $a_{3/4}$ – wysokości żebra kolejno w 1/4, 1/2 i 3/4 jego długości, $\sum e_i$ – część obwodu pręta bez żeber, λ – współczynnik empiryczny, pozostałe oznaczenia według rysunku 2.10.

W literaturze można znaleźć różne propozycje wzorów służących do obliczania względnego pola powierzchni żeber, które mają prostszą postać w porównaniu do wzorów (2.10)–(2.13). W pracy [4] parametr f_R wyrażono wzorem:

$$f_R = \frac{A_R}{\pi \cdot d_b \cdot c}, \quad (2.15)$$

gdzie: A_R – pole powierzchni żebra rzutowane na kierunek prostopadły do osi pręta (składające się zwykle z dwóch „wzorków”). d_b – średnica pręta. c – rozstaw żeber.

Nieco bardziej złożoną formułę do obliczania f_R podał PĘDZIWIATR [1]:

$$f_R = \frac{k \cdot A_r \cdot \sin \beta}{\pi \cdot d_b \cdot c} + \frac{i \cdot h_1}{j \cdot d_b}, \quad (2.16)$$

gdzie: A_r – pole powierzchni podłużnego przekroju pojedynczego „wzorku” żebra. β – kąt nachylenia żebra do osi pręta. k – liczba wzorków tworzących żebro. i – liczba podłużnych żeber. h_1 – wysokość podłużnego żebra. j – nachylenie żeber spiralnych.

W praktyce amerykańskiej parametr f_R traktuje się jako:

$$f_R = \frac{a_m}{c}, \quad (2.17)$$

w którym oznaczenia odpowiadają symbolom pokazanym na rysunku 2.10. Wzór 2.17 pokrywa się z propozycją obliczania f_R według REHMA [22]. Co więcej, wzór 2.17 jest niemal identyczny jak wzór 2.14. Różnica polega na uwzględnieniu współczynnika empirycznego λ . W raporcie ACI 408R-03 [N8] stwierdzono, że rzeczywista wartość parametru f_R stanowi od 80 do 90% wartości wyznaczonej ze wzoru 2.17, co można interpretować jako przybliżoną wartość współczynnika λ .

2.2.2.2 Średnica pręta

Średnica pręta jest parametrem kluczowym w analizie równowagi sił dla wycinka rozciąganego pręta zbrojeniowego (zob. rysunek 2.2, wzory (2.1)-(2.3)). Chociaż pręty o większej średnicy, przy tych samych warunkach skrępowania, wymagają przyłożenia większej siły do zniszczenia przyczepności, to jednostkowe naprężenia przyczepności w momencie zniszczenia maleją wraz ze wzrostem średnicy. Oznacza to, że dla zapewnienia odpowiedniej współpracy z betonem konieczne jest stosowanie większych długości zakotwienia lub zakładu. Zależność ta wynika między innymi z faktu, że wraz ze wzrostem średnicy d_b maleje względna wysokość jego żebra. W rezultacie f_R nie jest wprost proporcjonalne do średnicy pręta [99]. Oznacza to, że większa średnica pręta prowadzi do mniejszej powierzchni przekazywania obciążenia ze zbrojenia na beton, co skutkuje niższą wytrzymałością przyczepności. Badania przeprowadzone przez CHINNA I IN. [51] wykazały, że zwiększenie średnicy pręta prowadzi do zmniejszenia średnich naprężeń przyczepności, nawet przy proporcjonalnym zwiększeniu grubości otuliny betonowej.

Wpływ średnicy pręta został uwzględniony w normach projektowych przy obliczaniu wytrzymałości przyczepności f_{bd} do celów projektowych: w EC2 [N1] za pomocą współczynnika η_2 redukując f_{bd} dla prętów powyżej średnicy 32 mm oraz w MC2010 [N3] poprzez współczynnik η_3 obniżając f_{bd} dla prętów powyżej średnicy 25 mm. Oprócz tego, w EC2 [N1] średnica pręta jest parametrem wpływającym na obliczeniową szerokość rys prostopadłych do osi elementu. Przy odpowiednio wysokim stopniu zbrojenia w strefie rozciąganej, rozstaw rys ulega zmniejszeniu, co prowadzi do ograniczenia ich szerokości.

Okazuje się, że ocena wpływu średnicy pręta na przyczepność nie jest jednoznaczna. W literaturze można znaleźć badania, z których wynika, że średnica pręta wywiera zarówno pozytywny, jak i negatywny wpływ na współpracę pręta zbrojeniowego i betonu. METELLI I PLIZZARI [83] odnotowali redukcję naprężenia $\tau_{b,max}$ o około 26%, gdy średnica pręta zwiększyła się z 12 do 50 mm, oraz o około 13% przy wzroście średnicy z 20 do 50 mm. Analogiczne wnioski przedstawili SOROUSHIAN I CHOI [100], którzy zbadali pręty o średnicach 16, 19, 22, 25 i 32 mm, zapewniając dodatkowe skrępowanie pręta w betonie za pomocą zbrojenia poprzecznego. Stwierdzili oni, że spadek naprężeń przyczepności wykazuje liniową zależność względem zwiększającej się średnicy pręta. Istnieje szereg publikacji [67, 68, 101–103], w których wnioski dotyczące wpływu średnicy pręta na naprężenia przyczepności są zbieżne z opisanymi powyżej.

Istnieją również badania (np. [104]), na podstawie których sformułowano odmienne konkluzje, wskazujące, że zwiększenie średnicy pręta skutkuje wyższymi naprężeniami τ_b . Należy podkreślić, że testy pull-out opisane w [104] nie reprezentowały klasycznej metodyki badawczej tego badania, ponieważ przeprowadzono je na nietypowych próbkach (m.in. na cienkich płytach). Ponadto, w analizach wykorzystano fibrobeton ultrawysokiej wytrzymałości o średniej wytrzymałości na ściskanie wynoszącej 205 MPa. Warto też zauważyć, że kontrowersyjną tezę dotyczącą zwiększenia naprężeń przyczepności wraz ze wzrostem średnicy pręta sformułowano na podstawie porównania zaledwie dwóch wielkości prętów - 12 i 16 mm - wykorzystując łącznie sześć elementów badawczych. Dlatego wnioski przedstawione w [104] należy traktować jako interesującą obserwację aniżeli uniwersalną prawidłowość.

W analizie przyczepności przyjmuje się, że pręt ma kołowy przekrój poprzeczny. Jednak w rzeczywistości rdzeń pręta, czyli przekrój bez uwzględnienia uźebrowania, nie ma idealnie kołowego przekroju, co pokazano na rysunku 2.11.



(a) Rzeczywisty widok przekroju pręta



(b) Przekrój pręta ze skanu 3D

Rysunek 2.11: Przekrój poprzeczny przez typowy pręt zbrojeniowy.

W praktyce projektowej nie uwzględnia się nieregularnego kształtu przekroju poprzecznego pręta i stosuje się uproszczenie polegające na założeniu, że przekrój ten ma pole równoważne powierzchni koła o średnicy rdzenia pręta, będącą średnicą nominalną. Istnieją także pręty o przekroju poprzecznym w kształcie kwadratu oraz pręty skręcane. Jednak nie znajdują one szerokiego zastosowania w polskim budownictwie.

2.2.2.3 Materiał pręta zbrojeniowego

W konstrukcjach żelbetowych powszechnie stosuje się pręty żebrowane wykonane ze stali o charakterystycznej granicy plastyczności 400 lub 500 MPa. Jednym z czynników, które mogą negatywnie wpływać na współpracę zbrojenia z betonem, jest efekt Poissona. Zjawisko to, polegające na zwężeniu przekroju poprzecznego pręta pod wpływem rozciągania osiowego, prowadzi do redukcji naprężeń przyczepności. Efekt Poissona ma znaczenie w próbkach z długim zakotwieniem oraz w rzeczywistych elementach konstrukcyjnych. Dopóki stal zbrojeniowa pracuje w zakresie sprężystym, zwężenie przekroju pręta żebrowanego jest znikome w porównaniu z wysokością żeber, co pozwala pominąć wpływ tego zjawiska. Sytuacja zmienia się po przekroczeniu granicy plastyczności. Upłastycznienie stali negatywnie oddziałuje na współpracę pręta z betonem, wprowadzając nieliniowość do relacji przyczepność-poślizg. Ponadto, odkształcenia plastyczne mogą prowadzić do zmiany geometrii żeber, a tym samym do redukcji ich względnej powierzchni [4]. Najsilniej efekt Poissona oddziałuje na przyczepność prętów gładkich.

Przedmiotem badań jest również wpływ stali o podwyższonej wytrzymałości na przyczepność, stosowanej zazwyczaj w połączeniu z betonami wysokowartościowymi. Z badań KHAKSEFIDIEGO I IN. [105] wynika, że próbki z prętami zbrojeniowymi wykonanymi ze stali wysokiej wytrzymałości ($f_y = 600$ MPa) charakteryzują się wyższymi szczytowymi naprężeniami przyczepności w teście typu pull-out w porównaniu do prętów ze zwykłej stali ($f_y = 500$ MPa). Podobne badania przeprowadziła KIJANIA-KONTAK [106]. Norma MC2010 [N3] uwzględnia wpływ charakterystycznej granicy plastyczności stali f_{yk} w zakresie od 400 do 800 MPa przy obliczaniu podstawowej wytrzymałości przyczepności $f_{bd,0}$ za pomocą współczynnika η_4 . Współczynnik ten przyjmuje wartości od 0,68 do 1,20, przy czym jego wartość maleje wraz ze wzrostem f_{yk} . W konsekwencji zastosowanie stali o wysokiej wytrzymałości prowadzi do zmniejszenia obliczeniowej wytrzymałości przyczepności, co pociąga za sobą konieczność zwiększenia długości zakotwienia lub zakładu [N1].

Alternatywę dla tradycyjnego zbrojenia stalowego stanowią pręty niemetaliczne, w tym kompozyty polimerowe wzmocnione włóknami (ang. Fiber-Reinforced Polymers, FRP) [107, 108]. Mechanizm ich współpracy z betonem różni się od mechanizmu dla stali z uwagi na odmienne właściwości fizyczne i mechaniczne [4], do których należą:

- moduł sprężystości materiałów FRP jest na ogół niższy niż stali (zarówno w kierunku podłużnym, jak i poprzecznym),
- sztywność na ścinanie materiałów FRP jest znacznie niższa niż stali,
- powierzchnia prętów FRP ma niższą wytrzymałość na ścinanie niż stal, co ogranicza zdolność do odkształceń plastycznych na styku z betonem,
- współczynnik rozszerzalności cieplnej FRP różni się od współczynnika dla stali i betonu (dla prętów CFRP i AFRP w kierunku podłużnym jest on ujemny).

W porównaniu do stali zbrojeniowej, materiały FRP charakteryzują się niższą gęstością, wysoką wytrzymałością na rozciąganie, mniejszym odkształceniem przy zerwaniu oraz odpornością na korozję. Od wielu lat są one w Polsce stosowane głównie do wzmacniania istniejących konstrukcji, natomiast rzadziej jako zbrojenie główne. Wynika to między innymi z braku odpowiednich regulacji normatywnych [109]. Zmianę tej sytuacji przyniosła druga generacja Eurokodu 2 [N9], która zawiera wytyczne do projektowania konstrukcji z wykorzystaniem kompozytów polimerowych. Najczęściej stosuje się pręty FRP z włókien szklanych (GFRP), węglowych (CFRP), aramidowych (AFRP) oraz bazaltowych (BFRP). W literaturze opisano liczne badania nad przyczepnością prętów FRP do betonu. Z analizy przedstawionej w pracy [110] wynika, że pręty GFRP mają wytrzymałość przyczepności niższą o 34 do 37% w stosunku do prętów stalowych. ACHILLIDES I PILAKOUTAS [111], badając pręty AFRP, CFRP i GFRP w teście pull-out, stwierdzili, że adhezja chemiczna nie ulega zerwaniu aż do osiągnięcia ok. 80% szczytowego naprężenia przyczepności. Zaobserwowali również, że w przypadku betonu o wytrzymałości na ściskanie powyżej 30 MPa zniszczenie następowało przez ścięcie wypustek na powierzchni pręta FRP, co oznacza, że to wytrzymałość kompozytu, a nie betonu, decydowała o nośności połączenia. Z kolei JANUS I IN. [112] wykazali, że badane przez nich pręty GFRP o różnej powłoce i geometrii powierzchni osiągały wytrzymałość przyczepności od 75 do 104% wartości uzyskanej dla prętów stalowych. Zwrócili oni także uwagę, że poziom odpowiadający szczytowemu naprężeniu był dla prętów FRP mniejszy niż dla stalowych. Podobną obserwację poczyniono w pracy [113], dodając, że ze względu na ograniczenia szerokości rys w stanie granicznym użytkowości, pełna wytrzymałość przyczepności prętów FRP często nie jest wykorzystywana. Z tego względu, w kontekście SGU, sztywność przyczepności staje się parametrem ważniejszym niż jej wytrzymałość. Prowadzono również badania nad współpracą prętów FRP z betonami nowej generacji, takimi jak betony samozagęszczalne [114], betony polimerowe [102] czy inżynierskie kompozyty cementowe [75].

Istotny wpływ na przyczepność mają również powłoki antykorozyjne stosowane na prętach stalowych. Popularne powłoki są najczęściej metaliczne (np. cynkowe [N10]) lub organiczne (np. na bazie żywic epoksydowych [N11]). Obecność powłoki modyfikuje mechanizm współpracy, eliminując adhezję chemiczną i redukując tarcie. W konsekwencji, siła wynikająca z tarcia F_T (zob. rysunek 2.16) ulega zmniejszeniu, co prowadzi do zwiększenia udziału siły rozłupującej F_s , generowanej przez docisk żeber. Wyniki badań potwierdzają spadek przyczepności prętów powlekanych w stosunku do prętów bez powłoki. CHOI I IN. [115] stwierdzili, że redukcja wytrzymałości przyczepności wynikająca z obecności powłoki epoksydowej rośnie wraz ze średnicą pręta i jest zależna od względnego pola powierzchni żeber. Pręty o wyższym wskaźniku f_R są mniej podatne na negatywny wpływ powłoki. Zastosowanie prętów o większym f_R , uzyskanym dzięki wyższym żebrům, pozwala częściowo skompensować ten efekt, prowadząc do wyższej sztywności przyczepności. Wpływ powłoki na pręcie został uwzględniony w MC2010 [N3] w wielu aspektach, m.in. przy obliczaniu początkowej wytrzymałości przyczepności $f_{bd,0}$ za pomocą współczynnika η_1 oraz przy wyznaczaniu obliczeniowej długości zakotwienia l_{bd} poprzez współczynnik α_2 .

2.2.3 Czynniki wewnętrzne i zewnętrzne

2.2.3.1 Skrępowanie pręta

Skrępowanie pręta jest jedną z najważniejszych grupą czynników decydujących o typie zniszczenia przyczepności. Głównym skutkiem skrępowania zbrojenia jest ograniczenie odkształceń w betonie spowodowanych działaniem sił przyczepności, co ma zapobiec rozłupaniu otuliny. Do wspomnianej grupy czynników zalicza się: grubość betonowego otulenia pręta, zbrojenie poprzeczne, naprężenia ściskające/rozciągające oraz długość zakotwienia.

Podstawowe skrępowanie dostarcza betonowe otulenie pręta, które w kontekście przyczepności zwykle jest uwzględniane jako stosunek grubości otuliny do średnicy pręta (c/d_b). Stosunek ten jest częstym miernikiem decydującym o typie zniszczenia przyczepności. Dla przykładu, MC2010 [N3] podaje, że jeżeli spełniona jest nierówność $c/d_b \geq 5$, wówczas dojdzie do zniszczenia przez wyrwanie pręta z betonu. Natomiast CHAMBERLIN [116], DEN UIJL I BIGAJ [117], WALKER I IN. [118] oraz PĘDZIWIATR [1] stwierdzili, iż wystarczające jest zapewnienie stosunku $c/d_b > 3$, aby uzyskać wspomniany typ zniszczenia. Natomiast GROMYSZ [15] podał, że wystarczy spełnić warunek $c/d_b > 2,5$. STAROSOLSKI [81] podał przedział $2,5 \leq c/d_b \leq 3,0$, zaś VANDEWALLE [119] $2,5 \leq c/d_b \leq 3,5$ jako zakres przejściowy między wyrwaniem pręta z betonu a jego rozłupaniem. Naprężenia rozciągające, będące wynikiem działania pionowej składowej wypadkowej siły przyczepności, dążą do rozłupania otuliny. Naprężenia te są równoważone przez naprężenia ściskające obecne w zewnętrznej, niezarysowanej części betonu (zob. rysunek 2.14). Im większa jest grubość c , tym większa energia jest potrzebna, aby pęknięcia rozłupujące penetrowały przestrzeń betonu i w konsekwencji go rozłupaly. Jednak zwiększenie grubości otuliny przy zachowaniu tej samej długości przyczepności nie daje proporcjonalnego zwiększenia wytrzymałości przyczepności [51]. Oznacza to, że dwukrotne zwiększenie c nie daje dwa razy większej wytrzymałości przyczepności. W EC2 [N1] wpływ grubości otuliny został uwzględniony przy wyznaczaniu długości zakotwienia i długości zakładu za pomocą współczynnika α_2 , który mieści się w przedziale od 0,7 do 1,0 w zależności m.in. od średnicy i lokalizacji pręta w przekroju poprzecznym elementu. W MC2010 [N3] przy wyznaczaniu obliczeniowej wytrzymałości przyczepności do celów projektowych uwzględniono skrępowanie pręta otuliną również współczynnikiem α_2 .

Kolejnym istotnym czynnikiem wpływającym na skrępowanie pręta jest zbrojenie poprzeczne, najczęściej w postaci strzemion. Podobnie jak otulina betonowa, odgrywa ono kluczową rolę we współpracy pręta z betonem, ponieważ większa wytrzymałość przyczepności i ogranicza ryzyko rozłupania otuliny. Efekt ten jest szczególnie widoczny, gdy w strzemionach dochodzi do znacznych odkształceń, co potwierdziły m.in. badania MORITA I FUJII [120]. W przypadku powstania rys rozłupujących, biegnących równoległe do zbrojenia głównego, strzemiona przecinające płaszczyznę pęknięcia ograniczają jej rozwarcie. Zapobiega to gwałtownemu zniszczeniu otuliny i pozwala na zachowanie częściowej nośności nawet przy dalszym wzroście obciążenia.

Rozłupanie otuliny jest najczęstszym mechanizmem zniszczenia przyczepności w konstrukcjach betonowych, dlatego zagadnienie to było przedmiotem licznych analiz. Zajmowali się nim między innymi GAMBAROWA I IN. [121, 122], również w kontekście zastosowania strzemion [123]. Z kolei GIURIANI I IN. [124] rozważali problem kontrolowanego rozłupywania otuliny, koncentrując się na ocenie minimalnego zbrojenia poprzecznego, które zapewniłoby stateczność szerokości rysy i zapobiegło nagłej utracie przyczepności. W literaturze można znaleźć wiele badań, w których analizowano wpływ strzemion na wytrzymałość przyczepności w różnych konfiguracjach [118, 125, 126]. Wpływ zbrojenia poprzecznego na przyczepność został uwzględniony w EC2 [N1] za pomocą współczynników α_3 i α_4 przyjmujące wartości od 0,7 do 1,0. Współczynnik α_3 dotyczy skrępowania przez zbrojenie poprzeczne nieprzyspojone do zbrojenia głównego, natomiast współczynnik α_4 odnosi się do skrępowania przez przyspojone zbrojenie poprzeczne przy wyznaczaniu długości zakotwienia l_{bd} . MC2010 [N3] uwzględnia ten efekt przy wyznaczaniu obliczeniowej wytrzymałości przyczepności za pomocą współczynnika α_3 .

Na skrępowanie pręta wpływają również naprężenia poprzeczne – ściskające lub rozciągające. Naprężenia ściskające prostopadłe do osi pręta zwiększają wytrzymałość przyczepności, podczas gdy naprężenia rozciągające ją osłabiają. W praktyce inżynierskiej wpływ ten jest jednak ograniczony do specyficznych przypadków. Naprężenia ściskające oddziałują na

przyczepność głównie w strefach podporowych (np. w obszarze oddziaływania słupa na belkę ciągłą w konstrukcjach szkieletowych [126]), natomiast naprężenia rozciągające występują w elementach poddanych rozciąganiu dwukierunkowemu [1]. MALVAR [127] zaproponował formułę pozwalającą oszacować przyrost wytrzymałości przyczepności wynikający z działania docisku poprzecznego. Z kolei THRÖ I IN. [128] na podstawie testów pull-out stwierdzili, że boczne naprężenia ściskające znacząco zwiększają wytrzymałość przyczepności, i zalekowali stosowanie współczynnika redukującego długość zakotwienia, liniowo zależnego od wartości naprężeń ściskających. Należy jednak podchodzić do tych wyników z ostrożnością, gdyż uzyskano je w badaniach na próbkach z krótkim zakotwieniem. Skrępowanie pręta można również uzyskać poprzez zastosowanie zewnętrznego owinięcia elementu. W pracy [129] wykorzystano do tego celu maty z włókien węglowych, co ograniczyło odkształcenia poprzeczne i skutkowało wzrostem wytrzymałości przyczepności. Wpływ docisku poprzecznego został uwzględniony w EC2 [N1] przy wyznaczaniu obliczeniowej długości zakotwienia l_{bd} oraz zakładu l_0 stosując współczynnik α_5 , który przyjmuje wartość od 0,7 do 1,0. Podobnie w MC2010 [N3] uwzględnia się wpływ średnich naprężeń ściskających prostopadłych do potencjalnej płaszczyzny rozłupania (p_{tr}) przy wyznaczaniu obliczeniowej wytrzymałości przyczepności f_{bd} .

2.2.3.2 Długość zakotwienia i stan naprężenia

Długość zakotwienia pręta jest elementem, który wpływa na jego skrępowanie w betonie. W konstrukcjach z betonu zbrojonego pręt musi mieć taką długość osadzenia, która zagwarantuje przeniesienie obciążenia z pręta na beton i zapobiegnie wyrwaniu pręta z betonu. Długość l_b wpływa na kilka zagadnień.

Długość zakotwienia pręta jest jednym z kluczowych czynników wpływającym na jego skrępowanie w betonie. W konstrukcjach żelbetowych długość osadzenia pręta musi być wystarczająca, aby zagwarantować skuteczne przeniesienie sił ze zbrojenia na beton i zapobiec jego wyrwaniu. Parametr ten wpływa na kilka fundamentalnych aspektów współpracy zbrojenia z betonem.

Po pierwsze, determinuje on rozkład naprężeń przyczepności. Jak wskazano w podrozdziale 2.1.2.1, rozkład naprężeń τ_b wzdłuż długości zakotwienia jest bezpośrednio związany z przebiegiem naprężeń normalnych σ_s w pręcie. Naprężenia w pręcie maleją w głąb elementu, w miarę jak siła jest stopniowo przekazywana na otaczający beton. Ze wzoru (2.3) wynika, że naprężenia przyczepności są proporcjonalne do pochodnej funkcji opisującej przebieg naprężeń σ_s , można je zatem interpretować jako tempo przekazywania siły z pręta na beton. Długość zakotwienia musi być wystarczająca, aby naprężenia w pręcie na jego końcu spadły do zera, co oznacza, że cała siła z pręta została przekazana na beton. Ideę długości zakotwienia zilustrowano na rysunku 2.4. W przypadku długich zakotwień transfer siły jest najintensywniejszy na początku odcinka l_b , gdzie obserwuje się najwyższe wartości naprężeń przyczepności. W przypadku prętów żebrowanych intensywność tego procesu w dużej mierze zależy od względnego pola powierzchni żeber – im wyższa wartość wskaźnika f_R , tym transfer sił jest szybszy, ponieważ do przeniesienia danego obciążenia angażowana jest mniejsza liczba żeber. Intensywność ta wzrasta również wraz z wytrzymałością betonu.

Po drugie, w analizie przyczepności długość przyczepności determinuje rodzaj naprężenia τ_b jakim należy operować. W przypadku krótkich zakotwień ($l_b \leq 5d_b$) jest to szczytowe naprężenie przyczepności $\tau_{b,max}$. Natomiast dla długich zakotwień ($l_b > 5d_b$) przeważnie posługuje się średnimi naprężeniami przyczepności τ_{bm} , które zgodnie z rekomendacją RILEM [130] wyznacza się ze wzoru:

$$\tau_{bm} = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}, \quad (2.18)$$

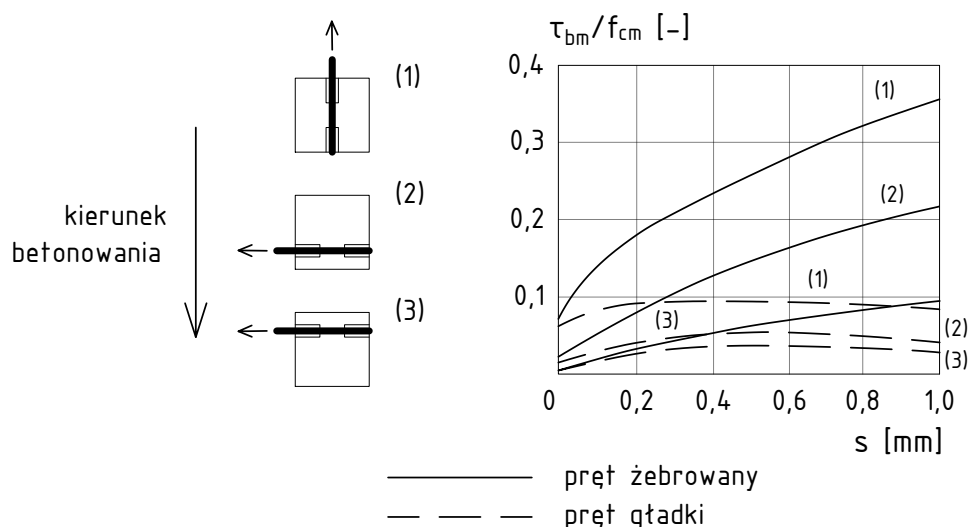
gdzie: $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, τ_1 – naprężenia przyczepności odpowiadające poślizgowi równemu kolejno 0,01, 0,1 i 1 mm. naprężenia przyczepności odpowiadające poślizgowi równemu kolejno 0,01; 0,1 i 1 mm. Generalnie, im większa jest długość zakotwienia, tym niższa jest obliczona wartość średnich naprężeń przyczepności. Stwierdzenie to zostało potwierdzone m.in. przez LORRAINE I DAOUDA [131], którzy zaobserwowali, że zwiększenie długości zakotwienia o 400% powoduje redukcję średnich naprężeń przyczepności o 25%.

Po trzecie, długość zakotwienia ma decydujący wpływ na mechanizm zniszczenia. Badania wykazały, że skrócenie długości l_b może zmienić charakter zniszczenia z rozłupania otuliny na wyrwanie pręta [132, 133]. Dłuższe osadzenie wymaga przyłożenia większej siły do zniszczenia styku, co wiąże się z zaangażowaniem większej objętości betonu w przenoszeniu obciążenia i prowadzi do zwiększonego docisku żeber. Przy niewystarczającym skrępowaniu przyczepność ulega zniszczeniu przez rozłupanie otuliny. Skrócenie l_b prowadzi do zaangażowania mniejszej objętości betonu i zmniejszenia siły wyrrywającej, co z kolei redukuje składową rozłupującą, skutkując wyrwaniem pręta.

Współpraca pręta z betonem zależy również od stanu naprężenia w elemencie. Przeważająca liczba badań prowadzona jest jednak na próbkach, w których stan naprężenia odbiega od tego, który występuje w rzeczywistych elementach konstrukcyjnych, co ogranicza możliwość zastosowania wyników [1]. Przykładowo, wnioski z testów osiowego wyrwania pręta są często przenoszone na analizę elementów zginanych. Takie podejście opiera się na założeniu, że współpraca zbrojenia z betonem jest niezależna od sposobu obciążenia, co może budzić uzasadnione wątpliwości. Interesujących obserwacji w tym kontekście dostarczają badania LOSBERGA I OLSSONA [134], którzy przeanalizowali wpływ geometrii uźebrowania. Wykazali oni, że różnice w geometrii miały istotne znaczenie w przypadku zniszczenia przez wyrwanie, natomiast przy zniszczeniu przez rozłupanie różnice w uzyskanych siłach przyczepności były niewielkie. Należy jednak zaznaczyć, że wnioski te sformułowano na podstawie eksperymentów przeprowadzonych na różnych typach elementów badawczych: zniszczenie przez wyrwanie uzyskano w teście pull-out, zaś zniszczenie przez rozłupanie – w teście belki z zakotwieniem końcowym (ang. beam-end test, zob. rysunek 2.8a).

2.2.3.3 Położenie pręta

Położenie pręta w elemencie żelbetowym wpływa na przyczepność w kilku aspektach. Pierwszy z nich dotyczy orientacji pręta względem kierunku betonowania. Zagadnienie to badał m.in. REHM [22], który na podstawie testów wyrwania prętów z krótkim zakotwieniem wykazał, że najwyższe naprężenia przyczepności uzyskuje się, gdy kierunek betonowania jest równoległy do osi pręta. Obserwacja ta dotyczyła zarówno prętów gładkich, jak i żebrowanych (zob. rysunek 2.12). Podobne wnioski sformułowali DYBEŁ I KUCHARSKA [135]. Obniżenie przyczepności w przypadku betonowania prostopadłego do osi pręta wynika z sedimentacji i osiadania świeżej mieszanki betonowej, co może prowadzić do powstawania pustek pod prętem [136]. Należy zauważyć, że w praktyce konstrukcyjnej, w przypadku wielu elementów (np. belek), dominującym jest właśnie prostopadły kierunek układania mieszanki względem zbrojenia głównego.



Rysunek 2.12: Wpływ kierunku betonowania na przyczepność według badań REHMA [22].

Kolejny aspekt dotyczy lokalizacji pręta na wysokości przekroju elementu. Po ułożeniu mieszanki betonowej w deskowaniu, pod wpływem grawitacji kruszywo grube ma tendencję do osiadania w dolnej części szalunku. W konsekwencji pręty zlokalizowane w strefie górnej, zwłaszcza w elementach o znacznej wysokości, mogą wykazywać obniżoną przyczepność do betonu. Zjawisko to, znane jako efekt górnych prętów (ang. top-bar effect), jest potęgowane przez migrację części wody zarobowej ku górnej powierzchni (ang. concrete bleeding) i osiadanie plastyczne mieszanki. Zostało to uwzględnione w normach projektowych, takich jak EC2 [N1] czy MC2010 [N3], które wprowadzają rozróżnienie na „dobre” i „słabe/inne” warunki przyczepności przy wyznaczaniu obliczeniowej wytrzymałości przyczepności. Analizy tego zjawiska podjął się CLARK [84], a w późniejszych latach kontynuowali je m.in. JEANTY I IN. [137], SCHIESSL I ZILCH [138] oraz TREZOS I IN. [139]. W Polsce badania w tym zakresie prowadzili DYBEL I IN., którzy analizowali m.in. wpływ wytrzymałości betonu oraz kierunku betonowania (od góry i od dołu) [140]. W kontekście oceny efektu górnego pręta często analizowany jest również wpływ betonu samozagęszczalnego [138, 139, 141], ponieważ jego zdolność do zachowania jednorodności na całej wysokości elementu może minimalizować to niekorzystne zjawisko.

Innym istotnym czynnikiem jest rozstaw prętów w przekroju poprzecznym. Zachowanie odpowiednich odległości między prętami, zarówno w poziomie, jak i w pionie, jest niezbędne do zapewnienia prawidłowych warunków współpracy zbrojenia z betonem. Konieczne jest również zachowanie minimalnej grubości otuliny, zgodnie z wymaganiami dotyczącymi klasy ekspozycji i odporności ogniowej. Rozstaw prętów wpływa na mechanizm zarysowania i zniszczenia przez rozłupanie, co jest związane z interferencją pól naprężeń rozciągających wokół sąsiadujących prętów [15]. Należy również zaznaczyć, że odległość między prętami ma istotny wpływ na rozstaw rys poprzecznych (zob. podrozdział 2.2.2.2).

2.2.3.4 Czynniki wyjątkowe

Współpracę pręta zbrojeniowego z betonem determinują również czynniki o charakterze wyjątkowym, które występują w specyficznych warunkach eksploatacyjnych. W niniejszym podrozdziale omówiono dwa wybrane czynniki: korozję zbrojenia stalowego oraz oddziaływanie ekstremalnych temperatur.

Trwałość konstrukcji żelbetowych jest w dużej mierze uzależniona od oddziaływania środowiska. Niekorzystne czynniki chemiczne i fizyczne mogą prowadzić do degradacji otuliny betonowej. Proces ten jest potęgowany przez obecność nadmiernie rozwartych rys, uszkodzeń mechanicznych lub wysokich naprężeń, które ułatwiają dostęp czynników agresywnych do zbrojenia. Większość stosowanych prętów stalowych nie posiada powłoki antykorozyjnej. Dlatego ochronę przed korozją zapewnia przede wszystkim odpowiednio zaprojektowana otulina, wysoka jakość betonu (określana m.in. przez klasę wytrzymałości, minimalną zawartość cementu i maksymalny wskaźnik wodno-cementowy) oraz kontrola szerokości rys. Wymagania w tym zakresie są uzależnione od klasy ekspozycji, zdefiniowanej w normie EC2 [N1] w oparciu o normę [N12].

Jednym z głównych procesów degradacyjnych jest karbonatyzacja, polegająca na reakcji chemicznej składników cementu z dwutlenkiem węgla pochodzącym z atmosfery. Proces ten zachodzi najintensywniej w warunkach zmiennej wilgotności i prowadzi do obniżenia odczynu pH betonu. Utrata właściwości alkalicznych (spadek pH poniżej 9) narusza pasywną warstwę ochronną na powierzchni stali, co przy obecności wilgoci inicjuje proces korozyjny. Innym czynnikiem inicjującym korozję zbrojenia jest obecność jonów chlorkowych, które również prowadzą do zniszczenia warstwy pasywnej.

Korozja prętów stalowych ma zarówno pozytywny, jak i negatywny wpływ na przyczepność, przy czym stopień tego wpływu różni się w zależności od zaawansowania procesu korozji. Wyniki badań wykazały, że niskie poziomy lub wczesne stadium korozji w prętach zbrojeniowych przyczynia się do poprawy przyczepności. Próbkę zawierającą pręty o niskim stopniu skorodowania wykazywały większą wytrzymałość przyczepności niż próbki z nieskorodowanymi prętami. Wynika to z początkowej chropowatości powstałej w wyniku korozji, co poprawiało współpracę między stalą a betonem, oraz zwiększonego tarcia [142–144]. Efekt ten jest szczególnie zauważalny dla prętów gładkich, których przyczepność do betonu wynika głównie z adhezji i tarcia. Natomiast w sytuacji, gdy korozja jest zaawansowana, przyczepność znacząco się obniża. W niektórych przypadkach może dochodzić do zniszczenia przez

korozję uźebrowania pręta, co skutkuje tym, że pręt zachowuje się jak pręt gładki. Przekłada się to na istotną redukcję przyczepności [145].

Na współpracę pręta z betonem oddziałują również ekstremalne temperatury. W kontekście analizy przyczepności rozróżnia się trzy przypadki: oddziaływanie niskich temperatur, cykliczne zamrażanie i rozmrażanie oraz oddziaływanie temperatur wysokich. MC2010 [N3] odnosi się do wszystkich wymienionych przypadków. Zgodnie z jej wytycznymi, w warunkach niskich temperatur podstawowa wytrzymałość przyczepności nie ulega obniżeniu.

W odniesieniu do cyklicznego zamrażania i rozmrażania MC2010 [N3] wyróżnia dwa mechanizmy zniszczenia betonu: złuszczenie powierzchniowe i uszkodzenia wewnętrzne. Pierwszy z nich prowadzi do redukcji grubości otuliny betonowej. Nośność przyczepności dla prętów żebrowanych nieskrępowanych strzemionami można w takim przypadku oszacować na podstawie badań wytrzymałości betonu na rozciąganie, przeprowadzonych na próbkach pobranych z uszkodzonej konstrukcji. Degradacja przyczepności jest mniej dotkliwa, jeśli pręty są skrępowane zbrojeniem poprzecznym spełniającym odpowiednie wymagania [N3]. Wówczas rezydualna wytrzymałość przyczepności szacowana jest na co najmniej 70% wartości początkowej.

Wysokie temperatury znacząco obniżają wytrzymałość przyczepności prętów żebrowanych do betonu. Zgodnie z MC2010 [N3], w przypadku elementów żelbetowych uszkodzonych w wyniku pożaru, stopień redukcji wytrzymałości przyczepności można przyjąć jako analogiczny do spadku wytrzymałości betonu na rozciąganie. Należy przy tym uwzględnić ewentualną redukcję grubości otuliny spowodowaną złuszczeniem powierzchniowym. Dla prętów gładkich norma ta precyzuje, że w temperaturze 300°C i 500°C wytrzymałość przyczepności spada odpowiednio do 50% i 10% wartości w temperaturze normalnej. Istotny wpływ na przyczepność ma również sposób chłodzenia elementu po ekspozycji na wysoką temperaturę. Z badań przeprowadzonych przez BEDNARKA I IN. [146] wynika, że gwałtowne schłodzenie (np. wodą) prowadzi do większej degradacji przyczepności niż chłodzenie powolne (naturalne). Stopień tej degradacji jest również zależny m.in. od gatunku stali zbrojeniowej.

2.2.3.5 Typ obciążenia

Na konstrukcje inżynierskie działają różne rodzaje obciążeń. Zgodnie z ogólną klasyfikacją obciążeń według Eurokodu 0 [N13] można je podzielić ze względu na: zmienność w czasie (stałe, zmienne, wyjątkowe), pochodzenie (działanie bezpośrednie lub pośrednie), zmienność w przestrzeni (umiejscowione lub nieumiejscowione), charakter (odpowiedź konstrukcji, tj. statyczne lub dynamiczne). Większość analiz nad przyczepnością jest przeprowadzanych z uwzględnieniem obciążeń monotonicznych. Jednakże, jeżeli na element działa obciążenie inne niż obciążenie monotoniczne, wówczas wpływa ono znacząco na charakterystykę współpracy pręta i betonu. Jest to spowodowane tym, że obciążenia te mają znaczący wpływ na wytrzymałość i odkształcalność betonu, które z kolei wpływają na właściwości przyczepności [4]. Powtarzalność obciążenia występuje pod różnymi postaciami, do których zalicza się: obciążenia nisko cykliczne (sejsmiczne i parasejsmiczne) i wysoko cykliczne (zmęczeniowe), tempo obciążania, częstotliwość obciążania, długotrwałe działanie. Podobnie jak w przypadku analizy przyczepności dla obciążeń monotonicznych, tak również dla obciążeń zmiennych w czasie istotne są te same czynniki, które zostały omówione w podrozdziale 2.2 [147].

Zachowanie przyczepności dla obciążeń cyklicznych zależy od przebiegu obciążenia. Możliwe są trzy sytuacje: obciążenie przez wymuszenie poślizgu, wymuszenie przez naprężenie przyczepności, obciążenie działające w przeciwnych kierunkach (siły o zmiennym znaku). Obciążenia cykliczne można podzielić na dwie fazy – fazę obciążenia i fazę odciążenia. Na szczegóły zachowania przyczepności w tych fazach znacząco wpływa typ elementu badawczego. Istotne jest także położenie przekroju, gdzie poślizg pręta względem betonu jest równy zero (lub brak takiego przekroju, jak w próbkach krótkich) [1].

Działanie obciążeń cyklicznych w rzeczywistych elementach konstrukcyjnych niesie za sobą pewne konsekwencje. Po pierwsze, prowadzi do zmniejszenia średnich naprężeń przyczepności na długości przyczepności. Dodatkowo powoduje, że po kilku cyklach wartość szczytowego naprężenia τ_b przesuwa się w kierunku przekroju, w którym przemieszczenie pręta względem betonu wynosi zero lub w kierunku nieobciążonego końca pręta [148]. Zja-

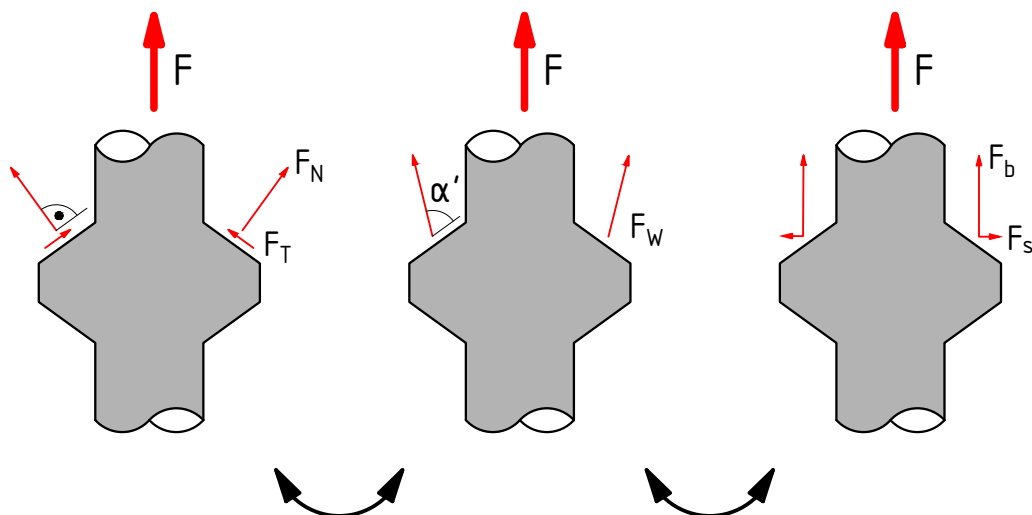
wisko to jest uzależnione od rodzaju elementu badawczego. Po drugie, zwiększa wartość poślizgu, co skutkuje większą szerokością rysy w elemencie. Warto zauważyć, że obciążenia cykliczne nie prowadzą do znacznego pogorszenia wydajności połączenia beton-pręt, ponieważ warunki przyczepności stabilizują się po kilku cyklach, a nie stale się pogarszają. Z obserwacji BALAZSA [149] wynika, że na poziom obciążenia, który powoduje ustabilizowanie poślizgu, wpływa przede wszystkim długość przyczepności.

Inną kwestią jest tempo obciążania elementu. Czynniki te zauważalnie rzutuje na sztywność i wytrzymałość przyczepności. VOS I REINHARDT [150] dowiedli, że przy tempie przyrostu naprężenia przyczepności w czasie τ_b/dt równemu 0,3 MPa/s, wzrost szczytowego naprężenia τ_b wyniósł 2,5 razy w stosunku do wytrzymałości przyczepności przy obciążeniu monotonicznym.

2.3 Mechanizm przyczepności

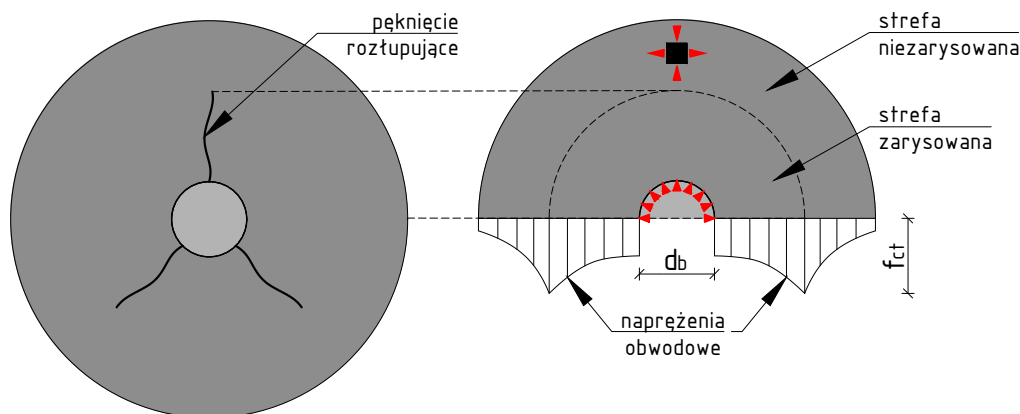
2.3.1 Składowe wypadkowej siły przyczepności

Obecnie stosowane pręty zbrojeniowe uzyskują przyczepność do betonu przede wszystkim dzięki użebrowaniu, które umożliwia mechaniczne zazębienie pręta w otaczającym go materiale. Gdy na pręt działa siła, jego żebra wywierają nacisk na beton, generując wypadkową siłę przyczepności F_W . Jest ona sumą geometryczną dwóch składowych: siły nacisku F_N , działającej prostopadle do powierzchni żebra, oraz siły tarcia F_T , równoległej do tej powierzchni. Siła F_W tworzy z powierzchnią żebra kąt α' mniejszy od 90° , co wynika z obecności siły tarcia F_T . Wartość tego kąta zależy od wielkości siły przyłożonej do pręta. Wypadkową siłę przyczepności można rozłożyć na dwie składowe: równoległą do osi pręta F_b oraz prostopadłą do niej F_s . Składowa F_b generuje naprężenia przyczepności τ_b , które przeciwdziałają sile działającej na pręt. Z kolei składowa F_s , nie uczestnicząc bezpośrednio w przenoszeniu siły osiowej, wywołuje w betonie naprężenia rozciągające, mogące prowadzić do rozłupania otuliny. Powyższy opis został zilustrowany na rysunku 2.13.



Rysunek 2.13: Składowe wypadkowej siły przyczepności działające na beton.

Działanie dążące do rozłupania betonu można przyrównać do pręta otoczonego betonową rurą, która poddawana jest rozciąganiu obwodowemu od wewnątrz przez naprężenia działające analogicznie do ciśnienia hydrostatycznego [151]. Gdy naprężenia te przekroczą wytrzymałość betonu na rozciąganie, powstają pęknięcia rozłupujące, które propagują od pręta w kierunku zewnętrznej powierzchni betonu. Rysunek 2.14 ilustruje to zjawisko wraz z przykładowym rozkładem naprężeń obwodowych. Kwestia ta została szerzej omówiona w podrozdziale 2.4.2.



Rysunek 2.14: Naprężenia w betonowym otuleniu pręta spowodowane siłą F_s - opracowanie własne.

To, czy pęknięcia rozłupujące dotrą do zewnętrznej powierzchni elementu i w konsekwencji doprowadzą do zniszczenia przyczepności, zależy głównie od stopnia skrępowania pręta w betonie. Do czynników determinujących ten stopień należą: grubość betonowego otulenia pręta, zbrojenie poprzeczne, naprężenia ściskające/rozciągające oraz długość zakotwienia (zob. podrozdział 2.2.3.1). Przy silnym skrępowaniu pręta kluczową rolę w procesie zniszczenia przyczepności odgrywa składowa F_b , powodująca ścinanie betonu między żebrami, co skutkuje wyrwaniem pręta z betonu (ang. pull-out failure, POT; w dalszej części pracy nazywane wyrwaniem).

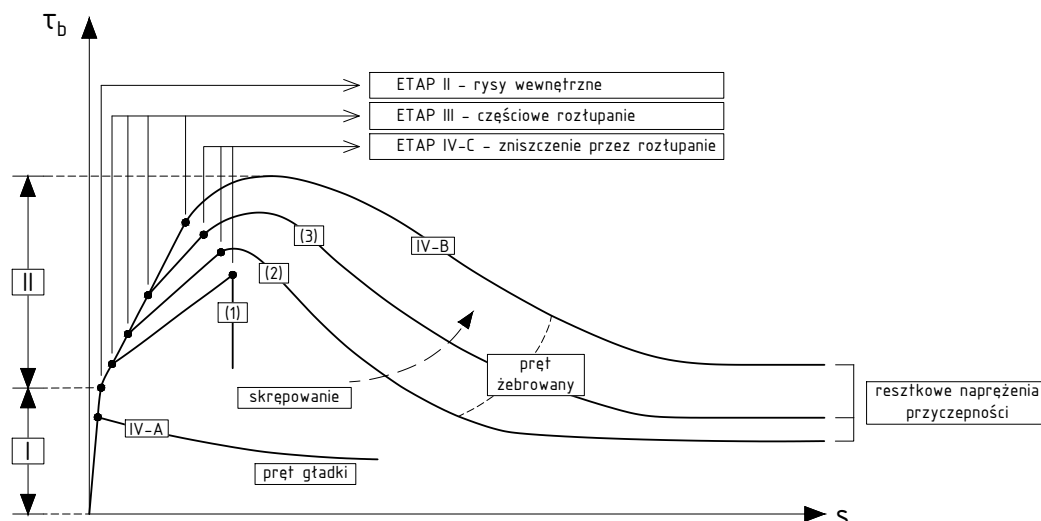
W przypadku niewystarczającego skrępowania decydującą rolę w mechanizmie zniszczenia odgrywa siła rozłupująca F_s . Pęknięcia osiągają wówczas zewnętrzną powierzchnię elementu, prowadząc do znacznego osłabienia lub całkowitej utraty przyczepności. Nagła i całkowita utrata przyczepności jest klasyfikowana jako zniszczenie przez rozłupanie otuliny (ang. splitting failure, SF; w dalszej części pracy nazywane rozłupaniem).

Natomiast częściowa utrata przyczepności jest definiowana jako zniszczenie rozłupująco-wyrwujące (ang. combined failure, CF; w dalszej części pracy nazywane typem mieszanym). Pojawienie się rysy rozłupującej powoduje wówczas „rozluźnienie” pręta w betonie, co prowadzi do gwałtownego spadku naprężeń na krzywej zależności $\tau_b - s$ po osiągnięciu szczytowego naprężenia przyczepności. Nie następuje jednak całkowita utrata przyczepności, charakterystyczna dla zniszczenia SF. Kształt krzywej przyczepność-poślizg dla zniszczenia CF przypomina przebieg charakterystyczny dla mechanizmu wyrwania.

W praktyce inżynierskiej zniszczenie przyczepności typu mieszanego występuje znacznie częściej niż czyste formy wyrwania czy rozłupania. Wynika to między innymi z faktu, że w rzeczywistych konstrukcjach obciążenie nie jest przykładane bezpośrednio do pręta, a grubość otuliny jest zazwyczaj mniejsza od wartości stosowanych w eksperymentach, szczególnie tych prowadzonych na próbkach z krótkim zakotwieniem, w których w zdecydowanej większości przypadków pręt jest zlokalizowany w centralnej części bloku. W takiej sytuacji nie występuje dysproporcja w grubości otuliny, co rzutuje na typ zniszczenia przyczepności.

2.3.2 Etapy mechanizmu przyczepności

Niezależnie od typu zniszczenia kontaktu pręta z betonem, mechanizm przyczepności przebiega podobnie do momentu osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności, a późniejsze różnice biorą się z poziomu skrępowania pręta. Dlatego wyszczególniono cztery etapy współpracy zbrojenia z betonem [4, 152], które opierają się na zjawiskach tworzących przyczepność. Przedstawiono je graficznie na rysunku 2.15 za pomocą krzywych przyczepność-poślizg dla różnego skrępowania pręta.



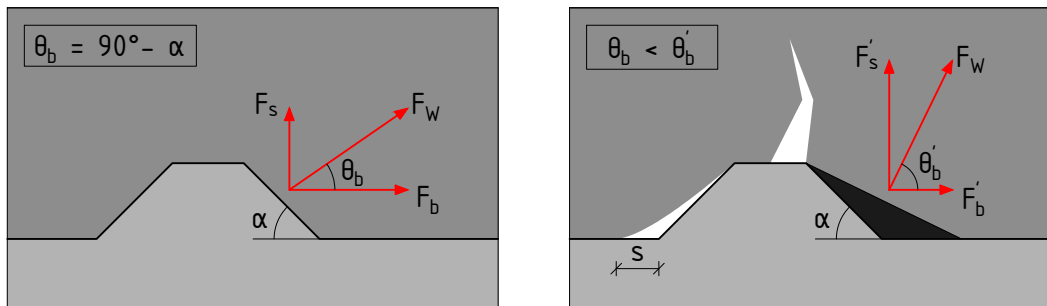
Rysunek 2.15: Krzywe $\tau_b - s$ z oznaczeniem poszczególnych etapów mechanizmu przyczepności na podstawie [153].

ETAP I jest związany z przyczepnością pierwotną. Charakteryzuje ją brak zarysowań w betonie spowodowanych współpracą z prętem (zgodność odkształceń w obu materiałach) oraz niskie wartości naprężenia przyczepności (ok. 20-80% wytrzymałości betonu na rozciąganie – niższe wartości przedziału odpowiadają prętowi gładkiemu, zaś wyższe prętowi żebrowanemu). Przyczepność pierwotna wynika z działania adhezji i tarcia. Zależność przyczepność-poślizg dla etapu I jest liniowa. Pomimo działania przyczepności pierwotnej, poślizg jest niezerowy. Wynika to ze specyfiki interpretacji poślizgu w badaniach, z których otrzymuje się lokalną krzywą przyczepność-poślizg (zob. podrozdział 2.1.2.2). Etap ten kończy pierwszą fazę pracy zbrojenia zakotwionego w betonie.

ETAP II inicjuje przyczepność wtórną, czyli drugą fazę pracy zbrojenia zakotwionego w betonie. Zanika adhezja, a główną rolę w przekazywaniu obciążenia zaczyna odgrywać docisk żeber do betonu (ang. bearing action) wywołany wypadkową siłą przyczepności F_W . Działa również tarcie, które w niewielkim stopniu wpływa na przyczepność pręta żebrowanego. Docisk żeber wywołuje poprzeczne rysy wewnętrzne przy krawędzi żeber, które zwiększają poślizg [95]. Jednak ze względu na stosunkowo niewielkie obciążenie pręta, zazębienie żeber pozostaje ograniczone i nie dochodzi do rozłupania betonowej otuliny. Ponadto, przyczepności wtórnej towarzyszy przewężenie zbrojenia pod wpływem zwiększających się naprężeń [15]. Relacja przyczepność-poślizg z początkiem etapu II staje się nieliniowa.

ETAP III dotyczy rozwoju wzdłużnych pęknięć rozłupujących (zob. rysunek 2.14). Pęknięcia te są efektem działania siły F_s . Rozłupywanie betonu rozchodzi się promieniście od pręta, co dodatkowo jest wzmacniane przez działanie klinujące od zmiażdżonego betonu w czole żeber (ang. wedging action), powstałe w wyniku stale rosnącego docisku żeber od obciążenia pręta. Miażdżenie betonu w czole żeber powoduje zmianę kąta nachylenia wypadkowej F_W (θ_b), a co za tym idzie zwiększenie udziału składowej F_s kosztem składowej F_b (rysunek 2.16). Kąt θ_b nie jest stały, ponieważ zmienia się wraz z przyrostem obciążenia i postępowaniem miażdżenia, z tendencją do penetrowania ciągłej przestrzeni między żebrami. Otulina wywiera działanie krępujące na pręt i próbuje równoważyć rozciągające naprężenia rozłupujące przez naprężenia obwodowe w betonie. Krzywa przyczepność-poślizg staje się bardziej nieliniowa w stosunku do etapu II, z uwagi na coraz szybszy przyrost poślizgu pręta.

ETAP IV jest ostatnim etapem mechanizmu przyczepności. W przypadku zniszczenia przez wyrwanie, pręt zostaje wysunięty z betonu. Natomiast jeżeli zniszczenie nastąpi przez rozłupanie, wówczas przyczepność może zostać zniszczona nagle i całkowicie lub może zostać jedynie osłabiona. Wszystko zależy od tego, jaki poziom skrepowania pręta w betonie występuje w danym przypadku. Z przedstawionych etapów mechanizmu przyczepności wynika, że na podstawie kształtu krzywej przyczepność-poślizg można wywnioskować, co działo się na styku pręt-beton podczas eksperymentu.



Rysunek 2.16: Zmiana kąta nachylenia siły F_W działającej na beton spowodowana miażdżeniem betonu w czole żebra - opracowanie własne.

2.3.3 Pręt gładki

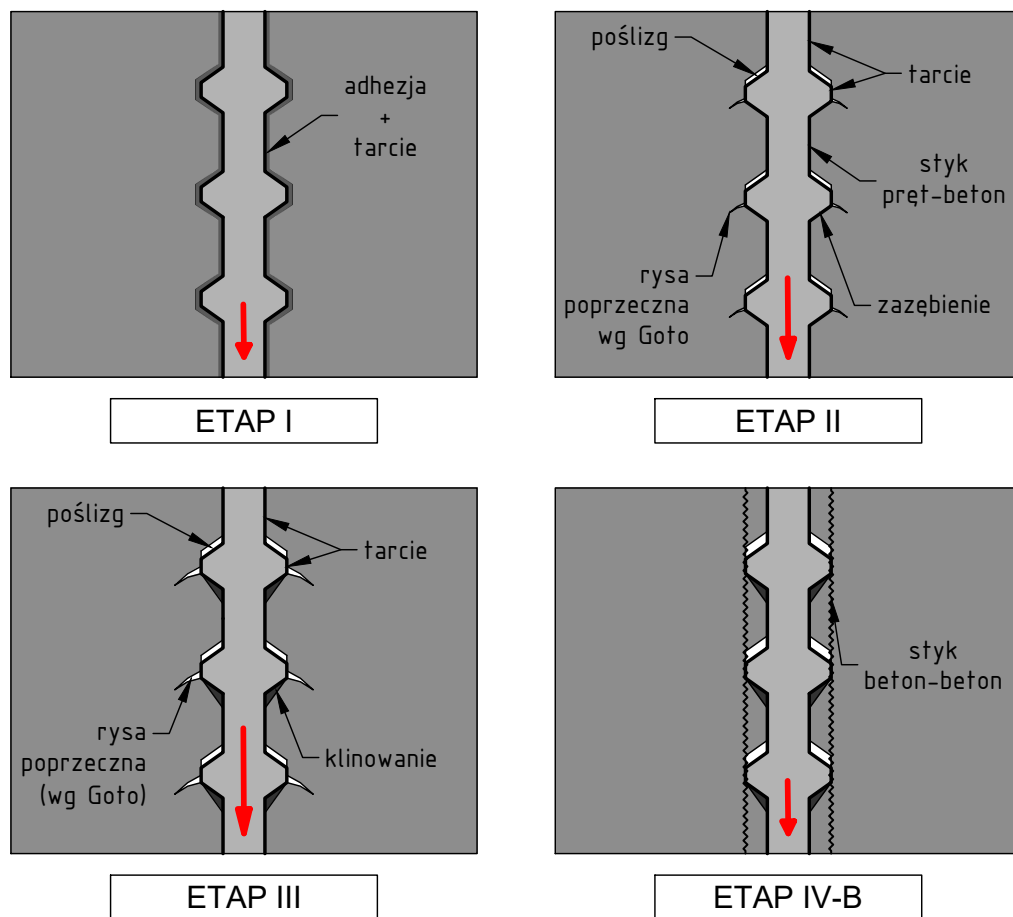
Przyczepność pręta gładkiego do betonu charakteryzuje się ograniczoną wydajnością, która wynika wyłącznie z dwóch zjawisk: adhezji oraz tarcia. Proces ten różni się znacząco od mechanizmu występującego dla prętów żebrowanych (rysunek 2.15).

Adhezja w prętach gładkich ulega zerwaniu wcześniej niż w prętach żebrowanych. Po jej zniszczeniu, odpowiedzialność za dalsze przenoszenie siły przejmuje tarcie, którego skuteczność zostaje wzmocniona przez dodatkowe czynniki: skurcz betonu, chropowatość powierzchni pręta oraz ewentualne poprzeczne naprężenia ściskające. W miarę zwiększania się poślizgu, efektywność tarcia stopniowo maleje na skutek postępującego zużycia powierzchni styku. Proces ten prowadzi do redukcji współczynnika tarcia poprzez wygładzenie powierzchni kontaktu. Finalnie dochodzi do zniszczenia przyczepności poprzez wyrwanie pręta z betonu.

Mechanizm przyczepności pręta gładkiego obejmuje jedynie dwa etapy: etap I, związany z działaniem adhezji, oraz etap IV-A, odpowiadający za tarcie po zerwaniu początkowo działających sił adhezji (zob. rysunek 2.15).

2.3.4 Pręt żebrowany – wyrwanie

Do zniszczenia przyczepności poprzez wyrwanie pręta żebrowanego z betonu dochodzi, gdy zapewniony jest odpowiednio wysoki stopień skrępowania zbrojenia oraz wystarczająca odporność żeber na ścinanie. W takich warunkach ewentualne pęknięcia rozłupujące, rozwijające się w etapie III, zostają ograniczone w betonowej otulinie i nie propagują do jej zewnętrznej powierzchni. Po przekroczeniu szczytowego naprężenia przyczepności inicjowane jest ścinanie betonu międzyżebrowego (ang. shearing-off), co rozpoczyna proces utraty mechanicznego zazębienia pręta. Etap ten, oznaczony na rysunku 2.15 jako IV-B, prowadzi do kilku konsekwencji. Po pierwsze, skutkuje spadkiem naprężeń przyczepności, a po drugie – znacznym przyrostem poślizgu. Po trzecie, gdy wartość poślizgu osiągnie wielkość równą rozstawowi żeber, charakter pracy na styku zmienia się z interakcji pręt–beton na interakcję beton–beton [N2, N3]. Oznacza to, że przyczepność jest wówczas generowana wyłącznie przez tarcie pomiędzy betonem wypełniającym przestrzeń międzyżebrową a otaczającym go ośrodkiem. Naprężenia przyczepności stabilizują się wtedy na niemal stałym poziomie, zwanym naprężeniem resztkowym (rezydualnym) $\tau_{b,f}$ (w rzeczywistości ich wartość nieznacznie maleje wskutek degradacji powierzchni styku, analogicznej do zjawiska obserwowanego w przypadku prętów gładkich). Etapy mechanizmu przyczepności prowadzące do zniszczenia przez wyrwanie zilustrowano na rysunku 2.17.

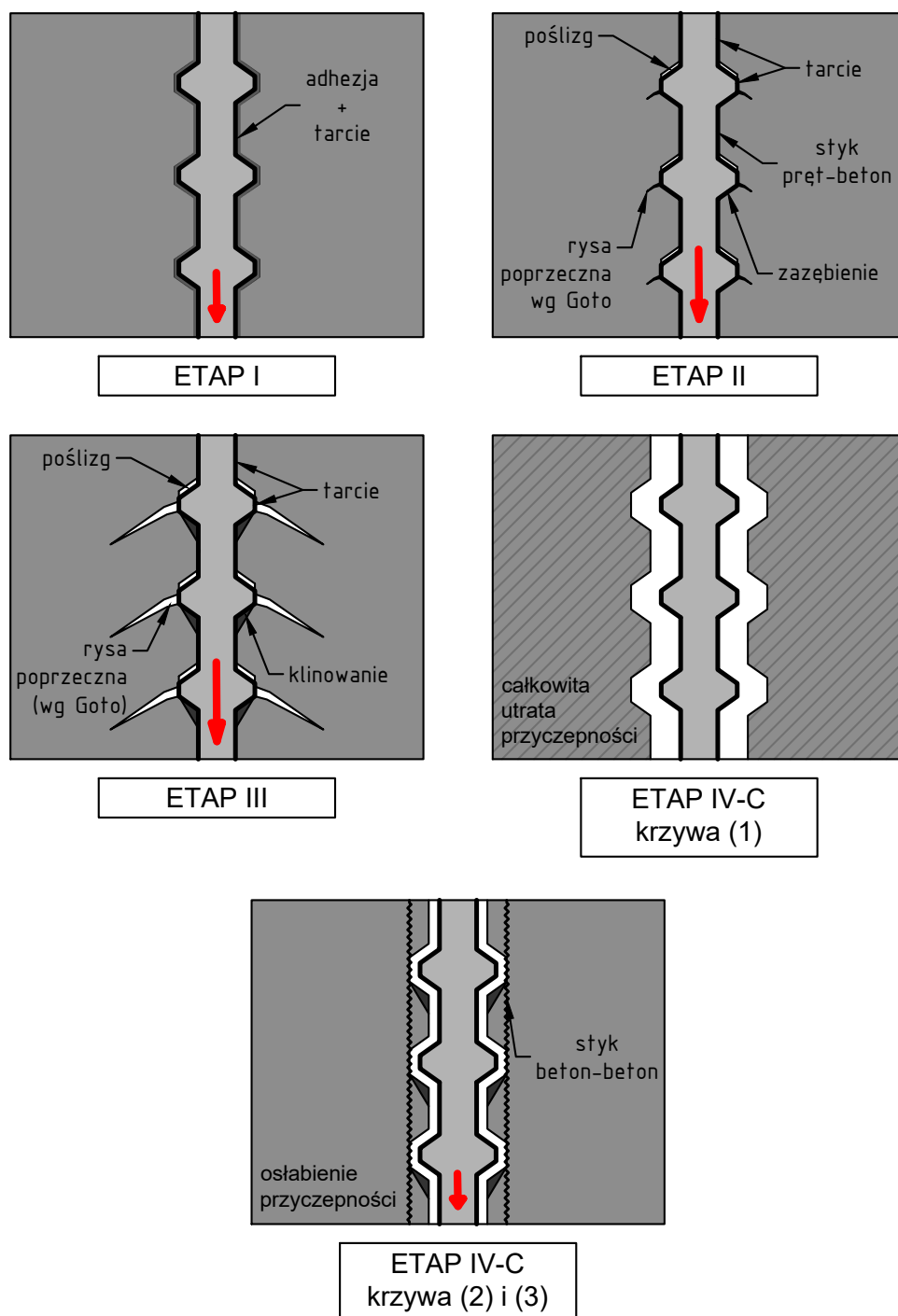


Rysunek 2.17: Etapy mechanizmu przyczepności pręta żebrowanego dla zniszczenia przez wyrwanie - opracowanie własne.

2.3.5 Pręt żebrowany – rozłupanie

Analiza krzywych przedstawionych na rysunku 2.15 wskazuje, że do zniszczenia przyczepności przez rozłupanie dochodzi, gdy stopień skrępowania pręta zbrojeniowego jest niewystarczający, aby zatrzymać propagację pęknięć rozłupujących ku zewnętrznej powierzchni elementu. Na wspomnianym rysunku zilustrowano trzy krzywe zależności przyczepność-poślizg (oznaczone jako etap IV-C), które odpowiadają temu mechanizmowi zniszczenia. Każda z nich odzwierciedla inny stopień skrępowania pręta: krzywa (1) reprezentuje przypadek o najniższym, a krzywa (3) – o najwyższym stopniu skrępowania. Można zaobserwować istotną prawidłowość: wraz ze wzrostem stopnia skrępowania rośnie wartość szczytowego naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$.

Analizowane krzywe różnią się także charakterem przebiegu. Dla krzywej (1) po osiągnięciu naprężenia szczytowego następuje gwałtowna i całkowita utrata przyczepności, co stanowi przykład kruchego zniszczenia przez rozłupanie. Z kolei przebieg krzywych (2) i (3) jest zbliżony do charakterystyki obserwowanej przy wyrwaniu pręta, co wskazuje na wystąpienie mieszanego mechanizmu zniszczenia. Mechanizm przyczepności prowadzący do zniszczenia przez rozłupanie, obejmujący etapy rozwoju pęknięć i ich wpływ na utratę nośności, został pokazany na rysunku 2.18.



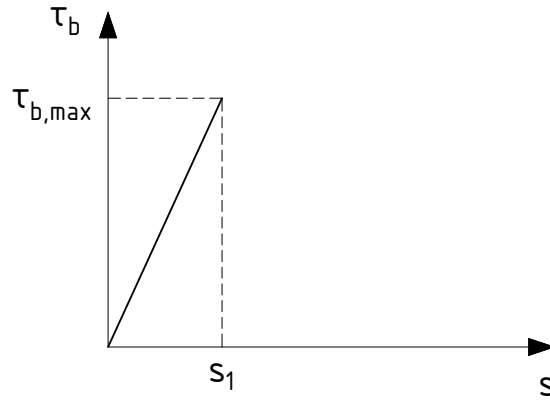
Rysunek 2.18: Etapy mechanizmu przyczepności pręta żebrowanego dla zniszczenia przez rozłupanie - opracowanie własne.

2.4 Modele przyczepności

2.4.1 Krzywe przyczepność-poślizg

Krzywa przyczepność-poślizg jest podstawową zależnością charakteryzującą współpracę pręta zbrojeniowego z betonem. Według REHMA relacja $\tau_b - s$ jest prawem przyczepności, analogicznie jak krzywa naprężenie-odkształcenie dla betonu czy stali [22]. Dzięki interpretacji zależności przyczepność-poślizg można wywnioskować, co dzieje się na styku pręta i betonu oraz wyróżnić poszczególne etapy pracy połączenia (zob. podrozdział 2.3). Krzywa $\tau_b - s$ jest głównym rezultatem testu pull-out. Za pomocą tego badania możliwe jest formułowanie i kalibrowanie modeli i funkcji przyczepności, czyli ustalanie matematycznych zależności między naprężeniem przyczepności a wybranymi czynnikami, które rzutują na współpracę zbrojenia i betonu.

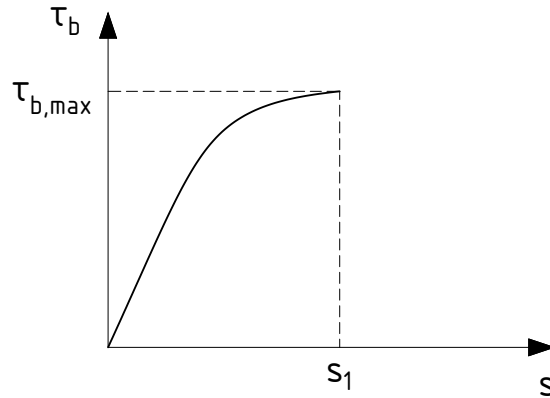
Krzywą $\tau_b - s$ można opisać za pomocą różnego rodzaju funkcji. LUTZ I GARGELY [94] (rysunek 2.19) wykorzystali do tego celu liniową relację przyczepność-poślizg zapisaną wzorem (2.19).



Rysunek 2.19: Krzywa przyczepność-poślizg według LUTZA I GARGELY'EGO [94].

$$\tau_b(s) = A \cdot s, \quad (2.19)$$

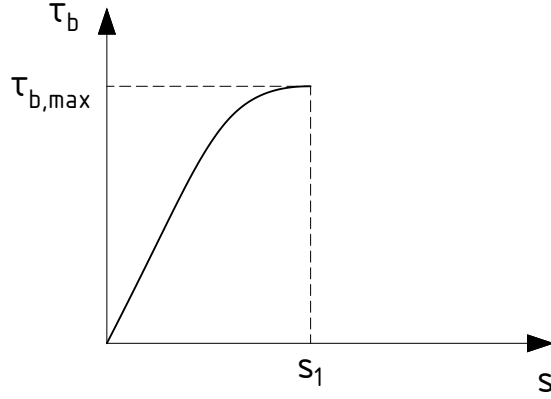
gdzie A jest tutaj wartością stałą. REHM [22] (rysunek 2.20) opisał relację przyczepność-poślizg za pomocą funkcji potęgowej daną wzorem (2.20).



Rysunek 2.20: Krzywa przyczepność-poślizg według REHMA [22].

$$\tau_b(s) = (As^\alpha \pm Bs)f_c, \quad (2.20)$$

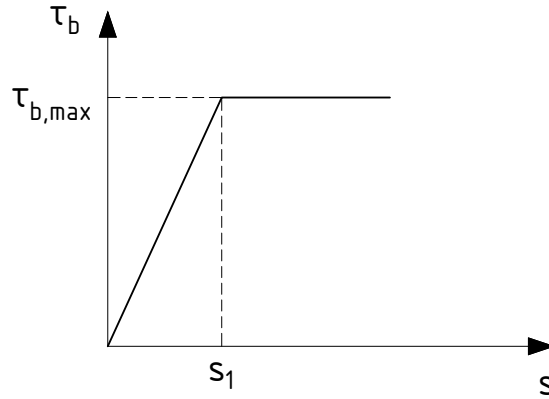
gdzie A , B , α są tutaj stałymi teoretycznymi lub eksperymentalnymi. Podobne funkcje sformułowali także NOAKOWSKI [154], oraz VANDEWALLE [155]. NILSON [156, 157] (rysunek 2.21) zaś posłużył się wielomianem trzeciego stopnia – wzór (2.21).



Rysunek 2.21: Krzywa przyczepność-poślizg według NILSONA [156, 157].

$$\tau_b(s) = As^3 + Bs^2 + Cs, \quad (2.21)$$

gdzie A , B , C są tutaj stałymi przyjmującymi wartości kolejno: 852,2; -58,4; 998,4. Jednak najczęściej wykorzystywanym typem krzywej opisującej przebieg przyczepności jest funkcja złożona. Wówczas opis krzywej przyczepność-poślizg zależy od wybranego zakresu poślizgu. Z najprostszego sposobu skorzystał TANNER [158] (rysunek 2.22), który zastosował funkcję bilinearną.



Rysunek 2.22: Krzywa przyczepność-poślizg według TANNERA [158].

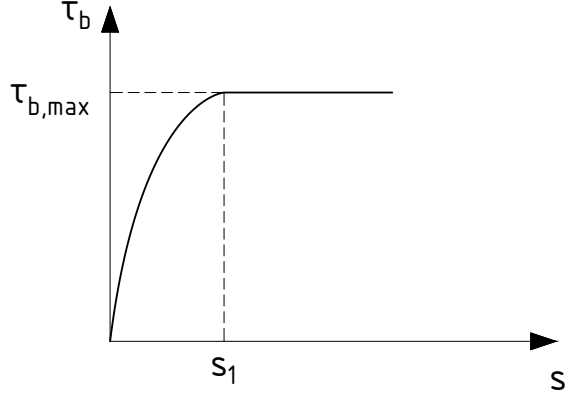
Dla przedziału $0 \leq s \leq s_1$ funkcja $\tau_b(s)$ przyjmuje postać:

$$\tau_b(s) = As. \quad (2.22a)$$

Natomiast dla przedziału $s > s_1$:

$$\tau_b(s) = \tau_{b,max}, \quad (2.22b)$$

gdzie A jest tutaj wartością stałą. Podobną propozycję wysunął DÖRR [159] (rysunek 2.23), który zaproponował zbliżoną krzywą do TANNERA, z tą różnicą, że przed osiągnięciem szczytowego naprężenia przyczepności zależność przyczepność-poślizg jest opisywana wielomianem trzeciego stopnia.



Rysunek 2.23: Krzywa przyczepność-poślizg według DÖRRA [159].

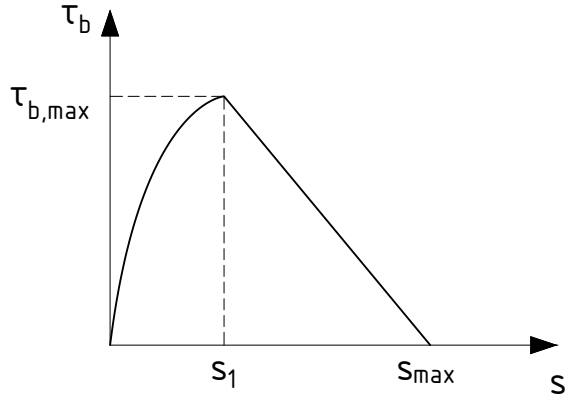
Dla zakresu $0 \leq s \leq s_1$ funkcja $\tau_b(s)$ wygląda następująco:

$$\tau_b(s) = \left[A \left(\frac{s}{s_1} \right) - B \left(\frac{s}{s_1} \right)^2 + C \left(\frac{s}{s_1} \right)^3 \right] f_{ct}. \quad (2.23a)$$

Zaś dla zakresu poślizgu $s > s_1$ przyjmuje ona formę:

$$\tau_b(s) = 1.9 f_{ct}, \quad (2.23b)$$

gdzie A, B, C są tutaj stałymi o wartości kolejno: 5,0; 4,5; 1,4. HASKETT I IN. [160] (rysunek 2.24) wykorzystali funkcję potęgową przed osiągnięciem szczytowego naprężenia przyczepności, a po przekroczeniu poślizgu równego $s_1 = 1,5$ mm, odpowiadającego $\tau_{b,max}$, krzywa $\tau_b - s$ jest malejącą funkcją liniową, która ostatecznie osiąga zerową wartość naprężenia przyczepności dla s_{max} równego 15 mm.



Rysunek 2.24: Krzywa przyczepność-poślizg według HASKETTA I IN. [160].

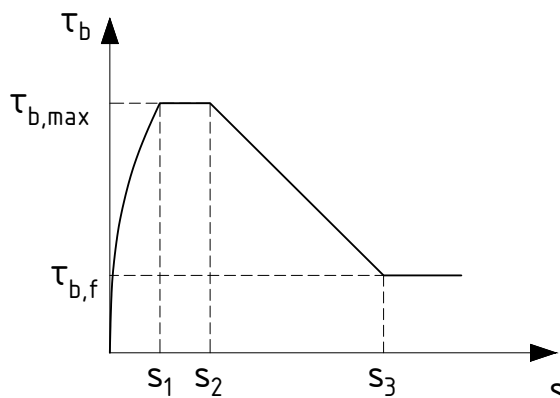
Dla $0 \leq s \leq s_1$:

$$\tau_b(s) = \tau_{b,max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^{0,4}, \quad (2.24a)$$

gdzie $\tau_{b,max} = 2,5\sqrt{f_{cm}}$. Natomiast dla $s_1 < s \leq s_{max}$:

$$\tau_b(s) = \frac{\tau_{b,max}}{s_1 - s_{max}} (s - s_{max}). \quad (2.24b)$$

Jedną z najczęściej wykorzystywanych funkcji złożonych do opisu zachowania przyczepności jest ta opracowana przez BERTERO, POPOVA I ELIGEHAUSENA (znana także jako model B.P.E.) [89] (rysunek 2.25).



Rysunek 2.25: Krzywa przyczepność-poślizg według BERTERO, POPOVA I ELIGEHAUSENA (model B.P.E.) [89].

Krzywa $\tau_b(s)$ jest opisana następującymi wzorami:

dla $0 \leq s \leq s_1$:

$$\tau_b(s) = \tau_{b,\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \quad (2.25a)$$

dla $s_1 \leq s \leq s_2$:

$$\tau_b(s) = \tau_{b,\max}, \quad (2.25b)$$

dla $s_2 \leq s \leq s_3$:

$$\tau_b(s) = \tau_{b,\max} - (\tau_{b,\max} - \tau_{b,f}) \cdot \frac{(s - s_2)}{(s_3 - s_2)}, \quad (2.25c)$$

dla $s > s_3$:

$$\tau_b(s) = \tau_{b,f}. \quad (2.25d)$$

Model B.P.E. został zaadaptowany i rozszerzony przez pre-normy Model Code. W MC1990 [N2] parametry modelu podzielono ze względu na typ zniszczenia przyczepności oraz na warunki przyczepności: „dobre” lub „inne”. Wpływa to na wartość poślizgów oraz na formułę obliczania szczytowego i resztkowego naprężenia przyczepności. Parametry te zostały zebrane w tabeli 2.3.

Tabela 2.3: Parametry modelu przyczepności według MC1990 [N2].

	zniszczenie przez wyrwanie		zniszczenie przez rozłupanie	
	dobrze warunki przyczepności	inne warunki przyczepności	dobrze warunki przyczepności	inne warunki przyczepności
s_1	1,0 mm	1,0 mm	0,6 mm	0,6 mm
s_2	3,0 mm	3,0 mm	0,6 mm	0,6 mm
s_3	c_{clear}	c_{clear}	1,0 mm	2,5 mm
α	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{b,\max}$	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$	$2,0\sqrt{f_{cm}}$	$1,0\sqrt{f_{cm}}$
$\tau_{b,f}$	$0,4\tau_{b,\max}$	$0,4\tau_{b,\max}$	$0,15\tau_{b,\max}$	$0,15\tau_{b,\max}$

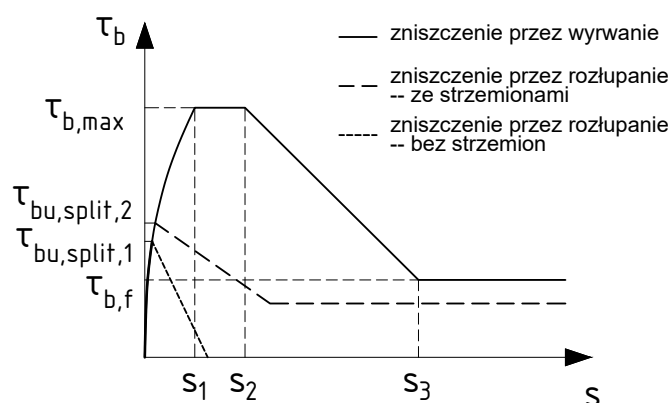
Model przyczepności przedstawiony w MC2010 [N3] wprowadza dodatkowe rozróżnienia w stosunku do modelu z MC1990 [N2]. W odniesieniu do zniszczenia przez rozłupanie wyróżniono w nim dwa przypadki: z uwzględnieniem skrępowania pręta strzemionami oraz przy jego braku. Modyfikacja ta pociągnęła za sobą istotne zmiany w modelu. Dla każdego z tych przypadków zdefiniowano odrębną krzywą przyczepność-poślizg. W przypadku pręta skrępowanego strzemionami krzywa, analogicznie do mechanizmu wyrwania, uwzględnia fazę naprężeń resztkowych, co wskazuje, że rozłupanie prowadzi do osłabienia, a nie do całkowitej utraty przyczepności. Natomiast przy braku skrępowania następuje gwałtowny spadek

naprężeń do zera, oznaczający całkowite zniszczenie styku pręt–beton. Oba przypadki różnią się również szczytowymi naprężeniami przyczepności oraz odpowiadającymi poślizgami – dla pręta skrupowanego strzemionami obie te wielkości przyjmują wyższe wartości.

Model przyczepności w MC2010 [N3] jest stosowany wyłącznie w przypadkach, w których naprężenia w stali zbrojeniowej nie przekraczają jej granicy plastyczności ($\sigma_s < f_y$). Niemniej norma ta przewiduje możliwość uwzględnienia wpływu plastycznej pracy stali (Ω_y), docisku poprzecznego ($\Omega_{p,tr}$), podłużnego zarysowania (Ω_{cr}) oraz obciążenia cyklicznego (Ω_{cyc}). W takiej sytuacji naprężenia przyczepności, obliczane na podstawie wzorów (2.25a)–(2.25d), należy zmodyfikować zgodnie z następującą formułą:

$$\tau_{b,m} = \tau_b \cdot \Omega_y \cdot \Omega_{p,tr} \cdot \Omega_{cr} \cdot \Omega_{cyc}. \quad (2.26)$$

Krzywe modelu przyczepności MC2010 [N3] pokazano na rysunku 2.26, natomiast parametry tych krzywych zestawiono w tabeli 2.4 dla zniszczenia przyczepności przez wyrwanie i w tabeli 2.5 dla zniszczenia przez rozłupanie.



Rysunek 2.26: Krzywe przyczepność-poślizg według MC2010 [N3].

Tabela 2.4: Parametry modelu przyczepności według MC2010 [N3] dla zniszczenia przez wyrwanie.

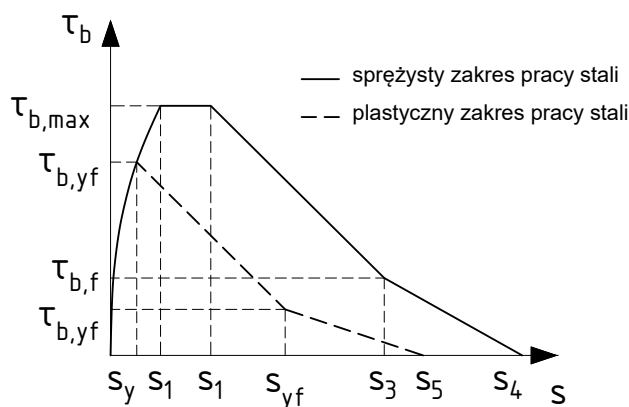
	dobry warunki przyczepności	inne warunki przyczepności
$\tau_{b,max}$	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$
$\tau_{bu,split}$	nd.	nd.
s_1	1,0 mm	1,8 mm
s_2	2,0 mm	3,6 mm
s_3	c_{clear}	c_{clear}
α	0,4	0,4
$\tau_{b,f}$	$0,4\tau_{b,max}$	$0,4\tau_{b,max}$

Tabela 2.5: Parametry modelu przyczepności według MC2010 [N3] dla zniszczenia przez rozłupanie.

	dobry warunki przyczepności		inne warunki przyczepności	
	bez strzemion	ze strzemionami	bez strzemion	ze strzemionami
$\tau_{b,max}$	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$
$\tau_{bu,split}$	$7,0(f_{cm}/25)^{0,25}$	$8,0(f_{cm}/25)^{0,25}$	$5,0(f_{cm}/25)^{0,25}$	$5,5(f_{cm}/25)^{0,25}$
s_1	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$
s_2	s_1	s_1	s_1	s_1
s_3	$1,2s_1$	$0,5c_{clear}$	$1,2s_1$	$0,5c_{clear}$
α	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{b,f}$	0	$0,4\tau_{b,max}$	0	$0,4\tau_{b,max}$

W okresie między publikacją MC1990 [N2] a MC2010 [N3] własną propozycję modelu przyczepności przedstawili HUANG I IN. [161]. Model ten, choć bazuje na założeniach zbliżonych do MC1990 [N2], wprowadza kilka istotnych modyfikacji.

Po pierwsze, uwzględnia on wpływ rodzaju betonu – zwykłego lub wysokiej wytrzymałości – poprzez zróżnicowanie wartości poślizgów odpowiadających szczytowym naprężeniom przyczepności. Po drugie, model ten ogranicza się wyłącznie do analizy zniszczenia przez wyrywanie pręta. Po trzecie, wprowadzono w nim dwie odrębne krzywe przyczepność-poślizg: jedną dla stali pracującej w zakresie sprężystym, a drugą dla stali uplastycznionej. Pierwszy przypadek odnosi się do próbek z krótką strefą zakotwienia, zakładając, że siły są zbyt małe, by wywołać naprężenia przekraczające granicę plastyczności. Uplastycznienie stali występuje natomiast w prętach o dużej długości zakotwienia, co wiąże się z analizą przyczepności w ujęciu globalnym, a nie lokalnym. Oznacza to, że na całej długości zakotwienia poszczególne etapy mechanizmu przyczepności nie występują jednocześnie. Zastosowanie krzywej dla zakresu plastycznego wymaga zatem interpretacji globalnej odpowiedzi układu pręt-beton, co stanowiło kluczowy przedmiot analiz autorów modelu. Po czwarte, w odróżnieniu od modeli zawartych w MC1990 [N2] i MC2010 [N3], faza naprężeń resztkowych jest opisywana liniową funkcją malejącą, a nie – jak w podejściach normowych – wartością stałą $\tau_{b,f}$. Krzywe przyczepności według modelu HUANGA I IN. [161] przedstawiono na rysunku 2.27, a odpowiadające im parametry zestawiono w tabeli 2.6.

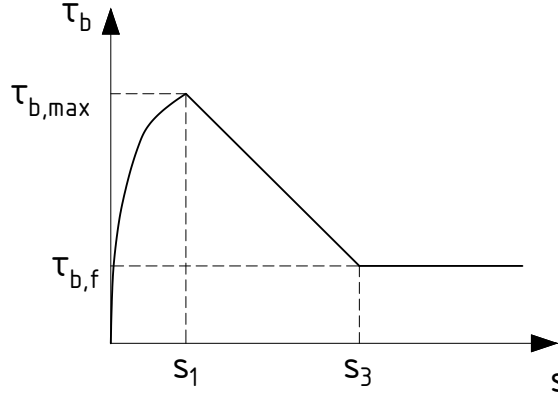


Rysunek 2.27: Krzywe przyczepność-poślizg według HUANGA I IN. [161].

Tabela 2.6: Parametry modelu przyczepności według HUANGA I IN. [161].

	Beton zwykły		Beton wysokiej wytrzymałości	
	Dobre warunki	Inne warunki	Dobre warunki	Inne warunki
s_1	1,0 mm	1,0 mm	0,5 mm	0,5 mm
s_2	3,0 mm	3,0 mm	1,5 mm	1,5 mm
s_3	c_{clear}	c_{clear}	c_{clear}	c_{clear}
s_4	$3c_{clear}$	$3c_{clear}$	$3c_{clear}$	$3c_{clear}$
α	0,4	0,4	0,3	0,3
$\tau_{b,max}$	$0,45f_{cm}$	$0,225f_{cm}$	$0,45f_{cm}$	$0,225f_{cm}$
$\tau_{b,f}$	$0,4\tau_{b,max}$	$0,4\tau_{b,max}$	$0,4\tau_{b,max}$	$0,4\tau_{b,max}$
s_{yf}	$s_y + 2,5 \text{ mm}$	$s_y + 2,5 \text{ mm}$	$s_y + 0,25 \text{ mm}$	$s_y + 0,25 \text{ mm}$
s_5	$2c_{clear}$	$2c_{clear}$	$2c_{clear}$	$2c_{clear}$
$\tau_{b,yf}$	$0,2\tau_{b,max}$	$0,2\tau_{b,max}$	$0,2\tau_{b,max}$	$0,2\tau_{b,max}$

Mimo że przeprowadzono liczne badania eksperymentalne dotyczące przyczepności prętów FRP do betonu, opublikowano stosunkowo niewiele prac poświęconych modelom uwzględniających tego typu materiału [162]. Jednym z takich modeli jest propozycja opracowana przez COSENZĘ, MANFREDIEGO I REALFONZA [163], znana jako model C.M.R. lub model dwugałęziowy (rysunek 2.28).



Rysunek 2.28: Krzywa przyczepność-poślizg według COSENZA, MANFREDIEGO I REALFONZA [163].

Model C.M.R. stanowi modyfikację koncepcji ELIGEHAUSENA I IN. [89], dostosowaną do specyfiki zbrojenia niemetalicznego. Kluczową zmianą w tym modelu jest rezygnacja z fazy stabilizacji dla szczytowego naprężenia przyczepności. Początkowo gałąź wznoszącą opisywano, analogicznie do modelu B.P.E., za pomocą wzoru (2.25a). W celu lepszego dopasowania krzywej do danych empirycznych COSENZA ze współpracownikami zaproponowali jednak następującą, zmodyfikowaną postać funkcji:

$$\tau_b(s) = \left(1 - e^{-s/s_r}\right)^\beta \tau_{b,\max}, \quad (2.27a)$$

gdzie s_r i β są parametrami bazującymi na dopasowaniu krzywej do danych eksperymentalnych. Natomiast gałąź opadająca dana jest wzorem:

$$\tau_b(s) = \left[1 - \frac{p(s - s_1)}{s_1}\right] \tau_{b,\max}, \quad (2.27b)$$

gdzie p jest oszacowywane na podstawie danych eksperymentalnych.

Charakterystycznym parametrem wielu modeli przyczepności, opisywanych funkcjami złożonymi, jest współczynnik α definiujący kształt gałęzi wznoszącej krzywej $\tau_b - s$. Jako wykładnik potęgi, pozwala on na dopasowanie przebiegu zależności w zakresie poprzedzającym osiągnięcie szczytowego naprężenia przyczepności do wyników eksperymentalnych. W normie MC2010 [N3] określono, że wartość α mieści się w przedziale od 0 do 1. Przyjęcie $\alpha = 0$ jest równoznaczne z założeniem stałego naprężenia równego $\tau_{b,\max}$ od początku obciążenia. Z kolei dla $\alpha = 1$ zależność $\tau_b - s$ staje się liniowa. Wartości pośrednie z tego przedziału opisują relację krzywoliniową, przy czym im wartość wykładnika α jest bliższa jedności, tym przebieg bardziej zbliża się do liniowego. W niektórych modelach wartość α jest narzucona. Przykładowo, w modelu HASKETTA I IN. [160] oraz w MC1990 [N2] i MC2010 [N3] (jako wartość domyślna) wynosi 0,4. W modelu HUANGA I IN. [161] wykładnik ten również przyjmuje wartość 0,4, lecz tylko dla betonu zwykłego; dla betonu wysokiej wytrzymałości zalecono 0,3. W modelu C.M.R. [163] α wyznacza się natomiast poprzez przyrównanie pola powierzchni A_τ pod gałęzią wznoszącą eksperymentalnej krzywej $\tau_b - s$ do pola pod krzywą analityczną. Wartość A_τ oblicza się zgodnie z zależnością:

$$A_\tau = \frac{\tau_{b,\max} \cdot s_1}{1 + \alpha}. \quad (2.28)$$

Najważniejszą wielkością wyznaczaną z eksperymentalnej krzywej $\tau_b - s$ jest szczytowe naprężenie przyczepności. Stanowi ono również kluczowy parametr w modelach analitycznych, które często bazują właśnie na tej wartości. Z tego względu w literaturze można odnaleźć wiele propozycji wzorów empirycznych służących do jego oszacowania. Wybrane formuły zestawiono w tabeli 2.7.

Tabela 2.7: Wzory do obliczania naprężenia $\tau_{b,max}$ z zachowaniem oryginalnych symboli.

Źródło	Wzór (jednostki SI)	Komentarz
ELIGEHAUSEN I IN. [89]	$13,5 \left(\frac{f_{cm}}{30} \right)^\beta$	dla NSC; $\beta \in [\frac{1}{2}, \frac{2}{3}]$
MC1990 [N2]	$2,5\sqrt{f_{cm}}, 1,25\sqrt{f_{cm}}$ $2,0\sqrt{f_{cm}}, 1,0\sqrt{f_{cm}}$	POF; kolejno dla dobrych i innych warunków przyczepności SF; kolejno dla dobrych i innych warunków przyczepności
MC2010 [N3]	$2,5\sqrt{f_{cm}}, 1,25\sqrt{f_{cm}}$ $7,0 \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0.25}, 8,0 \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0.25}$ $5,0 \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0.25}, 5,5 \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0.25}$	POF; kolejno dla dobrych i innych warunków przyczepności SF; dla dobrych warunków przyczepności; kolejno dla betonu bez i ze strzemionami SF; dla innych warunków przyczepności; kolejno dla betonu bez i ze strzemionami
HASKETT I IN. [160]	$2,5\sqrt{f_c}$	POF
HARAJLI I IN. [164]	$2,57\sqrt{f'_c}$	POF; dla NSC i FRC
HARAJLI I IN. [165]	$0,75 \left(\frac{c}{d_b} \right)^{2/3} \sqrt{f'_c}$	SF; dla NSC i FRC
AS 3600 [N14]	$0,265 \left(\frac{c}{d_b} + 0,5 \right) \sqrt{f'_c}$	—
ORANGUN I IN. [166]	$0,083 \left(1,2 + 3 \frac{c_{min}}{d_b} + 50 \frac{d_b}{l_b} \right) \sqrt{f'_c}$	na podstawie badania długości zakotwienia i długości zakładu
DARWIN I IN. [167]	$0,083 \left[(1,06 + 2,12 \frac{c}{d_b})(0,92 + 0,08 \frac{c_{max}}{c_{min}}) + 75 \frac{d_b}{l_b} \right] \sqrt{f'_c}$	modyfikacja modelu Oranguna i in. [166]
HUANG I IN. [161]	$0,45f_{cm}, 0,225f_{cm}$	POF; dla NSC i HPC; kolejno dla dobrych i innych warunków przyczepności
STURM I VISINTIN [168]	$(0,0018c + 0,186)f_c$	dla UHPFRC
DÖRR [159]	$1,9f_{ct}$	—
DEN UIJL I BIGAJ [117]	$5f_{ct}$	—

Wzory do obliczania szczytowego naprężenia przyczepności generalnie mają postać iloczynu estymatora korelującego przyczepność z wytrzymałością betonu na ściskanie oraz współczynnika A :

$$\tau_{b,max} = A \cdot f_c^a. \quad (2.29)$$

Korelowanie szczytowego naprężenia przyczepności z wytrzymałością betonu na ściskanie jest powszechną praktyką, ponieważ f_c stanowi jeden z kluczowych czynników wpływających na przyczepność (zob. podrozdział 2.2.1.1). W większości wzorów przytoczonych w tabeli 2.7 naprężenie $\tau_{b,max}$ jest proporcjonalne do pierwiastka kwadratowego z wytrzymałości na ściskanie (wykładnik $a = 0,5$). Wyjątek stanowi model MC2010 [N3] dla zniszczenia przez rozłupanie, w którym przyjęto wykładnik $a = 0,25$. Z kolei w modelu HUANGA I IN. [161] wykładnik ten przyjmuje wartość 1. Uzasadnieniem tego podejścia są obserwacje wskazujące na liniową zależność między przyczepnością a wytrzymałością betonu oraz fakt, że model MC1990 [N2] wyraźnie niedoszacowuje nośności na przyczepność w przypadku betonów wysokiej wytrzymałości [4]. Oprócz wytrzymałości na ściskanie, na przyczepność wpływa także wytrzymałość na rozciąganie betonu. Fakt ten został uwzględniony we wzorach DÖRR [159] oraz DEN UIJL I BIGAJ [117].

Współczynnik A w analizowanych formułach występuje w różnych postaciach. Może przyjmować stałą wartość, jak w modelach normowych [N2, N3] czy w propozycji HASKETTA I IN. [160]. Alternatywnie, może mieć złożoną postać, uwzględniającą wpływ innych czynników na współpracę pręta z betonem, takich jak: grubość otuliny (np. HARAJLI I IN. [165], norma AS 3600 [N14]), średnica pręta (np. ORANGUN I IN. [166]) czy długość zakotwienia (np. DARWIN I IN. [167]).

Formuły te różnią się również zakresem zastosowania. Niektóre z nich są przeznaczone dla betonów zwykłych (ELIGEHAUSEN I IN. [89]), inne obejmują także betony wysokiej wytrzymałości (np. HUANG I IN. [161]), a jeszcze inne są dedykowane specyficznym materiałom, takim jak betony ultrawysokiej wytrzymałości (STURM I VISINTIN [168]) czy zbrojenie kompozytowe FRP (HARAJLI I IN. [164, 165]). Kolejnym kryterium klasyfikacji jest dominujący mechanizm zniszczenia: wyrwanie pręta (np. MC1990 [N2], MC2010 [N3], HASKETT I IN. [160], HUANG I IN. [161]) lub rozłupanie otuliny (np. MC1990 [N2], MC2010 [N3], HARAJLI I IN. [165]).

Należy ponadto uwzględnić, że podstawy empiryczne poszczególnych wzorów są zróżnicowane. Niektóre modele opracowano na podstawie szerokich baz danych eksperymentalnych, podczas gdy inne bazują na ograniczonej liczbie wyników lub odnoszą się do specyficznych warunków. W rezultacie wartość szczytowego naprężenia przyczepności obliczona analitycznie może mieć charakter konserwatywny, zwłaszcza w przypadku formuł o szerokim zastosowaniu, takich jak te zawarte w normach projektowych (MC1990 [N2] oraz MC2010 [N3]). Brak uniwersalnego modelu, który precyzyjnie opisywałby zarówno przebieg zależności $\tau_b - s$, jak i wartość naprężenia $\tau_{b,max}$, sprawia, że zagadnienie to pozostaje przedmiotem dalszych badań.

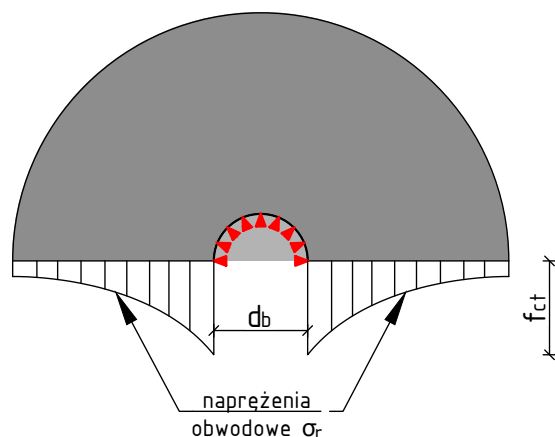
Zastosowanie funkcji $\tau_b(s)$ w analizie rzeczywistych konstrukcji wymaga ostrożnej interpretacji. Struktura funkcji sugeruje, że większe wartości poślizgu prowadzą do wyższych naprężeń przyczepności. W rzeczywistości, w strefie rozciąganej zarysowanego przekroju zginanego elementu żelbetowego, obszar o największym poślizgu pręta względem betonu charakteryzuje się naprężeniem przyczepności równym zeru. W związku z tym, stosowanie tego typu funkcji powinno być ograniczone do analizy lokalnej przyczepności, gdzie znajduje najlepsze zastosowanie.

2.4.2 Modele zachowania betonu przy rozciąganiu

Uzbrojanie prętów zbrojeniowych prowadzi do powstania w betonowej otulinie naprężeń, które zgodnie z analogią wprowadzoną przez TEPFERSA [151, 169] można interpretować jako ciśnienie hydrostatyczne. Ich źródłem jest promieniowa składowa siły przyczepności (siła rozłupująca F_s), wynikająca z mechanicznego zazębienia żeber pręta w betonie. Składowa ta generuje obwodowe naprężenia rozciągające w otaczającym pręt pierścieniu betonowym. Jego promień jest zazwyczaj utożsamiany z minimalną grubością otuliny [15, 151] lub połową osiowego rozstawu prętów [170]. Do opisu zachowania betonu poddanego rozciąganiu wykorzystuje się kilka podstawowych modeli, m.in.: sprężysty niespekany, sprężysty spekany, plastyczny, sprężysto-kohezyjny oraz sprężysto-plastyczno-kohezyjny.

Model sprężysty niespekany (rysunek 2.29) opiera się na założeniu, że beton pracuje w pełni sprężysto, a zniszczenie przyczepności następuje w momencie, gdy naprężenia rozciągające w dowolnym punkcie pierścienia osiągną wartość równą wytrzymałości betonu na rozciąganie. Zgodnie z tym modelem graniczne naprężenie przyczepności można wyrazić następującą zależnością:

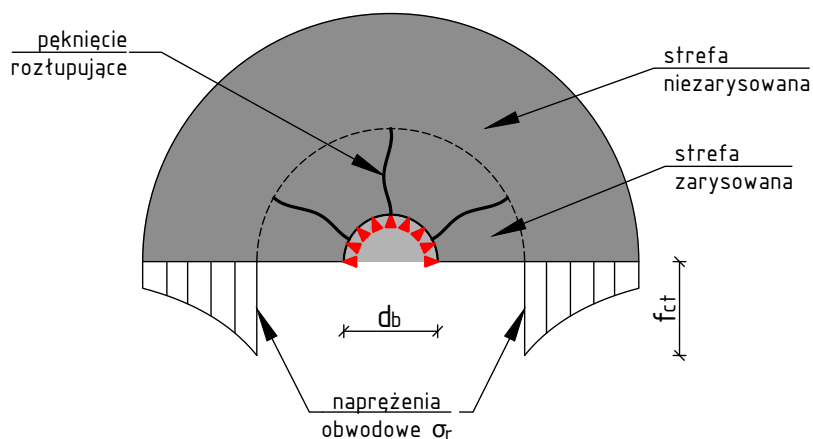
$$\tau_{b,max} = \frac{f_{ct} \cdot [(c + 0,5d_b)^2 + (0,5d_b)^2]}{(c + 0,5d_b)^2 - (0,5d_b)^2} \quad (2.30)$$



Rysunek 2.29: Model sprężysty niespękany.

Model sprężysty spękany (rysunek 2.30) zakłada istnienie strefy spękań w pierścieniu betonowym bezpośrednio otaczającym pręt. Poza tą strefą materiał, analogicznie do modelu niespękanego, zachowuje się w pełni sprężysto. W strefie spękanej nie są przenoszone naprężenia rozciągające. Model ten przewiduje wyższą nośność w porównaniu z modelem niespękanym. Wynika to z redystrybucji naprężeń: strefa maksymalnych naprężeń rozciągających odsuwa się od powierzchni pręta, rozkładając się na większym obwodzie. Z analiz przeprowadzonych przez TEPFERSA [151] wynika, że dla strefy spękanej o grubości około $0,486c - 0,1285d_b$ graniczne naprężenie przyczepności wyraża się wzorem:

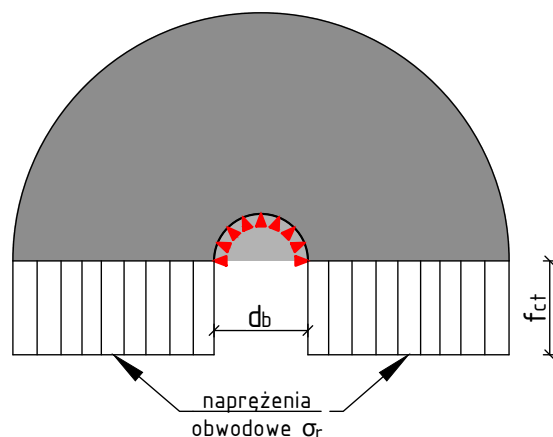
$$\tau_{b,\max} = \frac{f_{ct} \cdot (c + 0.5d_b)}{1.664d_b \cdot \tan \theta_b}. \quad (2.31)$$



Rysunek 2.30: Model sprężysty spękany.

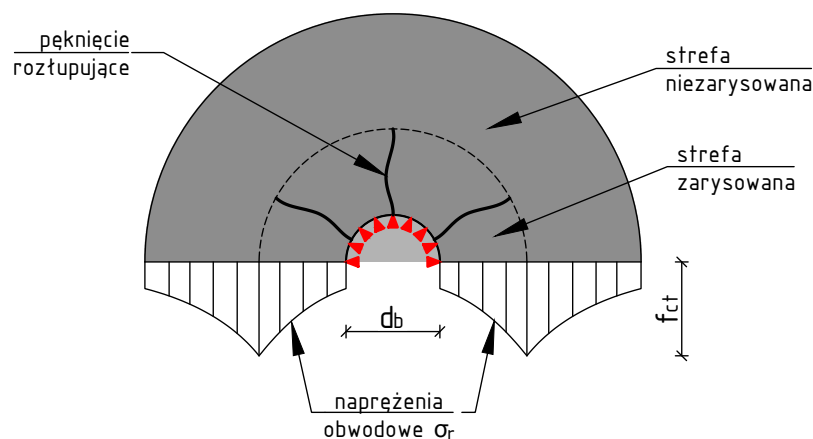
Model plastyczny (rysunek 2.31) opiera się na założeniu idealnie plastycznego rozkładu naprężeń rozciągających w pierścieniu betonowym. Oznacza to, że nośność pierścienia zostaje wyczerpana, gdy naprężenia obwodowe w całej jego objętości osiągną wartość równą wytrzymałości betonu na rozciąganie. Graniczne naprężenie przyczepności dla tego modelu oblicza się za pomocą wzoru:

$$\tau_{b,\max} = \frac{f_{ct} \cdot 2c}{d_b}. \quad (2.32)$$



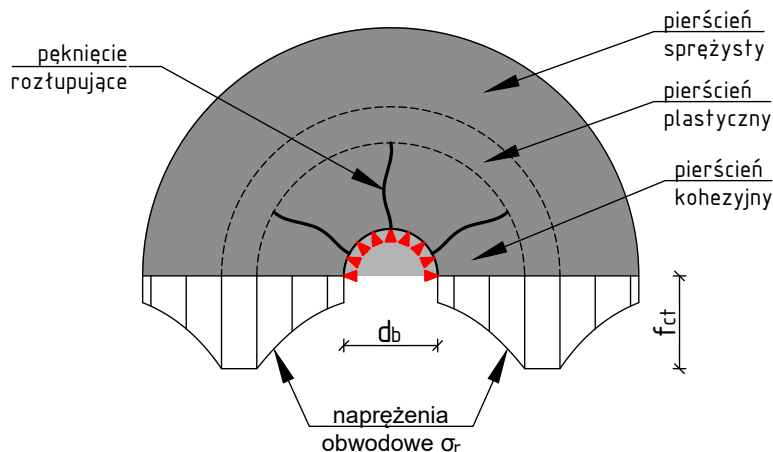
Rysunek 2.31: Model plastyczny.

Istotnym rozwinięciem modeli analizowanych przez TEPFERSA było zastosowanie koncepcji z mechaniki pękania. Umożliwiło to wprowadzenie pojęcia kohezji, dzięki której radialne rysy rozłupujące zachowują (do pewnego momentu) resztkową wytrzymałość na rozciąganie. Model sprężysto-kohezyjny (rysunek 2.32), w odróżnieniu od klasycznego modelu sprężystego, uwzględnia zjawisko osłabienia materiału. Opiera się on na istnieniu „strefy procesu pękania” (ang. Fracture Process Zone, FPZ) [171], zlokalizowanej między rysą a obszarem niezarysowanym betonu. W strefie tej mikrozarysowany beton przenosi pewne naprężenia rozciągające, a po przekroczeniu określonej granicy mikrozarysowanie przechodzi w rysę. Model ten, stanowiący rozszerzenie podejścia sprężystego, został zaproponowany przez ROSATIEGO I SCHUMMA [172].



Rysunek 2.32: Model sprężysto-kohezyjny.

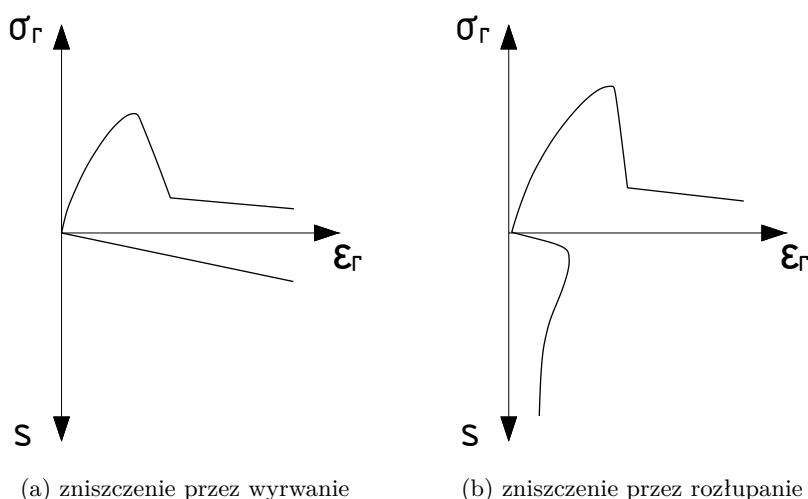
Model sprężysto-plastyczno-kohezyjny (rysunek 2.33) jest rozbudowaną wersją modelu sprężysto-kohezyjnego. Zakłada on istnienie trzech pierścieni wokół pręta: wewnętrznego pierścienia kohezyjnego (z radialnymi rysami), pośredniego pierścienia plastycznego oraz zewnętrznego pierścienia sprężystego.



Rysunek 2.33: Model sprężysto-plastyczno-kohezyjny.

Porównanie pięciu opisanych modeli wskazuje, że model sprężysty niespékany daje najmniej zachowawcze oszacowania nośności, podczas gdy model plastyczny charakteryzuje się największym konserwatyzmem. Można je zatem traktować jako estymatory, odpowiednio, górnej i dolnej granicy przewidywanej nośności. Zgodnie z wynikami badań, m.in. GAMBAROVY I IN. [173], modele oparte na koncepcji kohezji zapewniają najlepszą zgodność z danymi eksperymentalnymi. Z tego względu znajdują one również szerokie zastosowanie w symulacjach numerycznych interakcji pręta zbrojeniowego z betonem.

Odmianą koncepcję, w stosunku do modeli przedstawionych w podrozdziale 2.4.1, zaproponowali DEN UIJL I BIGAJ [117]. Ich model bazuje na zależności między naprężeniami promieniowymi σ_r z odkształceniami promieniowymi ε_r w betonowej otulinie. Autorzy wyróżnili trzy fazy pracy pierścienia betonowego otaczającego pręt: niezarysowaną, częściowo zarysowaną oraz w pełni zarysowaną. Model uwzględnia również dwa mechanizmy zniszczenia: wyrwanie pręta oraz rozłupanie otuliny. Zależność poślizgu od odkształcenia promieniowego $s(\varepsilon_r)$ jest liniowa dla wyrwania (rysunek 2.34a) i nieliniowa dla rozłupania (rysunek 2.34b). W przypadku wyrwania, ze względu na wyższy stopień skrępowania pręta w betonie głównie przez otulinę, osiągane są również wyższe wartości naprężeń promieniowych σ_r niż przy rozłupaniu.



Rysunek 2.34: Model przyczepności według DEN UIJL I BIGAJ [117].

Kryterium decydującym o typie zniszczenia jest w tym modelu relacja między naprężeniem przyczepności $\tau_{b,max} = 5f_{ct}$ a naprężeniem promieniowym σ_r . Jeśli zachodzi nierówność $\tau_{b,max} > \sigma_r$, dochodzi do zniszczenia przez wyrwanie. W przeciwnym razie, tj. gdy $\tau_{b,max} \leq \sigma_r$, następuje zniszczenie przez rozłupanie otuliny.

Rozdział 3

Plan badawczy

3.1 Motywacja

Przyczepność między stalą zbrojeniową a betonem jest jednym z kluczowych zagadnień uwzględnianych podczas projektowania konstrukcji żelbetowych. Jednym z podstawowych problemów inżynierskich, który bezpośrednio zależy od współpracy pręta i betonu, jest określenie długości zakotwienia. Dlatego plan badawczy został ukierunkowany właśnie w stronę analizy długości zakotwienia.

Wyróżnia się trzy skale obserwacji przyczepności: skalę żebra, skalę pręta oraz skalę elementu. Każda z nich charakteryzuje się odmiennymi możliwościami badawczymi oraz ograniczeniami, co ma istotny wpływ na możliwość zastosowania uzyskanych wyników w praktyce inżynierskiej. Opisano je w podrozdziale 2.1.4.

Najczęściej przeprowadzanym badaniem przyczepności są testy pull-out, które są typowym reprezentantem skali żebra. Zaletą tego testu jest relatywna łatwość jego wykonania oraz szeroka baza danych przedstawiona w niezliczonych publikacjach naukowych. Niemniej, test ten charakteryzuje się istotnymi wadami wynikającymi z uproszczeń i ograniczeń związanych ze specyfiką badania (zob. podrozdział 2.1.4.1). Uniemożliwiają one bezpośrednie zastosowanie rezultatów w praktycznych zastosowaniach inżynierskich, takich jak projektowanie długości zakotwienia. Dla przykładu, nie można traktować szczytowej wartości naprężenia przyczepności z POT jako wytrzymałości przyczepności f_{bd} niezbędnej do wyznaczenia obliczeniowej długości zakotwienia l_{bd} (por. rysunek 2.4).

Skalą najpełniej odzwierciedlającą rzeczywiste warunki przyczepności jest skala elementu. W aspekcie długości zakotwienia, badanie belek o wymiarach i obciążeniach spotykanych w praktyce inżynierskiej stanowi najbardziej wiarygodną metodę oceny czynników wpływających na przyczepność. Niestety, analiza przyczepności w skali elementu wiąże się z poważnymi ograniczeniami natury technicznej (wymagania sprzętowe, przestrzeń laboratoryjna) oraz finansowej (kosztowne próbki badawcze), co czyni ją problematyczną do szerszego zastosowania.

Kompromisowym rozwiązaniem jest wykorzystanie skali pręta, która stanowi skalę pośrednią między obserwacją przyczepności w skali żebra i skali elementu. Skala pręta łączy analizę przyczepności w warunkach znacznie bardziej zbliżonych do rzeczywistych niż w przypadku skali żebra (długie zakotwienie, stan naprężenia) z przystępniejszymi wykonawczo i cenowo próbkami badawczymi niż w skali elementu. Warunkiem skutecznego wykorzystania takiego rozwiązania jest znalezienie metody korelacji wyników między poszczególnymi skalami obserwacji przyczepności. Aby tego dokonać, konieczne jest przeprowadzenie analiz w każdej ze skal.

W związku z powyższym opracowano plan badawczy analizy przyczepności skupionej na długości zakotwienia pręta zbrojeniowego w betonie, składający się z trzech etapów odpowiadających poszczególnym skalom obserwacji.

Etap I dotyczy skali żebra. Głównym celem analiz będzie ocena wpływu skrupowania pręta zbrojeniowego w betonie na zachowanie przyczepności w teście pull-out. Ta grupa czynników znajduje miejsce wśród najważniejszych czynników rzutujących na przyczepność, występując zawsze i jednocześnie w pracy styku pręt-beton. W badaniach zostaną wykorzy-

stane materiały najczęściej spotykane we współczesnym budownictwie – beton normalnej wytrzymałości oraz zwykła stal zbrojeniowa. Pozwoli to uniknąć oddziaływania dodatkowych czynników na przyczepność względem analizowanych parametrów, a jednocześnie umożliwi w przyszłości ewentualne uwzględnienie wpływu materiałów niekonwencjonalnych bądź innych zmiennych w stosunku do klasycznych rozwiązań.

Etap II związany jest ze skalą pręta. Celem analizy będzie obserwacja mechanizmu przyczepności na odcinku o długości znacznie przekraczającej pięciokrotność średnicy rozważanego pręta. Wymaga to wykonania pomiarów rozkładu odkształceń w pręcie, aby móc wyznaczyć przebieg naprężeń przyczepności na długości l_b . Podstawowe analizy zaplanowano na elementach przeznaczonych do badania długości zakotwienia (rysunek 2.8c, co zapewni stan naprężenia adekwatny do występującego w rzeczywistych belkach żelbetowych.

Etap III poświęcono skali elementu. Celem analizy będzie obserwacja mechanizmu przyczepności dla wybranych prętów na długości ich zakotwienia w belce żelbetowej. Wymiary elementów, schemat statyczny oraz schemat obciążenia będą odpowiadać warunkom panującym w rzeczywistych konstrukcjach. Szczególnie interesującymi obszarami analizy zakotwienia pręta są strefy podane przez PĘDZIWIATRĄ [1], tj.:

- pręt górny prosty kotwiony w strefie rozciąganej przęsła,
- pręt górny kotwiony w strefie ściskanej przęsła.

Dla każdego etapu planu badawczego przewidziano analizę doświadczalną, która będzie stanowić główny trzon rozważań, oraz analizę numeryczną, stanowiącą dopełnienie przeprowadzonych eksperymentów.

3.2 Zakres badań

Zakres niniejszej pracy doktorskiej obejmuje realizację Etapu I przedstawionego planu badawczego. Etap I został oparty na teście pull-out. Zakres badań podzielono na analizę doświadczalną i analizę numeryczną.

3.2.1 Analiza doświadczalna

Program badań doświadczalnych obejmował dwie serie testów pull-out:

- serie wstępne,
- serie główne.

Mimo że test pull-out jest eksperymentem względnie prostym w realizacji, jego nieprze-myślane lub niestarannie przeprowadzenie może skutkować uzyskaniem niewiarygodnych wyników, prowadzących do błędnych wniosków. Z tego względu celem serii wstępnych była eliminacja potencjalnych błędów metodycznych, związanych z przygotowaniem próbek, konstrukcją stanowiska badawczego oraz samą procedurą badawczą. Wśród potencjalnych źródeł błędów zidentyfikowano:

- niekontrolowane zwiększenie zakotwienia,
- nierównomierne przyłożenie obciążenia do próbki,
- sposób pomiaru poślizgu.

Główne serie badawcze obejmowały analizę trzech zmiennych parametrów, które determinują stopień skrępowania pręta w betonie, tj.:

- lokalizacja pręta w betonowym bloku,
- średnicę pręta d_b ,
- długość przyczepności l_b .

Położenie pręta w bloku determinuje stopień jego skrępowania przez beton, którego miarą jest stosunek grubości otuliny do średnicy pręta c/d_b . Wpływ tego parametru na przyczepność omówiono w podrozdziałach 2.2.3.1 i 2.2.3.2. Wprowadzenie go do analizy wynikało z potrzeby zbadania zachowania próbek z prętem umieszczonym mimośrodowo. Badania wyrywania są przeważnie przeprowadzane na próbkach z prętem zlokalizowanym w centrum bloku (w dalszej części pracy zwana próbką centryczną), znacznie rzadziej na próbkach z mimośrodowym położeniem pręta w bloku (w dalszej części pracy zwana próbką mimośrodową). Zdecydowano się na przeprowadzenie testów na próbkach mimośrodowych w celu poszerzenia bazy wyników dla tego typu elementów oraz lepszego odwzorowania stopnia skrępowania pręta, jaki występuje w rzeczywistych konstrukcjach żelbetowych. Ma to kluczowe znaczenie w kontekście II i III etapu planu badawczego.

Średnica pręta d_b jest parametrem wpływającym na przyczepność w teście pull-out, między innymi dlatego, że – jak wcześniej wspomniano – wchodzi w skład wskaźnika c/d_b , wyrażającego stopień skrępowania pręta przez beton. Rolę średnicy we współpracy pręta z betonem opisano w podrozdziale 2.2.2.2.

Długość przyczepności l_b jest kolejnym ważnym czynnikiem wpływającym na zachowanie przyczepności w POT. Parametr ten został przedyskutowany w podrozdziale 2.2.3.2. Długość l_b bezpośrednio wpływa na powierzchnię pobocznic pręta, z którą pręt ma styk z betonem. Pobocznica często nazywana jest powierzchnią przyczepności A_b . Kwestia przyjmowania l_b w elementach do próby wyrywania charakteryzuje się dowolnością i szerokim spektrum wyboru. Analiza poświęcona jedynie wpływowi długości zakotwienia na przyczepność w teście pull-out będzie stanowić novum wśród prac o tej tematyce. Wyniki analizy tego parametru pozwolą na świadome porównywanie rezultatów badań, w których zastosowano różne długości l_b .

Test pull-out przeprowadza się na charakterystycznych dla tej metody elementach, tak zwanych próbkach krótkich, których specyfikę scharakteryzowano w podrozdziale 2.1.4.1. Powszecne stosowanie POT w badaniach przyczepności doprowadziło do opracowania wielu wariantów konfiguracji i konstrukcji próbek. W literaturze można znaleźć wytyczne dotyczące ich geometrii (np. zalecenia RILEM [130]), niemniej ich stosowanie nie jest obligatoryjne. Postulat wprowadzenia ujednoliconych zasad prowadzenia badań nad przyczepnością wysunęli na początku XXI w. CAIRNS i PLIZZARI [174, 175]. Jednakże dobór geometrii próbki jest często podyktowany specyfiką celu badawczego, co wymusza modyfikacje wykraczające poza ewentualne ujednolicone standardy.

W tabeli 3.1 przedstawiono podsumowanie przeglądu literatury, koncentrując się na próbkach stosowanych w badaniach pull-out pod kątem parametrów zmiennych przyjętych w niniejszej pracy oraz obserwowanych typów zniszczenia przyczepności.

Tabela 3.1: Przegląd literatury pod kątem próbek do testu pull-out.

	Kształt	Wymiary bloku [mm]	d_b [mm]	l_b [mm]	l_b/d_b	c/d_b	Lokalizacja odcinka l_b	Typ zniszczenia	Uwagi
LENNITZER I IN. [176]	sześcian	200	16/20/25	32/40/50	2,0	5,8/4,5/3,5	centralnie	wyrwanie/ rozłupanie	wpływ złożonego stanu naprężenia na przyczepność
KUCHARSKA M., DYBEL P. [177]	sześcian	160	16	40	2,5	4,5	centralnie	wyrwanie	wpływ betonowania elementu od dołu na przyczepność
DESHPANDE A.A. I IN. [178]	walec	152/152	16	48	3,0	4,3	centralnie	wyrwanie/ rozłupanie	wpływ wysokich temperatur na przyczepność prętów stalowych do HFR-SHCC
ISO 10406-1 [N15]	sześcian	100/150*	$\leq 30^*$	*	4,0	*	centralnie	***	procedura normowa dla prętów FRP
PN-EN 10080 [N5]	sześcian	10 d_b lub 200	$\leq 50^{**}$	*	5,0	*	centralnie	***	procedura normowa dla prętów stalowych
BADANIA ITB STALI EPSTAL [179]	sześcian	150	16	80	5,0	4,2	centralnie	b.d.	wpływ napisu „EPSTAL” na powierzchni pręta na przyczepność
METELLI G., PLIZZARI G.A. [83]	sześcian	10 d_b	12/16/20/ 40/50	60/80/100/ 200/250	5,0	4,5	centralnie	wyrwanie/ rozłupanie/ zerwanie	wpływ parametru f_R na przyczepność
MA I IN. [180]	sześcian	150	20	100	5,0	1,5	przekrawędziowo	wyrwanie/ rozłupanie	wpływ korozji na przyczepność
LEI J. I IN. [181]	prostopadłościan	94x94x150	14	70	5,0	2,9	centralnie	wyrwanie/ rozłupanie	wpływ kompozytu TRC na przyczepność
SU T. I IN. [182]	prostopadłościan	100x100x200	18	100	5,6	2,3	centralnie	wyrwanie/ rozłupanie	wpływ betonu gruboziarnistego z recyklingu na przyczepność pręta stalowego po cyklach sól-mróz
WANG I IN. [183]	sześcian	150	14	84	6,0	1,1/1,8/2,5	naroznie	wyrwanie/ rozłupanie/ zerwanie	wpływ korozji prętów stalowych na przyczepność w elementach betonowych wzmocnionych matami CFRP
MIRANDA M.P. I IN. [184]	sześcian walec	200 150/150	6,3/8/10	63/80/100	10,0	15,4/12,0/9,5/ 11,4/8,9/7,0	centralnie	wyrwanie	wpływ prętów małych średnic na przyczepność

* - w zależności od rozpatrywanej średnicy pręta

** - w zależności od rozpatrywanej grupy średnic prętów

*** - zależne od wielu czynników (m.in. skrepowania pręta, wytrzymałości betonu, długości zakotwienia)

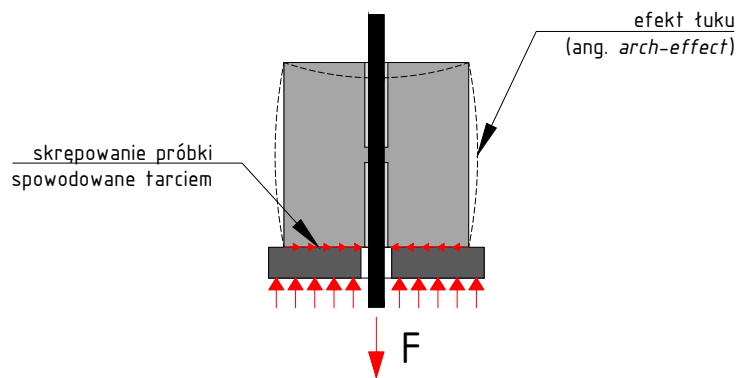
Bloki betonowe w próbkach do testu pull-out mają najczęściej kształt sześciangu, choć spotyka się również elementy walcowe [178, 184] lub prostopadłościenne [181, 182]. Wymiary bloku są determinowane albo specyficznym celem badawczym (np. w pracy [181] autorzy dążyli do uzyskania otuliny o grubości 40 mm dla pręta o średnicy 14 mm, co wymagało zastosowania niestandardowego wymiaru bloku 94 mm), albo wynikają z krotności średnicy wyrywanego pręta [N5, 83]. Podobne zróżnicowanie dotyczy doboru długości przyczepności l_b . Wartość stosunku l_b/d_b zwykle mieści się w przedziale od 2,0 do 5,0, istnieją jednak od tego wyjątki. Przykładowo, próbka zaproponowana przez REHMA [22] charakteryzowała się długością l_b równą zaledwie jednej średnicy pręta. Z kolei w badaniach opisanych w [184] długość zakotwienia wynosiła $10d_b$, co dwukrotnie przekraczało górną granicę typową dla próbek krótkich (zob. 2.1.2.1). Decyzja o zastosowaniu tak dużej długości l_b , przy jednoczesnym klasyfikowaniu elementu jako próbki krótkiej, była świadomym działaniem autorów, mającym na celu redukcję rozrzutu wyników. Nie zmienia to faktu, że graniczna długość przyczepności została w tym przypadku znacząco przekroczona.

W testach pull-out stosuje się szeroki zakres średnic prętów: od małych (6,3 mm, 8 mm, 10 mm) [184], przez standardowe (12–20 mm), po duże (40 mm i 50 mm) [83]. Najczęściej wykorzystywaną średnicą jest jednak 16 mm [83, 176–179].

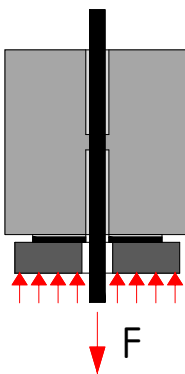
Skrepowanie pręta zbrojeniowego przez otaczający go beton determinuje mechanizm zniszczenia przyczepności, stanowiąc jeden z kluczowych czynników wpływających na współpracę obu materiałów. Wzrost stosunku c/d_b zmniejsza ryzyko rozłupania betonu, co z reguły prowadzi do zwiększenia nośności na przyczepność. Próbkę POT cechują się zazwyczaj wysokim stopniem skrepowania, co odróżnia je od warunków panujących w rzeczywistych konstrukcjach. Jak wynika z tabeli 3.1, w zdecydowanej większości analizowanych badań stosunek c/d_b był znacznie większy niż 2,0 – wartość uznawana za typową dla elementów konstrukcyjnych [15].

W przeważającej części elementów badawczych do próby wyrywania pręt zbrojeniowy jest zakotwiony centralnie w bloku. W literaturze można jednak znaleźć propozycje modyfikacji, których celem jest upodobnienie warunków testowych do tych w rzeczywistych konstrukcjach. Jednym z takich zabiegów jest mimośrodowe usytuowanie pręta względem osi próbki, co odpowiada jego położeniu przykrawędziowemu (mimośród w jednej płaszczyźnie) [180] lub narożnemu (mimośród w dwóch płaszczyznach) [183].

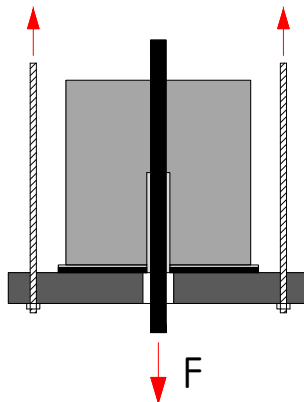
Lokalizację zakotwienia pręta można również rozpatrywać w kontekście umiejscowienia odcinka o długości l_b wzdłuż wysokości bloku. Element badawczy opracowany w latach 60. XX wieku przez REHMA [22], oprócz bardzo krótkiego zakotwienia, charakteryzował się umieszczeniem strefy przyczepności (styku pręt-beton) w środkowej części próbki (rysunek 3.1a). Taka konfiguracja ujawniła istotne problemy metodyczne. Po pierwsze, między dolną powierzchnią bloku a podporą stanowiska badawczego powstawało tarcie, które generowało dodatkowe siły skrepowania, zawyżając tym samym mierzone naprężenia przyczepności. Po drugie, w środkowej części próbki, czyli dokładnie tam, gdzie zlokalizowano odcinek l_b , dochodziło do tzw. efektu łuku (ang. arch effect). Problem ten rozwiązano w prosty sposób: poprzez zastosowanie podkładki o niskim współczynniku tarcia na styku bloku z podporą oraz przesunięcie strefy przyczepności do górnej części próbki. Takie modyfikacje wprowadzono między innymi w modelu próbki opracowanym przez LOSBERGA i OLSONA [134] pod koniec lat 70. XX wieku (rysunek 3.1b) oraz w zaleceniach RILEM [130] (rysunek 3.1c).



(a) Próbka REHMA [22]



(b) Próbka LOSBERGA I OLSONA [134]



(c) Próbka RILEM [130]

Rysunek 3.1: Przykłady wybranych próbek do testu pull-out.

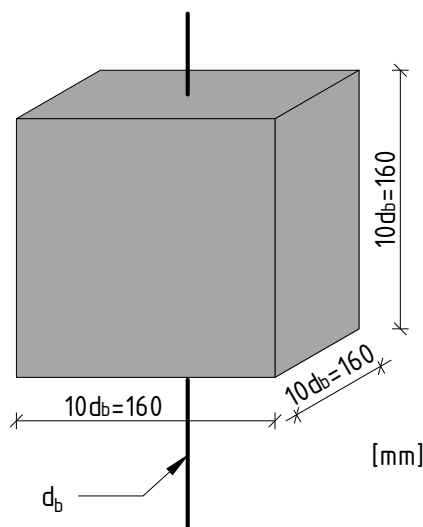
Na mechanizm zniszczenia przyczepności, oprócz stopnia skrepowania pręta przez beton i lokalizacji odcinka zakotwienia, wpływa również szereg innych czynników. Poza dwoma podstawowymi postaciami zniszczenia – wyrwaniem pręta lub rozłupaniem otuliny (zob. podrozdział 2.3.1) – w sprzyjających warunkach może dojść do zerwania pręta zbrojenowego. Zjawisko to nie jest jednak klasyfikowane jako zniszczenie przyczepności, lecz jako zniszczenie próbki. Świadczy ono o tym, że nośność na przyczepność jest na tyle wysoka, iż uniemożliwia jej wyczerpanie. Taką postać zniszczenia zaobserwowano w badaniach opisanych w pracach [83, 183], co było wynikiem zastosowania specjalnych zabiegów konstrukcyjnych, zwiększających efektywność współpracy pręta z betonem.

Na podstawie przeprowadzonego przeglądu literatury ustalono szczegóły przyjętych parametrów zmiennych oraz elementów badawczych w seriach głównych. Wpływ lokalizacji pręta uwzględniono za pomocą dwóch rodzajów próbek: centrycznej i mimośrodowej przykrawędziowej. Dla próbek mimośrodowych przewidziano dwa warianty położenia pręta – z minimalną otuliną 20 i 40 mm. Dla każdego typu elementu badawczego zostanie zastosowany jednakowy wymiar betonowego bloku. Konsekwencją tego będzie otrzymanie zmiennych grubości otuliny dla próbek centrycznych i stałych minimalnych grubości otuliny w próbkach mimośrodowych dla różnych średnic pręta.

Wpływ średnicy pręta zostanie uwzględniony poprzez trzy wielkości d_b : 10, 12 i 16 mm. Są to średnice powszechnie stosowane w konstrukcjach żelbetowych. Zrezygnowano ze średnicy 14 mm z uwagi na jej ograniczoną dostępność i rzadkie wykorzystanie w praktyce inżynierskiej.

Wpływ długości zakotwienia uwzględniono, przyjmując dwie wartości l_b , wyrażone jako krotność średnicy pręta: $2,5d_b$ oraz $5d_b$. Takie długości zapewniają, że elementy badawcze spełniają kryteria próbki krótkiej. Odcinek l_b zlokalizowano w górnej części bloku, aby zminimalizować efekt dodatkowego skrępowania, wywołanego tarciem na styku próbki z podporą.

Próbka do testu pull-out w seriach głównych składała się z pręta zbrojeniowego zakotwionego w sześciennym bloku betonowym o boku równym 160 mm. Wymiar ten ustalono na podstawie dziesięciokrotności największej z planowanych średnic pręta (160 mm), a nie na podstawie minimalnej wartości 200 mm, zalecanej w normie [N5]. Odstępstwo to miało na celu umożliwienie obserwacji wszystkich możliwych mechanizmów zniszczenia przyczepności. Do wykonania próbek przewidziano beton zwykły klasy C35/45, zgodny z normą [N12], oraz stal zbrojeniową gatunku B500SP EPSTAL [N7], powszechnie stosowaną w budownictwie. Schematyczny widok elementu badawczego przedstawiono na rysunku 3.2.



Rysunek 3.2: Element badawczy przyjęty do testów pull-out (na przykładzie próbki centrycznej).

Zanim przystąpiono do wykonania serii głównych, przeprowadzono serie wstępne. Rezultaty serii W-zakotwienie pozwoliły na ocenę niekontrolowanego wpływu betonu do wnętrza rurki izolującej pręt na szczytowe naprężenie przyczepności. W serii W-kształt przeanalizowano wpływ nierównomiernego przyłożenia obciążenia do próbki na naprężenie $\tau_{b,max}$. Natomiast w serii W-poślizg przyjrano się wpływowi sposobu pomiaru poślizgu na krzywą przyczepność-poślizg. Do każdej serii wstępnej wykorzystano próbki centryczne, takie same jak w seriach głównych, z prętem o średnicy 12 mm. W ramach każdej serii wstępnej prze-testowano trzy próbki. Szczegółowe informacje o seriach wstępnych zestawiono w tabeli 3.2.

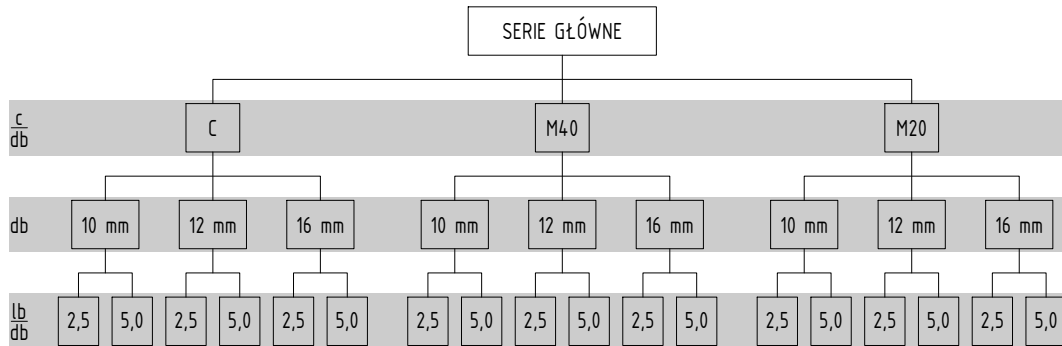
Tabela 3.2: Szczegóły serii wstępnych.

Nazwa serii	d_b [mm]	l_b [mm]	l_b/d_b	c [mm]	c/d_b	Lokalizacja l_b	Liczba próbek
W-zakotwienie	12	60	5,0	74	6,2	centrycznie	3
W-kształt	12	60	5,0	74	6,2	centrycznie	3
W-poślizg	12	60	5,0	74	6,2	centrycznie	3

W tabeli 3.3 zebrano dane dotyczące głównych serii badawczych, a ich schematyczne przedstawienie wraz z parametrami zmiennymi zaprezentowano na rysunku 3.3. Każdą serię główną tworzyło sześć próbek. Nazwy serii zawierają informacje o typie próbki (C – centryczna; M40 – mimośrodowa, $c_{min} = 40$ mm; M20 – mimośrodowa, $c_{min} = 20$ mm), średnicy pręta oraz stosunku l_b/d_b . Przykładowo, oznaczenie C-12-5.0 odnosi się do serii próbek centrycznych z prętem o średnicy 12 mm i stosunku l_b/d_b równym 5,0 (co daje $l_b = 60$ mm). Natomiast M20-16-2.5 identyfikuje serię próbek mimośrodowych z minimalną otuliną 20 mm, prętem o średnicy 16 mm i stosunkiem $l_b/d_b = 2,5$ (co daje $l_b = 40$ mm). Łączna liczba próbek przebadanych w seriach głównych wyniosła 108.

Tabela 3.3: Szczegóły serii głównych.

Nazwa serii	d_b [mm]	l_b [mm]	l_b/d_b	c [mm]	c/d_b	Lokalizacja l_b	Liczba próbek
C-10-2.5	10	25	2,5	75	7,5	centryczna	6
C-10-5.0	10	50	5,0	75	7,5	centryczna	6
C-12-2.5	12	30	2,5	74	6,2	centryczna	6
C-12-5.0	12	60	5,0	74	6,2	centryczna	6
C-16-2.5	16	40	2,5	72	4,5	centryczna	6
C-16-5.0	16	80	5,0	72	4,5	centryczna	6
M40-10-2.5	10	25	2,5	40	4,0	mimośrodowa	6
M40-10-5.0	10	50	5,0	40	4,0	mimośrodowa	6
M40-12-2.5	12	30	2,5	40	3,3	mimośrodowa	6
M40-12-5.0	12	60	5,0	40	3,3	mimośrodowa	6
M40-16-2.5	16	40	2,5	40	2,5	mimośrodowa	6
M40-16-5.0	16	80	5,0	40	2,5	mimośrodowa	6
M20-10-2.5	10	25	2,5	20	2,0	mimośrodowa	6
M20-10-5.0	10	50	5,0	20	2,0	mimośrodowa	6
M20-12-2.5	12	30	2,5	20	1,7	mimośrodowa	6
M20-12-5.0	12	60	5,0	20	1,7	mimośrodowa	6
M20-16-2.5	16	40	2,5	20	1,3	mimośrodowa	6
M20-16-5.0	16	80	5,0	20	1,3	mimośrodowa	6



Rysunek 3.3: Zakres serii głównych wraz z parametrami zmiennymi.

3.2.2 Analiza numeryczna

Program analiz numerycznych obejmował dwa rodzaje symulacji: z wykorzystaniem pręta gładkiego oraz pręta żebrowanego. W ramach tych analiz odwzorowano wybrane serie testu pull-out z części doświadczalnej, które posłużyły jako punkt odniesienia i baza do weryfikacji modeli obliczeniowych.

Symulacje z użyciem pręta gładkiego objęły sześć serii, stanowiących numeryczne odpowiedniki testów laboratoryjnych. Uzyskane wyniki pozwoliły ocenić adekwatność zaimplementowanych krzywych przyczepność-poślizg oraz poprawność przyjętych parametrów modeli materiałowych w odniesieniu do danych eksperymentalnych. Wnioski z tej części analizy umożliwiły również ogólną ocenę zasadności stosowania uproszczonego modelu pręta gładkiego w symulacjach testu pull-out, co jest praktyką często spotykaną w literaturze (zob. podrozdział 2.1.4.1). Zakres symulacji z wykorzystaniem pręta gładkiego przedstawiono w tabeli 3.4.

Tabela 3.4: Zakres symulacji numerycznych z prętem gładkim.

Nazwa serii - symulacje	Nazwa serii - doświadczenia	Materiały	Krzywa przyczepność-poślizg
G-C-10-5.0-1	C-10-5.0	MC2010	MC2010
G-C-10-5.0-2	C-10-5.0	MC2010*	MC2010*
G-C-10-5.0-3	C-10-5.0	MC2010*	własna
G-C-12-5.0-1	C-12-5.0	MC2010	MC2010
G-C-12-5.0-2	C-12-5.0	MC2010*	MC2010*
G-C-12-5.0-3	C-12-5.0	MC2010*	własna
G-C-16-5.0-1	C-16-5.0	MC2010	MC2010
G-C-16-5.0-2	C-16-5.0	MC2010*	MC2010*
G-C-16-5.0-3	C-16-5.0	MC2010*	własna
G-M20-10-5.0-3	M20-10-5.0	MC2010*	własna
G-M20-12-5.0-3	M20-12-5.0	MC2010*	własna
G-M20-16-5.0-3	M20-16-5.0	MC2010*	własna

MC2010 – cały model/materiał według fib Model Code 2010 [N3]

MC2010* – wybrane parametry modelu według [N3] zmodyfikowane wartościami z badań własnych

własna – parametry modelu pochodzą z badań własnych

W ramach analizy z prętem gładkim (G) przeprowadzono łącznie 12 symulacji. Modele numeryczne odwzorowywały próbki centryczne oraz mimośrodowe M20, przy czym uwzględniono wszystkie badane średnice pręta oraz stosunek l_b/d_b równy 5,0. Zrezygnowano z modelowania próbek typu M40, zakładając, że do porównania zachowania przyczepności w elemencie mimośrodowym i centrycznym wystarczające będzie odniesienie do konfiguracji M20.

Serie oznaczone cyfrą „1” dotyczą symulacji wykorzystujących oryginalne wartości parametrów zarówno dla materiałów, jak i krzywej przyczepność-poślizg według MC2010 [N3]. Serie z oznaczeniem „2” również uwzględniają parametry materiałowe i przyczepnościowe zgodne z [N3], jednak wybrane parametry, takie jak f_{cm} i f_{ctm} , a także parametry określające kształt i przebieg krzywych przyczepność-poślizg, zostały zmodyfikowane danymi doświadczalnymi. Parametry modeli zastosowanych w seriach z cyfrą „3” pochodzą w większości z badań własnych. Te związane z modelowaniem przyczepności zostały dobrane na drodze iteracyjnej kalibracji krzywej $\tau_b - s$ względem reprezentatywnej krzywej otrzymanej z eksperymentów. Dla próbek mimośrodowych opracowano jedynie modele z grupy „3”, oczekując dla nich rezultatów o najwyższej zbieżności z wynikami badań laboratoryjnych. Szczegółowy opis zastosowanych parametrów materiałowych i przyczepnościowych zawarto w podrozdziałach 5.1 i 5.2. Interpretacja pozostałych oznaczeń w nazwie symulacji jest analogiczna jak w analizie doświadczalnej (zob. podrozdział 3.2.1).

Symulacje z wykorzystaniem pręta żebrowanego objęły jedną serię, odpowiadającą badaniom laboratoryjnym C-12-5.0. Ograniczenie analiz do jednej serii, spośród 18 przeprowadzonych eksperymentalnie, wynikało ze znacznej czasochłonności przygotowania modeli, długiego czasu obliczeń oraz konieczności eliminacji problemów numerycznych. Do symulacji z prętem żebrowanym celowo wybrano serię badawczą, której próbki zniszczyły się przez wyrwanie. W literaturze przedstawiane są wyłącznie obliczenia, w których przyczepność jest niszczone przez rozłupanie (np. [32, 185]). Zakres symulacji z prętami żebrowanymi przedstawiono w tabeli 3.5.

Tabela 3.5: Zakres symulacji numerycznych z prętem żebrowanym.

Nazwa serii - symulacje	Nazwa serii - doświadczenia	Materiały
Ż-C-12-5.0-3-RzG	C-12-5.0	MC2010*
Ż-C-12-5.0-3-UG_1	C-12-5.0	MC2010*
Ż-C-12-5.0-3-UG_2	C-12-5.0	MC2010*

MC2010* – wybrane parametry modelu według [N3] zmodyfikowane wartościami z badań własnych

Analiza z prętem żebrowany (Ż) składała się z trzech symulacji. W pierwszej zastosowano model pręta (Rz) o geometrii odzwierciedlającej rzeczywisty kształt prętów użytych w eksperymentach. Było to możliwe dzięki skanom 3D, wykonanym w Instytucie Techniki Budowlanej w Warszawie. W pozostałych dwóch symulacjach wykorzystano pręt o uproszczonej geometrii żeber (U), które zamodelowano jako cyklicznie rozmieszczone pierścienie. Geometrię uproszczoną dobrano tak, aby względne pole powierzchni żebra f_R było możliwie najbardziej zbliżone do wartości dla pręta o geometrii rzeczywistej. Zastosowanie dwóch podejść do odwzorowania geometrii pręta pozwoli na ocenę efektywności odwzorowania zachowania przyczepności w stosunku do eksperymentów.

Stosując analogiczne oznaczenia jak w obliczeniach dla pręta gładkiego, nazwy symulacji z prętem żebrowanym oznaczono wyłącznie cyfrą „3”, ponieważ wykorzystano w nich parametry modeli materiałowych określone na podstawie badań własnych. Szczegóły dotyczące modeli materiałowych, modelowania przyczepności i modeli numerycznych opisano odpowiednio w podrozdziałach 5.1 i 5.2.

W celu skrócenia obliczeń modeli numerycznych, szczególnie tych z prętem gładkim, które były kalibrowane oraz tych z prętem żebrowanym, zdecydowano się, aby ograniczyć zakres poślizgu w symulacjach MES względem doświadczeń do 10 mm. Zabieg ten nie wpłynął negatywnie na analizowanie przebiegu krzywej $\tau_b - s$, ponieważ wciąż było możliwe porównanie dokładności dopasowania krzywych z eksperymentów i numeryki.

Rozdział 4

Analiza doświadczalna

4.1 Materiały

4.1.1 Beton

Proces projektowania mieszanki betonowej rozpoczęto od analizy sitowej kruszywa. W badaniach zastosowano kruszywo naturalne, składające się z frakcji drobnej (0–2 mm) oraz grubej (2–8 mm i 8–16 mm). Na rysunku 4.1 zaprezentowano krzywe uziarnienia dla poszczególnych frakcji, na podstawie których ustalono punkt piaskowy na poziomie 40%.

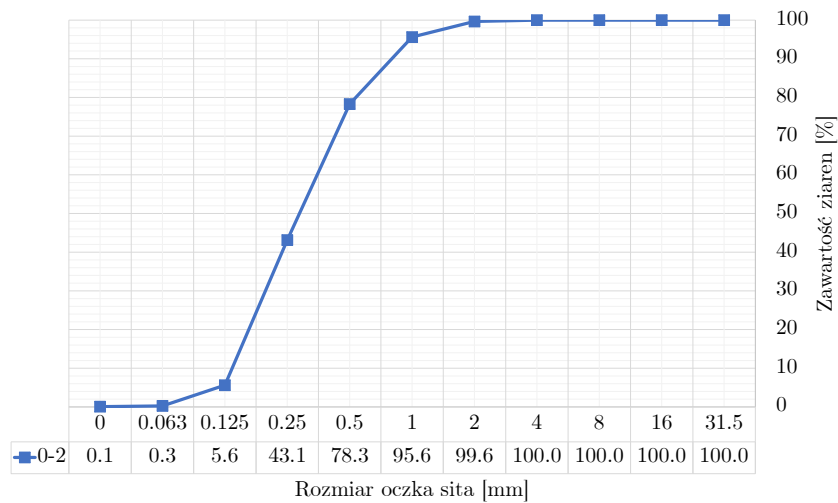
W eksperymentach założono wykorzystanie betonu klasy C35/45. W celu uzyskania materiału o pożądanych właściwościach, przeprowadzono serię zarobów próbnych, które pozwoliły na precyzyjne ustalenie receptury, konsystencji oraz technologii wykonania mieszanki betonowej. Działania te miały na celu zapewnienie wysokiej powtarzalności właściwości mechanicznych betonu i zminimalizowanie ich rozrzutu, co ma istotne znaczenie w badaniach przyczepności. W tabeli 4.1 przedstawiono skład mieszanki betonowej użytej w badaniach, podając ilość poszczególnych składników w przeliczeniu na 1 metr sześcienny betonu.

Tabela 4.1: Skład mieszanki betonowej zastosowanej w badaniach doświadczalnych.

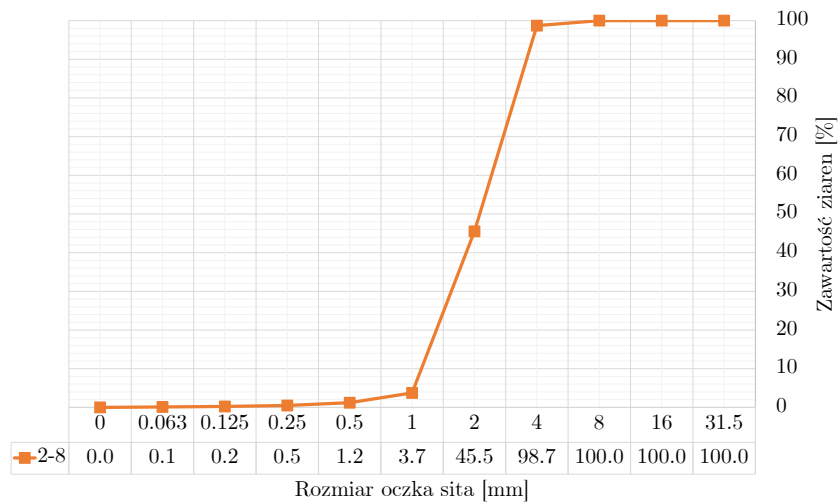
Cement	Woda	Kruszywo 0-2 mm	Kruszywo 2-8 mm	Kruszywo 8-16 mm	Superplastyfikator
[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
340	175	770	560	560	5,25

Jako spoiwo zastosowano cement portlandzki klasy CEM I 42,5R, spełniający wymagania normy PN-EN 197-1 [N16]. W celu zapewnienia odpowiedniej urabialności do mieszanki dodano superplastyfikator, a jako wodę zarobową wykorzystano wodę wodociągową. Wskaźnik wodno-cementowy (W/C) wynosił 0,51. Konsystencję mieszanki betonowej, określoną metodą stożka opadowego zgodnie z normą PN-EN 12350-2 [N17], zaklasyfikowano jako S3.

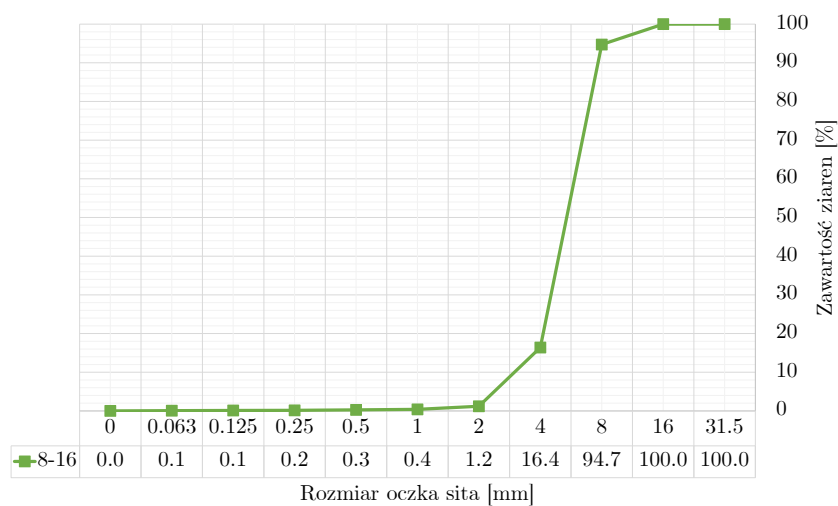
Z każdego zarobu betonu, formowano elementy w celu określenia podstawowych parametrów: wytrzymałości na ściskanie f_c , wytrzymałości na rozciąganie f_{ct} oraz modułu sprężystości E_c . W tym celu z każdej partii przygotowywano sześć kostek sześciennych o boku 150 mm oraz sześć walców o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm, zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-1 [N18].



(a) Kruszywo 0-2 mm



(b) Kruszywo 2-8 mm



(c) Kruszywo 8-16 mm

Rysunek 4.1: Krzywe uziarnienia na podstawie analizy sitowej.

Wytrzymałość na ściskanie wyznaczano zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [N19], badając po trzy walce (wytrzymałość walcowa $f_{c,cyl}$) i trzy kostki (wytrzymałość kostkowa $f_{c,cube}$). Wytrzymałość na rozciąganie f_{ct} przy rozłupywaniu określano na pozostałych trzech kostkach, zgodnie z procedurą opisaną w normie PN-EN 12390-6 [N20]. Moduł sprężystości badano zgodnie z metodą B normy PN-EN 12390-13 [N21]. Do tego celu wykorzystano trzy próbki walcowe, a pozostałe trzy (te same, które służyły do wyznaczenia $f_{c,cyl}$) użyto jako próbki towarzyszące do określenia górnej granicy naprężenia podczas badania. Uzyskane rezultaty uśredniono, otrzymując wartość E_{cm} .

Wszystkie próbki do badań właściwości betonu były przechowywane pod folią. Rozformowywano je po 7 dniach, a następnie pielęgnowano w warunkach laboratoryjnych (temperatura $20^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$) aż do dnia badania, który przypadał w 28. dniu od zabetonowania i był zbieżny z terminem testów wrywania. Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że beton spełniał wymagania klasy C35/45, określone w normie [N12]. Rezultaty badań właściwości betonu dla poszczególnych serii testów pull-out przedstawiono w poniższych tabelach.

- wytrzymałość betonu na ściskanie - 4.2, 4.3, 4.4,
- wytrzymałość betonu na rozciąganie - 4.5, 4.6, 4.7,
- moduł sprężystości betonu - 4.8, 4.9, 4.10.

Tabela 4.2: Wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii próbek C do testu pull-out.

Nazwa serii	$f_{act, cyl}$ [MPa]	$f_{act, cube}$ [MPa]	$f_{cm, cyl}$ [MPa]	$f_{cm, cube}$ [MPa]	σ_{cyl} [MPa]	σ_{cube} [MPa]	V_{cyl} [%]	V_{cube} [%]	$f_{act, cyl}$ [MPa]	$f_{act, cube}$ [MPa]
C-10-2.5	41,93	54,31	41,69	51,97	2,24	1,80	5,36	3,47	37,69	47,97
	44,30	51,68								
	38,84	49,93								
	41,76	53,43								
C-10-5.0	43,68	48,54	41,50	50,99	1,90	2,00	4,57	3,92	37,50	46,99
	39,06	51,01								
	43,95	49,13								
	39,50	54,50								
C-12-2.5	41,47	50,68	41,64	51,44	1,82	2,26	4,37	4,39	37,64	47,44
	41,99	51,41								
	40,23	47,46								
	38,38	49,07								
C-12-5.0	44,16	55,04	40,20	49,31	1,47	1,62	3,67	3,29	36,20	45,31
	38,78	49,10								
	40,81	52,48								
	39,38	54,54								
C-16-5.0	43,96	51,63	41,50	51,67	1,88	2,33	4,54	4,50	37,50	47,67
	41,17	48,84								
	38,38	47,46								
	44,30	55,04								
MIN			40,20	49,31	1,47	1,62	3,67	3,29	36,20	45,31
MAX			41,69	52,21	2,24	2,43	5,37	4,66	37,69	48,21

$f_{act, cyl}$, $f_{act, cube}$ - wytrzymałość betonu na ściskanie próbki kolejno dla próbki walcowej i kostkowej
 $f_{cm, cyl}$, $f_{cm, cube}$ - średnia wytrzymałość betonu na ściskanie kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 σ_{cyl} , σ_{cube} - odchylenie standardowe kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 V_{cyl} , V_{cube} - współczynnik zmienności kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 $f_{ch, cyl}$, $f_{ch, cube}$ - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie kolejno dla próbek walcowych i kostkowych

Tabela 4.3: Wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii próbek M40 do testu pull-out.

Nazwa serii	$f_{ci,cyl}$ [MPa]	$f_{ci,cube}$ [MPa]	$f_{ch,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	σ_{cyl} [MPa]	σ_{cube} [MPa]	V_{cyl} [%]	V_{cube} [%]	$f_{ck,cyl}$ [MPa]	$f_{ck,cube}$ [MPa]
M40-10-2.5	41,95	49,54	40,09	49,41	1,51	1,74	3,76	3,52	36,09	45,41
	38,26	47,22								
	40,06	51,47								
M40-10-5.0	44,08	48,57	41,77	51,19	1,86	2,65	4,45	5,18	37,77	47,19
	39,53	50,17								
	41,69	54,83								
M40-12-2.5	38,82	52,61	40,88	52,45	1,78	2,21	4,34	4,22	36,88	48,45
	43,16	49,66								
	40,67	55,07								
M40-12-5.0	40,17	50,94	40,24	48,94	1,41	1,62	3,51	3,30	36,24	44,94
	42,01	46,98								
	38,55	48,89								
M40-16-2.5	39,12	49,99	41,12	51,66	1,70	1,40	4,13	2,72	37,12	47,66
	40,97	51,55								
	43,27	53,43								
M40-16-5.0	44,16	48,59	41,48	50,59	2,18	1,66	5,24	3,29	37,48	46,59
	41,46	50,51								
	38,83	52,66								
MIN	38,26	46,98	40,09	48,94	1,41	1,40	3,51	2,72	36,09	44,94
MAX	44,16	55,07	41,77	52,45	2,18	2,65	5,24	5,18	37,77	48,45

$f_{ci,cyl}$, $f_{ci,cube}$ - wytrzymałość betonu na ściskanie próbki kolejno dla próbek walcowej i kostkowej
 $f_{cm,cyl}$, $f_{cm,cube}$ - średnia wytrzymałość betonu na ściskanie kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 σ_{cyl} , σ_{cube} - odchylenie standardowe kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 V_{cyl} , V_{cube} - współczynnik zmienności kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 $f_{ck,cyl}$, $f_{ck,cube}$ - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie kolejno dla próbek walcowych i kostkowych

Tabela 4.4: Wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii próbek M20 do testu pull-out.

Nazwa serii	$f_{act, cyl}$ [MPa]	$f_{act, cube}$ [MPa]	$f_{cm, cyl}$ [MPa]	$f_{cm, cube}$ [MPa]	σ_{cyl} [MPa]	σ_{cube} [MPa]	V_{cyl} [%]	V_{cube} [%]	$f_{ak, cyl}$ [MPa]	$f_{ak, cube}$ [MPa]
M20-10-2.5	40,00	51,83	40,11	49,08	1,40	2,29	3,48	4,68	36,11	45,08
	41,88	46,22								
	38,46	49,19								
	40,22	51,63								
M20-10-5.0	38,52	49,25	40,24	49,12	1,42	2,10	3,53	4,28	36,24	45,12
	41,99	46,48								
	40,16	49,42								
	42,02	51,29								
M20-12-2.5	38,40	47,75	40,19	49,49	1,48	1,45	3,68	2,92	36,19	45,49
	41,90	47,28								
	39,95	50,76								
	38,40	49,95								
M20-12-5.0	41,86	47,81	40,14	49,72	1,38	1,56	3,43	3,13	36,14	45,72
	40,08	49,72								
	38,49	51,63								
	43,38	54,39								
M20-16-5.0	40,63	48,50	41,01	51,21	1,80	2,43	4,39	4,74	37,01	47,21
	39,01	50,73								
	38,40	46,22								
	43,38	54,39								
MIN	38,40	46,22	40,08	49,08	1,38	1,45	3,43	2,92	36,08	45,08
MAX	43,38	54,39	41,01	51,21	1,80	2,43	4,39	4,74	37,01	47,21

$f_{ai, cyl}$, $f_{ci, cube}$ - wytrzymałość betonu na ściskanie próbki kolejno dla próbki walcowej i kostkowej
 $f_{cm, cyl}$, $f_{cm, cube}$ - średnia wytrzymałość betonu na ściskanie kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 σ_{cyl} , σ_{cube} - odchylenie standardowe kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 V_{cyl} , V_{cube} - współczynnik zmienności kolejno dla próbek walcowych i kostkowych
 $f_{ak, cyl}$, $f_{ak, cube}$ - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie kolejno dla próbek walcowych i kostkowych

Tabela 4.5: Wytrzymałość betonu na rozciąganie dla serii próbek C do testu pull-out.

Nazwa serii	$f_{ct,i}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	σ [MPa]	V [%]
C-10-2.5	2,55	2,77	0,21	7,46
	2,72			
	3,05			
C-10-5.0	3,39	3,17	0,20	6,32
	2,90			
	3,22			
C-12-2.5	3,20	3,15	0,23	7,43
	3,41			
	2,84			
C-12-5.0	3,21	3,38	0,25	7,40
	3,73			
	3,20			
C-16-2.5	2,88	2,88	0,26	8,88
	3,19			
	2,57			
C-16-5.0	2,48	2,78	0,25	9,11
	2,76			
	3,10			
MIN	2,48	2,77	0,20	6,32
MAX	3,73	3,38	0,26	9,11

$f_{ct,i}$ - wytrzymałość betonu na rozciąganie próbki, f_{ctm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie, σ - odchylenie standardowe, V - współczynnik zmienności

Tabela 4.6: Wytrzymałość betonu na rozciąganie dla serii próbek M40 do testu pull-out.

Nazwa serii	$f_{ct,i}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	σ [MPa]	V [%]
M40-10-2.5	4,13	4,03	0,20	4,96
	4,21			
	3,75			
M40-10-5.0	3,48	3,74	0,19	5,21
	3,78			
	3,95			
M40-12-2.5	3,81	3,56	0,19	5,33
	3,53			
	3,34			
M40-12-5.0	3,51	3,32	0,16	4,70
	3,31			
	3,13			
M40-16-2.5	3,18	3,09	0,20	6,62
	2,81			
	3,28			
M40-16-5.0	2,95	3,33	0,30	8,87
	3,37			
	3,67			
MIN	2,81	3,09	0,16	4,70
MAX	4,21	4,03	0,30	8,87

$f_{ct,i}$ - wytrzymałość betonu na rozciąganie próbki, f_{ctm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie, σ - odchylenie standardowe, V - współczynnik zmienności

Tabela 4.7: Wytrzymałość betonu na rozciąganie dla serii próbek M20 do testu pull-out.

Nazwa serii	$f_{ct,i}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	σ [MPa]	V [%]
M20-10-2.5	3,17	2,82	0,25	8,85
	2,69			
	2,60			
M20-10-5.0	2,80	2,77	0,22	7,96
	2,48			
	3,02			
M20-12-2.5	2,80	2,97	0,21	7,16
	2,84			
	3,27			
M20-12-5.0	2,37	2,76	0,30	10,80
	3,09			
	2,83			
M20-16-2.5	2,10	2,35	0,19	7,92
	2,55			
	2,40			
M20-16-5.0	2,15	2,44	0,23	9,57
	2,72			
	2,45			
MIN	2,10	2,35	0,19	7,16
MAX	3,27	2,97	0,30	10,80

$f_{ct,i}$ - wytrzymałość betonu na rozciąganie próbki, f_{ctm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie, σ - odchylenie standardowe, V - współczynnik zmienności

Tabela 4.8: Moduł sprężystości betonu dla serii próbek C do testu pull-out.

Nazwa serii	E_{ci} [GPa]	E_{cm} [GPa]	σ [GPa]	V [%]
C-10-2.5	32,49	34,05	1,22	3,58
	35,46			
	34,20			
C-10-5.0	31,65	30,81	1,16	3,75
	31,60			
	29,17			
C-12-2.5	34,70	34,84	1,49	4,29
	36,73			
	33,08			
C-12-5.0	33,72	35,03	1,22	3,49
	36,66			
	34,71			
C-16-2.5	33,46	33,98	1,00	2,96
	35,38			
	33,09			
C-16-5.0	33,22	32,01	0,96	2,99
	31,93			
	30,88			
MIN	29,17	30,81	0,96	2,96
MAX	36,73	35,03	1,49	4,29

E_{ci} - moduł sprężystości betonu próbki, E_{cm} - średni moduł sprężystości betonu, σ - odchylenie standardowe, V - współczynnik zmienności

Tabela 4.9: Moduł sprężystości betonu dla serii próbek M40 do testu pull-out.

Nazwa serii	E_{ci} [GPa]	E_{cm} [GPa]	σ [GPa]	V [%]
M40-10-2.5	33,35	33,07	0,87	2,64
	31,89			
	33,97			
M40-10-5.0	32,04	33,26	1,35	4,07
	32,60			
	35,15			
M40-12-2.5	32,67	33,85	0,94	2,78
	34,96			
	33,92			
M40-12-5.0	32,32	33,60	1,18	3,52
	33,31			
	35,17			
M40-16-2.5	31,31	33,04	1,23	3,73
	33,71			
	34,10			
M40-16-5.0	30,40	31,65	1,17	3,70
	31,33			
	33,22			
MIN	30,40	31,65	0,87	2,64
MAX	35,17	33,85	1,35	4,07

E_{ci} - moduł sprężystości betonu próbki, E_{cm} - średni moduł sprężystości betonu, σ - odchylenie standardowe, V - współczynnik zmienności

Tabela 4.10: Moduł sprężystości betonu dla serii próbek M20 do testu pull-out.

Nazwa serii	E_{ci} [GPa]	E_{cm} [GPa]	σ [GPa]	V [%]
M20-10-2.5	30,53	29,57	0,89	3,02
	28,38			
	29,79			
M20-10-5.0	32,84	32,83	1,00	3,06
	31,60			
	34,06			
M20-12-2.5	31,45	32,26	1,30	4,04
	31,23			
	34,10			
M20-12-5.0	30,43	29,64	0,93	3,13
	28,34			
	30,15			
M20-16-2.5	37,67	36,21	1,05	2,91
	35,22			
	35,74			
M20-16-5.0	31,69	31,78	1,72	5,41
	29,72			
	33,93			
MIN	28,34	29,57	0,89	2,91
MAX	37,67	36,21	1,72	5,41

E_{ci} - moduł sprężystości betonu próbki, E_{cm} - średni moduł sprężystości betonu, σ - odchylenie standardowe, V - współczynnik zmienności

4.1.2 Stal zbrojeniowa

W badaniach wykorzystano pręty zbrojeniowe ze stali gatunku B500SP, opatrzone znakiem jakości EPSTAL. Właściwości tej stali są zgodne z wymaganiami norm: PN-H-93220:2018-02 [N7], PN-EN 10080:2007 [N5], PN-B 03264:2002 [N22] oraz PN-EN 1992-1-1 [N1, N9]. Stal B500SP EPSTAL charakteryzuje się nominalną granicą plastyczności 500 MPa i jest klasyfikowana jako stal o podwyższonej ciągliwości. Zgodnie z normami [N1, N3, N9] spełnia ona wymagania najwyższej klasy ciągliwości C, co oznacza stosunek $k = f_u/f_y$ w przedziale od 1,15 do 1,35 oraz charakterystyczne odkształcenie przy maksymalnej sile ε_{uk} nie mniejsze niż 7,5%. Ponadto stal ta jest zgodna z wymaganiami dla klasy A-IIIN według normy [N22]. Zgodnie z normami [N1, N9] można przyjąć obliczeniową wartość modułu sprężystości E_s równą 200 GPa. Wymagania dotyczące geometrii uźebrowania prętów B500SP EPSTAL przedstawiono w podrozdziale 4.1.3.

W celu weryfikacji właściwości mechanicznych stali użytej w badaniach, przeprowadzono statyczne próby jednoosiowego rozciągania. Celem testów było wyznaczenie następujących parametrów: granicy plastyczności f_y , wytrzymałość na rozciąganie f_u , ciągliwości k , charakterystycznego odkształcenia przy maksymalnej sile ε_{uk} oraz modułu sprężystości E_s . Badaniom poddano próbki w stanie surowym (bez obróbki mechanicznej) o całkowitej długości 400 mm. Długość pomiarowa, ustalona w celu zapewnienia odpowiedniej odległości mocowania ekstensometru od uchwytów maszyny wytrzymałościowej, wynosiła odpowiednio 50, 60 i 80 mm dla prętów o średnicach 10, 12 i 16 mm. Przebadano po trzy próbki dla każdej z zastosowanych średnic, co dało łącznie dziewięć testów. Wyniki badań przedstawiono w tabelach 4.11, 4.12 i 4.13, a uzyskane krzywe naprężenie-odkształcenie zaprezentowano na rysunkach 4.2, 4.3 i 4.4.

Tabela 4.11: Parametry cech mechanicznych stali prętów o średnicy 10 mm.

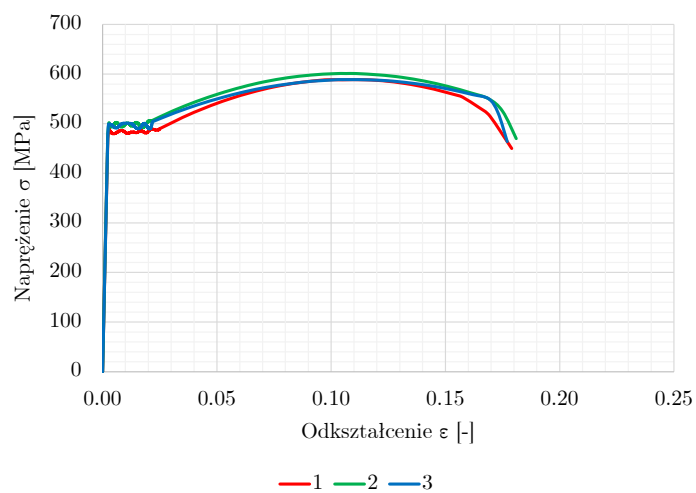
Nr próbki	d [mm]	A [mm ²]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	k [-]	ε_{uk} [%]	E_s [GPa]
1	10	78,54	489,80	588,60	1,20	9,88	204,26
2	10	78,54	502,27	601,25	1,20	10,65	208,37
3	10	78,54	498,75	588,82	1,18	10,44	206,12
MIN			489,80	588,60	1,18	9,88	204,26
MAX			502,27	601,25	1,20	10,65	208,37
Średnia			496,94	592,89	1,19	10,32	206,25

Tabela 4.12: Parametry cech mechanicznych stali prętów o średnicy 12 mm.

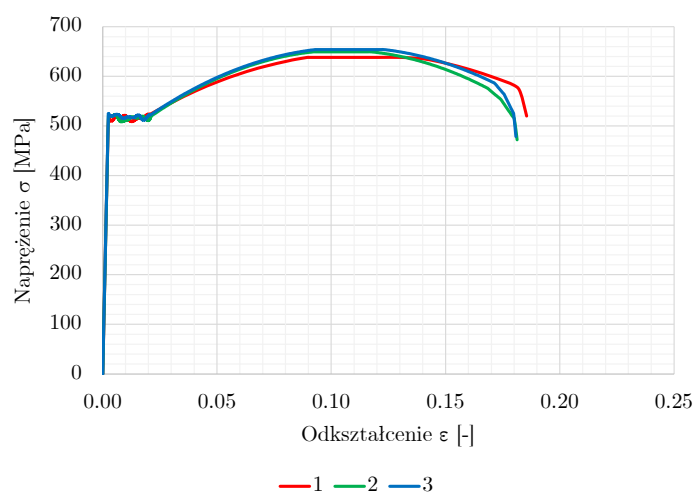
Nr próbki	d [mm]	A [mm ²]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	k [-]	ε_{uk} [%]	E_s [GPa]
1	12	113,10	520,54	638,09	1,23	8,84	209,18
2	12	113,10	523,89	649,60	1,24	9,26	210,44
3	12	113,10	525,24	654,07	1,25	9,32	214,53
MIN			520,54	638,09	1,23	8,84	209,18
MAX			525,24	654,07	1,25	9,32	214,53
Średnia			523,22	646,92	1,24	9,14	211,38

Tabela 4.13: Parametry cech mechanicznych stali prętów o średnicy 16 mm.

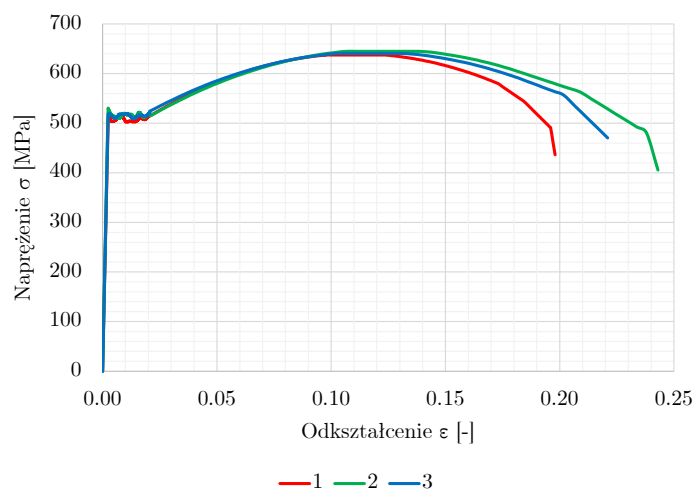
Nr próbki	d [mm]	A [mm ²]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	k [-]	ε_{uk} [%]	E_s [GPa]
1	16	201,06	518,67	637,66	1,23	9,83	207,66
2	16	201,06	530,39	644,87	1,22	10,64	220,15
3	16	201,06	519,29	640,57	1,23	10,22	214,27
MIN			518,67	644,87	1,22	9,83	207,66
MAX			530,39	637,66	1,23	10,64	220,15
Średnia			522,78	641,03	1,23	10,23	214,03



Rysunek 4.2: Krzywe $\sigma - \varepsilon$ dla prętów o średnicy 10 mm.



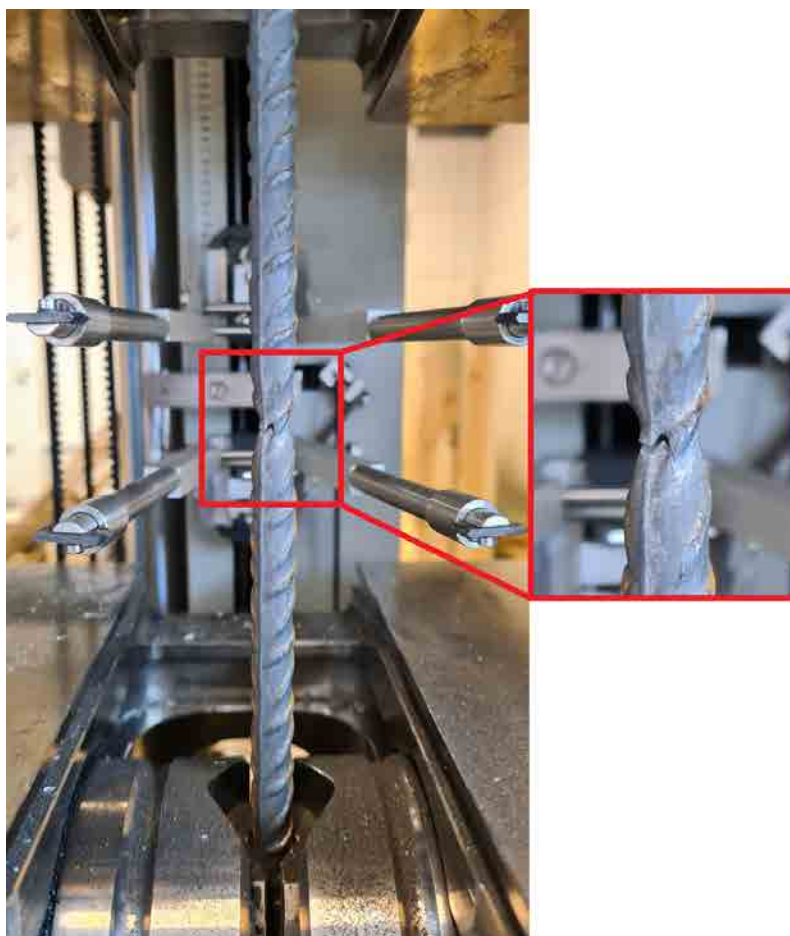
Rysunek 4.3: Krzywe $\sigma - \varepsilon$ dla prętów o średnicy 12 mm.



Rysunek 4.4: Krzywe $\sigma - \varepsilon$ dla prętów o średnicy 16 mm.

Wyniki przeprowadzonych badań potwierdziły, że zastosowana stal zbrojeniowa spełnia wymagania stawiane gatunkowi B500SP EPSTAL. W przypadku prętów o średnicy 10 mm zaobserwowano nieznacznie niższą od nominalnej granicę plastyczności f_y . Jednakże średnia wartość uzyskana w testach stanowiła 99,4% wartości deklarowanej, co uznano za dopuszczalną odchyłkę. Zarówno wykresy $\sigma - \varepsilon$, jak i dane tabelaryczne, charakteryzują się wysoką powtarzalnością.

Na uwagę zasługuje charakterystyczna postać zniszczenia prętów ze stali B500SP. Jako stal miękka, ulega ona zniszczeniu poprzez utworzenie przewężenia, tzw. szyjki. Jednak w odróżnieniu od innych stali tego typu, powierzchnia przełomu w strefie przewężenia jest nieregularna i postrzępiona (rysunek 4.5). Zjawisko to jest konsekwencją technologii produkcji prętów B500SP – walcowania na gorąco z kontrolowanym chłodzeniem, która pozwala na uzyskanie pożądanych właściwości mechanicznych.



Rysunek 4.5: Widok zniszczonego pręta wykonanego ze stali B500SP.

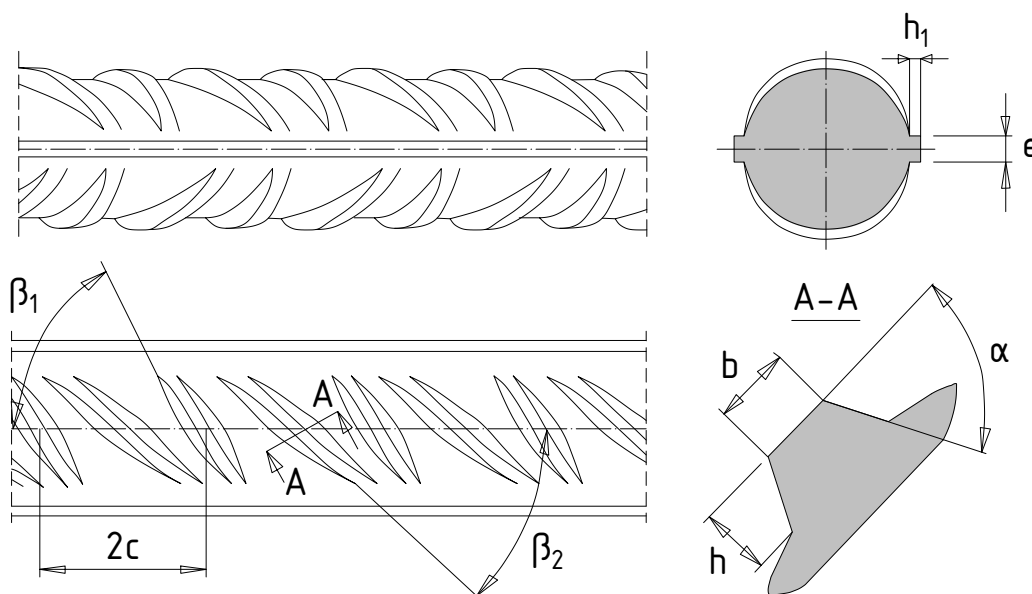
4.1.3 Pręty zbrojeniowe

Pręty zbrojeniowe ze stali B500SP EPSTAL są dostępne w średnicach od 8 do 40 mm. Ich specyfikacje techniczne określa norma PN-H-93220:2018-02 [N7]. Charakterystyczną cechą geometrii tych prętów jest obecność dwóch żeber podłużnych oraz zanikających żeber poprzecznych, nachylonych pod dwoma różnymi kątami względem osi pręta. Dodatkowo pręty opatrzone znakiem EPSTAL posiadają cyklicznie powtarzający się napis „EPSTAL”, który jest wkomponowany w uźebrowanie i zastępuje część żeber poprzecznych (rysunek 4.7). Badania przeprowadzone przez Instytut Techniki Budowlanej [179] wykazały, że napis ten nie wpływa negatywnie na pracę zakotwienia pręta w betonie pod obciążeniem obliczeniowym, co potwierdza przydatność tych prętów w konstrukcjach żelbetowych.



Rysunek 4.6: Fragment pręta zbrojeniowego wykonanego ze stali B500SP EPSTAL [186].

Ogólne wymogi dotyczące geometrii uźebrowania prętów zbrojeniowych przedstawiono w tabeli 2.1 oraz na rysunku 2.10. W celu weryfikacji zgodności badanych prętów z tymi wymaganiami, przeprowadzono szczegółowe pomiary geometryczne dla każdej ze stosowanych średnic. Pomiary zostały wykonane w *Instytucie Techniki Budowlanej* w Warszawie, a także przez autora niniejszej pracy kolejno na podstawie skanów 3D oraz precyzyjnych makrofotografii. Graficzną reprezentację pręta B500SP wraz z oznaczeniami parametrów uźebrowania zaprezentowano na rysunku 4.7 (objaśnienia symboli podano w tabeli 2.1). Wyniki pomiarów zestawiono w tabelach 4.14, 4.15 i 4.16.



Rysunek 4.7: Szkic pręta B500SP z zaznaczonymi parametrami geometrii uźebrowania.

Tabela 4.14: Zmierzone parametry geometrii uźebrowania pręta B500SP o średnicy 10 mm.

Symbol	Jednostka	Informacja/zakres	Wymagane	Zmierzone
α	[deg]	≥ 45	≥ 45	46,137
β_1	[deg]	35 – 75	35 – 75	67,168
β_2	[deg]	35 – 75	35 – 75	49,064
c	[mm]	0,4d – 1,2d	4,0 – 12,0	6,263
b	[mm]	b.d.	b.d.	1,186
h	[mm]	0,03d – 0,15d	0,30 – 1,50	0,691
e	[mm]	b.d.*	b.d.*	1,513
h_1	[mm]	$\leq 0,15d$	$\leq 1,50$	0,174

Tabela 4.15: Zmierzone parametry geometrii uźebrowania pręta B500SP o średnicy 12 mm.

Symbol	Jednostka	Informacja/zakres	Wymagane	Zmierzone
α	[deg]	≥ 45	≥ 45	54,149
β_1	[deg]	35 – 75	35 – 75	62,786
β_2	[deg]	35 – 75	35 – 75	46,481
c	[mm]	0,4d – 1,2d	4,8 – 14,4	6,845
b	[mm]	b.d.	b.d.	1,503
h	[mm]	0,03d – 0,15d	0,36 – 1,80	0,775
e	[mm]	b.d.*	b.d.*	2,691
h_1	[mm]	$\leq 0,15d$	$\leq 1,80$	0,158

Tabela 4.16: Zmierzone parametry geometrii uźebrowania pręta B500SP o średnicy 16 mm.

Symbol	Jednostka	Informacja/zakres	Wymagane	Zmierzone
α	[deg]	≥ 45	≥ 45	49,277
β_1	[deg]	35 – 75	35 – 75	61,862
β_2	[deg]	35 – 75	35 – 75	44,336
c	[mm]	0,4d – 1,2d	6,4 – 19,2	10,355
b	[mm]	b.d.	b.d.	2,157
h	[mm]	0,03d – 0,15d	0,48 – 2,40	1,330
e	[mm]	b.d.*	b.d.*	1,682
h_1	[mm]	$\leq 0,15d$	$\leq 2,40$	0,557

Analiza przedstawionych danych wskazuje, że parametry uźebrowania badanych prętów zbrojeniowych spełniają wymagania normowe. Na podstawie uzyskanych pomiarów obliczono również względne pole powierzchni żebra f_R , stosując metodologię opisaną w normie PN-EN ISO 15630-1 [N6]. Wykorzystano w tym celu cztery wzory – od (2.11) do (2.14) – które szczegółowo omówiono w podrozdziale 2.2.2.1. Wyniki tych obliczeń przedstawiono w tabeli 4.17.

Tabela 4.17: Wyniki obliczeń f_R dla wybranych formuł z normy [N6].

Średnica pręta	10 mm	12 mm	16 mm
$f_{r,min}$ wg [N1, N3, N9]	0,0520	0,0560	0,0560
f_R wg wzoru 2.11	0,0634	0,0612	0,0742
f_R wg wzoru 2.12	0,0679	0,0654	0,0790
f_R wg wzoru 2.13	0,0665	0,0647	0,0799
f_R wg wzoru 2.14	0,0938	0,0963	0,1091

Najwyższe wartości względnego pola powierzchni żebra uzyskano przy zastosowaniu najprostszej z analizowanych formuł, czyli wzoru (2.14), w którym przyjęto współczynnik λ równy 0,85. Wartości f_R obliczone za pomocą pozostałych wzorów są do siebie bardzo zbliżone. Należy podkreślić, że dla każdej badanej średnicy pręta, wszystkie obliczone wartości f_R spełniają wymóg minimalnego względnego pola powierzchni żebra $f_{R,min}$.

Warto odnotować, że w pierwszej połowie XX wieku dominował pogląd, iż optymalna wartość f_R wynosi 0,20 [12, 84, 85], co podtrzymywały również późniejsze badania [86–88]. Stanowisko to uległo zmianie na początku XXI wieku, kiedy w biuletynie fib nr 10 [4] zaproponowano, że optymalny z praktycznego punktu widzenia zakres wartości względnego pola powierzchni żebra mieści się w przedziale od 0,05 do 0,10. Wartości uzyskane dla badanych prętów, przedstawione w tabelach 4.14, 4.15 i 4.16, dobrze wpisują się w ten nowszy, rekomendowany zakres.

4.2 Test pull-out

4.2.1 Rys historyczny

Pierwsze badania wykorzystujące test pull-out zostały przeprowadzone już na początku XX wieku przez ABRAMSA [12]. Skupiły się one na podstawowych czynnikach wpływających na współpracę pręta z betonem, takich jak wiek i skład betonu czy powierzchnia pręta. W latach 40. WATSTEIN przeprowadził badania dotyczące rozkładu naprężeń przyczepności dla prętów gładkich i żebrowanych [187, 188]. W latach 50. FERGUSON, TURPIN, THOMPSON [189] zbadali wpływ przyczepności na minimalny rozstaw prętów w elementach żelbetowych. Badania na próbkach mimośrodowych w teście pull-out miały na celu wyznaczenie maksymalnej wartości naprężeń przyczepności. Otrzymane rezultaty porównano z obowiązującą wówczas amerykańską normą projektową.

Na początku lat 60. REHM opisał podstawowe zasady przyczepności stali zbrojeniowej do betonu [22]. Jego praca zyskała powszechne uznanie i była cytowana przez wielu cenionych ekspertów z zakresu konstrukcji żelbetowych, m.in. LEONHARDTA [5], GODYCKIEGO-ĆWIRKO [190] i STAROSOLSKIEGO [81]. REHM stwierdził, że relacja $\tau_b - s$ jest prawem przyczepności, analogicznie do zależności $\sigma - \varepsilon$ dla ściskania/rozciągania betonu czy stali. Podkreślił też przydatność operowania względnym polem powierzchni żebra f_R w analizie przyczepności. W swoich badaniach REHM przeanalizował m.in. wpływ lokalizacji pręta w betonowym bloku oraz kierunek betonowania względem położenia pręta na zależność przyczepność-poślizg, a także efekt mechanicznego zakotwienia na pojedynczym przewężeniu pręta, jak również pod wpływem współdziałania wielu żeber. Podobne badania związane z geometrią powierzchni pręta w kontekście zarysowania prowadzili pod koniec lat 60. LUTZ i GERGELY [94].

Lata 70. to początek okresu działalności naukowej wielu ważnych badaczy przyczepności. Do tego grona zalicza się TEPFERSA, który w swoich badaniach zajmował się przyczepnością w aspekcie długości zakładu prętów zbrojeniowych [151, 154, 191–193]. Analizował m.in. wpływ naprężeń przyczepności, rys wewnętrznych oraz betonowej otuliny prętów na połączenia zakładkowe. Zajmował się również mechanizmem zniszczenia przyczepności poprzez rozłupanie otuliny. Ponadto opracował modyfikacje typowego elementu badawczego do testu pull-out, eliminując niektóre wady tego eksperymentu (tzw. *ring test*) [194].

W tym też okresie powstał najbardziej znany model przyczepności autorstwa BERTERO, POPOVA i ELIGEHAUSENA [89], który został przypisany do MC1990 [N2] i MC2010 [N3] (zob. podrozdział 2.4.1). Oprócz tego, w pracy [89] szczegółowo omówiono wybrane aspekty lokalnej przyczepności prętów żebrowanych mające wpływ na współpracę betonu i zbrojenia podczas trzęsienia ziemi, m.in. historia i tempo obciążenia, skrępowanie zbrojenia, wytrzymałość betonu na ściskanie oraz geometria pręta.

Lata 70. to również badania GOTO skupione na powstawaniu i rozwoju rys wewnętrznych [95]. Do tego celu Wykorzystywał barwnik, który był wstrzykiwany do obciążanej próbki. W efekcie, wewnętrzne pęknięcia były zafarbowane. Po przecięciu próbki wzdłuż pręta można było obserwować rozwój rys wewnętrznych przy każdym żebrze pręta. W kontekście tamtego okresu oprócz wymienionych badaczy należy również wspomnieć o ILLSTONIE i STEVENSIE, którzy analizowali rysy wewnętrzne [195], MARTINIE [196] i TANNERZE [197], a także NILSONIE [198] oraz MIRZIE [199].

Lata 80. to początek badań nad przyczepnością GAMBAROVA i jego współpracowników, które były skupione na analizie wpływu średnicy pręta na zniszczenie przyczepności przez rozłupanie [121, 200]. Jego rozważania dotyczyły zarówno prętów o małych [201], jak i dużych średnicach [202].

W latach 90. badania poświęcone przyczepności w kontekście praktycznych zastosowań w konstrukcjach prowadził CAIRNS ze współpracownikami [203]. Analizowali m.in. zniszczenie przyczepności przez rozłupanie [204] oraz wpływ geometrii użebrowania pręta na połączenia zakładkowe [205]. W kolejnych latach aż do chwili obecnej CAIRNS wraz z PLIZZARIM i innymi badaczami podjęli tematy związane z metodologią prowadzenia badań, usystematyzowania prowadzenia eksperymentów nad przyczepnością w Europie [206]. Konsekwencją tego jest propozycja nowego badania końca belki [207] (ang. beam-end test, zob. rysunek 2.8a), która znalazła się w nowej generacji fib Model Code 2020 [N23].

Na przełomie XX i XXI wieku działalność naukową w dziedzinie przyczepności w konstrukcjach żelbetowych rozpoczął PĘDZIWIATR. Wraz ze współpracownikami podjął on szereg zagadnień badawczych związanych z interakcją zbrojenia i betonu, analizując między innymi mechanizm zarysowania [208–213], wpływ stanu naprężenia [214–217], a także rolę przyczepności w efekcie usztywnienia przez rozciąganie (ang. tension stiffening) [218] oraz inne zjawiska, na które współpraca obu materiałów ma kluczowy wpływ [219–222]. PĘDZIWIATR jest również autorem cenionej monografii, która kompleksowo opisuje zagadnienia związane z przyczepnością stalowych prętów zbrojeniowych do betonu [1].

Współcześnie obserwuje się dynamiczny rozwój badań nad przyczepnością w aspekcie materiałowym. Opracowanie betonów nowej generacji oraz zbrojenia niemetalicznego sprawiło, że zagadnienia te stały się dominującym nurtem w tej dziedzinie. Przegląd wybranych badań dotyczących nowatorskich rozwiązań materiałowych zaprezentowano w podrozdziałach 2.2.1 i 2.2.2.3.

W ostatnich latach w Polsce badania nad przyczepnością prowadzili między innymi KIJANIE-KONTAK I WINNICKI [106, 133], którzy analizowali współpracę prętów zbrojeniowych o wysokiej wytrzymałości ($f_y = 670$ MPa, $f_u = 800$ MPa) z betonem wysokowartościowym (klasy C60/75 i C70/85). DYBEŁ I FURTAK ocenili wpływ dodatku pyłu krzemionkowego do betonu wysokowartościowego [223, 224] oraz zbadali, jak lokalizacja pręta w przekroju elementu wpływa na wyniki testu pull-out [225, 226]. Ten drugi wątek kontynuują KUCHARSKA I DYBEŁ, rozszerzając go między innymi o badania betonu samozagęszczalnego [140, 227, 228].

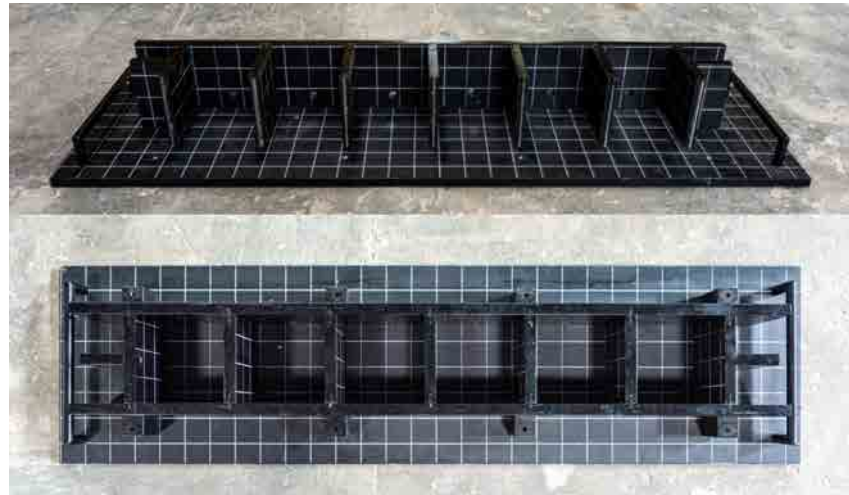
Międzynarodowa Federacja Betonu Konstrukcyjnego (fr. Fédération internationale du béton, ang. The International Federation for Structural Concrete, fib) opublikowała w 2000 roku biuletyn, który podsumowywał ówczesny stan wiedzy na temat przyczepności zbrojenia do betonu [4]. Opisano w nim mechanizmy przyczepności, w tym typowe postacie zniszczenia, oraz omówiono wpływ kluczowych czynników na to zjawisko. W 2023 roku fib wydał kolejny biuletyn, aktualizujący stan wiedzy w tej dziedzinie [229].

Ważnym wydarzeniem, zreszającym badaczy z całego świata zajmujących się problematyką przyczepności, jest cykliczna konferencja „Bond in Concrete”, odbywająca się co 10 lat. Jej nadrzędnym celem jest podsumowanie aktualnego stanu wiedzy oraz postępu w badaniach. Dotychczasowe edycje konferencji odbyły się w Paisley w Szkocji (1982) [230], Rydze (1992) [231], Budapeszcie (2002) [232], Brescii we Włoszech (2012) [233, 234] oraz w Stuttgarcie (2022) [235].

4.2.2 Element badawczy

Próbki do testów wyrywania zaprojektowano z uwzględnieniem zmiennych przyjętych w programie badań eksperymentalnych niniejszej rozprawy (zob. podrozdział 3.2.1). Do ich wykonania użyto specjalnie przygotowanych form (rysunek 4.8). Z jednego zarobu mieszanki betonowej formowano sześć próbek danej serii badawczej oraz dodatkowe próbki przeznaczone do oceny właściwości betonu. Metodę badania wybranych parametrów betonu opisano w podrozdziale 4.1.1.

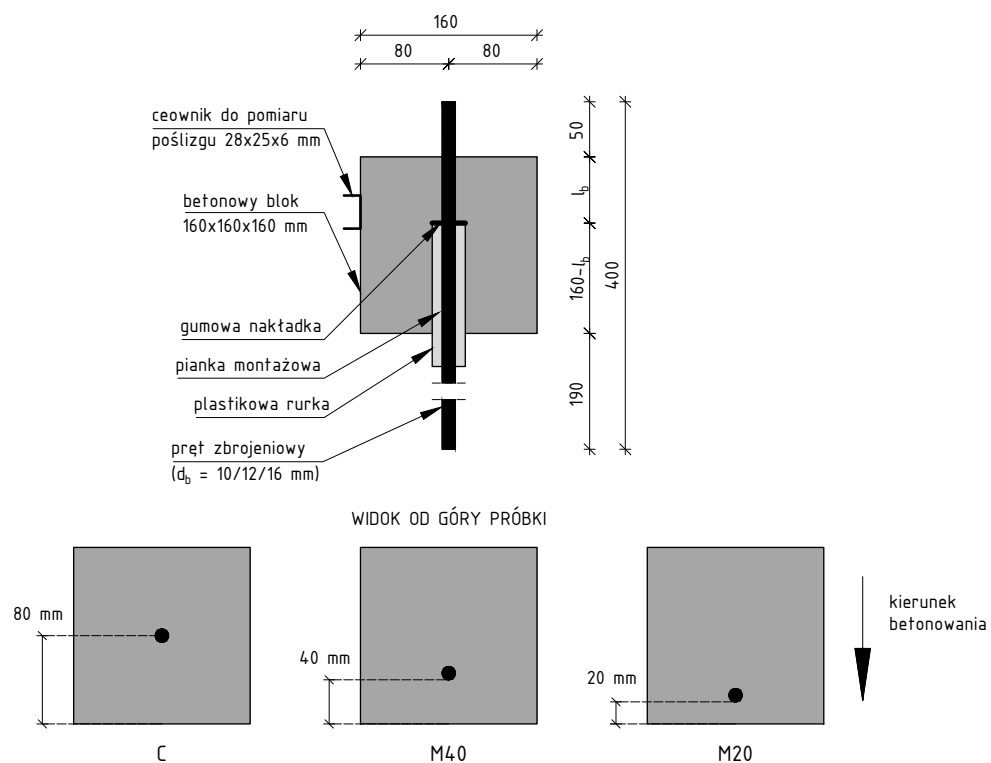
Wymiar bloku betonowego był zależny od największej przyjętej w badaniach średnicy pręta d_b i wynosił $10d_b$, tj. 160 mm. Całkowita długość pręta wynosiła 400 mm. W jego górnej części znajdował się odcinek nieobciążony o długości 50 mm, natomiast z dolnej części bloku wystawał odcinek obciążony, o długości 190 mm. Część pręta zakotwiona w betonie stanowiła odcinek przyczepności l_b . Jego długość, podobnie jak wymiary bloku, była zmienna i zależała od średnicy pręta. Zgodnie z programem badań, analizowano dwa warianty: $l_b = 2,5d_b$ oraz $l_b = 5d_b$. Odcinek przyczepności był zlokalizowany w górnej części betonowego bloku.



Rysunek 4.8: Formy do próbek POT - widok z boku i od góry.

W próbkach z prętem umieszczonym centrycznie (C), grubość betonowej otuliny c wynosiła od 72 do 75 mm w zależności od średnicy pręta. W przypadku próbek z prętem umieszczonym mimośrodowo (M40 i M20), grubość ta wynosiła odpowiednio 40 mm i 20 mm niezależnie od średnicy d_b . Szczegółowy próbek dla poszczególnych serii badawczych pokazano w tabeli 3.3.

Na bocznej powierzchni bloku, na wysokości około 2/3 jego wymiaru, montowano aluminiowy ceownik (28x25x6 mm), który stanowił podstawę dla czujnika pomiarowego. Podczas badania na ceowniku opierano ruchome ramię ekstensometru, mierzącego poślizg pręta. Schemat próbki badawczej z uwzględnieniem powyższego opisu zaprezentowano na rysunku 4.9.



Rysunek 4.9: Szczegóły próbek do testu pull-out przyjętych do analiz.

Przygotowanie próbek poprzedzono obróbką prętów zbrojeniowych. Każdy pręt wykorzystany do wykonania próbki został dokładnie oczyszczony z rdzawego nalotu i odtłuszczony w miejscu przewidzianego styku z betonem, aby wyeliminować dodatkowy wpływ tarcia (rysunek 4.10).



Rysunek 4.10: Porównanie prętów przed i po oczyszczeniu z rdzawego nalotu.

Następnie, po zabezpieczeniu oczyszczonego odcinka przyczepności taśmą, pręt wkładano do rurki izolującej go od betonu znajdującej się w specjalnie przygotowanym do tego zadania stanowisku (rysunek 4.11). Rurka miała na celu uzyskanie pożądanej dla danej serii długości l_b . Aby zagwarantować zaplanowaną długość przyczepności, wykorzystano piankę montażową oraz gumową nakładkę na rurkę od strony znajdującej się wewnątrz bloku, zapobiegając tym samym niekontrolowanemu wpływowi betonu do jej wnętrza.



Rysunek 4.11: Stanowisko do przygotowywania prętów.

Po zaschnięciu pianki i usunięciu jej nadmiaru zakładano gumową nakładkę, mocowaną za pomocą opaski zaciskowej. Dopiero tak przygotowany pręt umieszczano w formach. Zwrócono szczególną uwagę na ich orientację, pozycjonując je w taki sposób, aby żebra podłużne znajdowały się w płaszczyźnie prostopadłej do dolnej powierzchni bloku (powierzchni podparcia podczas badania). Przed ułożeniem mieszanki betonowej, wewnętrzne powierzchnie form oraz rurki izolujące pokrywano cienką warstwą środka antyadhezyjnego, dbając o to, by nie zanieczyścić strefy przyczepności pręta (rysunek 4.12).



Rysunek 4.12: Wnętrze formy przygotowanej do betonowania.

Betonowanie próbek odbywało się w kierunku prostopadłym do osi pręta, co symuluje warunki występujące podczas formowania belek (rysunek 4.9). Dołożono najwyższej staranności na każdym etapie procesu technologicznego – od przygotowania mieszanki betonowej według ustalonej receptury, przez jej układanie, aż po zagęszczanie w formach. Celem tych działań było zapewnienie maksymalnej powtarzalności warunków wykonania dla wszystkich serii badawczych. Na rysunku 4.13 przedstawiono przykładową serię próbek POT bezpośrednio po zakończeniu betonowania.

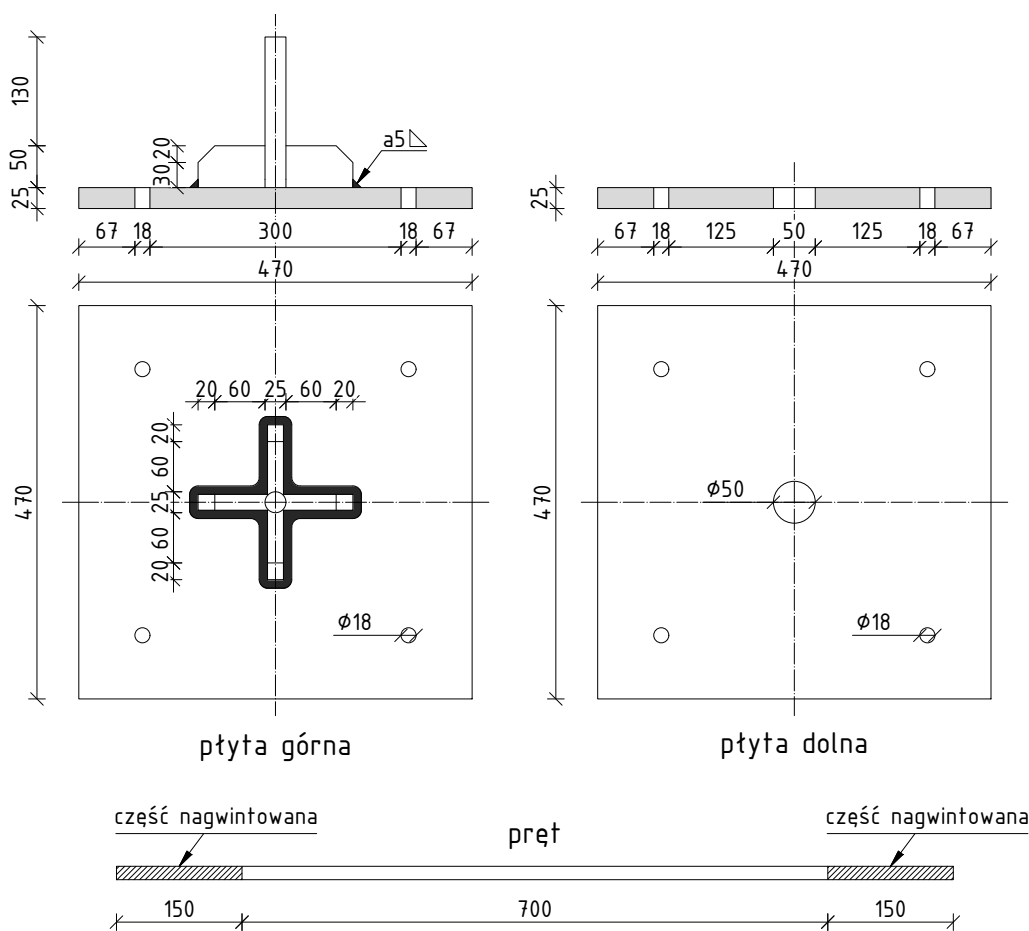


Rysunek 4.13: Przykładowa seria próbek do testu pull-out tuż po zabetonowaniu form.

4.2.3 Stanowisko badawcze

Testy pull-out przeprowadzano za pomocą specjalnie zaprojektowanej stalowej klatki. W standardowej konfiguracji maszyn wytrzymałościowych ruchomy jest jedynie górny trawers, co znacząco utrudnia realizację klasycznego testu wrywania pręta z betonu. Zastosowanie klatki pozwala odwrócić schemat badania: zamiast wyciągania pręta z nieruchomego bloku, następuje przesuwanie bloku względem pręta. Z mechanicznego punktu widzenia, względny ruch oraz rozkład naprężeń w strefie przyczepności pozostają w obu przypadkach tożsame.

Konstrukcja klatki opiera się na dwóch kwadratowych płytach stalowych o boku 470 mm i grubości 25 mm, połączonych prętami. W płycie dolnej wykonano otwory dla czterech prętów (o średnicy 18 mm) oraz centralny otwór o średnicy 50 mm, przez który przechodzi pręt zbrojeniowy próbki, mocowany w dolnym uchwycie maszyny. Płyta górna również posiada cztery otwory dla prętów. Do jej górnej powierzchni przyspawano pręt o średnicy 24 mm, służący do zamocowania klatki w górnym, ruchomym uchwycie maszyny. W celu zwiększenia sztywności płyty górnej, w rejonie mocowania pręta zastosowano stalowe żebra usztywniające. Pręty o średnicy 16 mm składają się z części gładkiej o długości 700 mm oraz dwóch nagwintowanych końcówek, każda o długości 150 mm. Taka budowa umożliwia demontaż i regulację wysokości klatki. Do montażu wykorzystano system nakrętek i podkładek, pozwalający na precyzyjne wypoziomowanie płyty dolnej. Szczegółowe wymiary elementów klatki przedstawiono na rysunku 4.14.



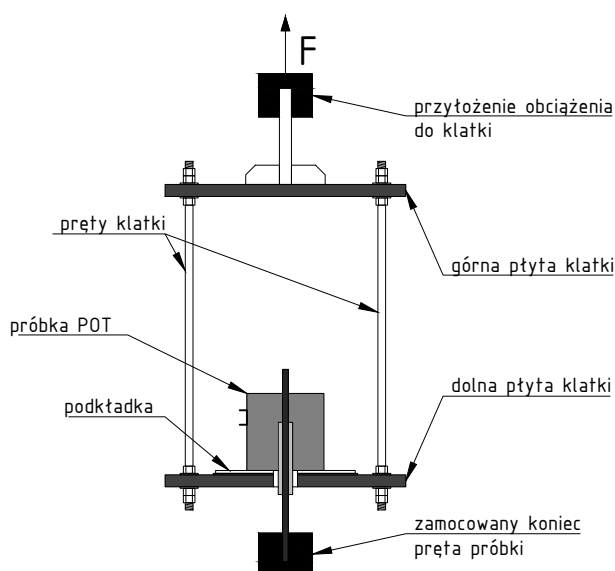
Rysunek 4.14: Klatka do obciążania próbek podczas testu pull-out.

Aby zminimalizować tarcie pomiędzy betonowym blokiem a płytą klatki oraz zapewnić równomierny rozkład nacisku, zastosowano specjalną, dwuwarstwową podkładkę. Tarcie to mogłoby bowiem wprowadzić niepożądany, dodatkowy efekt skrępowania pręta i zawyżać naprężenia przyczepności uzyskiwane w trakcie eksperymentu. Podkładka składała się z warstwy dolnej, wykonanej z gumy o grubości 3 mm, oraz warstwy górnej, wykonanej z płyty polietylenowej (PE 1000) o grubości 6 mm. Układ ten zilustrowano na rysunku 4.15.

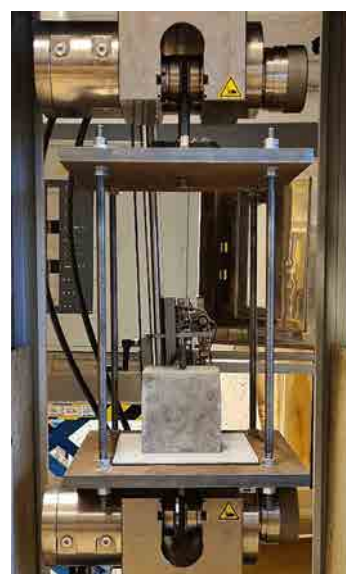


Rysunek 4.15: Podkładka pod próbkę do testu pull-out.

Stalową klatkę montowano w maszynie wytrzymałościowej Zwick Roell Z400. Schemat stanowiska badawczego wraz z jego rzeczywistym widokiem przedstawiono na rysunku 4.16.



(a) Rysunek schematyczny



(b) Rzeczywisty wygląd

Rysunek 4.16: Stanowisko badawcze do testu pull-out.

Poślizg pręta względem betonu mierzono za pomocą ekstensometru, zintegrowanego z systemem pomiarowym maszyny. Jedno z ramion czujnika opierało się o nieruchomy element stanowiska badawczego, drugie natomiast o aluminiowy ceownik przymocowany do bocznej powierzchni betonowego bloku (zob. podrozdział 4.2.2). Sposób montażu ekstensometru zilustrowano na rysunku 4.17.



Rysunek 4.17: Sposób pomiaru poślizgu podczas testu pull-out.

4.2.4 Procedura badania

Procedura badawcza rozpoczynała się od umieszczenia próbki POT w klatce zamontowanej w maszynie wytrzymałościowej. Przed każdą serią badań weryfikowano wypoziomowanie dolnej płyty klatki w celu wyeliminowania ryzyka nierównomiernego obciążenia elementu. Następnie do bocznej powierzchni betonowego bloku przymocowywano aluminiowy ceownik służący do pomiaru poślizgu. Testy pull-out oraz badania betonu przeprowadzano po 28 dniach od wykonania próbek. Przykładową serię próbek przygotowanych do testu wyrywania przedstawiono na rysunku 4.18.



Rysunek 4.18: Przykładowa seria próbek przygotowanych do testu pull-out.

Próbki poddawano obciążeniu statycznemu, monotonicznemu, przy stałym przyroście przemieszczenia wynoszącym 1 mm/min. Wybór stałego przyrostu przemieszczenia, a nie stałego przyrostu siły, umożliwił obserwację zachowania próbki po osiągnięciu szczytowej wartości naprężenia przyczepności, czyli po uzyskaniu maksymalnej siły wyrywającej w badaniu. Zastosowanie obciążenia w postaci stałego przyrostu siły uniemożliwiłoby takie obserwacje. Testy w seriach głównych prowadzono do momentu osiągnięcia poślizgu równego 30 mm, zaś w seriach wstępnych do 20 mm lub do zniszczenia próbki.

4.2.5 Opracowanie wyników badań

Krótki odcinek przyczepności stosowany w próbkach POT umożliwia łatwe obliczanie naprężeń przyczepności uzyskanych z badania. Zakładając, że na całej długości l_b w kroku i występuje jednakowa wartość $\tau_{b,i}$, można przyjąć, że jest ona równa sile wyrywającej pręt F_i rozłożonej równomiernie na powierzchni przyczepności A_b . Wówczas wzór na obliczanie naprężenia przyczepności dla i -tego kroku przedstawia się następująco:

$$\tau_{b,i} = \frac{F_i}{\pi d_b l_b}, \quad (4.1)$$

W mianowniku wzoru 4.1 rozwinięto formułę na powierzchnię A_b , czyli iloczyn obwodu pręta o średnicy d_b i długości przyczepności l_b .

Pomiar realizowany za pomocą ekstensometru, oprócz poślizgu, rejestruje również wydłużenie niezakotwionej części pręta (od strony jego obciążonego końca) oraz przemieszczenie zbrojenia w szczękach maszyny zrywającej. Aby uzyskać poprawną wartość poślizgu, w trakcie analizy wyników wprowadzono korektę, która polegała na odjęciu od zarejestrowanego odczytu wartości wydłużenia pręta. Poślizg w szczękach maszyny pominięto jako nieistotny. Korekty poślizgu s_i dla i -tego kroku dokonywano za pomocą wzoru:

$$s_i = s_{e,i} - \frac{l_0}{E_s \cdot A_s} \cdot F_i \quad (4.2)$$

gdzie: $s_{e,i}$ - wartość poślizgu odczytana z ekstensometru dla i -tego kroku, l_0 - początkowa długość niezakotwionej części pręta od strony obciążonego końca, E_s - moduł sprężystości stali zbrojeniowej, A_s - pole powierzchni przekroju poprzecznego pręta, F_i - siła wyrywająca dla i -tego kroku.

Powyższa zależność (wzór 4.2) jest słuszna przy założeniu, że stal zbrojeniowa pracuje w zakresie liniowo-sprężystym. Długość l_0 mierzono dla każdej badanej próbki. Moduł sprężystości E_s przyjęto na podstawie badań własnych stali zbrojeniowej (zob. tabele 4.11, 4.12, 4.13). Pole przekroju poprzecznego pręta A_s obliczano dla przekroju kołowego o nominalnej średnicy d_b . W badaniach poślizg mierzono z dokładnością 0,01 mm, zgodnie z zaleceniami normy [N5].

4.3 Wyniki

W niniejszym podrozdziale zaprezentowano wyniki eksperymentów z głównych serii badawczych. Rezultaty serii wstępnych przedstawiono bezpośrednio w podrozdziałach zawierających ich omówienie. Zastosowanie takiego podejścia wynika z obszerności zgromadzonych wyników dla serii głównych. Ponadto, w podrozdziałach dedykowanych analizie rezultatów doświadczeń przeprowadzonych dla serii głównych zaprezentowano dane w formie odpowiednio przetworzonej, co ma na celu ułatwienie ich interpretacji.

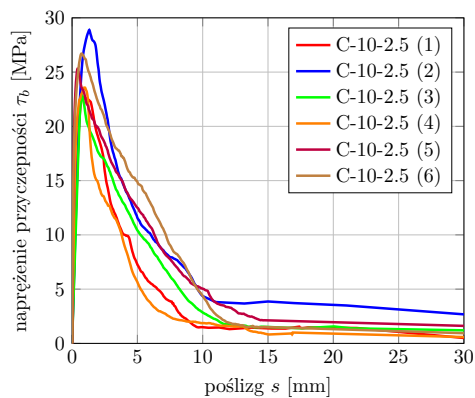
Na rysunkach 4.19, 4.20 i 4.21 zaprezentowano krzywe przyczepność-poślizg z przeprowadzonych badań dla wszystkich próbek, zgrupowane ze względu na typ elementu badawczego. W tabelach 4.18, 4.19 i 4.20 zestawiono dla każdej próbki maksymalne wartości sił wyrwywających F_{max} oraz odpowiadające im naprężenia w pręcie $\sigma_{s,max}$, naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ oraz poślizgi s_1 i typy zniszczenia. Natomiast tabele 4.21, 4.22 i 4.23 zawierają szczegółowe wyniki przeprowadzonych testów pull-out dla wszystkich rodzajów próbek z uwzględnieniem typów zniszczenia przyczepności. Dla każdej serii podano ekstremalne oraz średnie naprężenia $\tau_{b,max}$ i poślizgi s_1 , stanowiące najważniejszy punkt krzywej przyczepność-poślizg, a także odchylenia standardowe σ i współczynniki zmienności V .

Wartości F_{max} oraz odpowiadające im naprężenia $\sigma_{s,max}$ i $\tau_{b,max}$ charakteryzują się szerokim zakresem wartości (siły F_{max} : od 9252 do 86296 N; naprężenia $\sigma_{s,max}$: od 118 do 561 MPa; naprężenia $\tau_{b,max}$: od 10,68 do 29,95 MPa). Najwyższe średnie naprężenie $\tau_{b,max}$ odnotowano dla zniszczenia przez wyrwanie (28,49 MPa dla serii C-12-2.5), natomiast najniższe dla typu rozłupująco-wyrwywającego (11,78 MPa dla serii M20-16-5.0). Graficzną prezentację szczytowych naprężeń przyczepności dla wszystkich próbek przedstawiono na rysunku 4.22 wraz z krzywą utworzoną na podstawie średnich wartości dla danej serii.

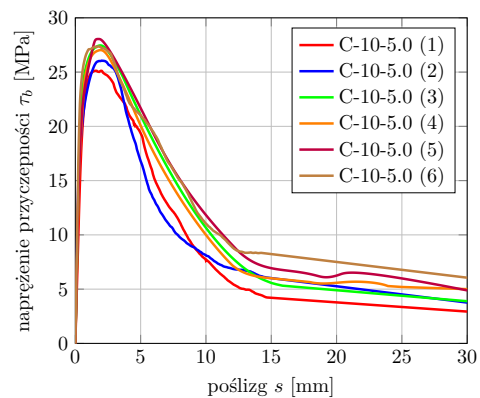
Zróżnicowany poziom skrępowania pręta w betonie wpłynął również na szeroki zakres wartości poślizgów s_1 (od 0,23 do 2,03 mm). Analogicznie do sił i naprężeń, największy średni poślizg s_1 uzyskano dla próbek zniszczonych przez wyrwanie (1,83 mm dla serii C-10-5.0), a najmniejszy dla typu mieszanego i zwykłego rozłupania (0,28 mm dla serii M20-16-5.0).

Otrzymane z badań naprężenia $\tau_{b,max}$ charakteryzują się niewielkimi współczynnikami zmienności V , bowiem najwyższą wartość jaką zanotowano wyniosła 14,5% dla serii M20-10-2.5, najmniejsza 2,9% dla serii C-12-5.0. Wyższymi współczynnikami V wyróżniają się poślizgi s_1 , ponieważ najwyższa uzyskana wartość to 46,4% również dla serii M20-10-2.5, zaś najniższa 8,7% dla serii C-10-5.0. Uwzględniając probabilistyczny charakter wytrzymałości betonu oraz przyczepności, otrzymane rozrzuty wyników można uznać za akceptowalne.

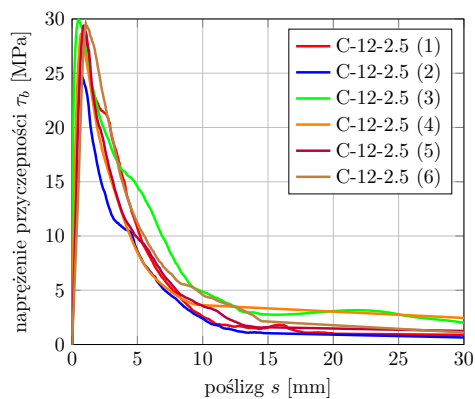
W przeprowadzonych doświadczeniach zaobserwowano wszystkie możliwe typy zniszczenia przyczepności. Najczęściej przyczepność była niszczona przez wyrwanie (55 wystąpień - 50,9%), następnie przez typ rozłupująco-wyrwywający (42 wystąpienia - 38,9%), najrzadziej dochodziło do zniszczenia przez rozłupanie (11 wystąpień - 10,2%). Przyczyną wystąpienia wszystkich typów zniszczenia przyczepności był zróżnicowany poziom skrępowania pręta w betonie, wynikający z przyjętych parametrów zmiennych. Ich wpływ na zachowanie przyczepności szczegółowo opisano w podrozdziałach 4.4.2.1, 4.4.2.2 i 4.4.2.3. Z analizy rezultatów pokazanych w tabelach 4.21, 4.22 i 4.23 wynika, że największe szczytowe naprężenia przyczepności i odpowiadające im poślizgi występują, gdy przyczepność jest niszczona przez wyrwanie. Pojawienie się rysy rozłupującej powodującej całkowite lub częściowe zniszczenie przyczepności rzutuje na wyraźną redukcję naprężeń $\tau_{b,max}$ i poślizgów s_1 .



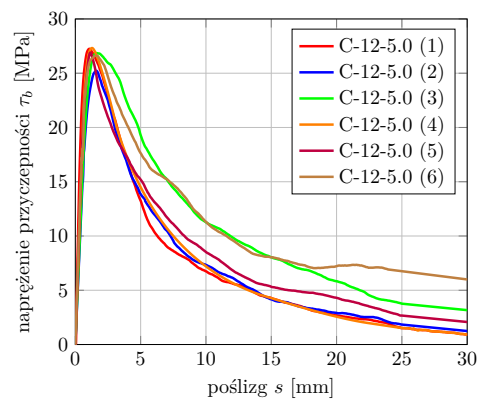
(a) C-10-2.5



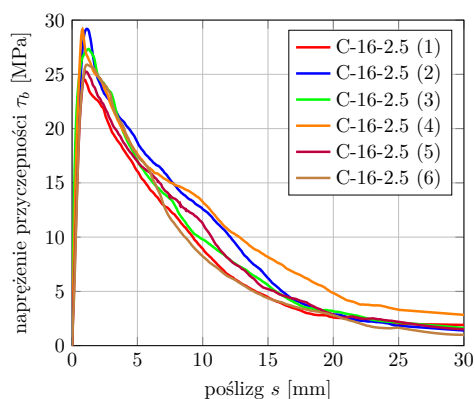
(b) C-10-5.0



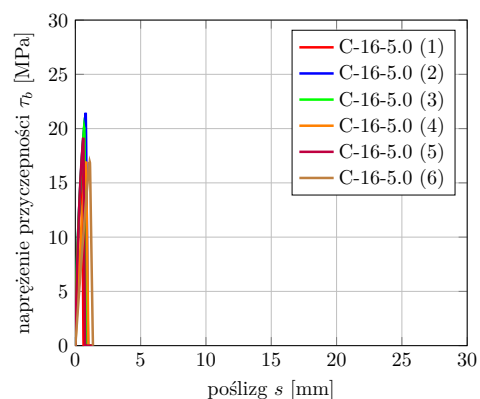
(c) C-12-2.5



(d) C-12-5.0

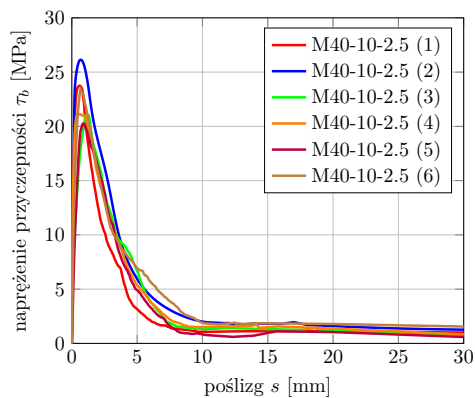


(e) C-16-2.5

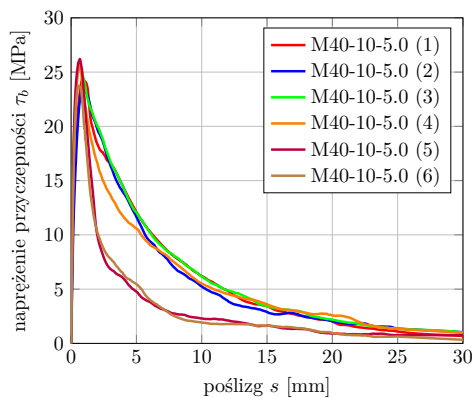


(f) C-16-5.0

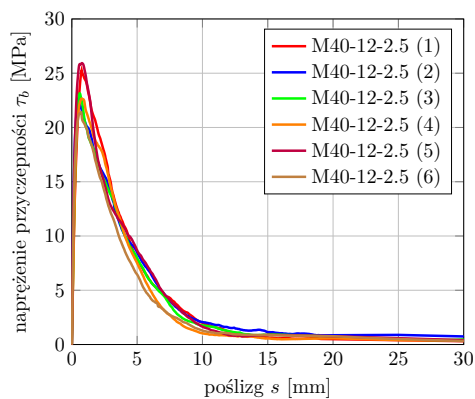
Rysunek 4.19: Krzywe przyczepność-poślizg dla serii próbek centrycznych.



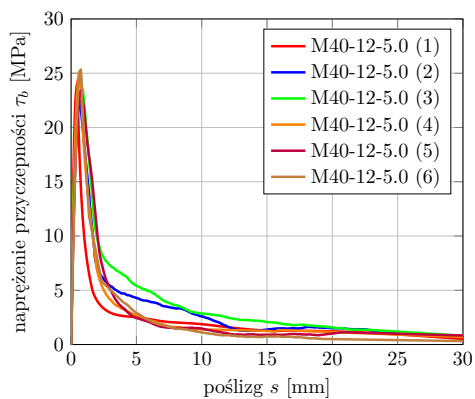
(a) M40-10-2.5



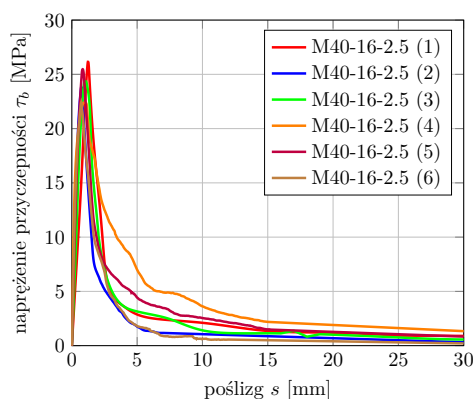
(b) M40-10-5.0



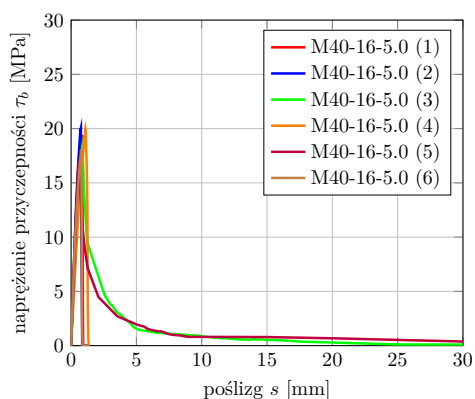
(c) M40-12-2.5



(d) M40-12-5.0

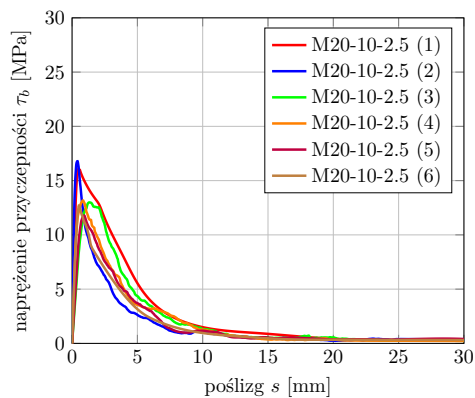


(e) M40-16-2.5

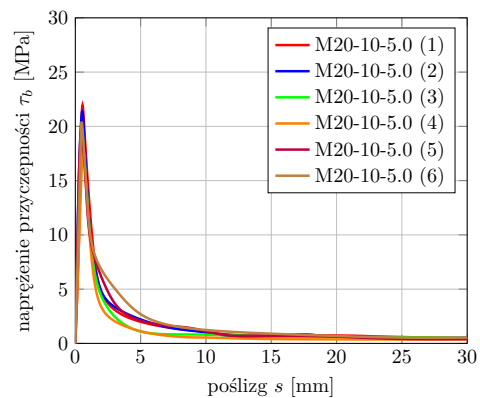


(f) M40-16-5.0

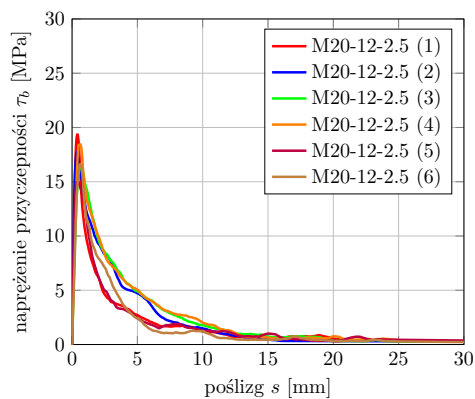
Rysunek 4.20: Krzywe przyczepność-poślizg dla serii próbek mimośrodowych M40.



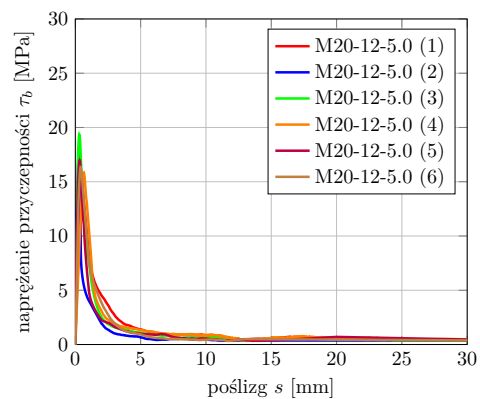
(a) M20-10-2.5



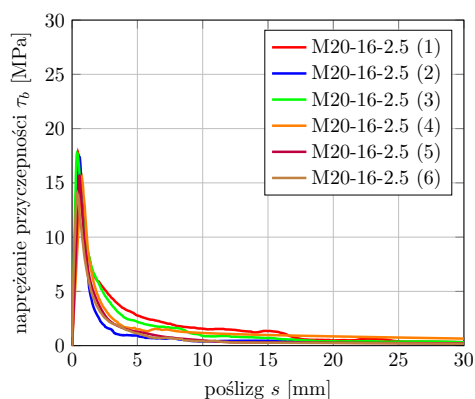
(b) M20-10-5.0



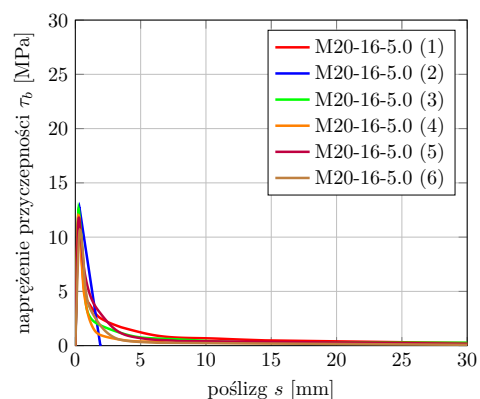
(c) M20-12-2.5



(d) M20-12-5.0



(e) M20-16-2.5



(f) M20-16-5.0

Rysunek 4.21: Krzywe przyczepność-poślizg dla serii próbek mimośrodowych M20.

Tabela 4.18: Wyniki testów pull-out dla próbek centrycznych.

Próbka	F_{max}	$\sigma_{s,max}$	$\tau_{b,max}$	s_1	Typ zniszczenia
	[N]	[MPa]	[MPa]	[mm]	
C-10-2.5 (1)	17781	226	22,64	0,90	wyrwanie
C-10-2.5 (2)	22690	289	28,89	1,32	wyrwanie
C-10-2.5 (3)	17970	229	22,88	0,77	wyrwanie
C-10-2.5 (4)	18512	236	23,57	0,93	wyrwanie
C-10-2.5 (5)	19878	253	25,31	0,42	wyrwanie
C-10-2.5 (6)	20970	267	26,70	0,75	wyrwanie
C-10-5.0 (1)	39458	502	25,12	1,60	wyrwanie
C-10-5.0 (2)	40919	521	26,05	2,03	wyrwanie
C-10-5.0 (3)	43134	549	27,46	1,92	wyrwanie
C-10-5.0 (4)	42459	541	27,03	1,93	wyrwanie
C-10-5.0 (5)	44061	561	28,05	1,75	wyrwanie
C-10-5.0 (6)	42977	547	27,36	1,73	wyrwanie
C-12-2.5 (1)	32606	288	28,83	0,90	wyrwanie
C-12-2.5 (2)	27822	246	24,60	0,80	wyrwanie
C-12-2.5 (3)	33873	300	29,95	0,50	wyrwanie
C-12-2.5 (4)	32391	286	28,64	0,70	wyrwanie
C-12-2.5 (5)	33228	294	29,38	0,90	wyrwanie
C-12-2.5 (6)	33432	296	29,56	1,05	wyrwanie
C-12-5.0 (1)	61638	545	27,25	1,08	wyrwanie
C-12-5.0 (2)	57046	504	25,22	1,62	wyrwanie
C-12-5.0 (3)	60756	537	26,86	1,62	wyrwanie
C-12-5.0 (4)	61796	546	27,32	1,28	wyrwanie
C-12-5.0 (5)	60846	538	26,90	1,15	wyrwanie
C-12-5.0 (6)	60190	532	26,61	1,65	wyrwanie
C-16-2.5 (1)	49260	245	24,50	0,95	wyrwanie
C-16-2.5 (2)	58690	292	29,19	1,13	wyrwanie
C-16-2.5 (3)	54970	273	27,34	1,27	wyrwanie
C-16-2.5 (4)	58630	292	29,16	0,80	wyrwanie
C-16-2.5 (5)	50788	253	25,26	1,05	wyrwanie
C-16-2.5 (6)	52075	259	25,90	1,15	wyrwanie
C-16-5.0 (1)	66190	329	16,46	0,50	rozłupanie
C-16-5.0 (2)	86296	429	21,46	0,80	rozłupanie
C-16-5.0 (3)	80948	403	20,13	0,67	rozłupanie
C-16-5.0 (4)	68200	339	16,96	0,82	rozłupanie
C-16-5.0 (5)	77047	383	19,16	0,60	rozłupanie
C-16-5.0 (6)	68120	339	16,94	1,10	rozłupanie

Tabela 4.19: Wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M40.

Próbka	F_{max}	$\sigma_{s,max}$	$\tau_{b,max}$	s_1	Typ zniszczenia
	[N]	[MPa]	[MPa]	[mm]	
M40-10-2.5 (1)	18645	237	23,74	0,60	wyrwanie
M40-10-2.5 (2)	20530	261	26,14	0,68	wyrwanie
M40-10-2.5 (3)	16564	211	21,09	1,20	wyrwanie
M40-10-2.5 (4)	16658	212	21,21	0,45	wyrwanie
M40-10-2.5 (5)	15920	203	20,27	0,88	wyrwanie
M40-10-2.5 (6)	18402	234	23,43	0,67	wyrwanie
M40-10-5.0 (1)	38469	490	24,49	0,88	wyrwanie
M40-10-5.0 (2)	36819	469	23,44	0,85	wyrwanie
M40-10-5.0 (3)	40479	515	25,77	0,60	wyrwanie
M40-10-5.0 (4)	40369	514	25,70	0,70	wyrwanie
M40-10-5.0 (5)	41139	524	26,19	0,67	mieszany
M40-10-5.0 (6)	37244	474	23,71	0,53	mieszany
M40-12-2.5 (1)	28580	253	25,27	0,75	wyrwanie
M40-12-2.5 (2)	25673	227	22,70	0,52	wyrwanie
M40-12-2.5 (3)	26171	231	23,14	0,60	wyrwanie
M40-12-2.5 (4)	25628	227	22,66	0,77	wyrwanie
M40-12-2.5 (5)	29326	259	25,93	0,78	wyrwanie
M40-12-2.5 (6)	24225	214	21,42	0,70	wyrwanie
M40-12-5.0 (1)	54038	478	23,89	0,45	mieszany
M40-12-5.0 (2)	50803	449	22,46	0,65	mieszany
M40-12-5.0 (3)	53156	470	23,50	0,88	mieszany
M40-12-5.0 (4)	56775	502	25,10	0,62	mieszany
M40-12-5.0 (5)	52930	468	23,40	0,75	mieszany
M40-12-5.0 (6)	57272	506	25,32	0,73	mieszany
M40-16-2.5 (1)	52578	262	26,15	1,23	mieszany
M40-16-2.5 (2)	47933	238	23,84	0,72	mieszany
M40-16-2.5 (3)	48999	244	24,37	1,05	mieszany
M40-16-2.5 (4)	45078	224	22,42	1,02	mieszany
M40-16-2.5 (5)	51210	255	25,47	0,83	mieszany
M40-16-2.5 (6)	45118	224	22,44	0,72	mieszany
M40-16-5.0 (1)	77932	388	19,38	0,85	rozłupanie
M40-16-5.0 (2)	80586	401	20,04	0,75	rozłupanie
M40-16-5.0 (3)	74192	369	18,45	0,87	mieszany
M40-16-5.0 (4)	80224	399	19,95	1,10	rozłupanie
M40-16-5.0 (5)	65787	327	16,36	0,55	mieszany
M40-16-5.0 (6)	72624	361	18,06	0,77	rozłupanie

Tabela 4.20: Wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M20.

Próbka	F_{max}	$\sigma_{s,max}$	$\tau_{b,max}$	s_1	Typ zniszczenia
	[N]	[MPa]	[MPa]	[mm]	
M20-10-2.5 (1)	12621	161	16,07	0,48	wyrwanie
M20-10-2.5 (2)	13187	168	16,79	0,42	wyrwanie
M20-10-2.5 (3)	10202	130	12,99	1,33	wyrwanie
M20-10-2.5 (4)	10344	132	13,17	0,83	wyrwanie
M20-10-2.5 (5)	9252	118	11,78	0,92	wyrwanie
M20-10-2.5 (6)	9975	127	12,70	0,52	wyrwanie
M20-10-5.0 (1)	34463	439	21,94	0,55	mieszany
M20-10-5.0 (2)	33568	427	21,37	0,53	mieszany
M20-10-5.0 (3)	30898	393	19,67	0,50	mieszany
M20-10-5.0 (4)	27913	355	17,77	0,60	mieszany
M20-10-5.0 (5)	30191	384	19,22	0,43	mieszany
M20-10-5.0 (6)	31966	407	20,35	0,48	mieszany
M20-12-2.5 (1)	21884	194	19,35	0,42	mieszany
M20-12-2.5 (2)	20063	177	17,74	0,38	wyrwanie
M20-12-2.5 (3)	18390	163	16,26	0,67	wyrwanie
M20-12-2.5 (4)	20866	185	18,45	0,62	wyrwanie
M20-12-2.5 (5)	16919	150	14,96	0,35	mieszany
M20-12-2.5 (6)	18808	166	16,63	0,63	mieszany
M20-12-5.0 (1)	35105	310	15,52	0,43	mieszany
M20-12-5.0 (2)	41122	364	18,18	0,28	mieszany
M20-12-5.0 (3)	43791	387	19,36	0,30	mieszany
M20-12-5.0 (4)	35852	317	15,85	0,65	mieszany
M20-12-5.0 (5)	38430	340	16,99	0,33	mieszany
M20-12-5.0 (6)	36960	327	16,34	0,40	mieszany
M20-16-2.5 (1)	35729	178	17,77	0,45	mieszany
M20-16-2.5 (2)	34965	174	17,39	0,57	mieszany
M20-16-2.5 (3)	35709	178	17,76	0,38	mieszany
M20-16-2.5 (4)	31205	155	15,52	0,75	mieszany
M20-16-2.5 (5)	31466	157	15,65	0,57	mieszany
M20-16-2.5 (6)	28169	140	14,01	0,40	mieszany
M20-16-5.0 (1)	47209	235	11,74	0,25	mieszany
M20-16-5.0 (2)	51512	256	12,81	0,30	rozłupanie
M20-16-5.0 (3)	50788	253	12,63	0,25	mieszany
M20-16-5.0 (4)	48416	241	12,04	0,23	mieszany
M20-16-5.0 (5)	47410	236	11,79	0,27	mieszany
M20-16-5.0 (6)	42947	214	10,68	0,35	mieszany

Tabela 4.21: Szczegółowe wyniki testów pull-out dla próbek centrycznych.

Seria	MIN	MAX	ŚR	σ	V	MIN	MAX	ŚR	σ	V
	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$			s_I	s_I	s_I		
	[MPa]				[%]	[mm]				[%]
C-10-2.5	22,64	28,89	25,00	2,46	9,8	0,42	1,32	0,85	0,29	34,6
C-10-5.0	25,12	28,05	26,85	1,07	4,0	1,60	2,03	1,83	0,16	8,7
C-12-2.5	24,60	29,95	28,49	1,97	6,9	0,50	1,05	0,81	0,19	23,6
C-12-5.0	25,22	27,32	26,69	0,77	2,9	1,08	1,65	1,40	0,26	18,6
C-16-2.5	24,50	29,19	26,89	2,00	7,4	0,80	1,27	1,06	0,17	15,6
C-16-5.0	16,46	21,46	18,52	2,04	11,0	0,50	1,10	0,75	0,21	28,1

Zniszczenie przyczepności: wyrwanie, rozłupanie.

Tabela 4.22: Szczegółowe wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M40.

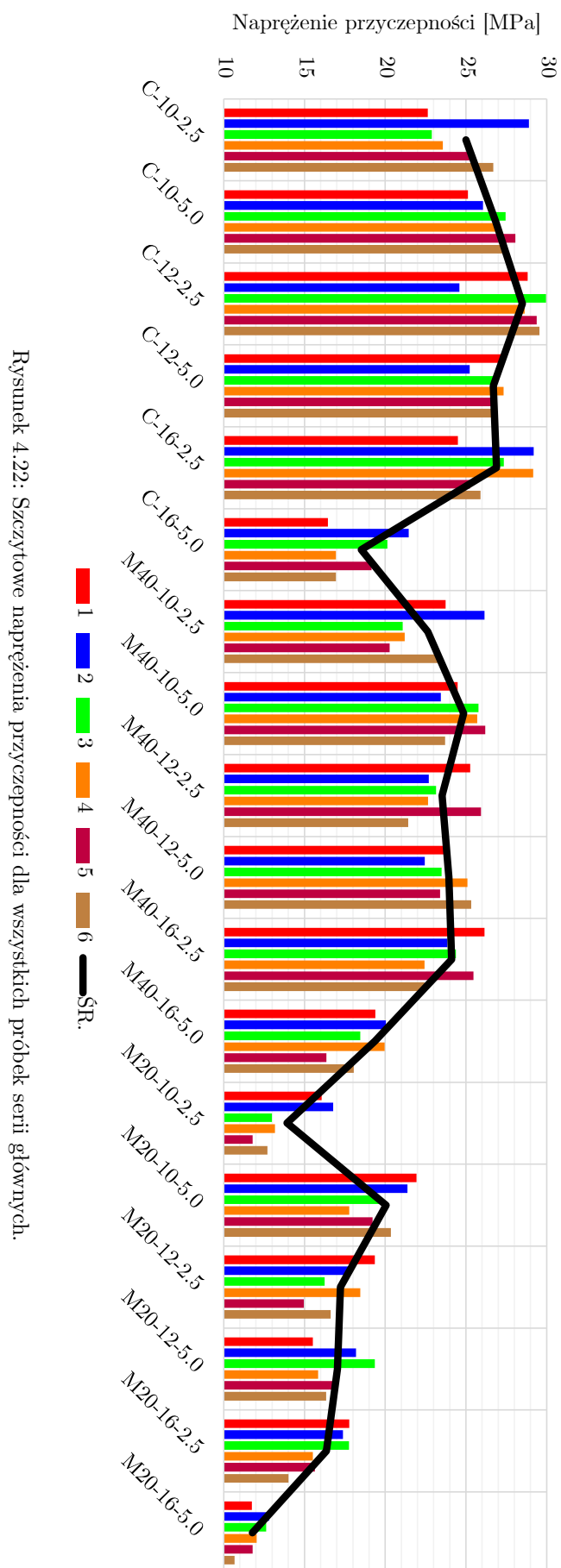
Seria	MIN	MAX	ŚR	σ	V	MIN	MAX	ŚR	σ	V
	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$			s_I	s_I	s_I		
	[MPa]				[%]	[mm]				[%]
M40-10-2.5	20,27	26,14	22,65	2,20	9,7	0,45	1,20	0,75	0,26	35,1
M40-10-5.0	23,44	26,19	24,88	1,16	4,7	0,53	0,88	0,71	0,14	19,5
	23,44	25,77	24,85	1,11	4,5	0,60	0,88	0,76	0,13	17,3
	23,71	26,19	24,95	1,75	7,0	0,53	0,67	0,60	0,10	16,5
M40-12-2.5	21,42	25,93	23,52	1,72	7,3	0,52	0,78	0,69	0,11	15,3
M40-12-5.0	22,46	25,32	23,95	1,09	4,6	0,45	0,88	0,68	0,14	21,3
M40-16-2.5	22,42	26,15	24,12	1,54	6,4	0,72	1,23	0,93	0,21	22,1
M40-16-5.0	16,36	20,04	18,71	1,40	7,5	0,55	1,10	0,82	0,18	22,1
	16,36	18,45	17,41	1,48	8,5	0,55	0,87	0,71	0,23	31,9
	18,06	20,04	19,36	0,91	4,7	0,75	1,10	0,87	0,16	18,6

Zniszczenie przyczepności: wyrwanie, mieszane, rozłupanie, bez uwzględnienia typu (wszystko).

Tabela 4.23: Szczegółowe wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M20.

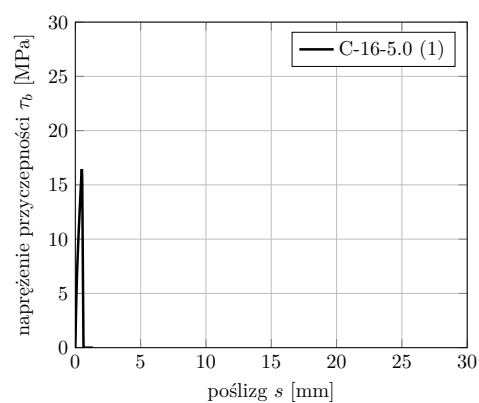
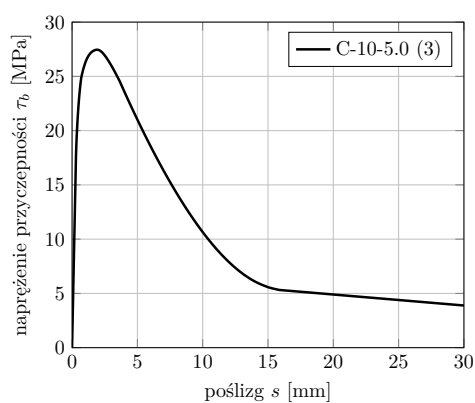
Seria	MIN	MAX	ŚR	σ	V	MIN	MAX	ŚR	σ	V
	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$			s_I	s_I	s_I		
	[MPa]				[%]	[mm]				[%]
M20-10-2.5	11,78	16,79	13,92	2,02	14,5	0,42	1,33	0,75	0,35	46,4
M20-10-5.0	17,77	21,94	20,05	1,51	7,5	0,43	0,60	0,52	0,06	11,4
M20-12-2.5	14,96	19,35	17,23	1,59	9,3	0,35	0,67	0,51	0,14	28,0
	16,26	18,45	17,48	1,12	6,4	0,38	0,67	0,56	0,16	27,9
	14,96	19,35	16,98	2,22	13,1	0,35	0,63	0,47	0,15	31,2
M20-12-5.0	15,52	19,36	17,04	1,48	8,7	0,28	0,65	0,40	0,14	34,9
M20-16-2.5	14,01	17,77	16,35	1,53	9,4	0,38	0,75	0,52	0,14	26,8
M20-16-5.0	10,68	12,81	11,95	0,76	6,4	0,23	0,35	0,28	0,04	15,9
	12,81	12,81	12,81	-	-	0,30	0,30	0,30	-	-
	10,68	12,63	11,78	0,05	0,4	0,23	0,35	0,27	0,05	17,4

Zniszczenie przyczepności: wyrwanie, mieszane, rozłupanie, bez uwzględnienia typu (wszystko).



Rysunek 4.22: Szczytowe napężenia przyczepności dla wszystkich próbek serii głównych.

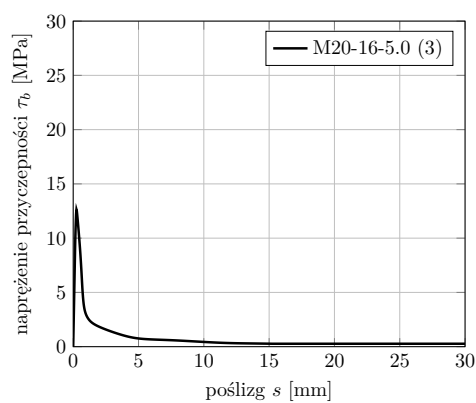
Na rysunku 4.23 przedstawiono przykłady zniszczonych próbek z przypisanym typem zniszczenia przyczepności. Porównanie z odpowiadającymi krzywymi $\tau_b - s$ potwierdza zgodność obrazu sposobu zniszczenia próbki.



(a) wyrwanie



(b) rozłupanie



(c) mieszany

Rysunek 4.23: Przykłady zniszczonych próbek dla każdego typu zniszczenia przyczepności oraz odpowiadające krzywe $\tau_b - s$.

W tabeli 4.24 zestawiono początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ dla wszystkich próbek wraz ze średnią R wartości ze wszystkich próbek z serii, odchyleniem standardowym σ i współczynnikiem zmienności V dla każdej serii badawczej. Przyjęto, że $K_{b,0}$ odpowiada sztywności połączenia dla poślizgu równego 0,1 mm. Taka wartość poślizgu jest jedną z charakterystycznych w analizie przyczepności, ponieważ odpowiadające jej naprężenie τ_b jest elementem wzoru na średnie naprężenia przyczepności według RILEM [130] (zob. wzór (2.18)).

Tabela 4.24: Początkowe sztywności przyczepności uzyskane z serii głównych.

	$K_{b,0}$							σ	V
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	ŚR		
	[MPa/mm]								
C-10-2.5	45,45	40,32	36,73	77,72	163,61	153,15	86,16	57,90	67,2
C-10-5.0	43,14	67,43	58,93	57,55	58,88	70,66	59,43	9,59	16,1
C-12-2.5	49,29	64,16	210,68	89,86	42,08	29,36	80,90	66,88	82,7
C-12-5.0	35,08	27,20	28,57	33,88	36,18	36,91	32,97	4,09	12,4
C-16-2.5	71,62	45,23	95,64	59,01	34,80	29,84	56,02	24,80	44,3
C-16-5.0	55,46	65,54	71,05	23,78	57,04	17,08	48,33	22,44	46,4
M40-10-2.5	134,76	109,12	63,65	145,56	44,29	90,83	98,04	39,63	40,4
M40-10-5.0	80,25	64,36	134,48	112,43	118,34	94,40	100,71	25,95	25,8
M40-12-2.5	66,79	108,83	69,55	62,60	110,04	92,03	84,97	21,52	25,3
M40-12-5.0	96,49	65,31	89,76	67,09	58,54	53,33	71,75	17,40	24,2
M40-16-2.5	20,55	49,14	29,14	78,87	45,38	56,08	46,53	20,60	44,3
M40-16-5.0	34,23	34,65	27,56	22,21	30,92	33,38	30,49	4,84	15,9
M20-10-2.5	46,41	73,61	16,46	34,95	18,88	34,01	37,39	20,94	56,0
M20-10-5.0	30,39	59,23	55,24	33,16	57,88	43,91	46,63	12,74	27,3
M20-12-2.5	81,48	81,54	43,32	49,47	70,65	39,16	60,94	19,27	31,6
M20-12-5.0	41,91	94,02	79,79	28,74	89,24	54,43	64,69	26,86	41,5
M20-16-2.5	44,44	32,99	53,18	22,04	27,46	60,49	40,10	15,11	37,7
M20-16-5.0	75,53	54,92	62,74	60,53	57,00	40,02	58,46	11,56	19,8

Sztywności $K_{b,0}$ wykazują się znacznymi rozrzutami, co pokazują uzyskane wartości współczynnika V . Największe rozrzuty otrzymano dla serii C-12-2.5 (82,7%), najmniejsze dla serii C-12-5.0 (12,4%). Za spore rozrzuty sztywności $K_{b,0}$ odpowiada probabilistyczny charakter wytrzymałości betonu i zjawiska przyczepności.

W tabeli 4.25 zebrano naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ dla wszystkich próbek wraz ze średnią $\bar{R}$ wartości ze wszystkich próbek z serii, odchyleniem standardowym σ i współczynnikiem zmienności V dla każdej serii. Naprężenia $\tau_{b,f}$ zostały obliczone jako średnia arytmetyczna dla naprężeń przyczepności odpowiadających poślizgom o wartości 15, 20, 25 i 30 mm. Jeżeli przyczepność w próbce została zniszczona przez rozłupanie, wówczas wspomniane poślizgi nie wystąpiły, a w tabeli z wynikami wpisano „nd.”.

Tabela 4.25: Naprężenia resztkowe uzyskane z serii głównych.

	$\tau_{b,f}$							σ	V	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	ŚR			
	[MPa]									
										[%]
C-10-2.5	1,10	3,31	1,40	0,77	1,87	1,22	1,61	0,91	56,3	
C-10-5.0	3,57	4,89	4,69	5,45	6,02	7,14	5,29	1,22	23,1	
C-12-2.5	1,10	0,85	2,66	2,89	1,42	1,61	1,75	0,84	47,6	
C-12-5.0	2,35	2,54	5,20	2,32	3,59	7,00	3,84	1,91	49,7	
C-16-2.5	2,74	3,08	3,13	4,79	2,94	2,45	3,19	0,82	25,8	
C-16-5.0	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.	
M40-10-2.5	1,08	1,52	1,09	1,20	0,85	1,72	1,24	0,32	25,6	
M40-10-5.0	1,81	1,83	1,99	2,12	1,01	0,89	1,61	0,52	32,6	
M40-12-2.5	0,46	0,91	0,65	0,48	0,66	0,61	0,63	0,16	25,6	
M40-12-5.0	0,98	1,17	1,41	1,00	0,93	0,49	1,00	0,30	30,4	
M40-16-2.5	1,09	0,59	0,87	1,76	1,16	0,35	0,97	0,49	50,7	
M40-16-5.0	nd.	nd.	0,26	nd.	0,59	nd.	0,43	0,24	56,0	
M20-10-2.5	0,48	0,37	0,40	0,29	0,42	0,36	0,39	0,06	16,0	
M20-10-5.0	0,63	0,57	0,57	0,37	0,53	0,66	0,56	0,10	18,4	
M20-12-2.5	0,44	0,34	0,41	0,52	0,53	0,32	0,42	0,09	21,2	
M20-12-5.0	0,48	0,37	0,43	0,54	0,53	0,43	0,46	0,06	14,0	
M20-16-2.5	0,64	0,32	0,45	0,81	0,25	0,22	0,45	0,23	51,9	
M20-16-5.0	0,36	nd.	0,27	0,19	0,26	0,14	0,24	0,08	34,1	

Naprężenia $\tau_{b,f}$, podobnie jak sztywności $K_{b,0}$, charakteryzują się znaczącym rozrzutem wartości. Najwyższy współczynnik zmienności V odnotowano dla serii C-10-2.5 (56,3%), natomiast najniższy dla serii M20-12-5.0 (14,0%). Warto zwrócić uwagę na wartości odchylenia standardowego. Przykładowo, wyniki serii badawczej M20-16-2.5 cechują się współczynnikiem zmienności wynoszącym 51,9% przy odchyleniu standardowym równym 0,23 MPa. Pomimo wyraźnego rozrzutu wyników, wartość odchylenia standardowego σ wskazuje, że faktyczne rozproszenie rezultatów wokół średniej jest stosunkowo niewielkie co do wartości.

Naprężenia resztkowe powstają w wyniku tarcia występującego na granicy kontaktu betonu znajdującego się między żebrami pręta a betonem otaczającym pręt (zob. podrozdział 2.3.2). Jednym z kluczowych czynników wpływających na duże rozrzuty wyników z testów pull-out jest przypadkowy charakter rozmieszczenia kruszywa grubego w matrycy cementowej. Nieregularne położenie ziaren kruszywa w pobliżu powierzchni pręta może powodować lokalne zmiany sztywności ośrodka oraz wpływać na efektywną powierzchnię kontaktu między betonem a zbrojeniem. To z kolei przekłada się na zmienność sił tarcia, na których bazują naprężenia resztkowe.

W tabeli 4.26 zestawiono dla każdej serii badań średnie naprężenia w pręcie odpowiadające maksymalnej sile wyrywającej w teście ($\bar{\sigma}_{s,max}$) oraz wartości granicy plastyczności uzyskane podczas badań własnych stali zbrojeniowej: minimalne (MIN), maksymalne (MAX) i średnie ($\bar{\sigma}$) (zob. tabele 4.11, 4.12 i 4.13). W ostatnich trzech kolumnach pokazano procentowy stosunek Δ wartości $\sigma_{s,max}$ do wartości MIN, MAX i $\bar{\sigma}$. W dolnym wierszu tych kolumn zamieszczono maksymalne wartości występujące w każdej z nich.

Tabela 4.26: Porównanie naprężeń w pręcie podczas eksperymentu z granicą plastyczności stali zbrojeniowej.

	ŚR $\sigma_{s,max}$	MIN	MAX	ŚR	Δ MIN	Δ MAX	Δ ŚR
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]	[%]
C-10-2.5	289	490	502	497	59,0	57,5	58,1
C-10-5.0	561				<u>114,5</u>	<u>111,7</u>	<u>112,9</u>
C-12-2.5	300	521	525	523	57,5	57,0	57,2
C-12-5.0	546				105,0	104,0	104,4
C-16-2.5	292	519	530	523	56,3	55,0	55,8
C-16-5.0	429				82,8	80,9	82,1
M40-10-2.5	261	490	502	497	53,4	52,0	52,6
M40-10-5.0	524				106,9	104,3	105,4
M40-12-2.5	259	521	525	523	49,8	49,4	49,6
M40-12-5.0	506				97,3	96,4	96,8
M40-16-2.5	262	519	530	523	50,4	49,3	50,0
M40-16-5.0	401				77,3	75,6	76,7
M20-10-2.5	168	490	502	497	34,3	33,4	33,8
M20-10-5.0	439				89,6	87,4	88,3
M20-12-2.5	194	521	525	523	37,2	36,8	37,0
M20-12-5.0	387				74,4	73,7	74,0
M20-16-2.5	178	519	530	523	34,3	33,5	34,0
M20-16-5.0	256				49,4	48,3	49,0
					114,5	111,7	112,9

W 15 spośród 18 przeprowadzonych serii testów pull-out nie osiągnięto granicy plastyczności w stali zbrojeniowej wyrywanego pręta (stosunek Δ mniejszy niż 100%). Największe przekroczenie granicy plastyczności wystąpiło w próbkach serii C-10-5.0, dla której Δ zawierał się w przedziale od 111,7% do 114,5%. W świetle uzyskanych rezultatów można uznać, że przyjęte założenie liniowo-sprężystej pracy stali prętów w próbie pull-out było uzasadnione, z uwagi na rzadkie i nieznaczne przekroczenie granicy plastyczności.

4.4 Analiza wyników

4.4.1 Serie wstępne

Przeprowadzenie serii wstępnych stanowiło kluczowy etap w procesie identyfikacji i eliminacji czynników mogących wpływać na poprawność procedury badawczej oraz wiarygodność wyników uzyskiwanych w teście pull-out. Ich podstawowym celem była ocena wpływu celowo wprowadzonych niedoskonałości na wyniki badań, co pozwoliło na świadome wyeliminowanie tych czynników zakłócających w seriach głównych badań.

W ramach dwóch pierwszych serii wstępnych, W-zakotwienie oraz W-kształt, ograniczono się do pomiaru siły wyrywającej, na podstawie której obliczano naprężenie przyczepności. Natomiast w trzeciej serii, W-poślizg, wdrożono rozszerzoną metodykę pomiarową, obejmującą dodatkowo rejestrację poślizgu, co umożliwiło wyznaczenie krzywych przyczepność-poślizg.

Wyniki serii wstępnych porównano z rezultatami serii głównej C-12-5.0. Seria ta, podobnie jak wszystkie serie główne, była wolna od czynników zakłócających analizowanych w podrozdziałach 4.4.1.2, 4.4.1.1 oraz 4.4.1.3 i odpowiadała konfiguracji próbki zastosowanej w seriach wstępnych, dlatego pełniła funkcję serii referencyjnej. Szczegóły dotyczące serii wstępnych zestawiono w tabeli 3.2, natomiast specyficzne modyfikacje próbek wykorzystanych w tych badaniach opisano w odpowiednich podrozdziałach.

4.4.1.1 Wpływ niekontrolowanego zwiększenia zakotwienia

W celu uzyskania zaplanowanej długości zakotwienia w próbce stosuje się rurkę izolującą pręt od betonu na określonym odcinku. Samo zastosowanie rurki nie gwarantuje jednak uzyskania założonego odcinka przyczepności, ponieważ do jej wnętrza może przedostać się mieszanka betonowa, w niekontrolowany sposób zwiększając długość zakotwienia l_b . Ryzyko przedostania się mieszanki betonowej do wnętrza rurki występuje na etapie jej układania w formie, a zwłaszcza podczas zagęszczania. Celem serii badawczej W-zakotwienie była ocena wpływu niekontrolowanego wydłużenia strefy zakotwienia na wartość szczytowego naprężenia przyczepności w teście pull-out. Badania przeprowadzono z zachowaniem równomiernego obciążenia elementu testowego, co zapewniono poprzez wypoziomowanie dolnej płyty maszyny wytrzymałościowej oraz podkładki pod próbką (zob. podrozdział 4.2.3).

W tabeli 4.27 zestawiono wartości szczytowych naprężeń przyczepności $\tau_{b,max}$, odchylenia standardowe σ , współczynniki zmienności V oraz typy zniszczenia dla serii W-zakotwienie i serii referencyjnej C-12-5.0.

Tabela 4.27: Porównanie wyników serii W-zakotwienie i serii referencyjnej.

	$\tau_{b,max}$ [MPa]						σ [MPa]	V [%]	Typ zniszczenia	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)				ŚR
W-zakotwienie	17,49	14,98	19,12				17,20	2,09	12,1	SF
C-12-5.0	27,25	25,22	26,86	27,32	26,90	26,61	26,69	0,77	2,9	POF

Wyniki uzyskane w serii W-zakotwienie znacząco odbiegają od rezultatów serii referencyjnej. Średnia wartość naprężenia $\tau_{b,max}$ dla tej serii była o 35,6% niższa w porównaniu z serią C-12-5.0. Próbki z serii W-zakotwienie charakteryzowały się ponadto znacznym rozrzutem wyników: odchylenie standardowe wyniosło 2,09 MPa (wobec 0,77 MPa dla serii C-12-5.0), a współczynnik zmienności osiągnął 12,1% (wobec 2,9% dla serii referencyjnej). Wszystkie próbki z serii W-zakotwienie uległy zniszczeniu przez rozłupanie bloku betonowego, w odróżnieniu od serii referencyjnej, w której w każdym przypadku nastąpiło wyrwanie pręta.

Przeprowadzona analiza wskazuje, że niekontrolowane wydłużenie strefy zakotwienia prowadzi do uzyskania znacznie niższych wartości szczytowych naprężeń przyczepności, zmiany mechanizmu zniszczenia oraz dużej zmienności rezultatów, co podważa wiarygodność pomiarów. Problem ten zilustrowano na rysunku 4.24.



Rysunek 4.24: Niekontrolowane zwiększenia zakotwienia.

Mieszanka betonowa, przedostając się do wnętrza rurki, w sposób nierównomierny i losowy zwiększała długość zakotwienia. Wyniki serii W-zakotwienie wykazały, że zjawisko to ma istotne znaczenie. W celu wyeliminowania tego problemu opracowano metodę uszczelnienia rurki, zapobiegającą niekontrolowanemu przenikaniu mieszanki betonowej. Metoda ta polegała na wypełnieniu rurki pianką montażową oraz nałożeniu gumowej zaślepki na jej końcu, umieszczonym wewnątrz bloku betonowego (rysunek 4.12). Zastosowane rozwiązanie okazało się skuteczne. Niekontrolowany wpływ mieszanki betonowej zminimalizowano do poziomu, który nie miał już istotnego wpływu na wyniki testów pull-out (rysunek 4.25).



Rysunek 4.25: Skuteczność zabezpieczenia rurki przed dostaniem się mieszanki betonowej do jej wnętrza.

4.4.1.2 Wpływ nierównomiernego przyłożenia obciążenia do próbki

W zastosowanym stanowisku badawczym, składającym się ze stalowej klatki zamontowanej w maszynie wytrzymałościowej (zob. podrozdział 4.2.3), obciążenie nie jest przykładane bezpośrednio do pręta. W teście pull-out, stanowiącym próbę bezpośredniego wyrywania pręta z bloku betonowego, w tej konfiguracji jest na odwrót - obciążenie jest aplikowane do bloku, co powoduje jego zsuwanie się z pręta. Zjawisko to jest fizycznie równoważne klasycznemu wyciąganiu pręta.

Aplikowanie obciążenia na blok betonowy wymaga zapewnienia jego równomiernego rozkładu. Jest to kluczowe, gdyż obciążenie ma charakter powierzchniowy i w tej sytuacji mogą wystąpić dwa problemy.

Pierwszy z nich dotyczy wypoziomowania płyty klatki, na której spoczywa próbka. Problem ten jest stosunkowo łatwy do zweryfikowania i skorygowania, ponieważ płyty połączone są prętami z gwintowanymi końcami. Zastosowanie nakrętek i podkładek umożliwia precyzyjną regulację i wypoziomowanie płyty podpierającej element badawczy.

Drugi problem, trudniejszy do wyeliminowania, dotyczy geometrii samego bloku betonowego. Jego ewentualna nieforemność, przejawiająca się brakiem równoległości dolnej i górnej powierzchni, prowadzi do sytuacji, w której blok nie przylega całą podstawą do płyty klatki, nawet jeśli jest ona idealnie wypoziomowana. Przyczyną tego zjawiska mogą być niedokładności geometryczne form użytych do przygotowania próbek.

W celu oceny wpływu nierównomiernego przyłożenia obciążenia przeprowadzono serię badawczą W-kształt, w której próbki spoczywały bezpośrednio na niewypoziomowanej stalowej płycie klatki, co zilustrowano na rysunku 4.26.



Rysunek 4.26: Nierównomierne przyleganie próbki do płyty klatki.

W serii W-kształt, w odróżnieniu od W-zakotwienia, zastosowano zabezpieczenie rurki izolującej, co eliminowało ryzyko niekontrolowanego wydłużenia strefy zakotwienia.

W tabeli 4.28 porównano wartości szczytowych naprężeń przyczepności $\tau_{b,max}$, odchylenia standardowego σ i współczynników zmienności V oraz typy zniszczenia dla serii W-kształt i serii referencyjnej C-12-5.0.

Tabela 4.28: Porównanie wyników serii W-kształt i serii referencyjnej.

	$\tau_{b,max}$ [MPa]							σ [MPa]	V [%]	Typ zniszczenia
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	ŚR			
W-kształt	12,64	19,22	14,01				15,29	3,47	22,7	„SF”
C-12-5.0	27,25	25,22	26,86	27,32	26,90	26,61	26,69	0,77	2,9	POF

Średnie szczytowe naprężenie przyczepności uzyskane w serii W-kształt było niższe o 42,7% od wartości otrzymanej dla serii referencyjnej. Odchylenie standardowe oraz współczynnik zmienności dla $\tau_{b,max}$ również wzrosły znacząco, osiągając odpowiednio 3,47 MPa i 22,7% (wobec 0,77 MPa i 2,9% dla serii referencyjnej). We wszystkich próbkach z serii W-kształt zniszczenie przyczepności nastąpiło przez rozłupanie. Wyniki te jednoznacznie wskazują na negatywny wpływ analizowanego braku wypoziomowania na szczytowe naprężenia i mechanizm zniszczenia w teście pull-out.

Nierównomierne przyłożenie obciążenia prowadziło do powstania efektu klina, w którym tylko część podstawy bloku stykała się z płytą przekazującą obciążenie. W rezultacie, zamiast osiowego zsuwania się bloku, dochodziło do jego klinowania i obrotu. Prowadziło to do zniszczenia próbki przez jej przepołowienie, co makroskopowo przypominało rozłupanie i charakteryzowało się gwałtownym przebiegiem oraz uzyskaniem niższych wartości naprężeń przyczepności. Z tego powodu w tabeli 4.28 mechanizm zniszczenia umieszczono w cudzysłowie.

Rozwiązanie problemu nierównomiernego przyłożenia obciążenia obejmowało kilka działań. Po pierwsze, zastosowano specjalne formy, zapewniające wysoką regularność geometryczną sześciennych bloków (rysunek 4.8). Po drugie, wprowadzono dwuwarstwową podkładkę, której zadaniem było między innymi niwelowanie ewentualnych minimalnych nieforemności bloku (rysunek 4.15). Po trzecie, wykorzystano piankę montażową w rurce izolującej, która oprócz funkcji uszczelniającej, stabilizowała pozycję pręta podczas układania i zagęszczania mieszanki betonowej (rysunek 4.11). Wdrożone procedury skutecznie wyeliminowały problem nierównomiernego obciążenia elementu badawczego, co potwierdziły wyniki uzyskane dla serii referencyjnej.

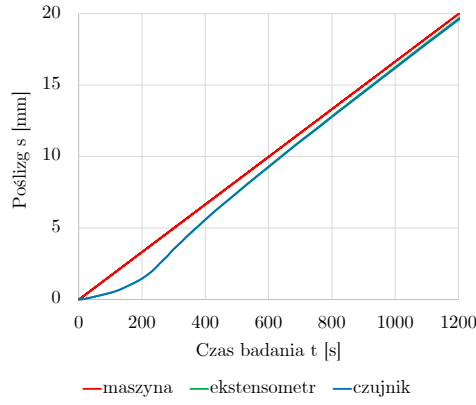
4.4.1.3 Wpływ sposobu pomiaru poślizgu

W teście pull-out pomiar poślizgu, czyli przemieszczenia betonu względem pręta zbrojeniowego, jest kluczowy dla określenia zależności przyczepność-poślizg. Seria wstępna W-poślizg została poświęcona ocenie dwóch metod pomiaru poślizgu: za pomocą ekstensometru oraz czujnika laserowego.

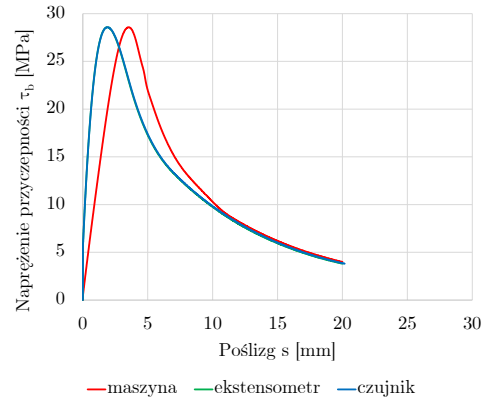
Ekstensometr mechaniczny był połączony z maszyną wytrzymałościową i kontrolerem elektroniki pomiarowej. Jego nieruchome ramię spoczywało na części stałej maszyny, podczas gdy ruchome ramię opierało się na aluminiowym ceowniku przyklejonym do powierzchni bloku (zob. rysunek 4.17). Zastosowanie ekstensometru pozwala na uzyskanie skorelowanych wyników siły wyrywającej pręt oraz poślizgu, co zmniejsza nakład pracy związany z opracowywaniem wyników i oszczędza czas.

Czujnik laserowy działa na zasadzie triangulacji optycznej, wykorzystując laser małej mocy do projekcji punktu na mierzonej powierzchni. Odbite światło jest analizowane przez układ optyczny i element światłoczuły, co pozwala na określenie przesunięcia punktu i obliczenie odległości. Zaletami czujnika laserowego są możliwość dokonywania odczytów z różnymi częstotliwościami, wysoka precyzja pomiaru oraz rozbudowane oprogramowanie. Wadami czujnika laserowego w kontekście badań pull-out są ryzyko umiejscowienia punktu pomiarowego w miejscu zarysowania betonu, co może zakłócić pomiar, oraz niezależność pomiaru poślizgu od pomiaru siły wyrywającej pręt.

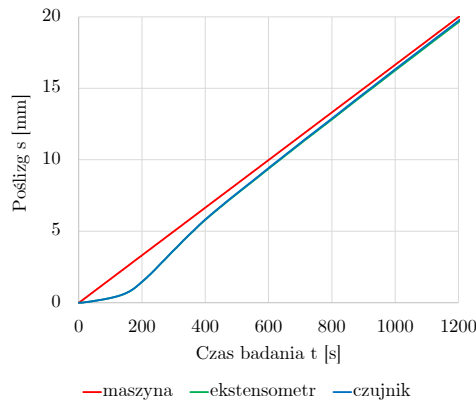
W celu porównania obu metod pomiarowych przeprowadzono serię badań wstępnych W-poślizg, w której mierzono poślizg za pomocą obu urządzeń jednocześnie. Dodatkowo uzyskane pomiary porównano z przemieszczeniem ruchomych szczęk maszyny wytrzymałościowej. W tej serii wykorzystano elementy badawcze pozbawione czynników zakłócających analizowanych w pozostałych seriach wstępnych. Zastosowano w nich rozwiązania zapobiegające problemom opisanym w podrozdziałach 4.4.1.2 i 4.4.1.1. Krzywe zależności poślizg-czas badania $s - t$ oraz przyczepność-poślizg $\tau_b - s$ dla zbadanych próbek przedstawiono na rysunkach 4.27.



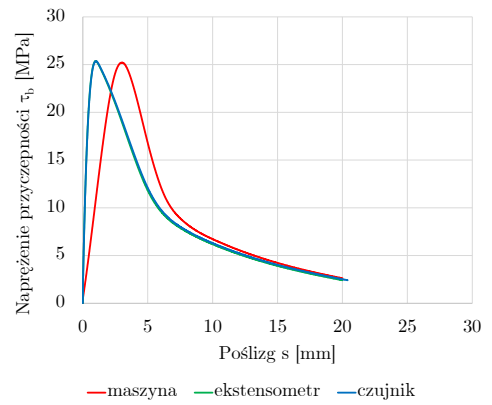
(a) Zależność $s - t$ dla próbki (1)



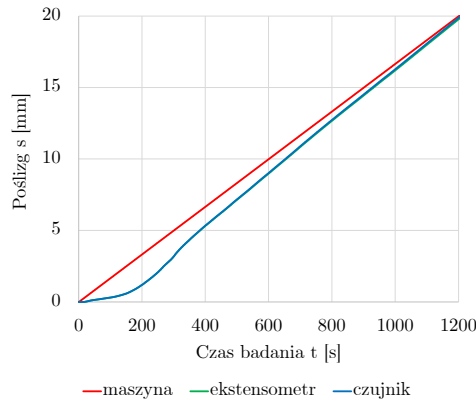
(b) Zależność $\tau_b - s$ dla próbki (1)



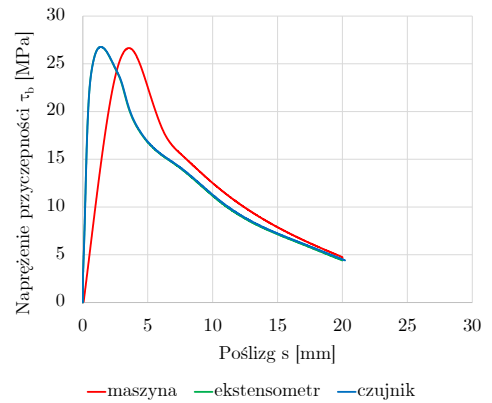
(c) Zależność $s - t$ dla próbki (2)



(d) Zależność $\tau_b - s$ dla próbki (2)



(e) Zależność $s - t$ dla próbki (3)



(f) Zależność $\tau_b - s$ dla próbki (3)

Rysunek 4.27: Wpływ sposobu pomiaru poślizgu w teście pull-out - zależności $s - t$ i $\tau_b - s$.

Analiza porównawcza wykazała, że wyniki pomiarów poślizgu wykonane za pomocą ekstensometru i czujnika laserowego są praktycznie identyczne. Na wykresie zależności poślizgu od czasu krzywe uzyskane dla obu metod (zielona i niebieska) pokrywają się, co potwierdza zgodność pomiarów. Krzywa czerwona, reprezentująca przemieszczenie ruchomych uchwytów maszyny wytrzymałościowej, ma charakter liniowy, co potwierdza zadane obciążenie w postaci stałego przyrostu przemieszczenia wynoszącego 1 mm/min. Należy zauważyć, że w skład tego przemieszczenia, oprócz poszukiwanego poślizgu, wchodzi również przemieszczenie stalowej klatki, w której umieszczany jest element badawczy, co znacząco zakłóca pomiar właściwego poślizgu. Na rysunku 4.27 pokazano również krzywe $\tau_b - s$ stworzone z wykorzystaniem poślizgów uzyskanych z trzech źródeł. Wyraźnie widać, że krzywe przyczepność-poślizg dla s traktowanego jako przemieszczenie ruchomych uchwytów maszyny wyraźnie różnią się od poślizgów zmierzonych przez ekstensometr i czujnik laserowy. Różnica w przebiegu krzywych jest szczególnie widoczna przed osiągnięciem naprężeń resztkowych, czyli tam, gdzie występują największe wartości siły wyrrywającej w teście.

Krzywe $s - t$ zarejestrowane przez ekstensometr i czujnik charakteryzują się „doliną”, która powoduje lokalne zmniejszenie tempa przyrostu poślizgu. Powodem tego, podobnie jak dla przemieszczenia zmierzonego dla ruchomych uchwytów, jest sposób obciążenia próbki przez stały przyrost przemieszczenia. Zakres „doliny” odpowiada najwyższym wartościom siły wyrrywającej pręt, co skutkuje największymi wydłużeniami stalowej klatki. Oznacza to, że większa część przemieszczenia ruchomych uchwytów jest wykorzystywana na deformację klatki niż na poślizg między prętem a betonem. Po przekroczeniu zakresu „doliny” krzywe uzyskane na podstawie pomiarów z ekstensometru i czujnika zbliżają się do krzywej dla ruchomych uchwytów. Wynika to z malejącej deformacji klatki wraz ze spadkiem siły wyrrywającej pręt. Obecność „doliny” wskazuje, że element badawczy nie jest w rzeczywistości obciążany w jednakowym tempie przez cały czas trwania badania.

Pomimo równoważności wyników w kontekście badań wyrwania lepszą metodą pomiaru poślizgu jest zastosowanie ekstensometru. Wynika to z kilku czynników: statyczny charakter obciążenia próbek (wysoka częstotliwość nie jest wymagana), automatyczna korelacja wyników oraz mniejsze ryzyko błędów pomiarowych wynikających z niezależności pomiaru poślizgu od pomiaru siły. W testach pull-out obciążenie jest przykładane statycznie. Ekstensometr, będąc połączony z maszyną wytrzymałościową, automatycznie koreluje pomiary siły F i poślizgu s , co eliminuje konieczność dodatkowej obróbki wyników. W przypadku czujnika laserowego pomiar s jest niezależny od pomiaru F , co wymaga zastosowania aproksymacji (np. aproksymacji wielomianowej) w celu powiązania tych dwóch wielkości za pomocą wspólnego parametru czasu.

W tabeli 4.29 zebrano wyniki testów pull-out: szczytowe naprężania przyczepności $\tau_{b,max}$, odchylenia standardowe σ i współczynniki zmienności V oraz typy zniszczenia przyczepności dla serii W-poślizg i serii referencyjnej C-12-5.0.

Tabela 4.29: Porównanie wyników serii W-poślizg i serii referencyjnej.

	$\tau_{b,max}$ [MPa]							σ [MPa]	V [%]	Typ zniszczenia
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	ŚR			
W-poślizg	28,58	25,36	26,77				26,90	1,61	6,0	POF
C-12-5.0	27,25	25,22	26,86	27,32	26,90	26,61	26,69	0,77	2,9	POF

Przedstawione rezultaty pokazują wysoką zbieżność serii W-poślizg z serią referencyjną. Wynika ona z zastosowania rozwiązań, które eliminują problemy związane z niekontrolowanym zwiększeniem długości zakotwienia l_b oraz nierównomiernością przyłożenia obciążenia do próbki. Większe średnie szczytowe naprężenie przyczepności osiągnięto w serii W-poślizg - 26,90 MPa. Nieco mniejszą wartość odczytano dla serii C-12-5.0 - 26,69 MPa, co oznacza różnicę ok. 0,8%. Uzyskane w serii W-poślizg wartości σ i V okazały się być większe niż w przypadku serii referencyjnej. Powodem tego była najprawdopodobniej o połowę mniejsza liczba elementów badawczych, na które składała się seria wstępna w porównaniu do serii głównych.

4.4.2 Serie główne

W podrozdziałach 4.4.2.1, 4.4.2.2 i 4.4.2.3 przedstawiono analizę wyników badań eksperymentalnych przeprowadzonych w ramach serii głównych, oceniając wpływ przyjętych parametrów zmiennych na zachowanie przyczepności w teście pull-out.

Do porównywania poszczególnych serii badawczych posługiwano się reprezentatywnymi krzywymi przyczepność-poślizg. Krzywe te zostały utworzone na podstawie uśrednienia wszystkich krzywych uzyskanych dla próbek z serii. Uśrednienie polegało na odczytywaniu wartości naprężania przyczepności dla poślizgu w odstępach co 0,01 mm dla każdej krzywej, a następnie obliczeniu średniej arytmetycznej naprężenia τ_b dla każdego rozpatrzonego poślizgu. Utworzone w ten sposób pary punktów poślizgu i naprężenie przyczepności tworzyło krzywą będącą reprezentantem danej serii badawczej.

W analizie parametrów charakterystycznych, takich jak sztywność sztywności $K_{b,0}$, naprężenia $\tau_{b,max}$ i $\tau_{b,f}$ oraz poślizgu s_1 , posłużono się wartościami średnimi, obliczonymi jako średnia arytmetyczna z wyników dla wszystkich próbek w danej serii.

W celu ułatwienia analizy początkowej sztywności przyczepności $K_{b,0}$, przedstawiono również wykresy przyczepność-poślizg w zakresie ograniczonym do 0,3 mm. Wartości $K_{b,0}$, obliczano jako iloraz naprężenia przyczepności i odpowiadającej mu wartości poślizgu równej $s = 0,1$ mm (zob. podrozdział 4.3).

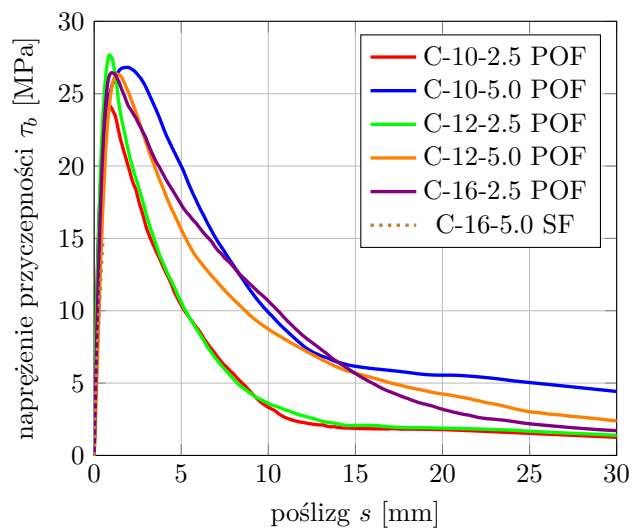
Chociaż w wymienionych podrozdziałach analizę skoncentrowano na wpływie pojedynczych parametrów, należy podkreślić, że zmienne przyjęte w seriach głównych nie są od siebie niezależne. Z tego względu w dyskusji uwzględniono również ich wzajemne oddziaływanie. Ograniczenie analizy wyłącznie do jednego czynnika, z pominięciem pozostałych, prowadziłoby do pominięcia istotnych wniosków wynikających z ich interakcji.

4.4.2.1 Wpływ położenia pręta w betonowym bloku

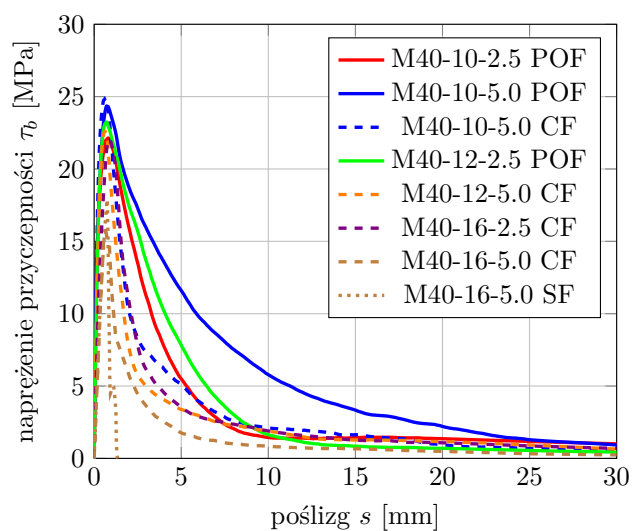
W tabeli 4.30 zestawiono osiągnięte w eksperymentach zniszczenia przyczepności zgrupowane względem typów elementów badawczych, a na rysunku 4.28 przedstawiono krzywe przyczepność-poślizg.

Tabela 4.30: Wpływ lokalizacji pręta na typ zniszczenia przyczepności.

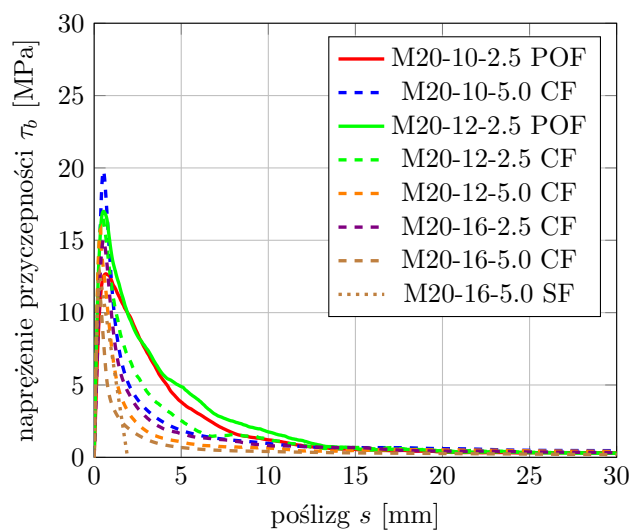
	POF	CF	SF	POF	CF	SF	POF	CF	SF
C-10-2.5	6	0	0	12	0	0	30	0	6
C-10-5.0	6	0	0						
C-12-2.5	6	0	0	12	0	0			
C-12-5.0	6	0	0						
C-16-2.5	6	0	0	6	0	6			
C-16-5.0	0	0	6						
M40-10-2.5	6	0	0	10	2	0	16	16	4
M40-10-5.0	4	2	0						
M40-12-2.5	6	0	0	6	6	0			
M40-12-5.0	0	6	0						
M40-16-2.5	0	6	0	0	8	4			
M40-16-5.0	0	2	4						
M20-10-2.5	6	0	0	6	6	0	9	26	1
M20-10-5.0	0	6	0						
M20-12-2.5	3	3	0	3	9	0			
M20-12-5.0	0	6	0						
M20-16-2.5	0	6	0	0	11	1			
M20-16-5.0	0	5	1						



(a) Próbki centryczne C



(b) Próbki mimośrodowe M40



(c) Próbki mimośrodowe M20

Rysunek 4.28: Krzywe $\tau_b - s$ z podziałem na typ próbki.

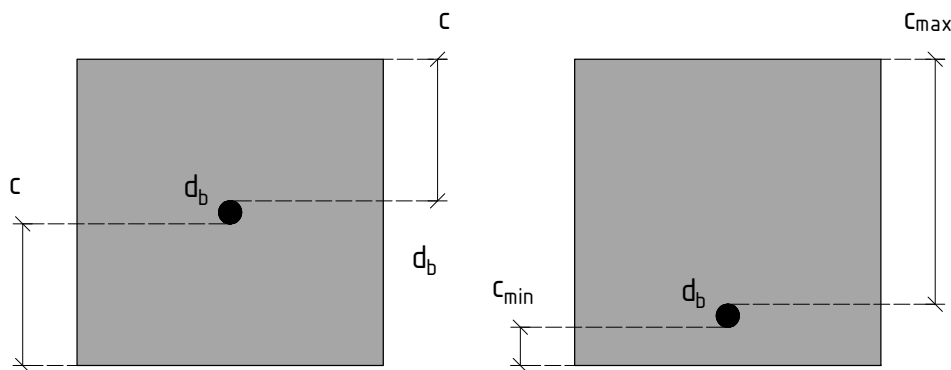
Na podstawie przedstawionych wyników stwierdzono, że w seriach próbek centrycznych dominującym typem zniszczenia było wyrwanie, które wystąpiło w 83,3% przypadków. Rozłupanie stanowiło 16,7% zniszczeń, podczas gdy typ mieszany nie wystąpił w żadnej próbce. Analiza szczegółowa wykazała, że dla prętów o średnicy 10 mm i 12 mm wszystkie próbki zniszczyły się przez wyrwanie. Natomiast w przypadku średnicy 16 mm zniszczenie nastąpiło równomiernie przez wyrwanie (50%) i rozłupanie (50%). Istotną prawidłowością jest także fakt, że przy mniejszej długości zakotwienia wszystkie próbki zniszczyły się przez wyrwanie, podczas gdy przy większej długości oprócz dominującego wyrwania (66,7%) wystąpiło również rozłupanie (33,3%).

Dla próbek mimośrodowych M40 rozkład typów zniszczenia przyczepności prezentował się inaczej. Wystąpiła równowaga między wyrwaniem i typem mieszanym (po 44,4%), z uzupełniającym udziałem rozłupania (11,1%). W tej grupie próbek zaobserwowano wyraźną zależność od średnicy pręta. Dla prętów o średnicy 10 mm dominowało wyrwanie (83,3%), dla prętów 12 mm wystąpiła równowaga między wyrwaniem a typem mieszanym (po 50%), natomiast dla prętów 16 mm przeważał typ mieszany (66,7%) uzupełniony przez rozłupanie (33,3%). Długość zakotwienia również istotnie wpływała na mechanizm zniszczenia - przy $l_b/d_b = 2,5$ dominowało wyrwanie (66,7%) z udziałem rozłupania (33,3%), podczas gdy przy $l_b/d_b = 5$ przeważał typ mieszany (55,6%), a wyrwanie i rozłupanie wystąpiły w równych proporcjach (po 22,2%).

W serii próbek mimośrodowych M20 zdecydowanie dominował typ mieszany zniszczenia przyczepności (72,2%), uzupełniony przez wyrwanie (25%) i marginalne rozłupanie (2,8%). Także w tej grupie zauważono wyraźną zależność od średnicy pręta. Dla prętów 10 mm typ mieszany i wyrwanie wystąpiły w równych proporcjach (po 50%), dla prętów 12 mm przeważał typ mieszany (75%) uzupełniony przez wyrwanie (25%), a dla prętów 16 mm zdecydowanie dominował typ mieszany (91,7%) z minimalnym udziałem rozłupania (8,3%). Długość zakotwienia wpłynęła znacząco na rozkład typów mechanizmów zniszczenia - przy $l_b = 2,5d_b$ wystąpiła równowaga między wyrwaniem a typem mieszanym (po 50%), natomiast przy $l_b = 5d_b$ prawie wszystkie próbki (94,4%) zniszczyły się przez typ mieszany, a jedna próbka (5,6%) przez rozłupanie.

Badania pokazały, że w próbkach centrycznych przyczepność uległa zniszczeniu przez wyrwanie lub rozłupanie, natomiast w próbkach mimośrodowych przez wyrwanie, rozłupanie i typ mieszany. Wynika to z proporcji skrępowania pręta przez beton - w próbkach centrycznych skrępowanie jest jednakowe w każdej ćwiartce bloku, natomiast w próbkach mimośrodowych pojawia się dysproporcja pomiędzy otuleniem minimalnym i maksymalnym, co skutkuje występowaniem typu mieszanego. Dla przykładu - próbki z serii C-16-5.0 ($c/d_b = 4,5$) uległy zniszczeniu przez rozłupanie. Natomiast próbki z serii M20-16-5.0 ($c/d_b = 1,3$) zniszczyły się głównie przez typ mieszany. Oznacza to, że pojawiła się rysa rozłupująca, która jednak nie spowodowała całkowitej utraty współpracy pręta z betonem, a jedynie jego „rozluźnienie”. W elementach mimośrodowych występuje mniejsze skrępowanie pręta przez otulinę minimalną (c_{min}), ale większe skrępowanie przez beton znajdujący się nad prętem (otulina maksymalna c_{max}), w przeciwieństwie do próbki centrycznej. Zostało to zilustrowane na rysunku 4.29. We wspomnianych próbkach mimośrodowych nie doszło do kompletnego utracenia przyczepności właśnie dzięki otulinie c_{max} , która powstrzymała rozwój rysy rozłupującej, co wyraźnie pokazuje rysunek 4.23c. Z jednej strony, im wartość c_{min} jest mniejsza, tym szybciej osiągana jest wytrzymałość na rozciąganie w betonie poddanym hydrostatycznym naprężeniom rozciągającym (zob. podrozdział 2.3.1). Z drugiej strony, otulina c_{max} powstrzymuje beton przed całkowitym rozłupaniem, co umożliwia zachowanie dalszej współpracy na styku pręt-beton.

Im większa jest dysproporcja skrępowania, tym częściej występuje zniszczenie przez typ mieszany. Dowodem na to są serie badawcze z elementami M40 stanowiące serie pośrednie w porównaniu do serii z próbkami typu C i M20. Próbki mimośrodowe M40 ukazały stopniowość skrępowania pręta przez beton skutkującą częstszym niszczeniem przyczepności przez wyrwanie i rozłupanie, niż w próbkach M20. Kontynuując przykład z poprzedniego akapitu próbki z serii M40-16-5.0 ($c/d_b = 2,5$) ulegały zniszczeniu albo przez rozłupanie, albo przez typ mieszany. Mniejsza dysproporcja pomiędzy otuliną minimalną i maksymalną w stosunku do próbek z serii M20-16-5.0, w połączeniu z probabilistyczną naturą wytrzymałości betonu i przyczepności, spowodowała, że większość próbek z serii M40-16-5.0 zniszczyła



Rysunek 4.29: Skrępowanie pręta przez betonową otulinę w próbce centrycznej i mimośrodowej.

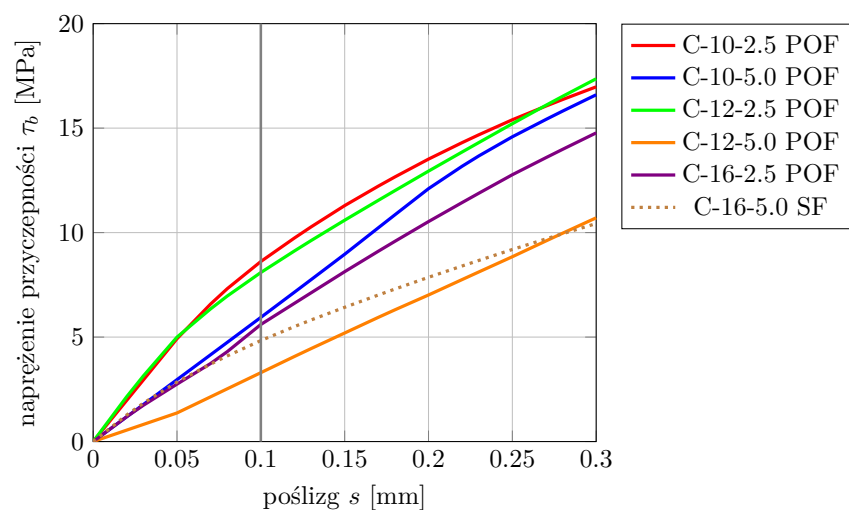
się przez rozłupanie, co jest charakterystyczne dla większego skrępowania pręta w betonie dla elementów mimośrodowych.

Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej, próbki mimośrodowe lepiej odzwierciedlają sposób zniszczenia przyczepności pomiędzy prętem a betonem niż próbki centryczne. W elementach C zastosowane wartości c/d_b – równe 7,5, 6,2 i 4,5 odpowiednio dla prętów o średnicach 10, 12 i 16 mm – są wyraźnie większe niż najczęściej spotykana w praktyce wartość $c/d_b = 2$ [15]. Znacznie bliższe warunkom rzeczywistym są wartości c/d_b zastosowane w elementach badawczych z mimośrodową lokalizacją pręta, które zawierają się w przedziale od 1,3 do 4,0 (zob. tabela 3.3). W konstrukcjach żelbetowych zniszczenie przyczepności przez wyrwanie pręta z betonu występuje niezwykle rzadko, między innymi ze względu na brak tak dużego skrępowania pręta przez beton, jakie występuje w próbkach centrycznych. Warto pamiętać, że zwiększenie średnicy pręta zbrojeniowego powoduje zmniejszenie skrępowania pręta przez beton, ponieważ maleje wartość c/d_b . Wraz ze wzrostem średnicy pręta maleje szansa na zniszczenie przyczepności przez wyrwanie i rozłupanie, co pokazały przeprowadzone badania.

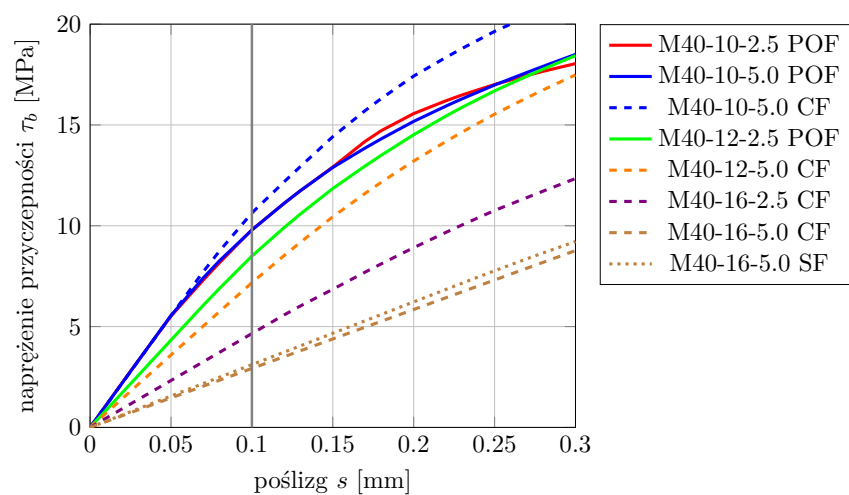
Zwiększenie długości zakotwienia może spowodować zniszczenie przyczepności przez rozłupanie lub przez typ mieszany. Badania pokazały, że oprócz samego wpływu skrępowania pręta przez beton, na typ zniszczenia przyczepności rzutuje również długość zakotwienia. Przykładem tego są serie C-16-2.5 i C-16-5.0. Próbkę z serii C-16-2.5 zniszczyły się przez wyrwanie, zaś próbki z serii C-16-5.0 przez rozłupanie, chociaż próbki w obu seriach miały ten sam stosunek $c/d_b = 4,5$. Podobna sytuacja miała miejsce także dla próbek mimośrodowych, np. serie M40-12-2.5 i M40-12-5.0 czy M20-10-2.5 i M20-10-5.0. Przyczepność w próbkach w wymienionych dwóch seriach z $l_b/d_b = 2,5$ była niszczone przez wyrwanie, natomiast w próbkach z $l_b/d_b = 5$ przez typ mieszany. Do zmiany typu zniszczenia przyczepności dla próbek różniących się jedynie l_b/d_b dochodziło także w innych seriach badawczych z próbkami mimośrodowymi.

Na rysunku 4.30 pokazano te same krzywe przyczepność-poślizg co na rysunku 4.28, lecz w ograniczonym zakresie poślizgu do 0,3 mm. W tabeli 4.31 zestawiono początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ zgrupowane pod względem serii badań przeprowadzonych dla jednakowego typu elementu badawczego.

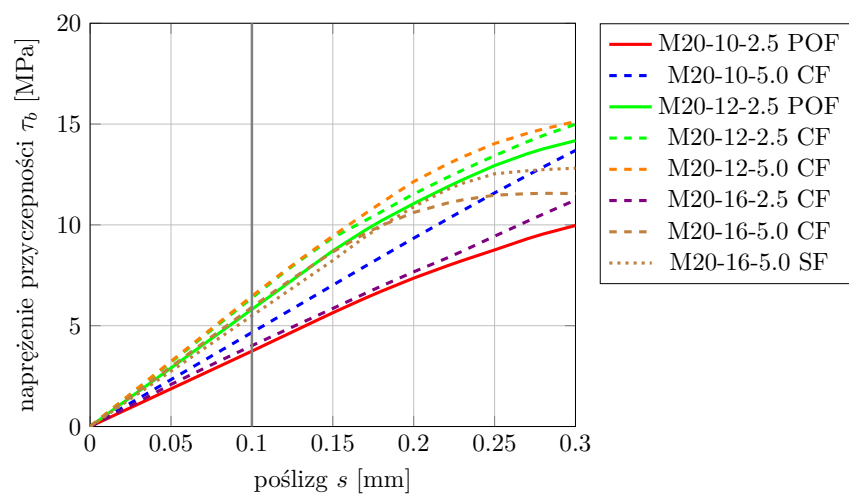
Największą sztywność $K_{b,0}$ odnotowano dla próbek mimośrodowych M40 (72,08 MPa/mm), następnie dla próbek centrycznych (60,64 MPa/mm – redukcja o 15,9% w stosunku do M40), natomiast najmniejszą dla próbek mimośrodowych M20 (51,37 MPa/mm – redukcja o 28,7% względem M40). Wbrew oczekiwaniom, najwyższa początkowa sztywność nie wystąpiła dla próbek C, pomimo największego skrępowania pręta przez beton. Przyczyną takiego stanu rzeczy najprawdopodobniej była wyższa wytrzymałość na rozciąganie betonu użytego do wykonania próbek M40 w porównaniu z próbkami C (por. dane w tabelach 4.5 i 4.6).



(a) Próbkę centryczne C



(b) Próbkę mimośrodowe M40



(c) Próbkę mimośrodowe M20

Rysunek 4.30: Krzywe $\tau_b - s$ z podziałem na typ próbki w zakresie s do 0,3 mm.

Tabela 4.31: Początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ z podziałem na typ próbki.

	$K_{b,0}$ [MPa/mm]		
C-10-2.5	86,17	72,80	60,64
C-10-5.0	59,43		
C-12-2.5	80,90	56,94	
C-12-5.0	32,97		
C-16-2.5	56,02	52,17	
C-16-5.0	48,33		
M40-10-2.5	98,04	99,37	72,08
M40-10-5.0	100,71		
M40-12-2.5	84,97	78,36	
M40-12-5.0	71,75		
M40-16-2.5	46,53	38,51	
M40-16-5.0	30,49		
M20-10-2.5	37,39	42,01	51,37
M20-10-5.0	46,63		
M20-12-2.5	60,94	62,81	
M20-12-5.0	64,69		
M20-16-2.5	40,10	49,28	
M20-16-5.0	58,46		

W przypadku próbek centrycznych najwyższą sztywność $K_{b,0}$ uzyskano dla serii C-10-2.5 (86,16 MPa/mm), zaś najniższą dla serii C-12-5.0 (32,97 MPa/mm). Wśród próbek typu C największą sztywność $K_{b,0}$ zaobserwowano dla średnicy $d_b = 10\text{mm}$ (72,80 MPa/mm), kolejno dla średnicy $d_b = 12\text{mm}$ (56,94 MPa/mm – spadek o 21,8% w porównaniu z $d_b = 10\text{mm}$), a najniższą dla średnicy $d_b = 16\text{mm}$ (52,17 MPa/mm – redukcja o 28,3% w odniesieniu do $d_b = 10\text{mm}$). W grupie próbek mimośrodowych M40 najwyższą średnią sztywność $K_{b,0}$ osiągnięto dla serii M40-10-5.0 (100,71 MPa/mm), natomiast najniższą dla serii M40-16-5.0 (30,49 MPa/mm). Wśród próbek typu M40 największą sztywność $K_{b,0}$ zarejestrowano dla $d_b = 10\text{mm}$ (99,37 MPa/mm), dalej dla średnicy $d_b = 12\text{mm}$ (78,36 MPa/mm – obniżenie o 21,1% w stosunku do $d_b = 10\text{mm}$), a najniższą dla średnicy $d_b = 16\text{mm}$ (38,51 MPa/mm – spadek o 61,3% względem $d_b = 10\text{mm}$). W odniesieniu do próbek mimośrodowych M20 najwyższą sztywność $K_{b,0}$ stwierdzono dla serii M20-12-5.0 (64,69 MPa/mm), a najniższą dla serii M20-10-2.5 (37,39 MPa/mm). Wśród próbek typu M20 największą sztywność $K_{b,0}$ odnotowano dla $d_b = 12\text{mm}$ (62,81 MPa/mm), następnie dla średnicy $d_b = 16\text{mm}$ (49,28 MPa/mm – zmniejszenie o 21,5% w porównaniu z $d_b = 12\text{mm}$), a najniższą dla średnicy $d_b = 10\text{mm}$ (42,01 MPa/mm – redukcja o 33,1% względem $d_b = 12\text{mm}$). Na podstawie przeprowadzonych eksperymentów generalnie można stwierdzić, że wraz ze wzrostem średnicy pręta maleje sztywność $K_{b,0}$. Wyjątek od tej reguły stanowiły próbki mimośrodowe M20. Próbki centryczne o długości zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ charakteryzowały się wyższą sztywnością $K_{b,0}$ niż elementy badawcze z $l_b = 5d_b$ – odpowiednio 74,36 i 46,91 MPa/mm. Serie z próbkami mimośrodowymi M40 o długości zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ cechowały się wyższą sztywnością $K_{b,0}$ niż elementy badawcze z $l_b = 5d_b$ – kolejno 76,51 i 67,65 MPa/mm. Natomiast serie z elementami mimośrodowymi M20 o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ wykazywały wyższą sztywność $K_{b,0}$ niż elementy badawcze z $l_b/d_b = 2,5$ – odpowiednio 56,59 i 46,14 MPa/mm. Dla próbek centrycznych większe sztywności $K_{b,0}$ uzyskano dla $l_b/d_b = 2,5$, natomiast dla próbek mimośrodowych M20 dla $l_b/d_b = 5$. Dla serii próbek M40 dla średnicy pręta równej 12 i 16 mm również większą sztywność $K_{b,0}$ odczytano dla dłuższego zakotwienia, ale dla pręta o średnicy 10 mm było na odwrót. Wobec tego przeprowadzone doświadczenia nie wykazały trendu dla wpływu długości zakotwienia na początkową sztywność $K_{b,0}$. Można przypuszczać, że duży wpływ na taki stan rzeczy miał losowy charakter wytrzymałości betonu i współpracy pręta z betonem.

W tabeli 4.32 zestawiono szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$, natomiast na rysunku 4.31 przedstawiono szczytowe naprężenia przyczepności uzyskane z doświadczeń dla wszystkich próbek, grupując je pod względem typu elementu badawczego.

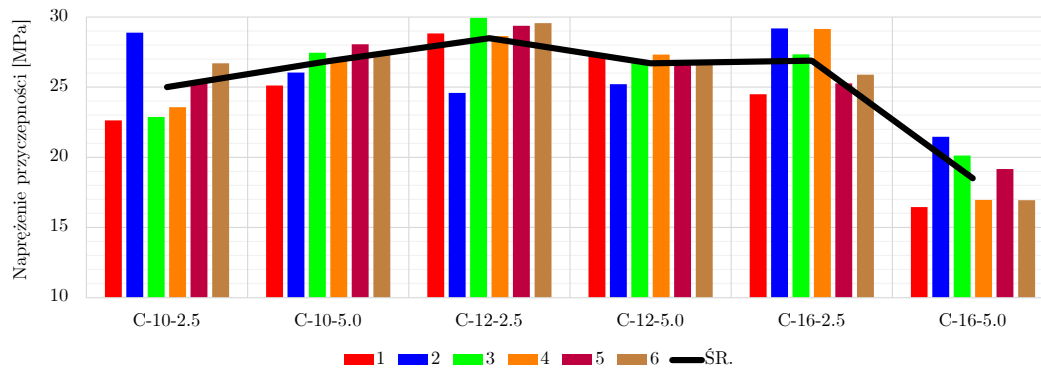
Tabela 4.32: Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ z podziałem na typ próbki.

	$\tau_{b,max}$ [MPa]		
C-10-2.5	25,00	25,92	25,41
C-10-5.0	26,85		
C-12-2.5	28,49	27,59	
C-12-5.0	26,69		
C-16-2.5	26,89	22,71	
C-16-5.0	18,52		
M40-10-2.5	22,65	23,77	22,97
M40-10-5.0	24,88		
M40-12-2.5	23,52	23,73	
M40-12-5.0	23,95		
M40-16-2.5	24,12	21,41	
M40-16-5.0	18,71		
M20-10-2.5	13,92	16,99	16,09
M20-10-5.0	20,05		
M20-12-2.5	17,23	17,14	
M20-12-5.0	17,04		
M20-16-2.5	16,35	14,15	
M20-16-5.0	11,95		

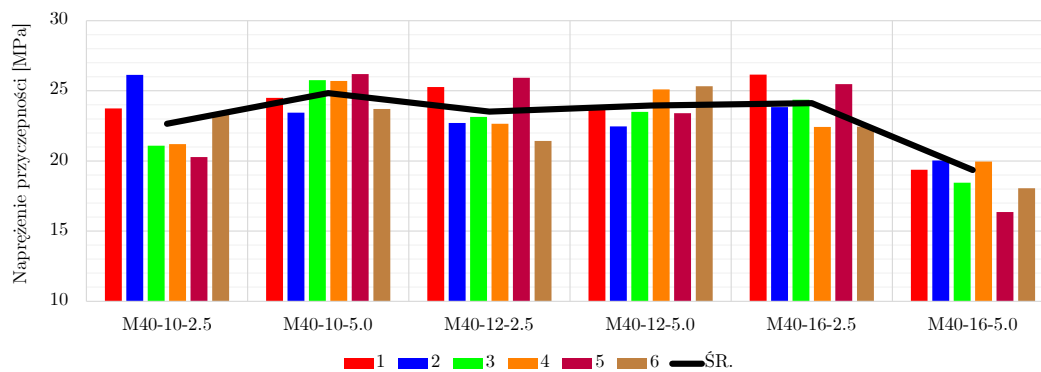
Najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ odnotowano dla próbek centrycznych (25,41 MPa). W przypadku próbek mimośrodowych M40 wartość ta wyniosła 22,97 MPa, co oznacza redukcję o 9,6% w porównaniu z próbkami centrycznymi. Najniższe naprężenie zaobserwowano dla próbek mimośrodowych M20 (16,09 MPa), co stanowi spadek o 36,7% względem próbek centrycznych. Największe szczytowe naprężenia przyczepności zaobserwowano dla próbek centrycznych, następnie dla próbek mimośrodowych M40 i M20. Jest to zgodne z przewidywaniami, ponieważ taka sama kolejność typu próbek występuje w kontekście skrępowania pręta przez beton (por. tabela 3.3). Wpływ mimośrodowo umieszczonego pręta na redukcję naprężeń przyczepności został także zaobserwowany w badaniach REHMA [22], co zostało przywołane między innymi przez GODYCKIEGO-ĆWIRKO [190] i STAROSOLSKIEGO [81]. Zagadnienie to zostało również opisane w pracy [236].

W grupie próbek centrycznych największe naprężenie $\tau_{b,max}$ zarejestrowano dla serii C-12-2.5 (28,49 MPa), natomiast najmniejsze dla serii C-16-5.0 (18,52 MPa). Analizując wpływ średnicy prętów na wyniki, najwyższe wartości naprężenia uzyskano dla średnicy $d_b = 12mm$ (27,59 MPa), następnie dla $d_b = 10mm$ (25,92 MPa - redukcja o 6,1% w porównaniu z $d_b = 12mm$), a najniższe dla $d_b = 16mm$ (22,71 MPa - spadek o 17,7% względem $d_b = 12mm$). Ponadto, próbki centryczne z elementami badawczymi o długości zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ charakteryzowały się wyższym naprężeniem $\tau_{b,max}$ (26,79 MPa) niż próbki z $l_b = 5d_b$ (24,02 MPa).

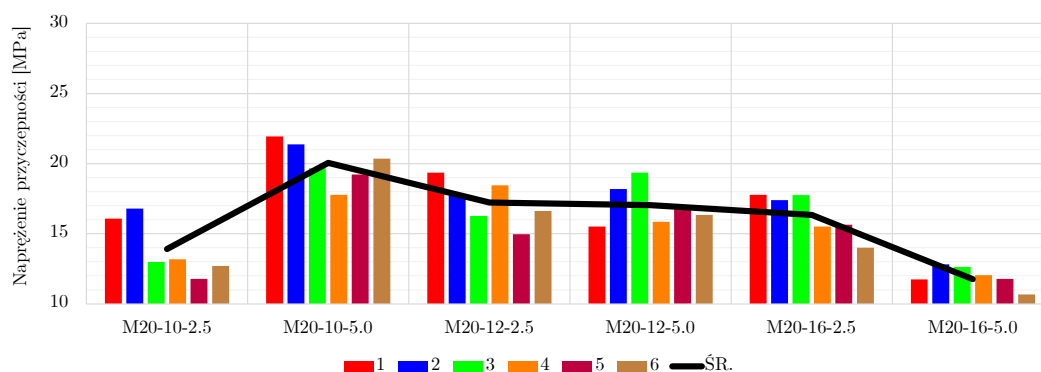
W przypadku próbek mimośrodowych M40 najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ otrzymano dla serii M40-10-5.0 (24,88 MPa), a najniższe dla serii M40-16-5.0 (18,71 MPa). Analiza wpływu średnicy prętów wykazała, że najwyższe wartości naprężenia uzyskano dla $d_b = 10mm$ (23,77 MPa), następnie dla $d_b = 12mm$ (23,73 MPa, co stanowi redukcję o zaledwie 0,1% w porównaniu z $d_b = 10mm$), a najniższe dla $d_b = 16mm$ (21,41 MPa - spadek o 9,9% względem $d_b = 10mm$). Podobnie jak w przypadku próbek centrycznych, wyższe wartości naprężenia odnotowano dla serii z $l_b/d_b = 2,5$ (23,43 MPa) niż dla $l_b/d_b = 5$ (22,51 MPa).



(a) Próbki centryczne C



(b) Próbki mimośrodowe M40



(c) Próbki mimośrodowe M20

Rysunek 4.31: Szczytowe naprężenia przyczepności z podziałem na typ próbki.

Dla próbek mimośrodowych M20 najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ odczytano dla serii M20-10-5.0 (20,05 MPa), a najniższe dla serii M20-16-5.0 (11,95 MPa). W tej grupie najwyższe wartości naprężenia uzyskano dla średnicy $d_b = 12mm$ (17,14 MPa), następnie dla $d_b = 10mm$ (16,99 MPa - redukcja o 0,9% w porównaniu z $d_b = 12mm$), a najniższe dla $d_b = 16mm$ (14,15 MPa, co odpowiada spadkowi o 17,4% względem $d_b = 12mm$). W przeciwieństwie do pozostałych typów próbek, w przypadku M20 wyższe wartości naprężenia odnotowano dla serii z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$ (16,35 MPa) niż dla $l_b = 2,5d_b$ (15,83 MPa).

Ogólnie zmniejszenie skrępowania pręta przez beton skutkuje obniżeniem naprężeń przyczepności. Jednak w pewnych przypadkach może dojść do sytuacji, w której szczytowe naprężenie przyczepności dla próbki z mniejszym c/d_b może być większe niż dla próbki z większym c/d_b , co wykazano w pracy [237]. Jest to związane z typem zniszczenia przyczepności. Jeżeli dla próbki z większym c/d_b dojdzie do zniszczenia przez rozłupanie, zaś

dla próbki z mniejszym c/d_b wystąpi zniszczenie rozłupująco-wyrywające, wówczas istnieje prawdopodobieństwo, że do pełnego rozłupania dojdzie szybciej (tj. dla mniejszego poślizgu) niż w przypadku typu mieszanego. Skutkować to będzie nagłym i całkowitym zniszczeniem próbki, a naprężenia przyczepności towarzyszące zniszczeniu będą niższe niż te osiągnięte dla typu mieszanego. Taka sytuacja miała miejsce dla serii C-16-5.0 i M40-16-5.0, ponieważ szczytowe naprężenia przyczepności wyniosły odpowiednio 18,52 i 18,71 MPa. Powyższe obserwacje wskazują, że zapewnienie odpowiednio wysokiego poziomu skrępowania pręta w betonie umożliwia uzyskanie maksymalnej efektywności współpracy materiałów, którą można określić jako wytrzymałość przyczepności w teście pull-out, charakterystyczną dla danej kombinacji betonu i pręta zbrojeniowego. Właściwe skrępowanie pozwala na pełne wykorzystanie potencjału styku materiałów. W pozostałych przypadkach uzyskuje się jedynie szczytowe naprężenia przyczepności z próby wyrywania.

Przeprowadzone doświadczenia pokazały, że szczytowe naprężenie przyczepności przy określeniu długości zakotwienia za pomocą krotności pręta prowadzi do uzyskiwania zbliżonych wartości $\tau_{b,max}$. Generalnie grupując w pary serie tego samego typu próbek i średnicy pręta, otrzymuje się podobne wartości $\tau_{b,max}$. Wyjątek stanowiły serie, których typy zniszczenia przyczepności były różne wewnątrz pary, np. serie C-16-2.5 i C-16-5.0 czy M40-16-2.5 i M40-16-5.0. Przykłady te pokazują, że na wartość szczytowego naprężenia przyczepności znacząco wpływa typ zniszczenia przyczepności.

W tabeli 4.33 pokazano poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności zgrupowane względem typu elementu badawczego.

Tabela 4.33: Poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności z podziałem na typ próbki.

	s ₁ [mm]		
C-10-2.5	0,85	1,34	1,12
C-10-5.0	1,83		
C-12-2.5	0,81	1,10	
C-12-5.0	1,40		
C-16-2.5	1,06	0,90	
C-16-5.0	0,75		
M40-10-2.5	0,75	0,73	0,76
M40-10-5.0	0,71		
M40-12-2.5	0,69	0,68	
M40-12-5.0	0,68		
M40-16-2.5	0,93	0,87	
M40-16-5.0	0,82		
M20-10-2.5	0,75	0,63	0,50
M20-10-5.0	0,52		
M20-12-2.5	0,51	0,46	
M20-12-5.0	0,40		
M20-16-2.5	0,52	0,40	
M20-16-5.0	0,28		

Największy średni poślizg s_1 odnotowano dla próbek centrycznych (1,12 mm). W przypadku próbek mimośrodowych M40 wartość ta wyniosła 0,76 mm, co oznacza redukcję o 31,8% w porównaniu z próbkami centrycznymi. Najmniejszy poślizg zaobserwowano dla próbek mimośrodowych M20 (0,50 mm - spadek o 55,6% względem próbek centrycznych). Powyższe obserwacje pokazują, że typ zniszczenia przyczepności wyraźnie wpływa na poślizg odpowiadający szczytowemu naprężeniu przyczepności. Największy średni poślizg s_1 uzyskano dla próbek z centrycznym położeniem pręta w bloku, najniższy dla serii próbek mimośrodowych M20, co pokrywa się z kolejnością uzyskaną dla naprężeń $\tau_{b,max}$.

W grupie próbek centrycznych największy średni poślizg s_1 zarejestrowano dla serii C-10-5.0 (1,83 mm), natomiast najmniejszy dla serii C-16-5.0 (0,75 mm). Analizując wpływ średnicy prętów na wyniki, najwyższe wartości poślizgu uzyskano dla średnicy $d_b = 10\text{mm}$ (1,34 mm), następnie dla $d_b = 12\text{mm}$ (1,10 mm - redukcja o 17,4% w porównaniu z $d_b = 10\text{mm}$), a najniższe dla $d_b = 16\text{mm}$ (0,90 mm, co odpowiada spadkowi o 32,5% względem $d_b = 10\text{mm}$). W przypadku próbek mimośrodowych M40 największy średni poślizg s_1 odnotowano dla serii M40-16-2.5 (0,93 mm), a najmniejszy dla serii M40-12-5.0 (0,68 mm). Analiza wpływu średnicy prętów wykazała, że najwyższe wartości poślizgu uzyskano dla $d_b = 16\text{mm}$ (0,87 mm), następnie dla $d_b = 10\text{mm}$ (0,73 mm, co stanowi redukcję o 16,7% w porównaniu z $d_b = 16\text{mm}$), a najniższe dla $d_b = 12\text{mm}$ (0,68 mm - spadek o 21,6% względem $d_b = 16\text{mm}$). Dla próbek mimośrodowych M20 największy średni poślizg s_1 zarejestrowano dla serii M20-10-2.5 (0,75 mm), a najmniejszy dla serii M20-16-5.0 (0,28 mm). W tej grupie najwyższe wartości poślizgu uzyskano dla średnicy 10mm (0,63 mm), następnie dla $d_b = 12\text{mm}$ (0,46 mm, co oznacza redukcję o 28,1% w porównaniu z $d_b = 10\text{mm}$), a najniższe dla $d_b = 16\text{mm}$ (0,40 mm, czyli spadek o 37,2% względem $d_b = 10\text{mm}$). Rozpatrując poślizg s_1 wewnątrz każdego rodzaju elementu badawczego z uwagi na średnicę pręta, największy średni poślizg zaobserwowano dla $d_b = 10\text{mm}$ dla próbek centrycznych i mimośrodowych M20, natomiast dla próbek mimośrodowych M40 dla $d_b = 16\text{mm}$. Najmniejsze wartości wystąpiły dla średnicy 16 mm dla próbek C i M20 oraz dla średnicy 12 mm dla elementów M40.

Próbki centryczne z elementami badawczymi o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ charakteryzowały się większym średnim poślizgiem s_1 (1,33 mm) niż próbki z $l_b = 2,5d_b$ (0,91 mm). Dla próbek mimośrodowych M40 większe wartości poślizgu odnotowano dla serii z mniejszą długością zakotwienia (0,79 mm) niż dla $l_b/d_b = 5$ (0,73 mm). W przeciwieństwie do pozostałych typów próbek, w przypadku M20 większe wartości poślizgu odnotowano dla serii z długością zakotwienia równą $2,5d_b$ (0,59 mm) niż dla $l_b = 5d_b$ (0,40 mm). Dla wszystkich serii badawczych, niezależnie od typu elementu badawczego, większe poślizgi s_1 częściej występowały w seriach z mniejszą długością zakotwienia $l_b/d_b = 2,5$. Szczególnie niewielkimi zmianami w wartościach s_1 pomiędzy analizowanymi dwoma długościami l_b wyróżniały się próbki mimośrodowe M40 (różnica 0,01-0,11 mm).

W tabeli 4.34 zawarto naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ zgrupowane względem typu elementu badawczego.

Tabela 4.34: Naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ z podziałem na typ próbki.

	$\tau_{b,f}$ [MPa]		
C-10-2.5	1,61	3,45	3,14
C-10-5.0	5,29		
C-12-2.5	1,75	2,79	
C-12-5.0	3,84		
C-16-2.5	3,19	3,19	
C-16-5.0	nd.		
M40-10-2.5	1,24	1,43	1,05
M40-10-5.0	1,61		
M40-12-2.5	0,63	0,81	
M40-12-5.0	1,00		
M40-16-2.5	0,97	0,84	
M40-16-5.0	0,43		
M20-10-2.5	0,39	0,47	0,43
M20-10-5.0	0,56		
M20-12-2.5	0,42	0,44	
M20-12-5.0	0,46		
M20-16-2.5	0,45	0,36	
M20-16-5.0	0,24		

Największe naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ zaobserwowano w przypadku próbek centrycznych (3,14 MPa). Niższe wartości wykazały próbki mimośrodowe M40 (1,05 MPa, co stanowi redukcję o 66,6% w porównaniu z elementami C), natomiast najmniejsze wartości odnotowano dla próbek mimośrodowych M20 (0,43 MPa – redukcja o 86,4% względem elementów centrycznych).

W grupie próbek centrycznych najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ zarejestrowano dla serii C-10-5.0 (5,29 MPa), podczas gdy najniższe wartości charakteryzowały serię C-10-2.5 (1,61 MPa). Analiza próbek typu C wskazuje, iż najwyższe naprężenia resztkowe wystąpiły przy średnicy pręta wynoszącej 10 mm (3,45 MPa), następnie przy $d_b = 16$ mm (3,19 MPa, co odpowiada spadkowi o 7,6%), zaś najmniejsze przy średnicy 12 mm (2,79 MPa – zmniejszenie o 19,0%). Próbki centryczne z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$ wykazywały wyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ niż te z $l_b = 2,5d_b$ – odpowiednio 4,56 i 2,18 MPa.

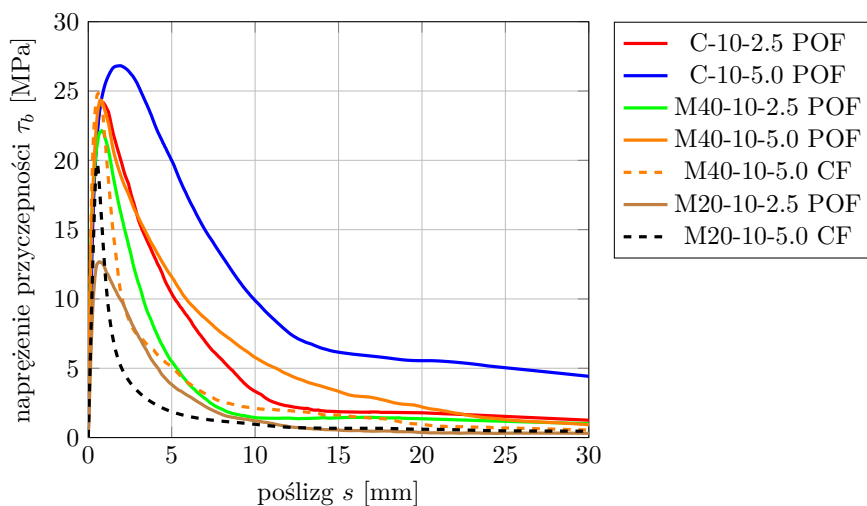
W odniesieniu do próbek mimośrodowych M40, maksymalne naprężenia $\tau_{b,f}$ zaobserwowano w serii M40-10-5.0 (1,61 MPa), minimalne zaś w serii M40-16-5.0 (0,43 MPa). Wśród elementów typu M40 najwyższe naprężenia resztkowe wystąpiły przy średnicy pręta równej 10 mm (1,43 MPa), następnie przy $d_b = 16$ mm (0,84 MPa, co wskazuje na spadek o 41,4%), a najniższe przy średnicy 12 mm (0,81 MPa – obniżenie o 42,9%). Serie badawcze próbek M40 z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$ cechowały się wyższym naprężeniem $\tau_{b,f}$ w porównaniu z $l_b/d_b = 2,5$ – odpowiednio 1,01 i 0,95 MPa.

Analizując próbki mimośrodowe M20, najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ zidentyfikowano w serii M20-10-5.0 (0,56 MPa), najniższe zaś w serii M20-16-5.0 (0,24 MPa). Wśród elementów typu M20 najwyższe naprężenia resztkowe odnotowano przy średnicy pręta wynoszącej 10 mm (0,47 MPa), następnie przy $d_b = 12$ mm (0,44 MPa, co oznacza redukcję o 5,7%), a najniższe przy średnicy 16 mm (0,36 MPa – zmniejszenie o 24,5%). W przypadku próbek M20 serie badawcze z elementami o długości zakotwienia l_b równej zarówno $2,5d_b$, jak i $5,0d_b$, charakteryzowały się identycznymi naprężeniami $\tau_{b,f}$ (0,42 MPa).

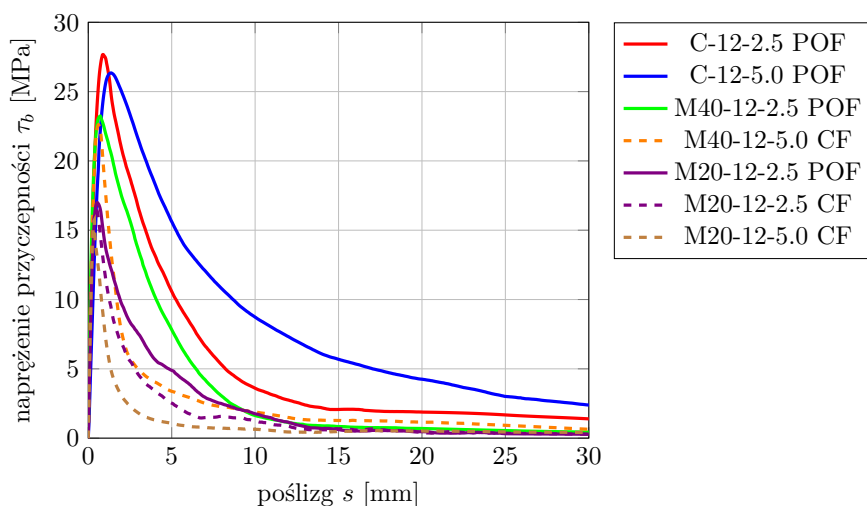
Najwyższe wartości naprężeń resztkowych wykazują próbki, w których pręt podlegał największemu skrępowaniu przez beton, czyli próbki centryczne. Spostrzeżenie to potwierdzają także wyniki badań analizowane pod kątem średnicy pręta, ponieważ zauważono, że największe wartości naprężenia $\tau_{b,f}$ otrzymano dla pręta o $d_b = 10$ mm. Dla pozostałych średnic różnice były nieznaczne, szczególnie dla próbek mimośrodowych. Z punktu widzenia długości zakotwienia lokalizacja pręta w bloku wpływała na większe wartości $\tau_{b,f}$ dla $l_b = 5d_b$ dla próbek centrycznych i mimośrodowych M40, odwrotnie niż w przypadku elementów typu M20. Należy zaznaczyć, że dla próbek mimośrodowych te różnice były niewielkie (nieprzekraczające 5%). Na wartości naprężeń $\tau_{b,f}$, podobnie jak w przypadku innych składowych zachowania przyczepności w próbie wyrywania, istotny wpływ wywiera mechanizm zniszczenia połączenia między prętem a betonem.

4.4.2.2 Wpływ średnicy pręta

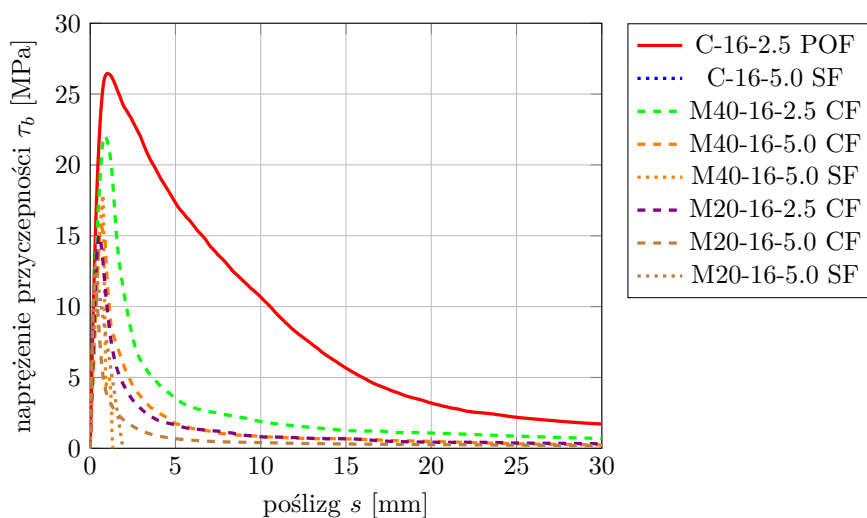
Na rysunku 4.32 przedstawiono krzywe przyczepność-poślizg, natomiast w tabeli 4.35 zestawiono liczbę uzyskanych typów zniszczenia przyczepności dla każdej serii badawczej z głównym podziałem na średnicę pręta.



(a) Próbki z prętem o średnicy 10 mm



(b) Próbki z prętem o średnicy 12 mm



(c) Próbki z prętem o średnicy 16 mm

Rysunek 4.32: Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na średnicę d_b .

Tabela 4.35: Wpływ średnicy pręta na typ zniszczenia przyczepności.

	POF	CF	SF	POF	CF	SF	POF	CF	SF
C-10-2.5	6	0	0	12	0	0	28	8	0
C-10-5.0	6	0	0						
M40-10-2.5	6	0	0	10	2	0			
M40-10-5.0	4	2	0						
M20-10-2.5	6	0	0	6	6	0			
M20-10-5.0	0	6	0						
C-12-2.5	6	0	0	12	0	0	21	15	0
C-12-5.0	6	0	0						
M40-12-2.5	6	0	0	6	6	0			
M40-12-5.0	0	6	0						
M20-12-2.5	3	3	0	3	9	0			
M20-12-5.0	0	6	0						
C-16-2.5	6	0	0	6	0	6	6	19	11
C-16-5.0	0	0	6						
M40-16-2.5	0	6	0	0	8	4			
M40-16-5.0	0	2	4						
M20-16-2.5	0	6	0	0	11	1			
M20-16-5.0	0	5	1						

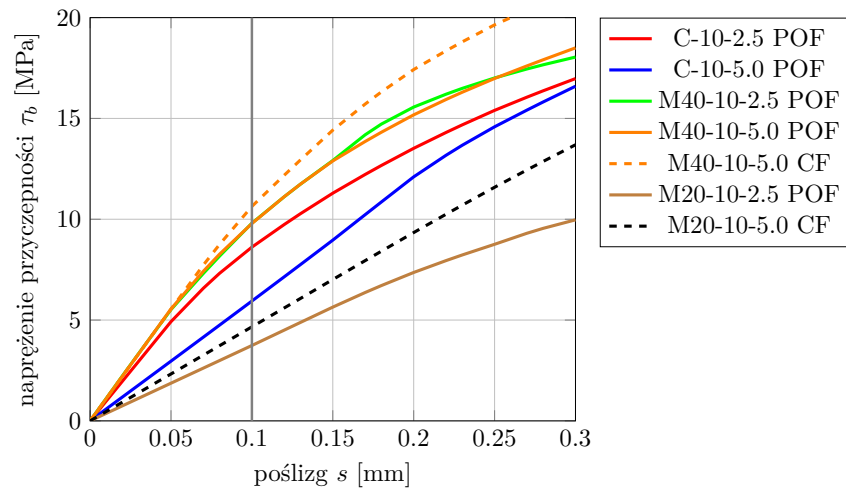
Na podstawie przedstawionych wyników zauważono, że W próbkach z prętem o średnicy $d_b = 10$ mm dominującym typem zniszczenia przyczepności było wyrwanie (28 przypadków, stanowiących 77,8% wszystkich obserwacji). Pozostałe elementy uległy zniszczeniu poprzez typ mieszany (8 przypadków – 22,2%). W odniesieniu do próbek z prętem o średnicy $d_b = 12$ mm, wyrwanie również stanowiło najczęstszy typ zniszczenia (21 przypadków – 58,3%), podczas gdy zniszczenie typu mieszanego wystąpiło w 15 elementach (41,7%). Rozkład typów zniszczeń w próbkach z prętem o średnicy $d_b = 16$ mm charakteryzował się odmienną tendencją. Dominował typ mieszany (19 przypadków – 52,8%), natomiast zniszczenie przez rozłupanie zaobserwowano w 11 elementach (30,6%), a wyrwanie wystąpiło w 6 próbkach (16,7%). Najczęściej występującym typem zniszczenia dla próbek z prętem $d_b = 10$ mm było wyrwanie. Wraz ze wzrostem średnicy pręta malało skrupowanie przez beton (stosunek c/d_b), dlatego wyrywanie występowało rzadziej dla większych średnic, natomiast częściej występował typ mieszany. Jedynie dla próbek z prętami o średnicy 16 mm pojawiło się rozłupanie.

Analiza według rodzaju próbek wykazała istotne zróżnicowanie. W próbkach typu C z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm oraz $d_b = 12$ mm wszystkie elementy uległy zniszczeniu przez wyrwanie. Natomiast w próbkach wspomnianego typu z prętem $d_b = 16$ mm zaobserwowano równomierny rozkład między wyrwaniem a rozłupaniem (po 6 przypadków – 50%). W próbkach typu M40 z prętem $d_b = 10$ mm przeważało zniszczenie przez wyrwanie (10 przypadków – 71,4%), przy występowaniu typu mieszanego w mniejszości elementów (2 przypadki – 14,3%). Dla prętów $d_b = 12$ mm wystąpiło równomierne rozłożenie między wyrwaniem a typem mieszanym (po 6 przypadków – 50%). W przypadku prętów $d_b = 16$ mm dominował typ mieszany (8 przypadków – 66,7%), a rozłupanie stanowiło mechanizm zniszczenia w pozostałych elementach (4 przypadki – 33,3%). W próbkach typu M20 z prętem $d_b = 10$ mm zaobserwowano równy udział zniszczenia przez wyrwanie i typ mieszany (po 6 przypadków – 50%). Dla prętów $d_b = 12$ mm przeważał typ mieszany (9 przypadków – 75%), z wyrwaniem występującym w pozostałych elementach (3 przypadki – 25%). W przypadku prętów $d_b = 16$ mm zdecydowanie dominował typ mieszany (11 przypadków – 91,7%), z pojedynczym przypadkiem rozłupania (8,3%). W obrębie próbek z jednakową średnicą pręta największe skrupowanie występowało dla próbek centrycznych, co przełożyło się na dominację zniszczenia przyczepności przez wyrwanie w tego typu elementach w stosunku do próbek mimośrodowych. Im mniejsze otulenie minimalne i im większa średnica d_b ,

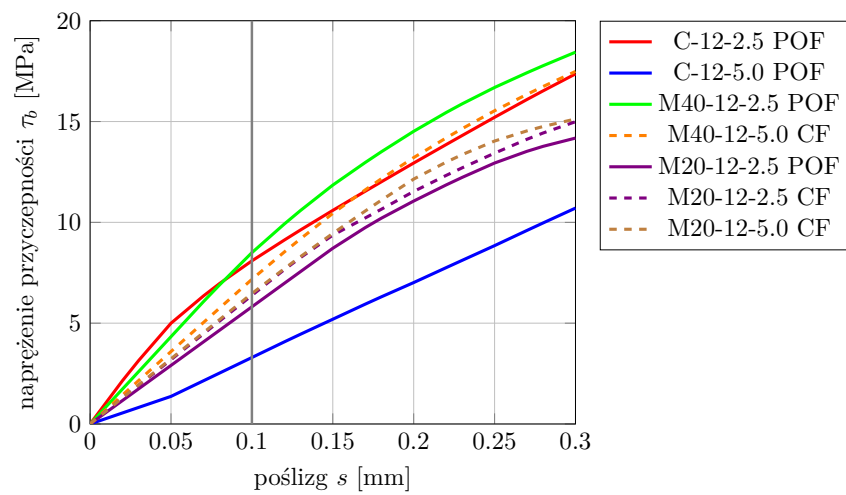
tym częściej dominowała rysa rozłupująca skutkująca częściowym lub pełnym rozłupaniem.

Niezależnie od lokalizacji pręta w bloku, najwyższy stopień skrępowania c/d_b występował dla pręta o średnicy 10 mm (zob. tabela 3.3), co skutkowało dominacją zniszczenia przez wyrwanie. Typ mieszany zaobserwowano jedynie w próbkach mimośrodowych o stosunku $l_b/d_b = 5$ (serie M40-10-5.0 i M20-10-5.0), charakteryzujących się niższą wartością c/d_b w porównaniu z próbkami centrycznymi. W elementach badawczych z prętem o średnicy 12 mm zaobserwowano zjawiska analogiczne do przypadku $d_b = 10$ mm. W próbkach centrycznych wystąpiło wyłącznie wyrwanie, natomiast w próbkach mimośrodowych M20 typ mieszany pojawił się już przy stosunku l_b/d_b równym 2,5. Główną przyczyną takiego stanu rzeczy był niższy poziom skrępowania c/d_b w porównaniu z próbkami zawierającymi pręt o średnicy 10 mm. Próbkę z prętem o średnicy 16 mm charakteryzowały się najmniejszymi wartościami c/d_b , co powodowało m.in. wystąpienie wszystkich typów zniszczenia przyczepności. W próbkach centrycznych zaobserwowano wyrwanie i rozłupanie odpowiednio dla serii C-16-2.5 i C-16-5.0. Przykład tych serii dowodzi, że typ zniszczenia nie jest determinowany wyłącznie stosunkiem c/d_b , który w przypadku tych próbek z tych serii był jednakowy, jak często podaje się w literaturze (zob. podrozdział 2.2.3.1), lecz również długością zakotwienia l_b . W próbkach mimośrodowych z prętem $d_b = 16$ mm dominowało zniszczenie przez typ mieszany. Rozłupanie w próbkach mimośrodowych wystąpiło wyłącznie w elementach typu M40 i M20 przy stosunku l_b/d_b równym 5. Rozłupanie w elementach M20 wynikało najpewniej z probabilistycznej natury wytrzymałości betonu i zjawiska przyczepności. Ponadto, w elementach M40 rozłupanie było konsekwencją mniejszej dysproporcji między otuliną minimalną a maksymalną (patrz podrozdział 4.4.2.1 i rysunek 4.29). Wśród próbek o tej samej średnicy d_b można zauważyć, że większa długość zakotwienia powodowała zniszczenie przyczepności przez typ mieszany lub rozłupanie. Wyjątek stanowiły próbki centryczne z prętem o średnicy 10 i 12 mm. Wynikało to z wysokiego poziomu skrępowania pręta przez beton, które okazało się być wystarczające, aby przeciwdziałać rozprzestrzenianiu się rysy rozłupującej.

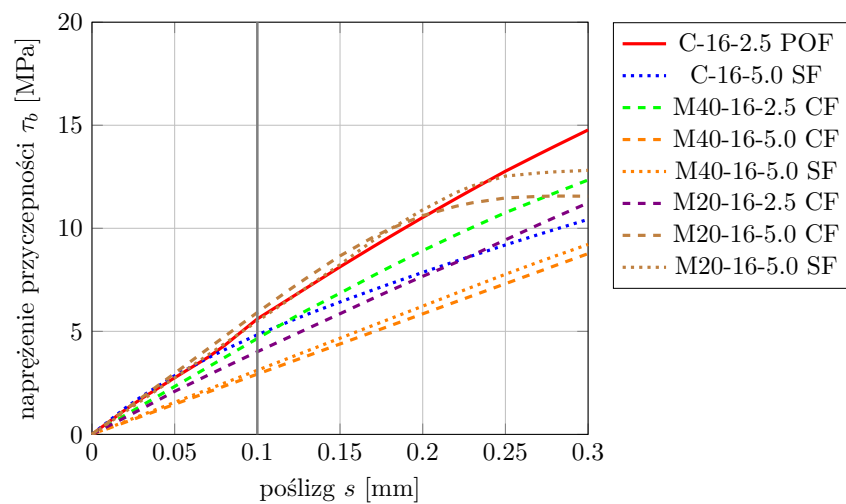
Na rysunku 4.33 pokazano krzywe $\tau_b - s$ z ograniczonym zakres poślizgu do 0,3 mm, zaś w tabeli 4.36 zebrano wartości początkowej sztywności przyczepności $K_{b,0}$ grupując je względem serii eksperymentów przeprowadzonych dla jednakowej średnicy wyrwanego pręta. Z rezultatów tych wynika, że najwyższą sztywność uzyskano dla próbek z prętem o średnicy 10 mm (71,39 MPa/mm). Próbkę z prętem o średnicy 12 mm charakteryzowały się wartością 66,04 MPa/mm, co stanowi redukcję o 7,5% w porównaniu do próbek z prętem 10 mm. Najmniejszą sztywność wykazały próbki z prętem o średnicy 16 mm (46,65 MPa/mm), co oznacza redukcję o 34,7% względem próbek z prętem 10 mm. Wzrost średnicy wyrwanego pręta wpływa na obniżenie początkowej sztywności $K_{b,0}$, co dobrze pokazuje rysunek 4.33. Do takiej samej konkluzji doszli również METELLI I PLIZZARI [83].



(a) Próbki z prętem o średnicy 10 mm



(b) Próbki z prętem o średnicy 12 mm



(c) Próbki z prętem o średnicy 16 mm

Rysunek 4.33: Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na średnicę pręta d_b w ograniczonym zakresie s do 0,3 mm.

Tabela 4.36: Początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ z podziałem na wielkość średnicy pręta d_b .

	$K_{b,0}$ [MPa/mm]		
C-10-2.5	86,16	72,80	71,39
C-10-5.0	59,43		
M40-10-2.5	98,04	99,37	
M40-10-5.0	100,71		
M20-10-2.5	37,39	42,01	
M20-10-5.0	46,63		
C-12-2.5	80,90	56,94	66,04
C-12-5.0	32,97		
M40-12-2.5	84,97	78,36	
M40-12-5.0	71,75		
M20-12-2.5	60,94	62,81	
M20-12-5.0	64,69		
C-16-2.5	56,02	52,17	46,65
C-16-5.0	48,33		
M40-16-2.5	46,53	38,51	
M40-16-5.0	30,49		
M20-16-2.5	40,10	49,28	
M20-16-5.0	58,46		

W grupie próbek z prętem o średnicy 10 mm najwyższą sztywność $K_{b,0}$ odnotowano dla serii M40-10-5.0 (100,71 MPa/mm), natomiast najniższą dla serii M20-10-2.5 (37,39 MPa/mm). Porównując typy próbek, największą sztywność $K_{b,0}$ uzyskano dla próbek mimośrodowych M40 (99,37 MPa/mm). Próbki centryczne osiągnęły wartość 72,80 MPa/mm (redukcja o 26,7% względem próbek typu M40), a próbki mimośrodowe M20 wykazały najniższą wartość 42,01 MPa/mm (redukcja o 57,7% względem próbek typu M40). Analizując wpływ długości zakotwienia, zaobserwowano wyższą sztywność $K_{b,0}$ dla serii z próbkami o długości zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ (73,86 MPa/mm) niż dla elementów badawczych z $l_b = 5d_b$ (68,92 MPa/mm).

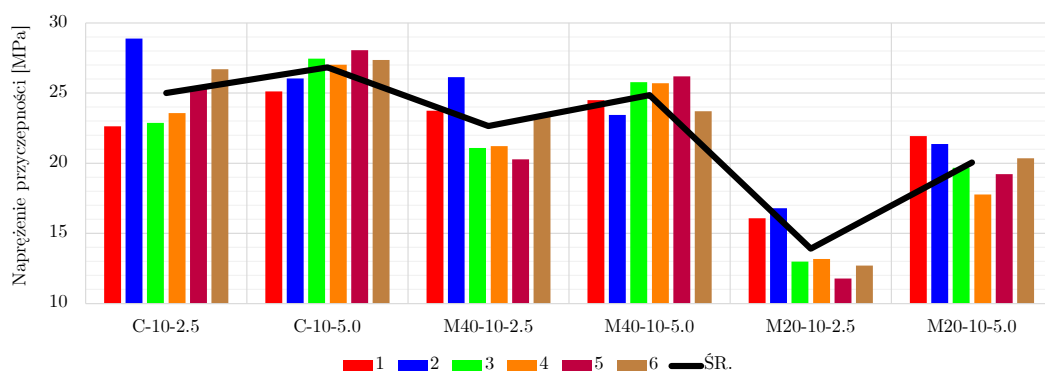
W przypadku próbek z prętem o średnicy 12 mm najwyższą sztywność $K_{b,0}$ uzyskano dla serii M40-12-2.5 (84,97 MPa/mm), a najniższą dla serii C-12-5.0 (32,97 MPa/mm). Analiza według typów próbek wykazała, że największą sztywność $K_{b,0}$ uzyskano dla próbek mimośrodowych M40 (78,36 MPa/mm), następnie dla próbek mimośrodowych M20 (62,81 MPa/mm) - redukcja o 19,8% względem próbek typu M40, a najniższą dla próbek centrycznych (56,94 MPa/mm), co oznacza spadek o 27,3% względem próbek typu M40. Badanie wpływu długości zakotwienia wykazało wyższą sztywność $K_{b,0}$ dla serii z próbkami o długości zakotwienia równej 2,5 (75,60 MPa/mm) niż dla elementów badawczych z $l_b/d_b = 5$ (56,47 MPa/mm).

Dla próbek z prętem o średnicy 16 mm najwyższą sztywność $K_{b,0}$ uzyskano dla serii M20-16-5.0 (58,46 MPa/mm), a najniższą dla serii M40-16-5.0 (30,49 MPa/mm). W porównaniu typów próbek, największą sztywność $K_{b,0}$ odnotowano dla próbek centrycznych (52,17 MPa/mm), następnie dla próbek mimośrodowych M20 (49,28 MPa/mm), co oznacza redukcję o 5,6% względem próbek typu C, a najniższą dla próbek mimośrodowych M40 (38,51 MPa/mm) - spadek o 26,2% w stosunku do próbek typu C. Analiza wpływu długości zakotwienia wykazała wyższą sztywność $K_{b,0}$ dla serii z próbkami o długości zakotwienia $l_b = 2,5$ (47,55 MPa/mm) niż dla elementów badawczych z $l_b/d_b = 5$ (45,76 MPa/mm), jednak różnica ta była mniej wyraźna niż w przypadku innych średnic.

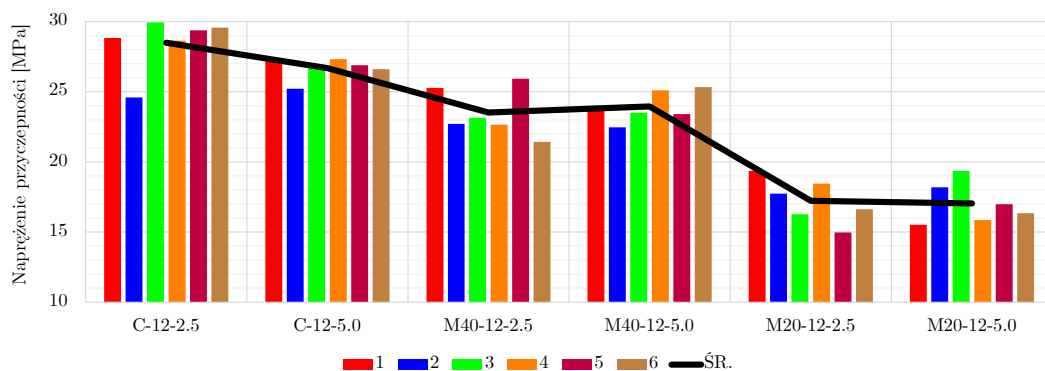
Przeprowadzone badania nie pozwalają na jednoznaczne określenie wpływu typu elementu badawczego na sztywność $K_{b,0}$ w obrębie próbek o jednakowej średnicy pręta. Dla próbek z prętem o średnicy 10 i 12 mm odnotowano najwyższe wartości sztywności $K_{b,0}$ dla

elementów typu M40, podczas gdy dla próbek z prętem o średnicy 16 mm najwyższe wartości wystąpiły w elementach typu C. Interesującą obserwacją jest fakt, że dla próbek z prętem o średnicy 10 mm najniższe wartości $K_{b,0}$ zanotowano dla elementów typu M20, natomiast dla próbek z prętem o średnicy 12 mm - dla elementów typu C. Analogiczna niejednoznaczność występuje w analizie wpływu długości zakotwienia na sztywność $K_{b,0}$ wśród próbek o tej samej średnicy pręta. Badania nie wykazały wyraźnej zależności między długością zakotwienia pręta a sztywnością $K_{b,0}$ co sugeruje potrzebę przeprowadzenia dodatkowych analiz w tym zakresie.

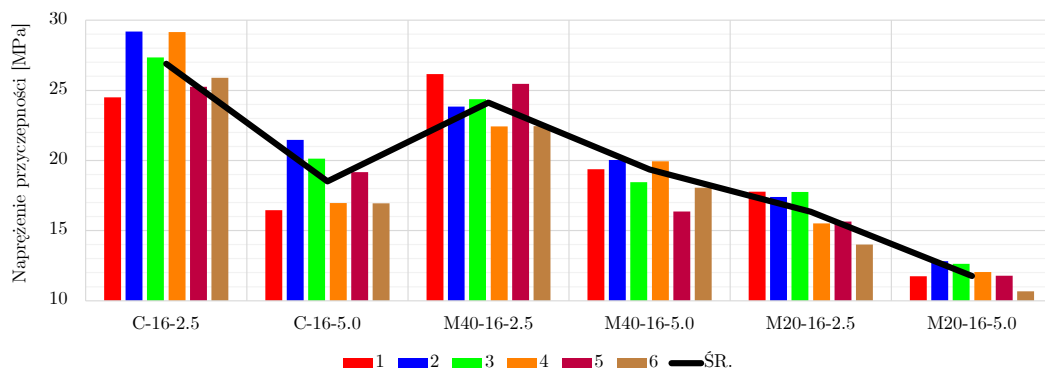
Na rysunku 4.34 graficznie przedstawiono szczytowe naprężenia przyczepności uzyskane z badań dla wszystkich próbek, natomiast w tabeli 4.37 pokazano szczytowe naprężenia $\tau_{b,max}$ grupując je według średnicy pręta.



(a) Próbki z prętem o średnicy 10 mm



(b) Próbki z prętem o średnicy 12 mm



(c) Próbki z prętem o średnicy 16 mm

Rysunek 4.34: Szczytowe naprężenia przyczepności z podziałem na średnice d_b .

Tabela 4.37: Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ z podziałem na wielkość średnicy d_b .

	$\tau_{b,max}$ [MPa]		
C-10-2.5	25,00	25,93	22,23
C-10-5.0	26,85		
M40-10-2.5	22,65	23,77	
M40-10-5.0	24,88		
M20-10-2.5	13,92	16,99	
M20-10-5.0	20,05		
C-12-2.5	28,49	27,59	22,82
C-12-5.0	26,69		
M40-12-2.5	23,52	23,74	
M40-12-5.0	23,95		
M20-12-2.5	17,23	17,14	
M20-12-5.0	17,04		
C-16-2.5	26,89	22,71	19,42
C-16-5.0	18,52		
M40-16-2.5	24,12	21,42	
M40-16-5.0	18,71		
M20-16-2.5	16,35	14,15	
M20-16-5.0	11,95		

Najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ odnotowano dla próbek z prętem o średnicy $d_b = 12$ mm (22,82 MPa). Próbki z prętem o średnicy $d_b = 10$ mm wykazały nieznacznie niższe wartości (22,22 MPa), co stanowi redukcję o zaledwie 2,6% względem próbek z prętem $d_b = 12$ mm. Najmniejsze naprężenia zaobserwowano w próbkach z prętem o średnicy $d_b = 16$ mm (19,42 MPa), co oznacza redukcję o 14,9% w porównaniu do próbek z prętem $d_b = 12$ mm. Warto podkreślić, że szczytowe naprężenia przyczepności utrzymywały się na podobnym poziomie dla prętów o średnicy 10 i 12 mm. Niższe wartości naprężeń w próbkach z prętem o średnicy 16 mm można uznać za relatywnie niewielkie, biorąc pod uwagę wyraźnie niższy poziom skrępowania pręta przez beton, dominację zniszczenia przez rysę rozłupującą oraz większą różnicę w średnicy (przyrost o 4 mm w porównaniu do 2 mm dla pary 10 i 12 mm).

W grupie próbek z prętem o średnicy $d_b = 10$ mm najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ wystąpiło w serii C-10-5.0 (26,85 MPa), natomiast najniższe w serii M20-10-2.5 (13,92 MPa). Analiza pod kątem typu próbek wykazała, że największe naprężenie $\tau_{b,max}$ charakteryzowało próbki centryczne (25,92 MPa). Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły wartość 23,77 MPa (redukcja o 8,3% względem próbek typu C), a próbki mimośrodowe M20 wykazały najniższe wartości (16,99 MPa), co stanowi spadek o 34,5% względem próbek typu C. Badanie wpływu długości zakotwienia wykazało, że wyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ występowało w seriach z próbkami o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ (23,93 MPa) niż w elementach badawczych z $l_b/d_b = 2,5$ (20,52 MPa).

Dla próbek z prętem o średnicy $d_b = 12$ mm najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ uzyskano w serii C-12-2.5 (28,49 MPa), a najniższe w serii M20-12-5.0 (17,04 MPa). Porównanie typów próbek wykazało, że największe naprężenie $\tau_{b,max}$ wystąpiło w próbkach centrycznych (27,59 MPa). Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły wartość 23,73 MPa (redukcja o 14% względem próbek typu C), natomiast próbki mimośrodowe M20 charakteryzowały się najniższymi wartościami (17,14 MPa), co odpowiada redukcji o 37,9% względem próbek typu C. W przeciwieństwie do próbek z prętem o średnicy 10 mm, elementy z prętem o średnicy 12 mm wykazały nieznacznie wyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ w seriach z krótszą długością zakotwienia (23,08 MPa) niż w elementach z dłuższym odcinkiem przyczepności (22,56 MPa).

W grupie próbek z prętem o średnicy $d_b = 16$ mm najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ odnotowano w serii C-16-2.5 (26,89 MPa), a najniższe w serii M20-16-5.0 (11,95 MPa). Analiza według typów próbek pokazała, że największe naprężenie $\tau_{b,max}$ wystąpiło w próbkach centrycznych (22,71 MPa). Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły wartość 21,41 MPa (redukcja o 5,7% względem próbek typu C), a próbki mimośrodowe M20 charakteryzowały się najniższymi wartościami (14,15 MPa), co stanowi redukcję o 37,7% względem próbek typu C. Wyraźnie wyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ zaobserwowano w seriach z próbkami o długości $l_b = 2,5d_b$ (22,45 MPa) niż w elementach badawczych z $l_b/d_b = 5$ (16,39 MPa).

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie kilku istotnych obserwacji. W obrębie próbek z prętem o tej samej średnicy, największe naprężenia $\tau_{b,max}$ wystąpiły w próbkach centrycznych, co wynika z największego skrępowania pręta przez beton oraz dominacji zniszczenia przyczepności przez wyrwanie. W przypadku próbek mimośrodowych, większe naprężenia $\tau_{b,max}$ zaobserwowano w elementach typu M40, co jest zgodne z założeniem o wyższym skrępowaniu pręta w betonie w elementach M40 w porównaniu do M20.

Ocena wpływu średnicy pręta na wartość szczytowych naprężeń przyczepności w teście pull-out w kontekście przeprowadzonych badań musi być rozpatrywana wielopłaszczyznowo. Patrząc tylko na samą średnicę nie można jednoznacznie stwierdzić, czy zwiększenie d_b wpływa na wzrost czy spadek naprężeń $\tau_{b,max}$. W obrębie tego samego typu elementu badawczego sytuacja ulega zmianie, bo co prawda dla próbek centrycznych największe szczytowe naprężenia przyczepności otrzymano dla prętów w kolejności 12, 10 i 16 mm, lecz dla próbek mimośrodowych największe naprężenia $\tau_{b,max}$ uzyskano dla prętów w kolejności 10, 12 i 16 mm. Natomiast biorąc jeszcze pod uwagę kolejny parametr zmienny w postaci stosunku l_b/d_b widać, że naprężenia $\tau_{b,max}$ otrzymane w serii C-12-2.5 zawiązują średnią dla serii C-12-2.5 i C-12-5.0. Dla serii C-10-5.0 i C-12-5.0 uzyskano niemal jednakowe wartości (kolejno 26,85 i 26,69 MPa).

Zestawienie próbek tego samego typu i tej samej średnicy pręta pokazało, że szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ utrzymywały się na zbliżonym poziomie, szczególnie dla średnic 10 i 12 mm. Większe różnice w wartościach $\tau_{b,max}$ dla próbek z prętem o średnicy 16 mm wynikały głównie ze zmiany typu zniszczenia przyczepności. W tych przypadkach zwiększenie długości zakotwienia wpływało niekorzystnie na wartość $\tau_{b,max}$. Badania potwierdziły też, że określenie długości zakotwienia na podstawie krotności wyrwanego pręta prowadzi do uzyskiwania porównywalnych wartości $\tau_{b,max}$. Odstępstwa od tej reguły zaobserwowano jedynie w seriach, w których wystąpiły różne typy zniszczenia przyczepności, jak na przykład C-16-2.5 i C-16-5.0 czy M40-16-2.5 i M40-16-5.0. Te wyniki wskazują na istotny wpływ typu zniszczenia przyczepności na wartość szczytowego naprężenia przyczepności.

W tabeli 4.38 pokazano poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności ułożone względem średnicy pręta d_b .

Analiza wyników badań wykazała, że największy poślizg s_1 wystąpił w próbkach z prętem o średnicy $d_b = 10$ mm (0,90 mm). Próbki z prętem o średnicy $d_b = 12$ mm charakteryzowały się wartością 0,75 mm, co stanowi redukcję o 16,8% w porównaniu do próbek z prętem $d_b = 10$ mm. Najmniejszy średni poślizg odnotowano w próbkach z prętem o średnicy $d_b = 16$ mm (0,72 mm), co odpowiada redukcji o 19,4% względem próbek z prętem $d_b = 10$ mm. Należy zauważyć, że kolejność wielkości poślizgów odpowiadających szczytowym naprężeniom przyczepności (10 mm > 12 mm > 16 mm) nie jest analogiczna do kolejności naprężeń $\tau_{b,max}$.

W grupie próbek z prętem o średnicy $d_b = 10$ mm, największy poślizg s_1 zarejestrowano w serii C-10-5.0 (1,83 mm), natomiast najmniejszy w serii M20-10-5.0 (0,52 mm). Analiza według typów próbek wykazała, że największy poślizg s_1 występował w próbkach centrycznych (1,34 mm). Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły wartość 0,73 mm (redukcja o 45,7% względem próbek typu C), a próbki mimośrodowe M20 charakteryzowały się najniższymi wartościami (0,63 mm), co stanowi spadek o 52,7% względem próbek typu C. Badanie wpływu długości zakotwienia wykazało, że wyższy poślizg s_1 występował w seriach z próbkami o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ (1,02 mm) niż w elementach badawczych z krótszym l_b (0,78 mm).

Tabela 4.38: Poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności z podziałem na średnicę pręta d_b .

	s_1 [mm]		
C-10-2.5	0,85	1,34	0,90
C-10-5.0	1,83		
M40-10-2.5	0,75	0,73	
M40-10-5.0	0,71		
M20-10-2.5	0,75	0,63	
M20-10-5.0	0,52		
C-12-2.5	0,81	1,10	0,75
C-12-5.0	1,40		
M40-12-2.5	0,69	0,68	
M40-12-5.0	0,68		
M20-12-2.5	0,51	0,46	
M20-12-5.0	0,40		
C-16-2.5	1,06	0,90	0,72
C-16-5.0	0,75		
M40-16-2.5	0,93	0,87	
M40-16-5.0	0,82		
M20-16-2.5	0,52	0,40	
M20-16-5.0	0,28		

Dla próbek z prętem o średnicy $d_b = 12$ mm największy poślizg s_1 uzyskano w serii C-12-5.0 (1,40 mm), a najmniejszy w serii M20-12-5.0 (0,40 mm). Porównanie typów próbek wykazało, że największy poślizg s_1 wystąpił w próbkach centrycznych (1,10 mm). Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły wartość 0,68 mm (redukcja o 38,1% względem próbek typu C), natomiast próbki mimośrodowe M20 charakteryzowały się najniższymi wartościami (0,46 mm), co odpowiada spadkowi o 58,8% względem próbek typu C. Podobnie jak w przypadku próbek z prętem o średnicy 10 mm, elementy z prętem o średnicy 12 mm wykazały wyższy poślizg s_1 w seriach z większą długością zakotwienia (0,83 mm) niż w elementach z krótszą (0,67 mm).

W grupie próbek z prętem o średnicy $d_b = 16$ mm największy poślizg s_1 odnotowano w serii C-16-2.5 (1,06 mm), a najmniejszy w serii M20-16-5.0 (0,28 mm). Analiza według typów próbek wykazała, że największy poślizg s_1 wystąpił w próbkach centrycznych (0,90 mm). Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły wartość 0,87 mm (redukcja o zaledwie 3,5% względem próbek typu C), a próbki mimośrodowe M20 charakteryzowały się najniższymi wartościami (0,40 mm), co stanowi redukcję o 56% względem próbek typu C. W przeciwieństwie do próbek z prętem o średnicy 10 i 12 mm, elementy z prętem o średnicy 16 mm wykazały wyższy poślizg s_1 w seriach z długością zakotwienia l_b równą 2,5 (0,84 mm) niż w elementach z $l_b = 5d_b$ (0,61 mm).

Z punktu widzenia typu elementu, największy poślizg s_1 odnotowano dla próbek centrycznych, zaś najmniejszy dla próbek mimośrodowych M20, niezależnie od średnicy pręta d_b . Wynika to prawdopodobnie z różnic w warunkach skrępowania pręta przez otaczający beton. Wpływ długości zakotwienia na wartości poślizgu s_1 jest zróżnicowany w zależności od średnicy pręta. Dla prętów o średnicy 10 i 12 mm większe poślizgi występowały przy dłuższym zakotwieniu, natomiast dla prętów o średnicy 16 mm tendencja była odwrotna. Porównując serie badawcze o różnych średnicach pręta, zauważono odwrotną zależność między średnicą pręta a wartością poślizgu s_1 - wraz ze wzrostem średnicy pręta malała wartość poślizgu przy szczytowym naprężeniu przyczepności.

W tabeli 4.39 pokazano naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ uporządkowane względem średnicy pręta.

Tabela 4.39: Naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ z podziałem na średnicę pręta d_b .

	$\tau_{b,f}$ [MPa]		
C-10-2.5	1,61	3,45	1,78
C-10-5.0	5,29		
M40-10-2.5	1,24	1,43	
M40-10-5.0	1,61		
M20-10-2.5	0,39	0,47	
M20-10-5.0	0,56		
C-12-2.5	1,75	2,79	1,35
C-12-5.0	3,84		
M40-12-2.5	0,63	0,81	
M40-12-5.0	1,00		
M20-12-2.5	0,42	0,44	
M20-12-5.0	0,46		
C-16-2.5	3,19	3,19	1,19
C-16-5.0	nd.		
M40-16-2.5	0,97	0,84	
M40-16-5.0	0,43		
M20-16-2.5	0,45	0,36	
M20-16-5.0	0,24		

Największe naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ odnotowano dla próbek z prętem o średnicy 10 mm (1,78 MPa). Niższe wartości zarejestrowano dla próbek z prętem o średnicy 12 mm (1,35 MPa, co stanowi redukcję o 24,2% w stosunku do $d_b = 10$ mm), natomiast najmniejsze dla elementów z prętem o średnicy 16 mm (1,19 MPa – spadek o 33,2% względem $d_b = 10$ mm).

W grupie próbek z prętem o średnicy $d_b = 10$ mm najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ wystąpiły w serii C-10-5.0 (5,29 MPa), podczas gdy najmniejsze wartości zarejestrowano w serii M20-10-2.5 (0,39 MPa). Analiza elementów z prętem o średnicy 10 mm wykazała, że najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ wystąpiły w próbkach centrycznych (3,45 MPa), następnie w próbkach mimośrodowych M40 (1,43 MPa – zmniejszenie o 58,7% w porównaniu z próbkami typu C), a najniższe w próbkach mimośrodowych M20 (0,47 MPa – redukcja o 86,4% względem próbek typu C). Serie z elementami o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ charakteryzowały się wyższymi naprężeniami resztkowymi niż elementy badawcze z $l_b = 2,5d_b$ – odpowiednio 2,49 i 1,08 MPa.

W zakresie próbek z prętem o średnicy $d_b = 12$ mm maksymalne naprężenia $\tau_{b,f}$ zaobserwowano w serii C-12-5.0 (3,84 MPa), a minimalne w serii M20-12-2.5 (0,42 MPa). Wśród elementów z prętem o średnicy 12 mm najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ wystąpiły w próbkach centrycznych (2,79 MPa), następnie w próbkach M40 (0,81 MPa – obniżenie o 70,9% w stosunku do próbek typu C), a najniższe w próbkach M20 (0,44 MPa – spadek o 84,1% względem próbek typu C). Serie z elementami o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ wykazywały wyższe naprężenia resztkowe niż elementy z $l_b = 2,5d_b$ – odpowiednio 1,77 i 0,94 MPa.

Analizując próbki z prętem o średnicy $d_b = 16$ mm, maksymalne naprężenia $\tau_{b,f}$ zidentyfikowano w serii C-16-2.5 (3,19 MPa), natomiast minimalne w serii M20-16-5.0 (0,24 MPa). Wśród elementów z prętem o średnicy 16 mm najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ zaobserwowano w próbkach centrycznych (3,19 MPa), następnie w próbkach mimośrodowych M40 (0,84 MPa – redukcja o 73,8% w odniesieniu do próbek typu C), a najniższe w próbkach mimośrodowych M20 (0,36 MPa – zmniejszenie o 88,9% w porównaniu z próbkami typu C). W przeciwieństwie do poprzednich grup, dla próbek z prętem o średnicy 16 mm wyższe naprężenia resztkowe wystąpiły w seriach z elementami o krótszej długości l_b niż w elementach z dłuższym odcinkiem przyczepności – odpowiednio 1,54 i 0,33 MPa.

Największe naprężenia resztkowe charakteryzują próbki, w których pręt podlegał najsilniejszemu skrępowaniu, czyli elementy z prętem o najmniejszej badanej średnicy 10 mm. Im większa była średnica d_b , tym mniejsze naprężenia $\tau_{b,f}$ uzyskiwano. Podobnie było z wpływem typu próbki na naprężenia resztkowe, ponieważ elementy mimośrodowe wykazywały się mniejszymi wartościami $\tau_{b,f}$ w porównaniu do próbek centrycznych. Im większy był mimośród, tym mniejsze były naprężenia resztkowe. Dłuższe zakotwienie pręta w bloku rzutowało na większe naprężenia $\tau_{b,f}$ w przypadku próbek z prętami o średnicy 10 i 12 mm. Odwrotnie było w elementach z $d_b = 16$ mm, co głównie wynikało z braku naprężeń resztkowych dla serii badawczej C-16-5.0, której wszystkie próbki zniszczyły się przez rozłupanie.

4.4.2.3 Wpływ długości zakotwienia

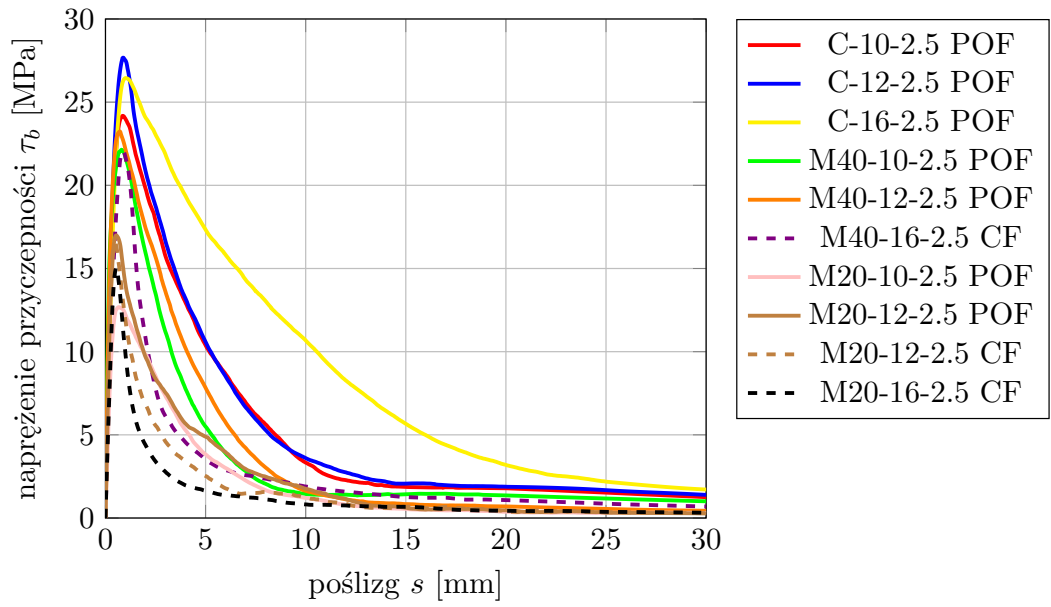
W tabeli 4.40 pokazano liczbę uzyskanych typów zniszczenia przyczepności dla każdej serii badawczej, natomiast na rysunku 4.35 przedstawiono krzywe przyczepność-poślizg z głównym podziałem na długość zakotwienia.

Tabela 4.40: Wpływ długości zakotwienia na typ zniszczenia przyczepności.

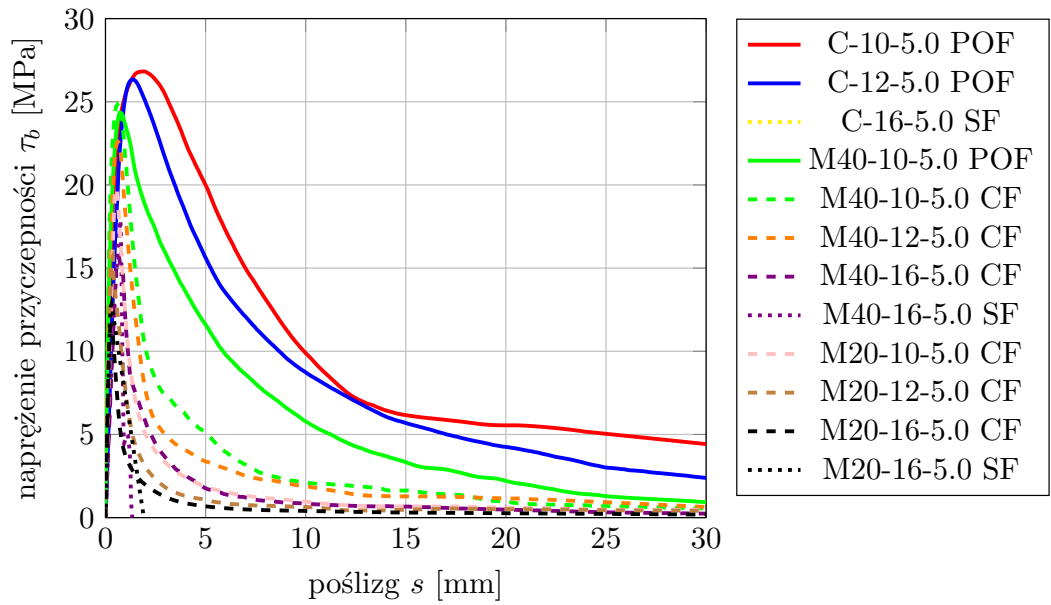
	POF	CF	SF	POF	CF	SF	POF	CF	SF
C-10-2.5	6	0	0	18	0	0	39	15	0
C-12-2.5	6	0	0						
C-16-2.5	6	0	0						
M40-10-2.5	6	0	0	12	6	0			
M40-12-2.5	6	0	0						
M40-16-2.5	0	6	0						
M20-10-2.5	6	0	0	9	9	0			
M20-12-2.5	3	3	0						
M20-16-2.5	0	6	0						
C-10-5.0	6	0	0	12	0	6	16	27	11
C-12-5.0	6	0	0						
C-16-5.0	0	0	6						
M40-10-5.0	4	2	0	4	10	4			
M40-12-5.0	0	6	0						
M40-16-5.0	0	2	4						
M20-10-5.0	0	6	0	0	17	1			
M20-12-5.0	0	6	0						
M20-16-5.0	0	5	1						

Analiza typów zniszczenia przyczepności w badanych próbkach wykazała zróżnicowane mechanizmy w zależności od długości zakotwienia, mimośrodowości oraz średnicy pręta. W przypadku próbek z krótszą długością zakotwienia dominowało zniszczenie przez wyrwanie, które wystąpiło w 72,2% przypadków (39 próbek), podczas gdy pozostałe 27,8% (15 próbek) uległo zniszczeniu przez typ mieszany. Istotnym spostrzeżeniem jest fakt, że wszystkie próbki centryczne z tą długością zakotwienia zniszczyły się wyłącznie przez wyrwanie. Próbki mimośrodowe M40 również wykazywały tendencję do zniszczenia przez wyrwanie (66,7%, 12 próbek), z mniejszą częścią ulegającą zniszczeniu przez typ mieszany (33,3%, 6 próbek). Natomiast w próbkach mimośrodowych M20 zaobserwowano równy rozkład obu typów zniszczenia, po 50% (9 próbek) dla każdego typu.

Wpływ średnicy pręta na mechanizm zniszczenia przy krótszej długości zakotwienia również okazał się znaczący. Próbki z prętem o średnicy 10 mm wykazały 100% zniszczenia przez wyrwanie. W próbkach z prętem o średnicy 12 mm dominowało zniszczenie przez wyrwanie (83,3%, 15 próbek), z niewielkim udziałem typu mieszanego (16,7%, 3 próbki). Odwrotną tendencję zaobserwowano w próbkach z prętem o średnicy 16 mm, gdzie przeważało zniszczenie przez typ mieszany (66,7%, 12 próbek), a zniszczenie przez wyrwanie wystąpiło rzadziej (33,3%, 6 próbek).



(a) Próbki z długością zakotwienia $l_b = 2,5d_b$



(b) Próbki z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$

Rysunek 4.35: Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na długość zakotwienia l_b .

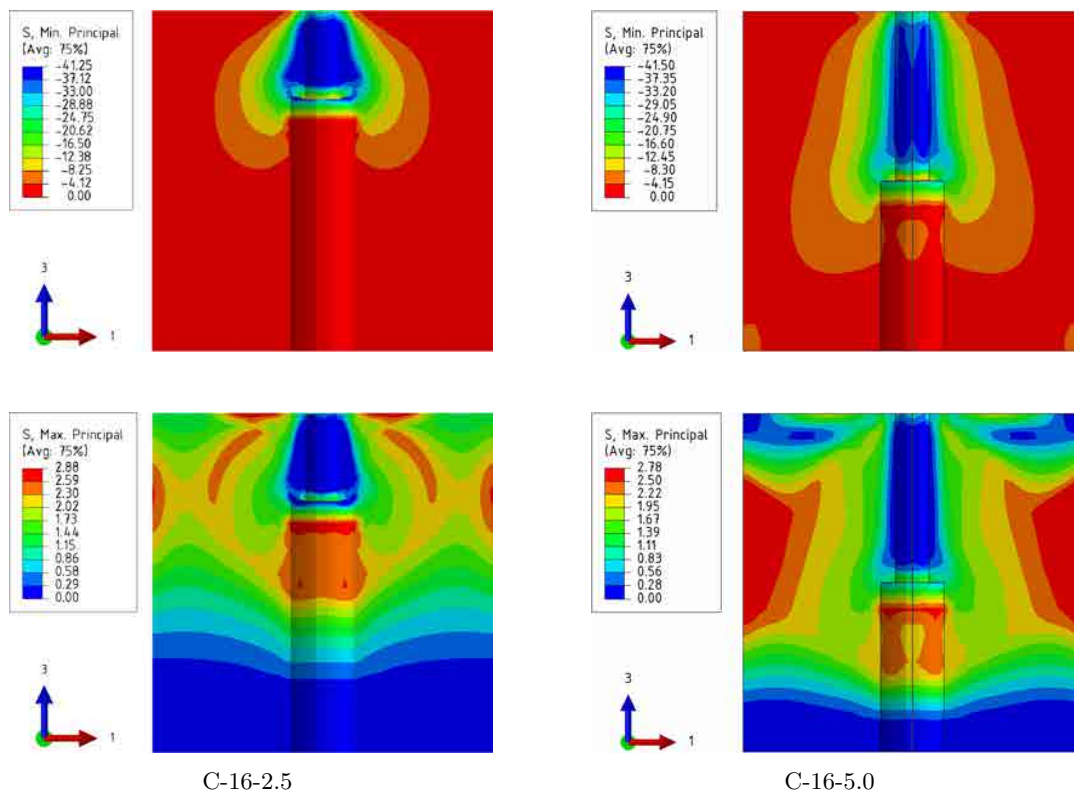
Dla próbek z dłuższą długością zakotwienia mechanizmy zniszczenia były bardziej zróżnicowane. Najczęściej występował typ mieszany (50%, 27 próbek), następnie wyrwanie (29,6%, 16 próbek), a najrzadziej rozłupanie (20,4%, 11 próbek). Próbki centryczne z tą długością zakotwienia niszczyły się głównie przez wyrwanie (66,7%, 12 próbek), a pozostałe przez rozłupanie (33,3%, 6 próbek). W próbkach mimośrodowych M40 dominował typ mieszany (55,6%, 10 próbek), z równym udziałem wyrwania i rozłupania (po 22,2%, 4 próbki dla każdego typu). Próbki mimośrodowe M20 charakteryzowały się niemal wyłącznie zniszczeniem przez typ mieszany (94,4%, 17 próbek), z wyjątkiem jednej próbki, która uległa rozłupaniu (5,6%).

Analiza wpływu średnicy pręta na mechanizm zniszczenia przy dłuższej długości zakotwienia wykazała, że w próbkach z prętem o średnicy 10 mm dominowało zniszczenie przez wyrwanie (55,6%, 10 próbek), a pozostałe niszczyły się przez typ mieszany (44,4%, 8 próbek). Próbki z prętem o średnicy 12 mm wykazały przewagę zniszczenia przez typ mieszany (66,7%, 12 próbek), z mniejszym udziałem wyrwania (33,3%, 6 próbek). Natomiast w próbkach z prętem o średnicy 16 mm najczęściej występowało rozłupanie (61,1%, 11 próbek), a w pozostałych przypadkach – typ mieszany (38,9%, 7 próbek).

Porównując serie badawcze różniące się jedynie długością zakotwienia pręta w bloku widać, że dla większości serii zwiększenie długości l_b skutkowało zmianą typu zniszczenia przyczepności na „gorszy”, to znaczy skutkujący mniejszym szczytowym naprężeniem przyczepności – np. z wyrwania na rozłupanie (serie C-16-2.5 i C-16-5.0), z wyrwania na typ mieszany (serie M40-12-2.5 i M40-12-5.0 oraz M20-10-2.5 i M20-10-5.0), z typu mieszanego na typ mieszany i rozłupanie (serie M40-16-2.5 i M40-16-5.0).

W literaturze można znaleźć propozycję przedziałów zakresów c/d_b , które określają jakiego rodzaju zniszczenia przyczepności można się spodziewać (zob. podrozdział 2.2.3.1). Takie podejście zakłada, że sposób zniszczenia przyczepności zależy tylko od skrępowania pręta przez beton. Często jednak przedziały te są oparte na pewnych założeniach, bez wspomnienia których można dojść do niepoprawnych wniosków. Przykładem tego jest zakres $c/d_b \geq 5$ podany w MC2010 [N3]. Zakres ten został podany w kontekście stosowania wzorów zawartego w [N3] modelu przyczepności dla zniszczenia przez wyrwanie. Natomiast wzory podane dla rozłupania są oparte na formule zawierającej założenie, że $l_b/d_b = 5$. Można zatem domniemywać, że zakres $c/d_b \geq 5$ również odpowiada sytuacji, gdy $l_b = 5d_b$.

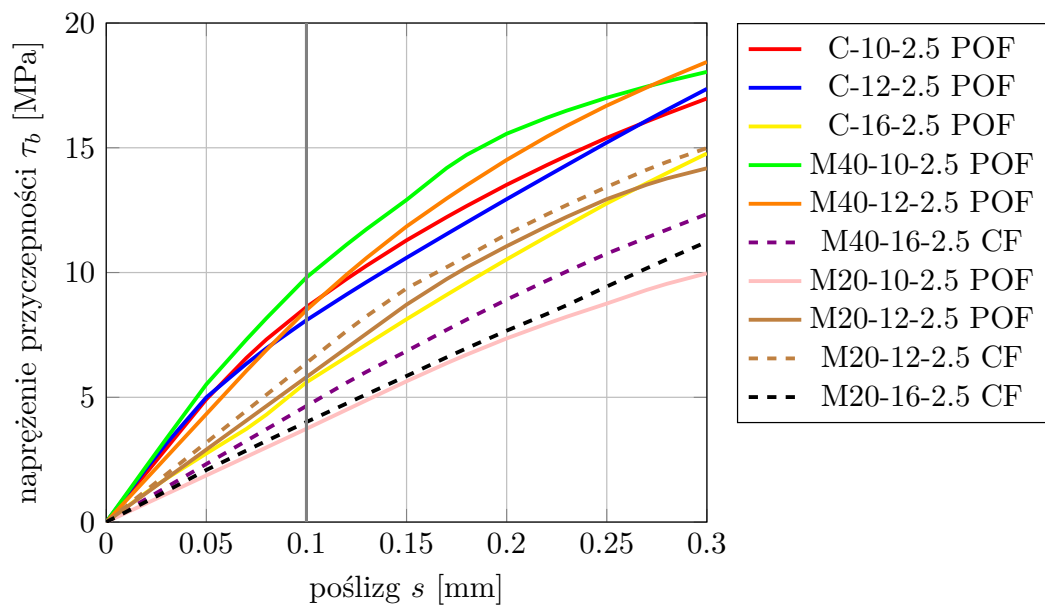
W pracach [238, 239] przeanalizowano wpływ długości zakotwienia na zachowanie przyczepności w próbie wyrwania. Z przeprowadzonych symulacji numerycznych opisanych w [239] dla serii badawczych C-16-2.5 i C-16.5.0 wynika, że dla pręta o średnicy 16 mm przy zachowaniu jednakowego stosunku $c/d_b = 4, 5$ i zwiększeniu l_b/d_b z 2,5 do 5 dochodzi do zmiany typu zniszczenia przyczepności z wyrwania na rozłupanie. Zwiększenie długości zakotwienia skutkuje mobilizacją większej objętości betonu do przenoszenia naprężeń z wyrwanego pręta zbrojeniowego. Większy odcinek l_b oznacza większą pobocznice pręta mającą styk z betonem, co przekłada się na większą siłę wyrrywającą. To generuje powstawanie większych naprężeń rozciągających w betonie. Wystąpienie zniszczenia przez rozłupanie oznacza, że występujące skrępowanie pręta przez beton było niewystarczające, aby powstrzymać rysę rozłupującą w próbce z $l_b/d_b = 5$. Na rysunku 4.36 pokazano mapy głównych naprężeń ściskających i rozciągających w betonie dla omawianych symulacji numerycznych przedstawionych w [239].



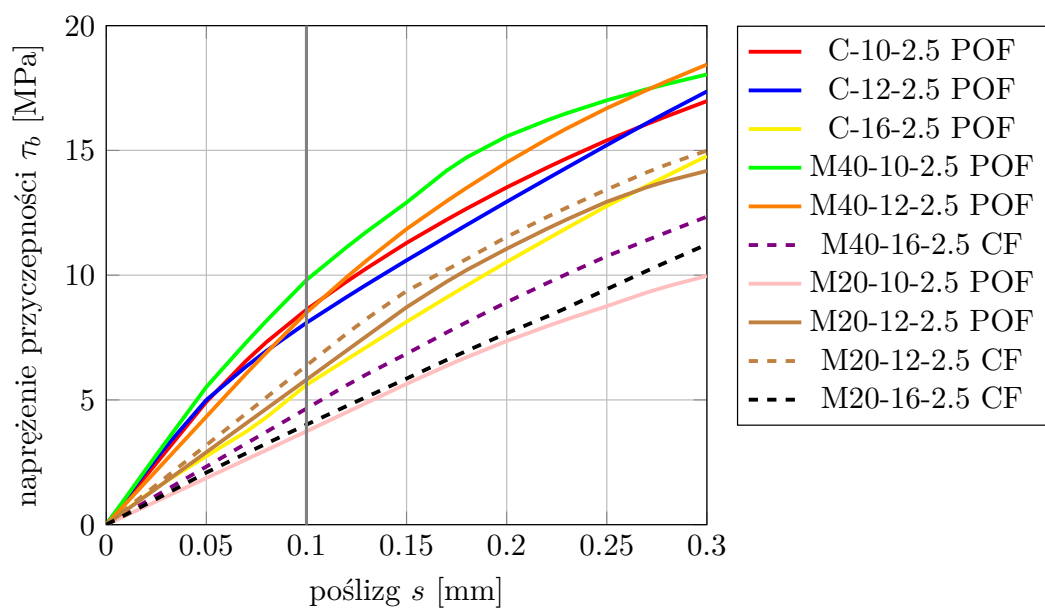
Rysunek 4.36: Ekstremalne naprężenia główne w betonie w symulacji numerycznej testu pull-out dla serii C-16-2.5 i C-16-5.0 ze skalami odpowiadającymi wytrzymałościom betonu.

Mapy głównych naprężeń w betonie pokazują jak dwukrotne zwiększenie długości zakotwienia wpływa na mobilizację większej objętości bloku do przenoszenia naprężeń z pręta zbrojeniowego na beton. Na znacznej powierzchni przekroju próbki C-16-5.0 występują naprężenia rozciągające o wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie. Dlatego elementy z tej serii badawczej poddane testom zniszczyły się przez rozłupanie. Natomiast na powierzchni próbki C-16-2.5 nie zaobserwowano wystąpienia naprężeń równych wytrzymałości betonu na rozciąganie, co oznacza zgodność z eksperymentami, w których próbki z tej serii zniszczyły się przez wyrwanie. Przytoczone symulacje numeryczne oraz płynące z nich wnioski wskazują, że oprócz poziomego skrępowania pręta istotna jest także długość zakotwienia w aspekcie sposobu zniszczenia przyczepności w elemencie poddanemu próbie wyrwania.

Na rysunku 4.37 pokazano krzywe $\tau_b - s$ z ograniczonym zakres poślizgu do 0,3 mm grupując je względem serii eksperymentów przeprowadzonych dla jednakowego stosunku l_b/d_b . Natomiast w tabeli 4.41 pokazano wartości początkowej sztywności przyczepności $K_{b,0}$. Analiza danych wykazała zróżnicowanie sztywności $K_{b,0}$ w zależności od długości zakotwienia. Próbki charakteryzujące się krótszą długością zakotwienia osiągnęły wyższą średnią sztywność wynoszącą 65,67 MPa/mm w porównaniu do próbek z dłuższym zakotwieniem, które uzyskały wartość 57,05 MPa/mm. Różnica sztywności $K_{b,0}$ była nieznaczna i wyniosła 8,62 MPa/mm. Oznacza to redukcję sztywności o 13,1% w przypadku dłuższego zakotwienia.



(a) Próbki z długością zakotwienia $l_b = 2,5d_b$



(b) Próbki z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$

Rysunek 4.37: Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na długość zakotwienia w ograniczonym zakresie s do 0,3 mm.

Tabela 4.41: Początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ z podziałem na długość zakotwienia.

	$K_{b,o}$ [MPa/mm]		
C-10-2.5	86,16	74,36	65,67
C-12-2.5	80,90		
C-16-2.5	56,02		
M40-10-2.5	98,04	76,51	
M40-12-2.5	84,97		
M40-16-2.5	46,53		
M20-10-2.5	37,39	46,14	
M20-12-2.5	60,94		
M20-16-2.5	40,10		
C-10-5.0	59,43	46,91	57,05
C-12-5.0	32,97		
C-16-5.0	48,33		
M40-10-5.0	100,71	67,65	
M40-12-5.0	71,75		
M40-16-5.0	30,49		
M20-10-5.0	46,63	56,59	
M20-12-5.0	64,69		
M20-16-5.0	58,46		

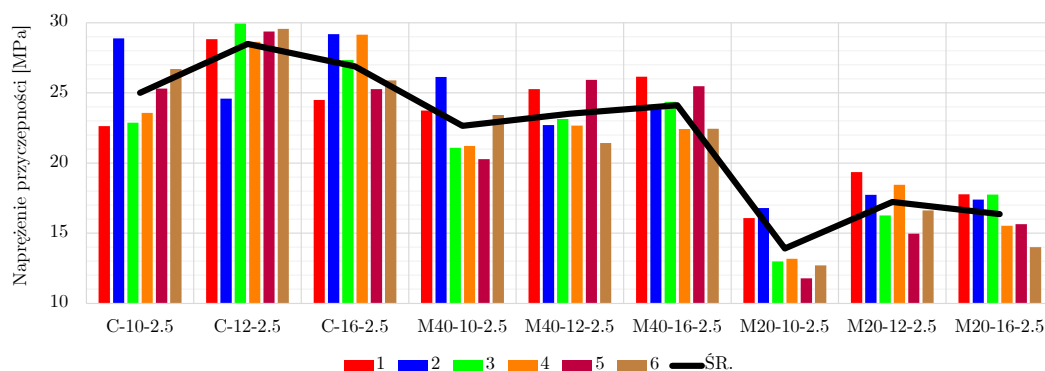
W grupie próbek z zakotwieniem $l_b/d_b = 2,5$ zaobserwowano znaczące różnice w zależności od rodzaju elementu oraz średnicy pręta. Najwyższą średnią sztywność $K_{b,0}$ odnotowano dla serii M40-10-2.5, osiągającej 98,04 MPa/mm, natomiast najniższą wartość wykazała seria M20-10-2.5 (37,39 MPa/mm). Pod względem mimośrodowości, próbki typu M40 charakteryzowały się najwyższą sztywnością (76,51 MPa/mm), następnie próbki centryczne (74,36 MPa/mm, co stanowiło redukcję o 2,8% względem typu M40), a najniższą sztywnością odznaczały się próbki typu M20 (46,14 MPa/mm, czyli o 40% mniej w porównaniu do próbek typu M40). Analiza wpływu średnicy pręta wykazała, że największą średnią sztywnością $K_{b,0}$ cechowały się próbki z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm (75,60 MPa/mm), następnie próbki o średnicy $d_b = 10$ mm (75,60 MPa/mm, co oznacza redukcję o 2,3%), a najniższą sztywność wykazały próbki z prętami o średnicy $d_b = 16$ mm (47,55 MPa/mm, czyli o 37,1% mniej w porównaniu do próbek z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm).

W przypadku próbek z zakotwieniem $l_b = 5d_b$ rozkład sztywności prezentował się odmiennie. Najwyższą średnią sztywność $K_{b,0}$ zaobserwowano dla serii M40-10-5.0 (100,71 MPa/mm), zaś najniższą dla serii M40-16-5.0 (30,49 MPa/mm). Uwzględniając mimośrodowość, najwyższą sztywnością charakteryzowały się próbki typu M40 (67,65 MPa/mm), następnie próbki typu M20 (56,59 MPa/mm, co stanowiło redukcję o 16,4%), a najniższą sztywnością odznaczały się próbki centryczne (46,91 MPa/mm, czyli o 30,7% mniej w porównaniu do próbek typu M40). Analiza wpływu średnicy pręta wykazała, że najwyższą średnią sztywnością cechowały się próbki z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm (68,92 MPa/mm), następnie próbki z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm (56,47 MPa/mm, co stanowiło redukcję o 18,1%), a najniższą sztywność wykazały próbki z prętami o średnicy $d_b = 16$ mm (45,76 MPa/mm, czyli o 33,6% mniej w porównaniu do próbek z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm).

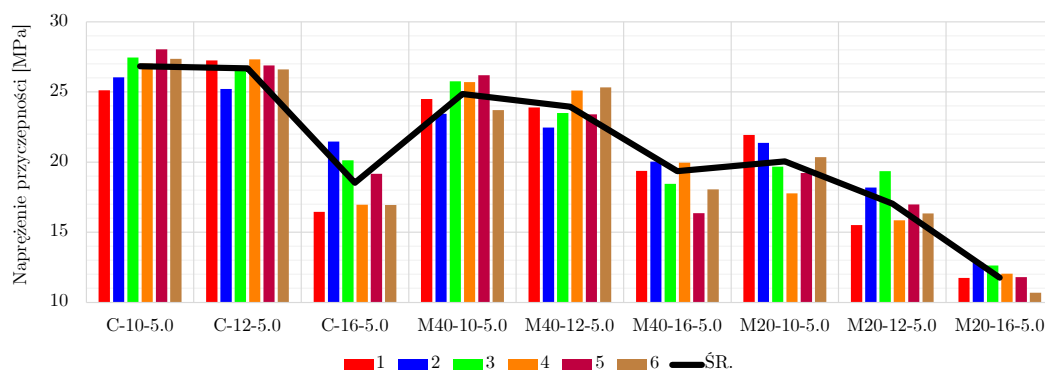
Analiza wyników dotyczących sztywności $K_{b,0}$ wykazała interesujące zależności względem typu obciążenia próbek. W przypadku próbek z krótszym zakotwieniem najwyższą średnią sztywność odnotowano dla elementów typu M40, natomiast najniższą dla elementów typu M20. Podobną tendencję zaobserwowano w próbkach z dłuższym l_b , gdzie również elementy M40 charakteryzowały się najwyższą sztywnością, jednakże najniższą sztywnością odznaczały się elementy typu C. Wynik ten okazał się sprzeczny z początkowymi założeniami badawczymi, w których przewidywano, że najwyższa sztywność wystąpi w próbkach centrycznych. Wyjaśnienie przyczyn tego zjawiska przedstawiono w podrozdziale 4.4.2.1.

Analizując wpływ średnicy pręta na parametry sztywności, zaobserwowano bardziej złożone zależności. W próbkach centrycznych oraz typu M40 z zarówno krótszym, jak i dłuższym zakotwieniem, najwyższe wartości sztywności $K_{b,0}$ uzyskano dla prętów o najmniejszej badanej średnicy ($d_b = 10$ mm). Z kolei w przypadku elementów typu M20 najwyższą sztywność odnotowano dla prętów o średnicy $d_b = 12$ mm. We wszystkich próbkach z krótszym zakotwieniem najniższe wartości sztywności wystąpiły konsekwentnie przy zastosowaniu prętów o największej średnicy ($d_b = 16$ mm). Natomiast w próbkach z dłuższym zakotwieniem zależność ta była bardziej zróżnicowana - najniższe wartości sztywności $K_{b,0}$ odnotowano dla prętów o średnicy $d_b = 12$ mm w elementach centrycznych, $d_b = 16$ mm w elementach typu M40 oraz $d_b = 10$ mm w elementach typu M20. Wobec tak niejednoznacznych wyników nie można sformułować jednoznacznego wniosku odnośnie pozytywnego bądź negatywnego wpływu średnicy pręta na sztywność $K_{b,0}$, zarówno w przypadku próbek z krótszym, jak i dłuższym zakotwieniem.

Na rysunku 4.38 graficznie przedstawiono szczytowe naprężenia przyczepności uzyskane z badań dla wszystkich próbek, natomiast w tabeli 4.42 pokazano szczytowe naprężenia $\tau_{b,max}$ grupując je według długości zakotwienia.



(a) Próbki z długością zakotwienia $l_b = 2.5d_b$



(b) Próbki z długością zakotwienia $l_b = 5.0d_b$

Rysunek 4.38: Szczytowe naprężenia przyczepności z podziałem na długość zakotwienia.

Przeprowadzona analiza naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ wykazuje różnice w zależności od długości zakotwienia. Próbki z zakotwieniem $l_b/d_b = 2,5$ charakteryzowały się wyższą wartością naprężenia, wynoszącą 22,02 MPa, w porównaniu do próbek z zakotwieniem $l_b/d_b = 5$, które osiągnęły 20,96 MPa. Stanowi to niewielką redukcję o 4,8% dla próbek z dłuższym zakotwieniem.

Tabela 4.42: Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ z podziałem na długość zakotwienia.

	$\tau_{b,max}$ [MPa]		
C-10-2.5	25,00	26,79	22,02
C-12-2.5	28,49		
C-16-2.5	26,89		
M40-10-2.5	22,65	23,43	
M40-12-2.5	23,52		
M40-16-2.5	24,12		
M20-10-2.5	13,92	15,83	
M20-12-2.5	17,23		
M20-16-2.5	16,35		
C-10-5.0	26,85	24,02	20,96
C-12-5.0	26,69		
C-16-5.0	18,52		
M40-10-5.0	24,88	22,51	
M40-12-5.0	23,95		
M40-16-5.0	18,71		
M20-10-5.0	20,05	16,35	
M20-12-5.0	17,04		
M20-16-5.0	11,95		

W grupie próbek z krótszym zakotwieniem odnotowano najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ w serii C-12-2.5, osiągające 28,49 MPa, natomiast najniższą wartość zaobserwowano w serii M20-10-2.5, wynoszącą 13,92 MPa. Biorąc pod uwagę typ obciążenia, próbki centryczne wykazały najwyższe naprężenie (26,79 MPa), następnie próbki mimośrodowe M40 (23,43 MPa, co stanowi redukcję o 12,6% względem próbek typu C), a najniższe wartości odnotowano dla próbek mimośrodowych M20 (15,83 MPa, redukcja o 40,9% względem próbek typu C). Analiza wpływu średnicy pręta wskazuje, że najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ wystąpiło w seriach z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm (23,08 MPa), następnie z prętami o średnicy $d_b = 16$ mm (22,45 MPa, redukcja o 2,7%), a najniższe w seriach z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm (20,52 MPa, redukcja o 11,1% względem $d_b = 12$ mm).

W przypadku próbek z dłuższym zakotwieniem najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ zaobserwowano w serii C-10-5.0, wynoszące 26,85 MPa, podczas gdy najniższe wystąpiło w serii M20-16-5.0, osiągając wartość 11,95 MPa. Uwzględniając typ obciążenia, próbki centryczne wykazały najwyższe naprężenie (24,02 MPa), następnie próbki mimośrodowe M40 (22,51 MPa, redukcja o 6,3% względem próbek typu C), a najniższe wartości odnotowano dla próbek mimośrodowych M20 (16,35 MPa, redukcja o 31,9% względem próbek typu C). Analiza wpływu średnicy pręta wykazała, że najwyższe naprężenie $\tau_{b,max}$ wystąpiło w seriach z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm (23,93 MPa), następnie z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm (22,56 MPa, redukcja o 5,7%), a najniższe w seriach z prętami o średnicy $d_b = 16$ mm (16,39 MPa, redukcja o 31,5% względem $d_b = 10$ mm). Przedstawione wyniki wskazują na systematyczny wpływ zarówno typu obciążenia, jak i długości zakotwienia na wartości naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$, przy czym wpływ średnicy pręta wykazuje pewne zróżnicowanie w zależności od przyjętych parametrów badawczych.

W przeprowadzonych badaniach zaobserwowano zróżnicowanie szczytowych naprężeń przyczepności $\tau_{b,max}$ w zależności od długości zakotwienia. Próbki z krótszą długością zakotwienia wykazały nieznacznie wyższe wartości naprężeń, przy czym różnica między naprężeniami dla obu długości zakotwienia wyniosła zaledwie 1,06 MPa. Dla próbek z obu analizowanych długości zakotwienia największe naprężenie $\tau_{b,max}$ odnotowano w próbkach centrycznych, natomiast najmniejsze w próbkach mimośrodowych M20. Obserwacja ta potwierdza kluczową zależność między stopniem skrępowania pręta w betonie a wielkością naprężeń przyczepności.

Analiza wpływu średnicy pręta przyniosła ważne, częściowo nieoczekiwane rezultaty. W przypadku próbek z krótszą długością zakotwienia największe naprężenia zaobserwowano dla pręta o następujących średnicach: 12 mm w próbkach centrycznych i M20 oraz 16 mm w próbkach M40. Uzyskane wyniki odbiegały od początkowych założeń, w których przewidywano najwyższe naprężenia w próbkach zniszczonych przez wyrwanie. Zaskakujący przebieg badań ujawnił, że maksymalne wartości naprężeń $\tau_{b,max}$ odnotowano w próbkach zniszczonych przez typ mieszany (seria M40-16-2.5) oraz częściowo przez wyrwanie lub rozłupanie (seria M20-12-2.5). W przeciwieństwie do próbek z krótszą długością zakotwienia, w grupie próbek z dłuższym zakotwieniem zaobserwowano konsekwentnie wysokie naprężenia dla pręta o średnicy 10 mm we wszystkich typach elementów badawczych.

W tabeli 4.43 pokazano przyrosty sił wyrywających F_{max} i pobocznic prętów A_b dla serii badawczych różniących się jedynie długością zakotwienia. Z danych tych wynika, że dwukrotne zwiększenie długości zakotwienia, a co za tym idzie podwojenie pobocznic pręta współpracującej z betonem, skutkuje około dwukrotnym zwiększeniem maksymalnej siły wyrywającej. Istnieją jednak wyjątki, które wynikają z różnych sposobów zniszczenia przyczepności dla porównywanych serii i najmniejszych poziomów skrępowania (c/d_b). Największe rozbieżności wystąpiły dla próbek z prętem o średnicy 16 mm niezależnie od typu elementu badawczego.

Tabela 4.43: Przyrosty siły wyrywającej F_{max} i pobocznic prętów A_b dla serii badawczych testu pull-out różniących się l_b/d_b .

(1)	(2)	$A_{b(1)}$	$A_{b(2)}$	$\frac{A_{b(1)}}{A_{b(2)}}$	$F_{max(1)}$	$F_{max(2)}$	$\frac{F_{max(1)}}{F_{max(2)}}$
		[mm ²]	[mm ²]	[-]	[N]	[N]	[-]
C-10-2.5	C-10-5.0	785,40	1570,80	2,00	19634	42168	2,15
C-12-2.5	C-12-5.0	1130,97	2261,95	2,00	32225	60379	1,87
C-16-2.5	C-16-5.0	2010,62	4021,24	2,00	54069	74467	1,38
M40-10-2.5	M40-10-5.0	785,40	1570,80	2,00	17787	39087	2,20
M40-12-2.5	M40-12-5.0	1130,97	2261,95	2,00	26600	54162	2,04
M40-16-2.5	M40-16-5.0	2010,62	4021,24	2,00	48486	75224	1,55
M20-10-2.5	M20-10-5.0	785,40	1570,80	2,00	10930	31500	2,88
M20-12-2.5	M20-12-5.0	1130,97	2261,95	2,00	19489	38544	1,98
M20-16-2.5	M20-16-5.0	2010,62	4021,24	2,00	32874	48047	1,46

W tabeli 4.44 zestawiono pary serii badawczych, których wspólną cechą był jednakowy sposób zniszczenia, tj. wyrwanie. W niektórych parach próbki oprócz długości zakotwienia różniły się także średnicą pręta. Z tego zestawienia również wynika, że przyrost pobocznic pręta i siły wyrywającej był niemal taki sam. Największa rozbieżność wystąpiła dla pary serii C-12-2.5 i C-10-2.5 (12%).

Tabela 4.44: Przyrosty siły wyrywającej F_{max} i pobocznic prętów A_b dla serii badawczych testu pull-out, których wszystkie próbki zniszczyły się przez wyrwanie.

(1)	(2)	$A_{b(1)}$	$A_{b(2)}$	$\frac{A_{b(1)}}{A_{b(2)}}$	$F_{max(1)}$	$F_{max(2)}$	$\frac{F_{max(1)}}{F_{max(2)}}$
		[mm ²]	[mm ²]	[-]	[N]	[N]	[-]
C-10-5.0	C-10-2.5	1570,80	785,40	2,00	42168	19634	2,15
C-12-5.0	C-12-2.5	2261,95	1130,97	2,00	60379	32225	1,87
C-12-2.5	C-10-2.5	1130,97	785,40	1,44	32225	19634	1,64
C-12-5.0	C-10-2.5	2261,95	785,40	2,88	60379	19634	3,08
C-16-2.5	C-10-2.5	2010,62	785,40	2,56	54069	19634	2,75
C-16-2.5	C-12-2.5	2010,62	1130,97	1,78	54069	32225	1,68
C-16-2.5	C-10-5.0	2010,62	1570,80	1,28	54069	42168	1,28
C-16-2.5	C-12-5.0	2010,62	2261,95	0,89	54069	60379	0,90

Na podstawie dokonanych obserwacji można stwierdzić, że przyrost pobocznic pręta jest wprost proporcjonalny do siły jaka jest potrzebna, aby doszło do zniszczenia przyczepności w próbie wyrywania. Wobec tego szczytowe naprężenie przyczepności pozostaje na tym samym poziomie niezależnie od długości zakotwienia.

W tabeli 4.45 pokazano poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności zestawione względem stosunku l_b/d_b .

Tabela 4.45: Poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności z podziałem na długość zakotwienia.

	s_1 [mm]		
C-10-2.5	0,85	0,91	0,76
M40-10-2.5	0,81		
M20-10-2.5	1,06		
C-12-2.5	0,75	0,79	
M40-12-2.5	0,69		
M20-12-2.5	0,93		
C-16-2.5	0,75	0,59	
M40-16-2.5	0,51		
M20-16-2.5	0,52		
C-10-5.0	1,83	1,33	0,82
M40-10-5.0	1,40		
M20-10-5.0	0,75		
C-12-5.0	0,71	0,73	
M40-12-5.0	0,68		
M20-12-5.0	0,82		
C-16-5.0	0,52	0,40	
M40-16-5.0	0,40		
M20-16-5.0	0,28		

Dla próbek o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ odnotowano większy poślizg (0,82 mm) w porównaniu z próbkami o długości l_b równej $2,5d_b$ (0,76 mm), co stanowi redukcję o 6,9%.

W grupie próbek z krótszym zakotwieniem zaobserwowano zróżnicowanie poślizgu. Wartości wahały się od 0,51 mm w serii M20-12-2.5 do 1,06 mm w serii C-16-2.5. Próbki centryczne charakteryzowały się najwyższym poślizgiem wynoszącym 0,91 mm. Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły poślizg 0,79 mm, co oznacza spadek o 13% w stosunku do próbek centrycznych. Najmniejszy poślizg zanotowano w próbkach mimośrodowych M20 – 0,59 mm, co stanowi redukcję o 34,4% względem próbek centrycznych. Rozpatrując wpływ średnicy prętów, stwierdzono, że serie z prętami o średnicy $d_b = 16$ mm wykazywały poślizg na poziomie 0,84 mm. Serie z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm osiągnęły wartość 0,78 mm, co oznacza spadek o 6,4% w porównaniu z prętami o średnicy 16 mm. Najniższy poślizg zaobserwowano w seriach z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm – 0,67 mm, co stanowi redukcję o 19,9% względem prętów o średnicy 16 mm.

W grupie próbek z zakotwieniem $l_b = 5d_b$ zarejestrowano jeszcze większe zróżnicowanie wartości poślizgu. Rozpiętość wyników wahała się od 0,28 mm w serii M20-16-5.0 do 1,83 mm w serii C-10-5.0. Próbki centryczne wykazywały najwyższy poślizg wynoszący 1,33 mm. Próbki mimośrodowe M40 osiągnęły poślizg 0,73 mm, co oznacza spadek o 44,7% w stosunku do próbek centrycznych. Najmniejszą wartość poślizgu zanotowano w próbkach mimośrodowych M20 – 0,40 mm, co stanowi redukcję o 70,1% względem próbek centrycznych. Analiza wpływu średnicy prętów dla próbek o długości l_b równej $5d_b$ wykazała, że serie z prętami o średnicy $d_b = 10$ mm charakteryzowały się poślizgiem 1,02 mm. Serie z prętami o średnicy $d_b = 12$ mm osiągnęły wartość 0,83 mm, co oznacza spadek o 18,7% w porównaniu z prętami o średnicy 10 mm. Najmniejszy poślizg zaobserwowano w seriach z prętami o średnicy $d_b = 16$ mm – 0,61 mm, co stanowi redukcję o 39,7% względem prętów o średnicy 10 mm.

Przeprowadzone badania wykazały zmienną zbieżność wartości poślizgu dla próbek o różnych długościach zakotwienia. W przypadku próbek z długościami zakotwienia l_b równej $2,5d_b$ i $5d_b$ zanotowano nieznaczącą różnicę wynoszącą zaledwie 0,06 mm, co stanowi około 7% odchylenia. Wskazuje to na relatywnie stabilne zachowanie się badanych elementów w zróżnicowanych warunkach geometrycznych.

Zarówno w grupie próbek z l_b/d_b równych 2,5, jak i 5 zaobserwowano, że większy poślizg s_1 występował w elementach centrycznych, podczas gdy najmniejsze wartości odnotowano w próbkach typu M20. Na podstawie tych rezultatów można wysunąć wniosek, że im mniejsze skrepowanie pręta, tym mniejszy uzyskiwany poślizg s_1 .

Badane próbki nie wykazywały wyraźnego trendu zależności między średnicą a poślizgiem w obrębie jednej długości zakotwienia i jednego typu próbki. Zaobserwowane zależności charakteryzowały się znacznym zróżnicowaniem. W przypadku elementów z $l_b/d_b = 2,5$ stwierdzono następujące prawidłowości: dla próbek centrycznych i mimośrodowych M40 maksymalne wartości s_1 przypadały na średnicę $d_b = 16$ mm, podczas gdy w próbkach mimośrodowych M20 najwyższe wartości osiągnięto dla średnicy $d_b = 10$ mm. Jeszcze bardziej złożony obraz przedstawiały elementy z $l_b/d_b = 5$. W próbkach centrycznych i mimośrodowych M20 najwyższe wartości s_1 uzyskano dla średnicy $d_b = 10$ mm, natomiast w próbkach mimośrodowych M40 maksymalne wartości przypadały na średnicę $d_b = 16$ mm.

W tabeli 4.46 zestawiono naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ ułożone względem stosunku l_b/d_b .

Tabela 4.46: Naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ ze względu na l_b/d_b .

	$\tau_{b,f}$ [MPa]		
C-10-2.5	1,61	2,18	1,18
C-12-2.5	1,75		
C-16-2.5	3,19		
M40-10-2.5	1,24	0,95	
M40-12-2.5	0,63		
M40-16-2.5	0,97		
M20-10-2.5	0,39	0,42	
M20-12-2.5	0,42		
M20-16-2.5	0,45		
C-10-5.0	5,29	4,56	1,83
C-12-5.0	3,84		
C-16-5.0	nd.		
M40-10-5.0	1,61	1,18	
M40-12-5.0	1,00		
M40-16-5.0	0,43		
M20-10-5.0	0,56	0,43	
M20-12-5.0	0,46		
M20-16-5.0	0,24		

Wyższe naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ zaobserwowano w próbkach o długości zakotwienia $l_b = 5d_b$ (1,83 MPa) w porównaniu z próbkami o długości $l_b = 2,5d_b$ (1,18 MPa), co stanowi redukcję o 35,2% względem $l_b/d_b = 5$.

W grupie próbek o stosunku $l_b/d_b = 2,5$ najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ wystąpiły w serii C-16-2.5 (3,19 MPa), natomiast najniższe w serii M20-10-2.5 (0,39 MPa). Analiza porównawcza wykazała, że najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ charakteryzowały próbki centryczne (2,18 MPa), następnie próbki mimośrodowe M40 (0,95 MPa – zmniejszenie o 56,6% w odniesieniu do próbek typu C), zaś najniższe wartości odnotowano dla próbek mimośrodowych M20 (0,42 MPa – redukcja o 80,8% względem próbek typu C).

W zakresie średnic prętów, elementy z długością zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ wykazały najwyższe naprężenia resztkowe przy zastosowaniu prętów o średnicy 16 mm (1,54 MPa). Niższe wartości zarejestrowano dla serii z próbkami o średnicy 10 mm (1,08 MPa – spadek o 29,8% w porównaniu z $d_b = 16$ mm), a najmniejsze dla serii z próbkami o średnicy 12 mm (0,94 MPa – obniżenie o 39,1% względem $d_b = 16$ mm).

Wśród próbek o stosunku $l_b/d_b = 5$ maksymalne naprężenia $\tau_{b,f}$ odnotowano w serii C-10-5.0 (5,29 MPa), a minimalne w serii M20-16-5.0 (0,24 MPa). Badania wykazały, że najwyższe naprężenia $\tau_{b,f}$ wystąpiły w próbkach centrycznych (4,56 MPa), następnie w próbkach mimośrodowych M40 (1,18 MPa – redukcja o 74,2% w stosunku do próbek typu C), a najniższe w próbkach mimośrodowych M20 (0,43 MPa – spadek o 90,6% względem próbek typu C).

Analiza wpływu średnicy pręta wykazała, że próbki z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$ charakteryzowały się najwyższymi naprężeniami resztkowymi przy zastosowaniu prętów o średnicy 10 mm (2,49 MPa). Niższe wartości zaobserwowano w seriach z próbkami o średnicy 12 mm (1,77 MPa – zmniejszenie o 29% w porównaniu z $d_b = 10$ mm), zaś zdecydowanie najniższe w seriach z próbkami o średnicy 16 mm (0,33 MPa – redukcja o 86,5% względem $d_b = 10$ mm).

Wyraźnie większe naprężenia resztkowe uzyskano dla próbek z większą długością zakotwienia. Dłuższy styk pręta z betonem powoduje większą powierzchnię styku z betonem podczas działania naprężeń $\tau_{b,f}$, co okazało się być istotne podczas ostatniego etapu współpracy materiałów. Zarówno dla l_b/d_b równego 2,5, jak i 5, typ elementu, czyli lokalizacja pręta w betonie ewidentnie rzutowała na wartości $\tau_{b,f}$. Zauważono trend, że im mniejsze skrępowanie (większy mimośród), tym mniejsze naprężenia resztkowe występowały. Dla próbek z długością zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ nie można mówić o trendzie, jak średnica pręta wpływa na naprężenia $\tau_{b,f}$. Natomiast dla elementów z długością $l_b = 5d_b$ zauważono, że największe wartości $\tau_{b,f}$ uzyskano dla d_b równego 10 mm, zaś najmniejsze dla 16 mm.

Badania wykazały znacząco wyższe naprężenia resztkowe w próbkach charakteryzujących się większą długością zakotwienia. Zwiększona powierzchnia kontaktu między prętem a betonem, wynikająca z dłuższego zakotwienia, odgrywa istotną rolę podczas ostatniego etapu współpracy obu materiałów. Rozleglejsza powierzchnia styku umożliwia efektywniejszy rozkład naprężeń $\tau_{b,f}$, co przekłada się na ich wyższe wartości.

Zarówno w przypadku stosunku l_b/d_b wynoszącego 2,5, jak i 5, lokalizacja pręta w betonie wywierała znaczący wpływ na wartości naprężeń resztkowych. Zaobserwowano wyraźną tendencję: wraz ze zmniejszeniem stopnia skrępowania pręta (zwiększeniem mimośrodu), wartości naprężeń resztkowych ulegały systematycznemu obniżeniu. Próbkami centrycznymi, charakteryzującymi się najwyższym stopniem skrępowania pręta, wykazywały najwyższe wartości naprężeń $\tau_{b,f}$.

Analiza wyników wskazuje na zróżnicowany wpływ średnicy pręta w zależności od długości zakotwienia. W przypadku próbek z długością zakotwienia $l_b = 2,5d_b$ nie zidentyfikowano jednoznacznej tendencji dotyczącej wpływu średnicy pręta na wartości naprężeń $\tau_{b,f}$. Natomiast w elementach z długością zakotwienia $l_b = 5d_b$ zaobserwowano wyraźną zależność – najwyższe wartości naprężeń resztkowych uzyskano dla prętów o średnicy 10 mm, podczas gdy najmniejsze dla prętów o średnicy 16 mm. Wskazuje to na odwrotną proporcjonalność między średnicą pręta a wielkością naprężeń resztkowych przy większych długościach zakotwienia.

4.4.2.4 Analiza porównawcza z modelami przyczepności

Analizę porównawczą przeprowadzono na podstawie wzorów opisanych w literaturze, służących do oszacowania szczytowej wartości naprężenia przyczepności osiąganego w określonych warunkach między prętem zbrojeniowym a betonem. Wybrane do analizy formuły oraz inne podobne równania omówiono w podrozdziale 2.4.1 i zestawiono w tabeli 2.7.

Do analizy wykorzystano formuły przedstawione przez ELIGEHAUSENA I IN. [89], HASKETTA I IN. [160], HARAJLIEGO I IN. [164, 165], ORANGUNA I IN. [166], DARWINA I IN. [167], HUANGA I IN. [161], DÖRRA [159] oraz DEN UIJL I BIGAJ [117], a także zawarte w normach MC1990 [N2], MC2010 [N3] i AS 3600 [N14]. Wartości otrzymane z tych równań porównano ze średnimi szczytowymi naprężeniami τ_b dla odpowiednich głównych serii badawczych testu pull-out.

W analizie uwzględniono ograniczenia wynikające ze stosowania wzorów przedstawionych w tabeli 2.7, w tym typ zniszczenia przyczepności. W związku z tym analizę porównawczą przeprowadzono oddzielnie dla każdego rodzaju zniszczenia. Na rysunku 4.39 oraz w tabeli 4.47 przedstawiono rezultaty dla zniszczenia przez wyrwanie, na rysunku 4.40 oraz w tabeli 4.48 wyniki dla zniszczenia typu mieszanego, natomiast na rysunku 4.41 oraz w tabeli 4.49 rezultaty dotyczące rozłupania. Zarówno na rysunkach 4.39, 4.40 oraz 4.41, jak i w tabelach 4.47, 4.48 oraz 4.49 po prawej stronie przedstawiono średnie szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ uzyskane z doświadczeń, zaś po lewej stronie rezultaty otrzymane ze wzorów literaturowych.

W przypadku próbek centrycznych zniszczonych przez wyrwanie najlepszą zbieżność obliczonych szczytowych naprężeń przyczepności względem rezultatów z przeprowadzonych doświadczeń wykazywał wzór zaproponowany przez DARWINA I IN. [167] (średnia zgodność 77%), natomiast najslabszą zbieżność charakteryzowała propozycja DÖRRA [159] (średnia zgodność 21,8%).

W przypadku próbek mimośrodowych M40 i M20, w których przyczepność uległa zniszczeniu przez wyrwanie, najlepszą zbieżność z wynikami eksperymentalnymi wykazały formuły autorstwa odpowiednio DEN UIJL I BIGAJ [117] oraz ELIGEHAUSENA I IN. [89] (średnia zbieżność na poziomie 80% i 66,7%), zaś najslabszą wzory odpowiednio DÖRRA [159] oraz z normy AS 3600 [N14] (średnia zgodność 30,4% i 30,7%).

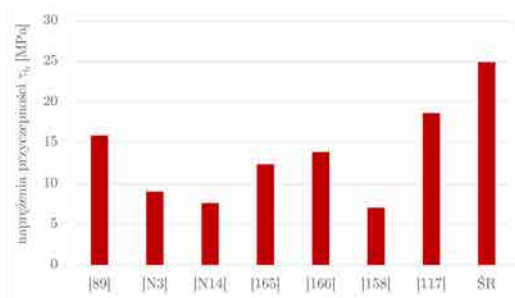
Najskuteczniejszą formułą do obliczania naprężenia $\tau_{b,max}$ w odniesieniu do przeprowadzonych testów pull-out dla zniszczenia przyczepności POF, bez różnicowania ze względu na typ elementu badawczego, okazał się wzór autorstwa DARWINA I IN. [167] (średnia zbieżność 87,7%). Wartość najbardziej odbiegającą od uzyskanego szczytowego naprężenia przyczepności otrzymano ze wzoru DÖRRA [159] (średnia zgodność 27,1%).

Dla próbek mimośrodowych M40 zniszczonych przez typ mieszany zaobserwowano najlepszą zgodność naprężeń $\tau_{b,max}$ z przeprowadzonymi badaniami pull-out dla wartości otrzymanych ze wzoru DEN UIJL I BIGAJ [117], natomiast dla elementów typu M20 ze wzoru ELIGEHAUSENA I IN. [89] (średnia zgodność kolejno 76% i 98,2%). W zakresie najslabszej zbieżności wyników z eksperymentami zarówno dla próbek M40, jak i M20 zaobserwowano ją w przypadku wzoru z normy AS 3600 [N14] (średnia zgodność na poziomie odpowiednio 27,1% i 21,9%). W żadnej próbce centrycznej nie zaobserwowano zniszczenia rozłupająco-wyrywającego (por. podrozdział 4.4.2.1, tabela 4.30).

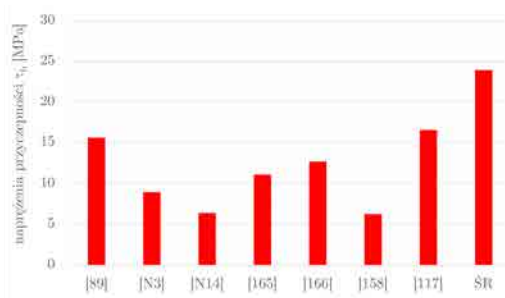
Wzorem zapewniającym najbliższe wartości naprężenia $\tau_{b,max}$ do otrzymanych z doświadczeń dla zniszczenia przyczepności CF, bez różnicowania ze względu na typ elementu badawczego, okazała się formuła ELIGEHAUSENA I IN. [89] (średnia zbieżność 86,3%). Wartość $\tau_{b,max}$ najbardziej odbiegającą od wyników eksperymentalnych obliczono ze wzoru pochodzącego z normy AS 3600 [N14] (średnia zgodność 23,9%).



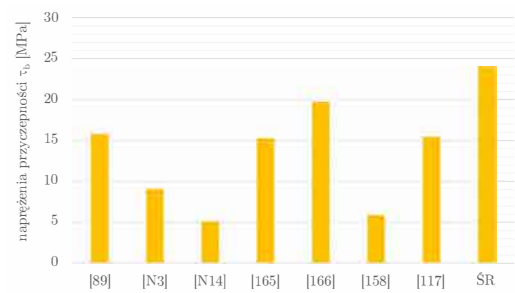
Rysunek 4.39: Analiza porównawcza z modelami przyczepności dla zniszczenia przez wyrwanie.



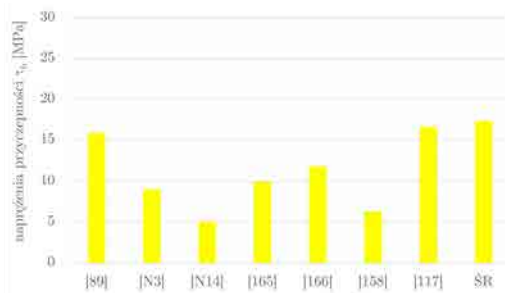
(a) M40-10-5.0



(b) M40-12-5.0



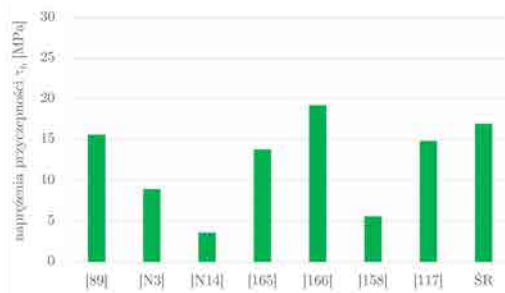
(c) M40-16-2.5



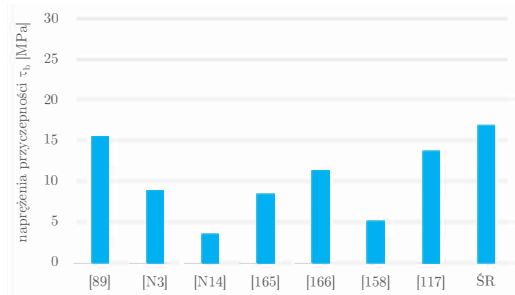
(d) M40-16-5.0



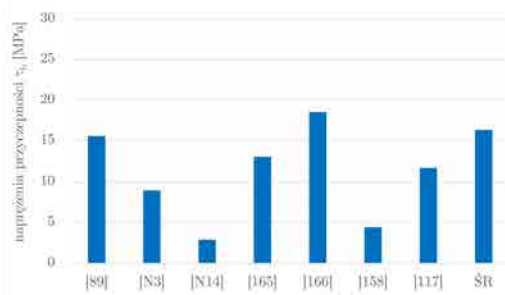
(e) M20-10-5.0



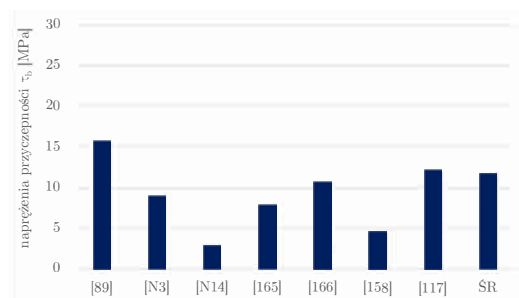
(f) M20-12-2.5



(g) M20-12-5.0

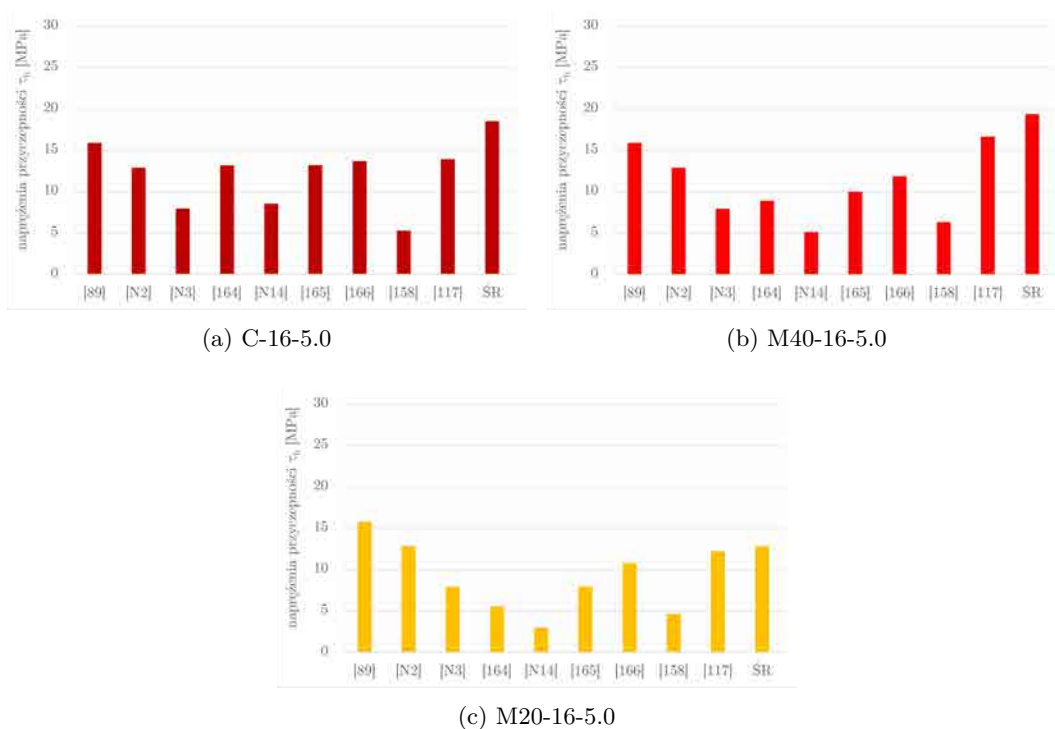


(h) M20-16-2.5



(i) M20-16-5.0

Rysunek 4.40: Analiza porównawcza z modelami przyczepności dla zniszczenia typu mieszanego.



Rysunek 4.41: Analiza porównawcza z modelami przyczepności dla zniszczenia przez rozłupanie.

Tabela 4.47: Analiza porównawcza naprężeń $\tau_{b,max}$ (w [MPa]) z modelami przyczepności dla zniszczenia przez wyrwanie.

	[89]	[N2]	[N3]	[159]	[163]	[N14]	[165]	[166]	[160]	[158]	[117]	ŚR
C-10-2.5	15,91	16,14	16,14	16,14	16,59	13,69	23,42	25,17	18,76	5,26	13,85	25,00
	63,7%	64,6%	64,6%	64,6%	66,4%	54,8%	93,7%	100,7%	75,0%	21,1%	55,4%	100,0%
C-10-5.0	15,88	16,11	16,11	16,11	16,56	13,66	18,02	17,09	18,68	6,02	15,85	26,85
	59,1%	60,0%	60,0%	60,0%	61,7%	50,9%	67,1%	63,7%	69,6%	22,4%	59,0%	100,0%
C-12-2.5	15,90	16,13	16,13	16,13	16,58	11,40	21,26	23,64	18,74	5,99	15,75	28,49
	55,8%	56,6%	56,6%	56,6%	58,2%	40,0%	74,6%	83,0%	65,8%	21,0%	55,3%	100,0%
C-12-5.0	15,63	15,85	15,85	15,85	16,29	11,20	15,63	15,33	18,09	6,42	16,90	26,69
	58,5%	59,4%	59,4%	59,4%	61,0%	42,0%	58,6%	57,4%	67,8%	24,1%	63,3%	100,0%
C-16-2.5	15,83	16,06	16,06	16,06	16,51	8,51	18,50	21,64	18,56	5,47	14,40	26,89
	58,9%	59,7%	59,7%	59,7%	61,4%	31,6%	68,8%	80,5%	69,0%	20,3%	53,5%	100,0%
M40-10-2.5	15,61	15,83	15,83	15,83	16,27	7,55	17,45	21,48	18,04	7,66	20,15	22,65
	68,9%	69,9%	69,9%	69,9%	71,9%	33,3%	77,0%	94,9%	79,7%	33,8%	89,0%	100,0%
M40-10-5.0	15,93	16,16	16,16	16,16	16,61	7,71	12,45	13,88	18,80	7,11	18,70	24,85
	64,1%	65,0%	65,0%	65,0%	66,8%	31,0%	50,1%	55,9%	75,6%	28,6%	75,3%	100,0%
M40-12-2.5	15,76	15,98	15,98	15,98	16,43	6,49	16,56	20,82	18,40	6,76	17,80	23,52
	67,0%	68,0%	68,0%	68,0%	69,9%	27,6%	70,4%	88,5%	78,2%	28,8%	75,7%	100,0%
M20-10-2.5	15,61	15,83	15,83	15,83	16,28	4,20	14,30	19,78	18,05	5,36	14,10	13,92
	112,2%	113,8%	113,8%	113,8%	117,0%	30,1%	102,7%	142,1%	129,7%	38,5%	101,3%	100,0%
M20-12-2.5	15,63	15,85	15,85	15,85	16,29	3,64	13,79	19,25	18,09	5,64	14,85	17,48
	89,4%	90,7%	90,7%	90,7%	93,2%	20,8%	78,9%	110,1%	103,4%	32,3%	84,9%	100,0%

Tabela 4.48: Analiza porównawcza naprężeń $\tau_{b,max}$ (w [MPa]) z modelami przyczepności dla zniszczenia typu mieszanego.

	[89]	[N3]	[N14]	[165]	[166]	[158]	[117]	ŚR
M40-10-5.0	15,93	9,10	7,71	12,45	13,88	7,11	18,70	24,95
	63,8%	36,5%	30,9%	49,9%	55,6%	28,5%	74,9%	100,0%
M40-12-5.0	15,64	9,01	6,44	11,16	12,76	6,31	16,60	23,95
	65,3%	37,6%	26,9%	46,6%	53,3%	26,3%	69,3%	100,0%
M40-16-2.5	15,81	9,06	5,10	15,28	19,79	5,87	15,45	24,12
	65,5%	37,6%	21,1%	63,3%	82,0%	24,3%	64,1%	100,0%
M40-16-5.0	15,87	9,08	5,12	10,00	11,85	6,33	16,65	17,41
	91,2%	52,2%	29,4%	57,4%	68,1%	36,4%	95,7%	100,0%
M20-10-5.0	15,64	9,01	4,20	9,06	11,92	5,26	13,85	20,05
	78,0%	44,9%	21,0%	45,2%	59,4%	26,2%	69,1%	100,0%
M20-12-2.5	15,63	9,01	3,64	13,79	19,25	5,64	14,85	16,98
	92,0%	53,1%	21,4%	81,2%	113,3%	33,2%	87,5%	100,0%
M20-12-5.0	15,60	9,00	3,63	8,51	11,34	5,24	13,80	17,04
	91,6%	52,8%	21,3%	50,0%	66,5%	30,8%	81,0%	100,0%
M20-16-2.5	15,62	9,01	2,94	13,12	18,54	4,47	11,75	16,35
	95,5%	55,1%	18,0%	80,2%	113,4%	27,3%	71,9%	100,0%
M20-16-5.0	15,78	9,05	2,97	7,95	10,77	4,64	12,20	11,78
	134,0%	76,9%	25,2%	67,5%	91,4%	39,4%	103,6%	100,0%

Tabela 4.49: Analiza porównawcza naprężeń $\tau_{b,max}$ (w [MPa]) z modelami przyczepności dla zniszczenia przez rozłupanie.

	[89]	[N2]	[N3]	[164]	[N14]	[165]	[166]	[158]	[117]	ŚR
C-16-5.0	15,88	12,88	7,95	13,17	8,54	13,21	13,69	5,28	13,90	18,52
	85,7%	69,6%	42,9%	71,1%	46,1%	71,3%	73,9%	28,5%	75,1%	100,0%
M40-16-5.0	15,87	12,88	7,94	8,90	5,12	10,00	11,85	6,33	16,65	19,36
	82,0%	66,5%	41,0%	46,0%	26,5%	51,6%	61,2%	32,7%	86,0%	100,0%
M20-16-5.0	15,78	12,81	7,92	5,57	2,97	7,95	10,77	4,64	12,20	12,81
	123,2%	100,0%	61,8%	43,5%	23,2%	62,0%	84,0%	36,2%	95,2%	100,0%

Dla próbek centrycznych zniszczonych przez rozłupanie najlepszą zbieżność ze szczytowymi naprężeniami przyczepności otrzymanymi z badań doświadczalnych wykazywały wartości obliczone ze wzoru ELIGEHAUSENA I IN. [89] (średnia zgodność na poziomie 85,7%). Najslabszą zgodność uzyskano z formuły DÖRRA [159] (średnia zgodność 28,5%).

W przypadku elementów mimośrodowych, zarówno M40, jak i M20, najslabszą zbieżność zaobserwowano dla wzoru z normy AS 3600 [N14] (średnia zgodność odpowiednio 26,5% i 23,2%). W zakresie najlepszej zbieżności dla próbek M40 uzyskano ją w przypadku wzoru określonego przez DEN UIJL I BIGAJ [117], natomiast dla próbek M20 — wzoru normowego MC1990 [N2].

Najefektywniejszą formułą do estymowania wartości szczytowego naprężenia przyczepności przy zniszczeniu przez rozłupanie, bez podziału na rodzaj próbki, okazała się propozycja ELIGEHAUSENA I IN. [89] (średnia zgodność na poziomie 97%). Najmniej dokładne oszacowanie wykazała formuła zawarta w normie AS 3600 [N14] (średnia zgodność wyniosła 31,9%).

W tabeli 4.50 zestawiono średnie zbieżności uzyskane z rozważanych wzorów w stosunku do szczytowych naprężeń τ_b otrzymanych z eksperymentów, bez podziału na typ zniszczenia przyczepności.

Tabela 4.50: Średnie zgodności $\tau_{b,max}$ w stosunku do wyników badań eksperymentalnych.

Wzór	Średnia zgodność [%]
ELIGEHAUSEN I IN. [89]	84,4
MC1990 [N2]	81,4
MC2010 [N3]	79,6
HASKETT I IN. [160]	78,8
HARAJLI I IN. [164]	73,4
HARAJLI I IN. [165]	72,7
AS 3600 [N14]	70,8
ORANGUN I IN. [166]	65,3
DARWIN I IN. [167]	53,5
HUANG I IN. [161]	49,1
DÖRR [159]	30,7
DEN UIJL I BIGAJ [117]	29,9

Formułą charakteryzującą się największą efektywnością okazał się wzór opracowany przez ELIGEHAUSEN I IN. [89]. Średnią zgodnością powyżej 75% wyróżniły się również formuły określone przez HUANG I IN. [161], DARWIN I IN. [167] oraz DEN UIJL I BIGAJ [117]. O ile formuła opisana przez DARWIN I IN. [167] wyróżnia się złożoną postacią współczynnika A (por. wzór (2.29)) uwzględniającą skrępowanie pręta przez beton, stosunek grubości otulenia maksymalnego do minimalnego oraz stosunek średnicy pręta do długości zakotwienia, o tyle pozostałe wzory charakteryzują się prostą postacią, gdzie A przyjmuje stałą wartość.

Dostatecznym poziomem zbieżności określonym w zakresie 50-75% charakteryzowały się wzory opracowane przez HASKETTA I IN. [160], HARAJLIEGO I IN. [164, 165] oraz ORANGUNA I IN. [166], a także wzór z normy MC1990 [N2]. Podobnie jak w przypadku formuł zapewniających najwyższe zbieżności z przeprowadzonymi testami pull-out, również można wyróżnić wzory o prostej i złożonej budowie. O ile od prostych wzorów można oczekiwać nienajlepszej zbieżności, o tyle od formuł bardziej skomplikowanych spodziewane poziomy zgodności powinny być wyższe.

Zbieżnością na poziomie poniżej 50% charakteryzowały się wzory z normy MC2010 [N3] oraz AS 3600 [N14], a także formuła zaproponowana przez DÖRR [159]. Wzory normowe przeznaczone są do szerokiego spektrum zastosowań. W związku z tym należy oczekiwać, że otrzymane wartości będą zachowawcze, co oznacza wartości mniejsze niż te uzyskiwane z badań, szczególnie w przypadku formuł o prostej budowie, takich jak te zawarte w MC2010 [N3]. Wzór z normy australijskiej [N14] charakteryzuje się bardziej złożoną budową niż te z [N3], ponieważ uwzględnia wpływ skrępowania pręta przez beton (c/d_b), jednakże wykazał się słabszą zbieżnością. Najślabiej z oszacowaniem naprężenia $\tau_{b,max}$ z eksperymentów poradziła się formuła zdefiniowana przez DÖRR [159]. Należy zauważyć, że propozycje DÖRR [159] oraz DEN UIJL I BIGAJ [117] różnią się wartością stałego współczynnika przy wytrzymałości betonu na rozciąganie, od której uzależniono szczytowe naprężenie τ_b . Analizując krzywą przyczepność-poślizg (rysunek 2.23) oraz wzór na $\tau_{b,max}$ określony przez DÖRR [159], należy przypuszczać, że dotyczy on zachowania przyczepności zakotwień $l_b > 5d_b$. W takiej sytuacji istotniejsza jest zależność $\tau_b - s$ do zakresu osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności, które jest znacznie mniejsze dla długich zakotwień. Inne podobne modele zostały opisane w podrozdziale 2.4.1.

4.5 Wnioski z analizy doświadczalnej

Serie wstępne

- Test pull-out jest prostym doświadczeniem do wykonania pod warunkiem, że jest wykonywany ze starannością oraz świadomością jego ograniczeń i założeń. Przeprowadzone serie wstępne uwiarykowały, że nieuwzględnienie pozornie szczegółów związanych z budową, wykonywaniem elementów badawczych oraz pomiarami, powoduje uzyskiwanie rezultatów obarczonych dużym błędem.
- Seria W-zakotwienie koncentrowała się na ocenie wpływu niekontrolowanego zwiększenia długości zakotwienia, wynikającego z przenikania mieszanki betonowej do wnętrza rurki izolującej pręt. Zjawisko to prowadziło do znaczącej redukcji szczytowych naprężeń przyczepności (o 35,6%), zmiany typu zniszczenia oraz znacznego wzrostu rozrzutu wyników (odchylenie standardowe i współczynnik zmienności na poziomie odpowiednio 2,09 MPa i 12%) w stosunku do serii referencyjnej. Problem został skutecznie rozwiązany poprzez zabezpieczenie rurki za pomocą pianki montażowej i gumowej nakładki, co zapewniło kontrolę nad rzeczywistą długością zakotwienia w kolejnych etapach badań.
- W serii W-kształt analizowano konsekwencje nierównomiernego przyłożenia obciążenia do próbki za pomocą niewypoziomowanej dolnej płyty klatki obciążającej. Skutkowało to obniżeniem średnich szczytowych naprężeń przyczepności o 42,7% oraz wzrostem rozrzutu wyników (odchylenie standardowe 3,47 MPa i współczynnik zmienności 22,7%), przy jednoczesnej zmianie mechanizmu zniszczenia w kierunku rozłupania na skutek efektu klinowania w odniesieniu do serii referencyjnej. Wprowadzono skuteczne i kompleksowe rozwiązania obejmujące specjalną formę zapewniającą foremność bloków, dwuwarstwową podkładkę kompensującą minimalne nieregularności oraz piankę montażową stabilizującą pozycję pręta.
- Serie W-poślizg skupiały się na porównaniu metod pomiaru poślizgu przy użyciu ekstensometru oraz czujnika laserowego. Wykazano praktyczną identyczność wyników z obu urządzeń oraz potwierdzono nieadekwatność pomiaru przemieszczenia szczęk maszyny wytrzymałościowej ze względu na uwzględnianie deformacji całego stanowiska badawczego. Ekstensometr został uznany za metodę optymalną dzięki automatycznej korelacji wyników siły i poślizgu oraz minimalizacji ryzyka błędów pomiarowych. Seria W-poślizg wykazała wysoką zbieżność z serią referencyjną, co potwierdziło skuteczność wprowadzonych modyfikacji metodologicznych i przygotowania próbek
- Serie wstępne umożliwiły udoskonalenie metodyki testu pull-out oraz wybór optymalnych narzędzi pomiarowych, zapewniając wiarygodność i powtarzalność rezultatów w seriach głównych programu badawczego.

Lokalizacja pręta w bloku

- Lokalizacja pręta zbrojeniowego w betonowym bloku determinuje poziom skrępowania, wyrażany stosunkiem grubości otulenia do średnicy pręta c/d_b , co bezpośrednio wpływa na zachowanie przyczepności w testach pull-out.
- Próbkę centryczną, charakteryzującą się jednolitym skrępowaniem we wszystkich ćwiartkach bloku, wykazują zniszczenie głównie przez wyrwanie pręta, podczas gdy próbki mimośrodowe (M40 i M20) z nierównomiernym skrępowaniem częściej ulegają zniszczeniu typu mieszanego lub rozłupaniu betonowego otulenia. Próbkę mimośrodową lepiej odzwierciedlają rzeczywiste warunki konstrukcyjne ze względu na bardziej reprezentatywne wartości stosunku c/d_b .
- Analiza parametrów przyczepności wykazuje wyraźne korelacje z poziomem skrępowania. Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ oraz naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ osiągają najwyższe wartości w próbkach centrycznych, obniżając się wraz ze zmniejszeniem skrępowania w próbkach mimośrodkowych. Największy poślizg przy szczytowym naprężeniu s_1 występuje również w próbkach centrycznych.

- Początkowa sztywność przyczepności $K_{b,0}$ wykazuje nieoczekiwanie najwyższe wartości dla próbek mimośrodowych M40, co może wynikać z różnic w wytrzymałości betonu między seriami badawczymi. Akcentuje to istotę wpływu parametrów wytrzymałościowych betonu na przyczepność.
- Mechanizm zniszczenia wywiera istotny wpływ na wszystkie parametry przyczepności, przy czym zniszczenie przez rozłupanie lub typ mieszany prowadzi do znaczącej lub całkowitej redukcji naprężeń w porównaniu do zniszczenia przez wyrwanie pręta.

Średnica pręta

- Średnica pręta zbrojeniowego d_b stanowi jeden z kluczowych parametrów determinujących zachowanie przyczepności w testach pull-out, bezpośrednio wpływając na poziom skrępowania pręta w betonie poprzez stosunek otulenia do średnicy c/d_b .
- Wzrost średnicy pręta prowadzi do systematycznych zmian w mechanizmach zniszczenia przyczepności. Pręty o najmniejszej średnicy (10 mm) charakteryzują się dominującym zniszczeniem przez wyrwanie, podczas gdy wraz ze wzrostem średnicy maleje skrępowanie, co skutkuje częstszym występowaniem mechanizmów bazujących na rozłupaniu. Dla prętów o największej badanej średnicy (16 mm) przeważa typ mieszany oraz rozłupanie betonowego otulenia.
- Parametry przyczepności wykazują wyraźne korelacje ze średnicą pręta. Początkowa sztywność przyczepności $K_{b,0}$, naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ oraz poślizg przy szczytowym naprężeniu s_1 maleją wraz ze wzrostem średnicy, osiągając najwyższe wartości dla prętów 10 mm i najniższe dla 16 mm. Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ utrzymują się na podobnym poziomie dla prętów 10 mm i 12 mm, z wyraźną redukcją dla średnicy 16 mm, co wynika głównie ze zmiany mechanizmu zniszczenia.
- Lokalizacja pręta w przekroju wywiera dodatkowy wpływ na wszystkie analizowane parametry, przy czym próbki centryczne osiągają wyższe wartości naprężeń w porównaniu do próbek mimośrodowych, niezależnie od średnicy zastosowanego pręta.

Długość zakotwienia

- Długość zakotwienia l_b wpływa kompleksowo na zachowanie przyczepności, chociaż jej oddziaływanie charakteryzuje się znaczną złożonością. Zwiększenie długości zakotwienia często prowadzi do niekorzystnej zmiany mechanizmu zniszczenia z wyrwania pręta na typ mieszany lub rozłupanie otulenia, co wynika z mobilizacji większej objętości betonu i generowania wyższych naprężeń rozciągających w betonie.
- Krótsze długości zakotwienia sprzyjają zniszczeniu przez wyrwanie pręta i charakteryzują się nieznacznie wyższymi szczytowymi naprężeniami przyczepności. Dłuższe zakotwienie prowadzi do bardziej zróżnicowanych mechanizmów zniszczenia przy jednoczesnym wzroście naprężeń resztkowych dzięki większej powierzchni styku.
- Wpływ długości zakotwienia na początkową sztywność przyczepności oraz poślizg przy szczytowym naprężeniu nie wykazuje jednoznacznych trendów i zależy od współoddziaływania ze średnicą pręta oraz typem próbki.
- Dwukrotne zwiększenie długości zakotwienia skutkuje proporcjonalnym wzrostem maksymalnej siły wyrywającej, co objawia się utrzymywaniem szczytowych naprężeń przyczepności na podobnym poziomie. Obserwacja ta potwierdza znaczenie powierzchni pobocznic pręta w przenoszeniu obciążeń.

Analiza porównawcza z modelami przyczepności

- Analiza porównawcza z modelami teoretycznymi wykazała znaczące zróżnicowanie skuteczności różnych formuł w przewidywaniu szczytowych naprężeń przyczepności. Kluczowym spostrzeżeniem jest fakt, że dokładność predykcji teoretycznych zależy od sposobu zniszczenia połączenia pręt-beton.

- Przeprowadzona analiza porównawcza pokazała, że złożone wzory uwzględniające kilka czynników wpływających na przyczepność nie gwarantują uzyskania najlepszych zbieżności względem wyników eksperymentalnych. Dla zniszczenia przez wyrwanie pręta najwyższą skuteczność wykazała złożona formuła DARWINA I IN. [167]. Natomiast dla zniszczenia typu mieszanego i dla rozłupania najbardziej zbliżone rezultaty do tych otrzymanych z doświadczeń wykazała prosta formuła ELIGEHAUSENA I IN. [89].
- Wzory normowe charakteryzowały się najniższą zbieżnością z eksperymentami, co wynika z ich zachowawczego charakteru i przeznaczenia do szerokiego spektrum zastosowań praktycznych. Zjawisko to pozostaje w zgodności z założeniami norm, które priorytetyzują bezpieczeństwo konstrukcji nad dokładność predykcji w warunkach laboratoryjnych.

Rozdział 5

Analiza numeryczna

Analiza modeli obliczeniowych może być przeprowadzana różnymi metodami numerycznymi, przy czym najpowszechniej stosowane są symulacje oparte na Metodzie Elementów Skończonych. MES, jako metoda dyskretyzacji układów geometrycznych ciągłych, umożliwia podział kontinuum na określoną liczbę mniejszych obszarów. Pozwala to na modelowanie skomplikowanych struktur za pomocą prostszych elementów geometrycznych, z uwzględnieniem niejednorodności materiałowych.

Fundamentalną zasadą MES jest przekształcenie modelu geometrycznego ciągłego w model dyskretny poprzez podział na elementy skończone (ES), połączone w węzłach. Ten proces transformuje układ o nieskończonej liczbie stopni swobody w układ o ograniczonej liczbie stopni swobody. W procesie obliczeń, dyskretyzacji podlegają również inne parametry fizyczne, zazwyczaj reprezentowane funkcjami ciągłymi, takie jak obciążenia, naprężenia czy przemieszczenia. Dąży się do jak najdokładniejszego odwzorowania tych wielkości w formie dyskretnej, stosując metody aproksymacji. Prawidłowe rozwiązanie zadania nieliniowego w MES wymaga precyzyjnego określenia modeli materiałowych. Modele materiałowe zastosowane w symulacjach numerycznych testów pull-out zostały omówione w podrozdziale 5.1.

Do przeprowadzenia analiz numerycznych wykorzystano program ABAQUS firmy Dassault Systèmes, który opiera się na Metodzie Elementów Skończonych. To zaawansowane narzędzie zawiera algorytmy numeryczne i programy MES, umożliwiające analizę zarówno nieliniowości geometrycznej, jak i materiałowej.

5.1 Modele materiałowe

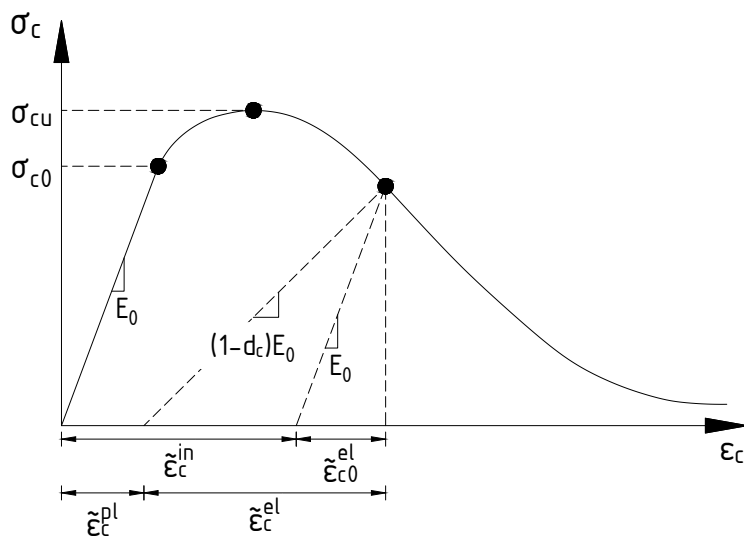
5.1.1 Model betonu

Do symulacji numerycznych testu pull-out wykorzystano model betonu plastycznego ze zniszczeniem (ang. Concrete Damaged Plasticity, CDP) zaimplementowany w programie ABAQUS. Model ten jest oparty na modelu opisanym przez LUBLINERA I IN. [240] i ulepszony przez LEE I FENVESA [241]. CDP jest połączeniem modelu degradacji sprężystej z prawem sprężysto-plastycznym zapewniającym ogólne możliwości modelowania materiału quasi-kruchego jakim jest beton. Degradacja dokonywana jest poprzez redukcję początkowej sztywności materiału E_0 za pomocą skalarnej zmiennej d , która może przyjmować wartości z przedziału od 0, co reprezentuje nieuszkodzony materiał, do 1, co oznacza całkowitą utratę wytrzymałości. W modelu tym założono dwa główne mechanizmy zniszczenia – pękanie przy rozciąganiu i kruszenie przy ściskaniu. Zmiana powierzchni plastyczności jest kontrolowana przez dwie zmienne – ekwiwalentne odkształcenie plastyczne dla ściskania $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ i rozciągania $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$. Związek $\sigma - \varepsilon$ w omawianym modelu materiałowym wygląda następująco:

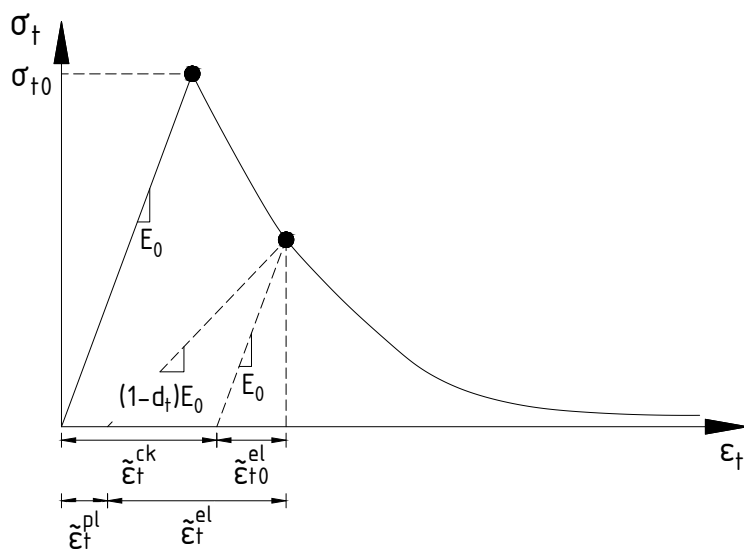
$$\sigma = (1 - d)E_0 (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}). \quad (5.1)$$

W zależności od tego, czy mowa jest o ściskaniu czy o rozciąganiu, stosuje się dolne indeksy dla symboli poszczególnych wielkości, kolejno „c” albo „t”.

Model CDP do kompleksowego opisu zachowania betonu wymaga identyfikacji określonej liczby parametrów materiałowych oraz zachowania betonu poddanego jednoosiowemu ścisnaniu i rozciąganiu [242, 243]. Na rysunku 5.1 pokazano zależności $\sigma - \varepsilon$ kolejno dla ścisnania i rozciągania jednoosiowego według dokumentacji programu ABAQUS [244].



(a) Krzywa $\sigma_c - \varepsilon_c$ dla ścisnania jednoosiowego



(b) Krzywa $\sigma_t - \varepsilon_t$ dla rozciągania jednoosiowego

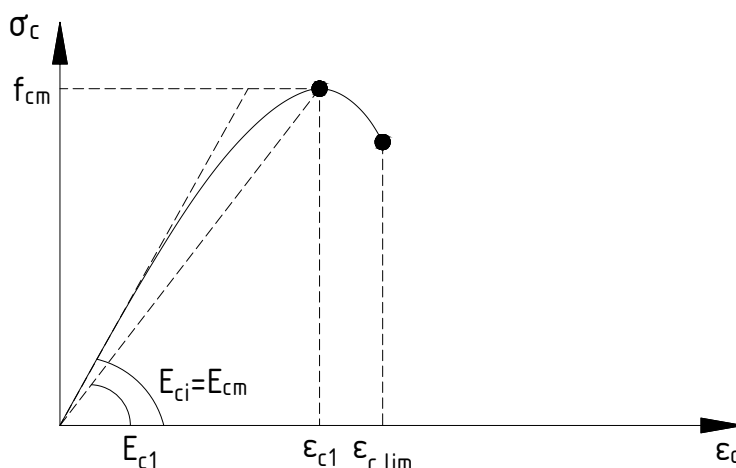
Rysunek 5.1: Krzywe $\sigma - \varepsilon$ według dokumentacji programu ABAQUS [244].

Analizując krzywą $\sigma - \varepsilon$ dla ścisnania jednoosiowego betonu można wyróżnić trzy zakresy. Pierwszy zakres dotyczy liniowo-sprężystego zachowania materiału. Według BOBIŃSKIEGO [245] beton pracuje w ten sposób do osiągnięcia ok. 30% wytrzymałości na ścisnienie. Natomiast według EUROKODU 2 [N1, N9] zakres ten sięga 40% f_{cm} . Drugim zakresem jest nieliniowy przyrost naprężeń względem odkształceń, który ma miejsce do momentu osiągnięcia szczytowego naprężenia ściskającego. Nieliniowość jest spowodowana spadkiem początkowej sztywności. Etap nieliniowego przyrostu naprężeń nazywany jest wzmocnieniem (ang. hardening). Ostatnim etapem jest osłabienie betonu ściskanego (ang. softening) polegające na nieliniowym spadku naprężeń przy wzroście odkształceń. Etap ten kończy się zniszczeniem próbki. Identyczny przebieg ma krzywa $\sigma - \varepsilon$, którą należy określić w modelu CDP (rysunek 5.1a).

Do określenia tej zależności wykorzystano krzywą z MC2010 [N3] pokazaną na rysunku 5.2 i opisaną równaniem:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \quad \text{dla} \quad |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}|, \quad (5.2)$$

gdzie: k - miara plastyczności będąca stosunkiem modułu sprężystości dla betonu po 28 dniach (E_{ci}) do modułu siecznego od początku układu do szczytu wykresu naprężeń ściskających (E_{c1}), η - stosunek odkształcenia ε_c do odkształcenia ε_{c1} odpowiadającego średniej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cm} . Moduł E_{ci} jest traktowany w MC2010 [N3] jako średnia wartość modułu sprężystości E_{cm} . Wzór (5.2) ma zastosowanie dla wartości odkształceń nieprzekraczających wartości granicznej $\varepsilon_{c,lim}$ podanego dla danej klasy betonu w MC2010 [N3].



Rysunek 5.2: Krzywa $\sigma_c - \varepsilon_c$ dla ściskania jedoosiowego według MC2010 [N3].

Dla parametrów betonu, które nie zostały doświadczalnie wyznaczone na drodze badań własnych, skorzystano z wartości parametrów zawartych w MC2010 [N3] odpowiadających klasie betonu C35, która jest odpowiednikiem klasy C35/45 według normy [N12]. Parametry dla betonu ściskanego zebrano w tabeli 5.1.

Tabela 5.1: Parametry betonu ściskanego klasy C35 według MC2010 [N3].

f_{ck}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	E_{ci}	E_{c1}	E_c	k	ε_{c1}	$\varepsilon_{c,lim}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[-]	[%]	[%]
35	45	43	35,0	18,2	31,4	1,92	-2,3	-3,5

W MC2010 [N3] wyodrębniono wartość zredukowanego modułu sprężystości betonu E_c dla sytuacji prowadzenia jedynie sprężystej analizy konstrukcji, w celu uwzględnienia początkowych odkształceń plastycznych powodujących nieodwracalne deformacje. Wartość E_c różni się w zależności od klasy betonu i jest zredukowana za pomocą współczynnika α_i , który uwzględnia wpływ wytrzymałości f_{cm} .

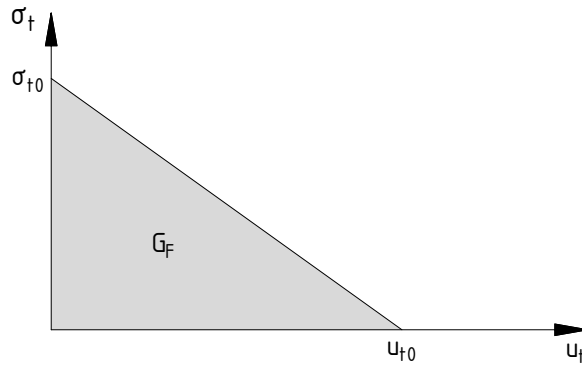
Przyjęto, że liniowa zależność naprężenie-odkształcenie kończy się, gdy naprężenie osiągnie wartość 40% szczytowej wartości naprężenia ściskającego. Założenie to determinowało wartość modułu sprężystości stosowanego w definicji CDP ($E_{c,0.4}$). Oprócz tego do pełnego określenia sprężystości należy określić wartość współczynnika Poissona ν_c . Zgodnie z MC2010 [N3] dla betonu współczynnik ν_c przyjmuje wartości z przedziału od 0,14 do 0,26. Ostatecznie przyjęto wartość 0,20.

Symulacje wykonywane w solverze Explicit programu ABAQUS wymagają podania gęstości materiału, która jest potrzebna do obliczania dynamicznych równań ruchu i sił bezwładności, a także uzyskiwania stabilności numerycznej oraz doboru poprawnych kroków czasowych. Dla betonu przyjęto gęstość $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Beton rozciągany jednoosiowo zachowuje się liniowo do około 60% wytrzymałości [245], natomiast według MC2010 [N3] do 90% średniej wytrzymałości f_{ctm} . Po przekroczeniu wartości szczytowej nie dochodzi do całkowitego zakończenia pracy na rozciąganie, lecz beton wchodzi w zakres osłabienia, co objawia się nagłym spadkiem naprężeń, a następnie wypłaszczeniem krzywej w końcowej fazie pracy (rysunek 5.1b). Oznacza to, że rozciągany beton przenosi także naprężenia po zarysowaniu. Efekt ten powszechnie znany jest pod angielskim terminem *tension stiffening*. W modelu CDP założono, że beton rozciągany zachowuje się liniowo aż do osiągnięcia szczytowego naprężenia rozciągającego.

O ile w przypadku definicji jednoosiowego ściskania model CDP wymaga posługiwania się odkształceniami, o tyle dla rozciągania zakres zachowania betonu po osiągnięciu maksymalnej wartości można określić na kilka sposobów. Pierwszym sposobem jest posługiwanie się również odkształceniami. Drugą opcją jest wykorzystanie przemieszczeń rysujących u_t . Krzywą relacji naprężenie-otwarcie rysy pozwalającą wykorzystać tę opcję opisano m.in. w biuletynie fib nr 42 [246], i zaadaptowano ją do MC2010 [N3]. Pole powierzchni pod wspomnianą krzywą jest równe energii pęknięcia G_F , czyli ilość energii wymaganej do propagacji rysy przy rozciąganiu na jednostkę powierzchni. Trzecią opcją jest określenie jedynie wartości energii pęknięcia oraz odpowiadającej wartości wytrzymałości na rozciąganie. Wówczas zależność naprężenie-przemieszczenie jest liniowa, co stanowi szczególny przypadek opcji drugiej. Do symulacji numerycznych została przyjęta trzecia opcja, którą zilustrowano na rysunku 5.3. Wartości energii pęknięcia zostały obliczone za pomocą wzoru podanego w MC2010 [N3]:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18}. \quad (5.3)$$



Rysunek 5.3: Definicja osłabienia betonu przy rozciąganiu w postaci krzywej $\sigma_t - u_t$.

Parametry betonu rozciąganego dla klasy C35 zostały przedstawione w tabeli 5.2.

Tabela 5.2: Parametry betonu rozciąganego klasy C35 według MC2010 [N3].

$f_{ctk,min}$	$f_{ctk,max}$	f_{ctm}
[MPa]	[MPa]	[MPa]
2,2	4,2	3,2

Model CDP w programie ABAQUS ma możliwość zdefiniowania uszkodzenia zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu. Jeżeli uszkodzenie nie zostałoby określone, wówczas model zachowywałby się jak model plastyczny. Zatem jest to działanie niezależne względem uplastycznienia. Zaleca się, aby określenie tabelarycznej definicji zmiennych uszkodzenia przy ściskaniu d_c i rozciąganiu d_t dokonywać dla tych samych wartości odkształceń/przemieszczeń, które są używane odpowiednio w tabelarycznych definicjach osłabienia betonu. Ponadto rekomenduje się, aby wartość zmiennej zniszczenia d była nie większa od 0,99, co odpowiada 99% redukcji sztywności (maksymalna dopuszczalna wartość to 1) [244]. W symulacjach numerycznych wykorzystano możliwość definicji uszkodzenia oraz zastosowano się do powyższych rekomendacji. Dla rozciągania skorzystano z określenia uszkodzenia poprzez liniowy

spadek przemieszczenia, co odpowiada przyjętej metodzie definicji efektu tension stiffening za pomocą naprężenia i energii pękania.

W przeprowadzonych symulacjach numerycznych wykorzystano różne wartości parametrów materiałowych dla betonu, w zależności od przyjętych założeń dla danego modelu (zob. tabele 3.4 i 3.5), których opis podano powyżej. Dla modeli oznaczonych jako „1” przyjęto wartości zebrane w tabeli 5.4. Natomiast dla modeli „2” i „3” zastosowano wartości pokazane w tabeli 5.4.

Tabela 5.3: Wartości parametrów dla betonu dla modeli „1”.

Model	ρ_c [kg/m ³]	ν_c [-]	E_{c1} [GPa]	E_{ct} [GPa]	$E_{c0,4}$ [GPa]	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	G_F [N/mm]	$ \varepsilon_{c1} $ [%]	$ \varepsilon_{c,lim} $ [%]
wszystkie	2500	0,20	18,200	35,000	32,184	43,00	3,20	0,1437	2,3	3,5

Tabela 5.4: Wartości parametrów dla betonu dla modeli „2” i „3”.

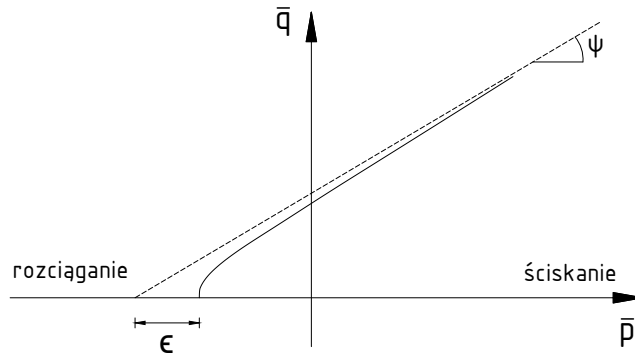
Model	ρ_c [kg/m ³]	ν_c [-]	E_{c1} [GPa]	E_{ct} [GPa]	$E_{c0,4}$ [GPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	G_F [N/mm]	$ \varepsilon_{c1} $ [%]	$ \varepsilon_{c,lim} $ [%]
G-C-10-5.0-2(3)	2500	0,20	17,690	34,580	31,458	41,50	3,17	0,1427	2,3	3,5
G-C-12-5.0-2(3)	2500	0,20	17,248	34,216	30,822	40,20	3,38	0,1419	2,3	3,5
G-C-16-5.0-2(3)	2500	0,20	17,690	34,580	31,458	41,50	2,78	0,1427	2,3	3,5
G-M20-10-5.0-2(3)	2500	0,20	17,262	34,227	30,841	40,24	2,77	0,1420	2,3	3,5
G-M20-12-5.0-2(3)	2500	0,20	17,207	34,182	30,763	40,08	2,76	0,1419	2,3	3,5
G-M20-16-5.0-2(3)	2500	0,20	17,523	34,443	31,219	41,01	2,44	0,1424	2,3	3,5

Oprócz określenia zachowania betonu ściskanego i rozciąganego w jednoosiowym stanie naprężenia, model CDP wymaga również podania wartości parametrów opisujących model konstytutywny określający kształt powierzchni potencjału plastycznego G i powierzchni plastyczności F . Parametry te umożliwiają opisanie betonu w złożonym stanie naprężenia.

W modelu CDP założono niestowarzyszone prawo płynięcia, co oznacza, że funkcja potencjału plastycznego nie jest tożsama z funkcją plastyczności. Powierzchnią potencjału plastycznego w CDP jest hiperboliczną powierzchnią DRUCKERA-PRAGERA określoną w przestrzeni południkowej $\bar{p} - \bar{q}$ dana wzorem:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi, \quad (5.4)$$

gdzie: ϵ - mimośrodowość, σ_{t0} - wytrzymałość betonu na rozciąganie w stanie jednoosiowym (zob. rysunek 5.1b, 5.3), ψ - kąt dyatacji, $\bar{q}$ - ekwiwalentne efektywne naprężenie H-M-H, $\bar{p}$ - ekwiwalentne naprężenie hydrostatyczne. Interpretacja geometryczna opisanych symboli została pokazana na rysunku 5.4.



Rysunek 5.4: Interpretacja geometryczna powierzchni plastyczności w modelu CDP w płaszczyźnie $\bar{p} - \bar{q}$ [244].

Powierzchnia plastyczności modelu CDP wykorzystuje propozycję LUBLINERA I IN. [240] oraz modyfikację LEE I FENVESA [241]. Równanie tej powierzchni oraz wielkości pomocnicze są następujące:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta\langle\hat{\sigma}_{\max}\rangle - \gamma\langle\hat{\sigma}_{\max}\rangle) - \bar{\sigma}_c = 0, \quad (5.5a)$$

$$\alpha = \frac{\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} - 1}{2 \cdot \frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} - 1} \quad \text{dla} \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5, \quad (5.5b)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha), \quad (5.5c)$$

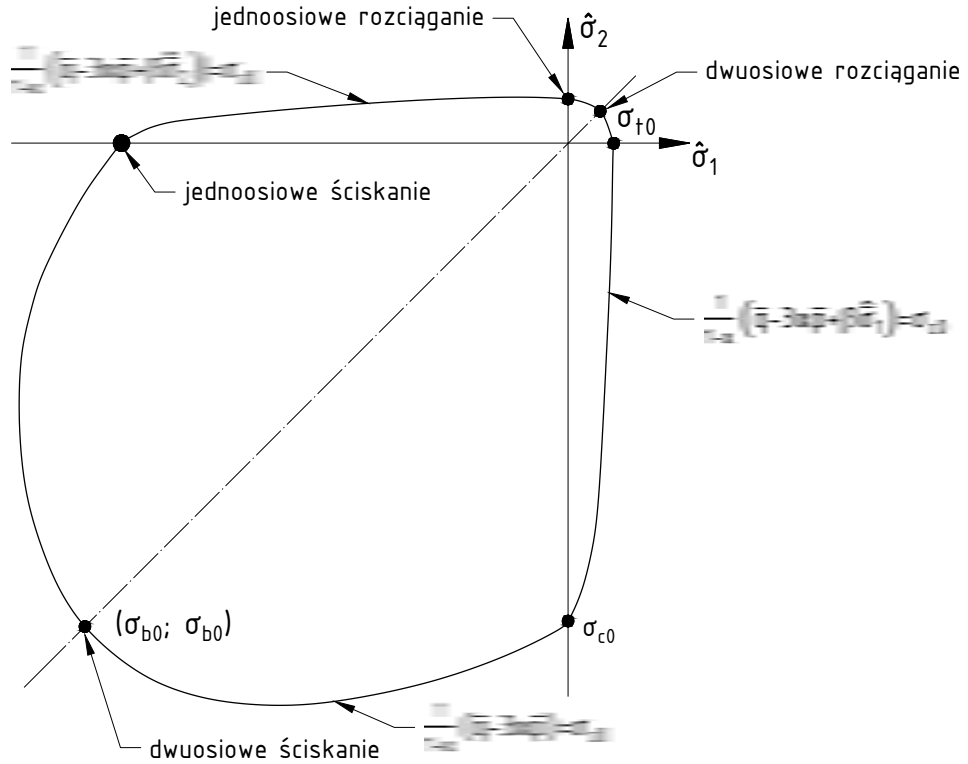
$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}, \quad (5.5d)$$

gdzie: $\hat{\sigma}_{\max}$ - maksymalne efektywne naprężenie główne, σ_{b0} - wytrzymałość betonu na ściskanie w stanie dwuosiowym, σ_{c0} - wytrzymałość betonu na ściskanie w stanie jednoosiowym, $\bar{\sigma}_c$ - efektywne naprężenie ściskające będące funkcją ekwiwalentnych odkształceń plastycznych $\bar{\varepsilon}_c^{pl}$, $\bar{\sigma}_t$ - efektywne naprężenie rozciągające będące funkcją ekwiwalentnych odkształceń plastycznych $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$, K_c - parametr związany z kształtem przekroju dewiatorowego powierzchni plastyczności.

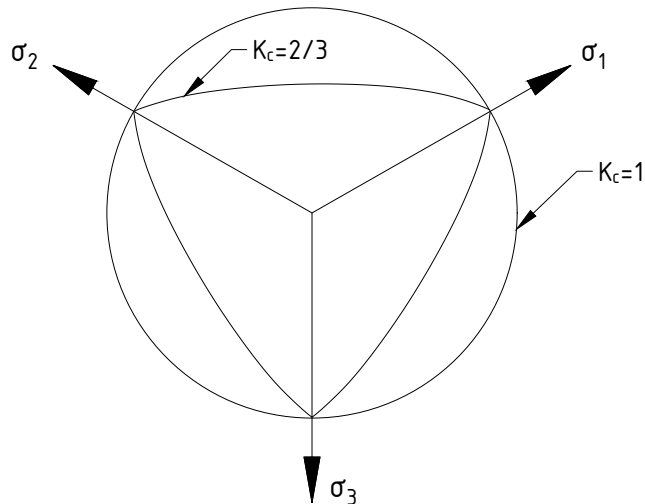
W modelu CDP wymaganymi parametrami, których wartość należy podać są: kąt dyatacji ψ , mimośrodowość ϵ , stosunek wytrzymałości betonu na ściskanie w stanie dwuosiowym do stanu jednoosiowego σ_{b0}/σ_{t0} oraz parametr związany z kształtem przekroju dewiatorowego powierzchni plastyczności K_c . Dwa pierwsze wymienione parametry dotyczą powierzchni potencjału plastycznego, zaś dwa pozostałe powierzchni plastyczności.

Kąt dyatacji ψ jest mierzony w płaszczyźnie $\bar{p}-\bar{q}$ przy wysokim naprężeniu krępującym. Natomiast mimośrodowość ϵ ustala szybkość, z jaką funkcja hiperboliczna zbliża się do asymptoty (zob. rysunek 5.4). Wartością domyślną parametru ϵ jest 0,1 [244]. Przyjęcie za $\epsilon = 0$ oznacza, że powierzchnia potencjału plastycznego staje się prostą, podobnie jak w klasycznej hipotezie Druckera-Pragera.

Parametr σ_{b0}/σ_{t0} określa punkt, w którym materiał zostaje zniszczony w wyniku dwuosiowego ściskania. Klasycznymi badaniami betonu w dwuosiowym stanie naprężenia są testy KUPFERA I IN. [247]. Z testów tych wynika, że wytrzymałość na równomierne, dwuosiowe ściskanie wynosi $\sigma_{b0} = 1,16248\sigma_{c0}$, natomiast największa wytrzymałość dla ściskania dwuosiowego to $\sigma_{b0} = 1,28767\sigma_{c0}$ dla stosunku naprężeń głównych $\sigma_2/\sigma_3 = 0,63$. Na rysunku 5.5 pokazano powierzchnię plastyczności w płaskim stanie naprężenia zawartą w dokumentacji programu ABAQUS [244]. Określono tam również domyślną wartość σ_{b0}/σ_{t0} równą 1,16. Model CDP stanowi modyfikację hipotezy Druckera-Pragera. Modyfikacja polega na zmianie kształtu powierzchni plastyczności w przekroju dewiatorowym. W hipotezie Druckera-Pragera jest to okrąg, zaś w modelu CDP przypomina on trójkąt Reuleauxa (rysunek 5.6) regulowany przez parametr K_c , który może przyjmować wartości z przedziału od 0,5 do 1,0. Wartością domyślną według dokumentacji programu ABAQUS [244] jest 2/3. Przyjęcie za K_c wartości 1 oznacza otrzymanie przekroju kołowego.



Rysunek 5.5: Powierzchnia plastyczności w płaskim stanie naprężenia [244].



Rysunek 5.6: Interpretacja geometryczna powierzchni plastyczności w modelu CDP w przekroju dewiatorowym [244].

Dodatkowym parametrem, który można określić w modelu CDP dla obliczeń wykonywanych w ABAQUS Standard jest parametr lepkości μ . Ma on za zadanie poprawić zbieżność modelu w zakresie osłabienia materiału, bez pogorszenia wyników. W praktyce wartość ta zwykle jest niewiele większa od 0 (domyślną wartością jest 0, co jest równoznaczne z brakiem regularyzacji).

Wartości parametrów zastosowanych w symulacjach MES testów pull-out zostały przedstawione w tabeli 5.5. Do identyfikacji parametrów modelu CDP niezbędne jest przeprowadzenie badań: jednoosiowego ściskania i rozciągania, dwuosiowego zniszczenia w płaskim stanie naprężenia, w trójosiowym stanie naprężenia [242, 243]. Ponieważ komplet badań nie wchodzi w zakres tej pracy, wobec tego należało posłużyć się innymi wartościami. Założono

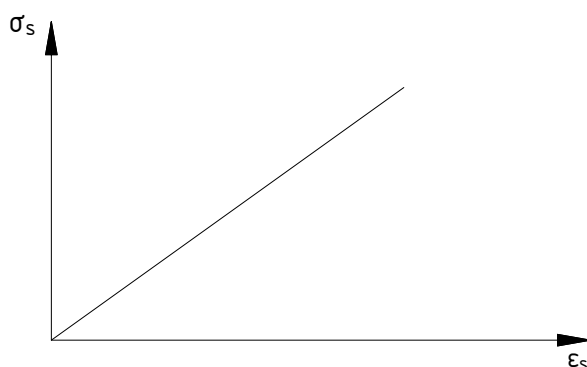
domyślne wartości parametrów ϵ , σ_{b0}/σ_{t0} i K_c według [244]. Kąt dyatacji ψ przyjęto jako 31° na podstawie artykułu SEOKA I IN. [32], w którym opisano podobne symulacje numeryczne do tych z niniejszej pracy. W obliczeniach wykonywanych w ABAQUS Standard określono parametr lepkości μ jako 0,001.

Tabela 5.5: Parametry modelu CDP zastosowane w symulacjach MES testów pull-out.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{t0}	K_c	μ
31°	0,1	1,16	0,67	0,001

5.1.2 Model stali zbrojeniowej

Do symulacji numerycznych testu pull-out wykorzystano model liniowo-sprężysty dla stali zbrojeniowej (rysunek 5.7).



Rysunek 5.7: Model liniowo-sprężysty dla stali zbrojeniowej zastosowany w symulacjach numerycznych.

Wybór modelu był podyktowany obserwacją z przeprowadzonych badań, że naprężenia w pręcie zwykle nie przekraczały granicy plastyczności stali jaką określono na podstawie badań własnych prętów zbrojeniowych (por. tabele 4.11, 4.12, 4.13). Wobec tego w programie ABAQUS należało zdefiniować tylko zakres sprężysty pracy materiału, czyli moduł sprężystości E_s oraz współczynnik Poissona ν_s . W symulacjach, w których nie wykorzystano wyników badań własnych, czyli dla modeli oznaczonych cyfrą „1” (zob. tabela 3.4), przyjęto E_s równe 200 GPa, co odpowiada modułowi Younga podanego w MC2010 [N3] oraz EC2 [N1, N9] do celów projektowych. W przypadku modeli z oznaczeniem „2” i „3” (zob. tabele 3.4 i 3.5) przyjęto wartości parametrów zestawione w tabeli 5.6.

Tabela 5.6: Wartości parametrów dla stali zbrojeniowej dla modeli „2” i „3”.

Model	ρ_s [kg/m ³]	ν_s [-]	E_s [GPa]
G-C-10-5.0-2	7850	0,33	206
G-C-12-5.0-2	7850	0,33	211
G-C-16-5.0-2	7850	0,33	214
G-M20-10-5.0-2	7850	0,33	206
G-M20-12-5.0-2	7850	0,33	211
G-M20-16-5.0-2	7850	0,33	214

Gęstość stali ustalono na $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$, zaś współczynnik Poissona ν_s przyjęto jako 0,33.

5.2 Modelowanie przyczepności

Istnieją różne metody odwzorowywania współpracy pręta zbrojeniowego z betonem w symulacjach numerycznych. Zostały one wymienione w podrozdziale 2.1.4.1. W niniejszej pracy symulacje MES testów pull-out zostały wykonane z wykorzystaniem dwóch metod modelowania pracy styku pręt-beton.

Pierwsza to metoda oparta na zastosowaniu powierzchni kohezyjnej (ang. Contact Cohesive Behavior, CCB) dostępna w programie ABAQUS [244]. Polega ona na wymodelowaniu pręta gładkiego, któremu przypisuje się odpowiednie dla tej metody parametry charakteryzujące oddziaływanie z betonem. Zaletą tej metody jest stosunkowo prosta definicja poszczególnych etapów mechanizmu przyczepności. Wadą jest brak możliwości obserwacji przyczepności w okolicy zębra pręta, wynikający z zastosowania pręta gładkiego.

Dруга metoda to podejście geometryczne. W tym przypadku do symulacji numerycznej wykorzystuje się pręt żebrowany. Dzięki temu współpraca pręta i betonu wynika wprost z geometrii zbrojenia. Zaletą tego rozwiązania jest możliwość obserwacji przyczepności w pobliżu zębra pręta, co jest istotą analizy przyczepności w skali zębra. Minusem tej metody jest czasochłonność związana z dłuższym okresem przygotowywania modelu, pokonywaniem problemów natury numerycznej oraz dłuższym czasem trwania obliczeń. W kolejnych podrozdziałach zostały omówione wspomniane metody modelowania przyczepności.

5.2.1 Metoda powierzchni kohezyjnej

Jedną z metod modelowania przyczepności pręta zbrojeniowego do betonu jest wykorzystanie kohezji. W programie ABAQUS do tego celu można wykorzystać kohezyjną powierzchnię kontaktu dostępną w metodzie CCB [244]. Metoda ta jest oparta na zależności trakcja-separacja, co w kontekście testu pull-out można traktować jako zależność przyczepność-poślizg. W symulacjach zastosowano interakcję typu powierzchnia do powierzchni (ang. surface-to-surface, StS), wybierając jako powierzchnię pierwszą (master) gładki pręt na długości przyczepności oraz powierzchnię drugą (slave) otaczający beton. W definicji metody CCB przyjęto zachowanie prostopadłe do powierzchni kontaktu typu „twardy kontakt”. Dla zachowania stycznego nie uwzględniono tarcia, ponieważ zostało ono wzięte pod uwagę w definicji krzywej $\tau_b - s$.

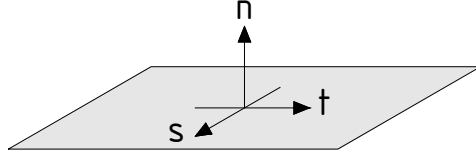
Zależność trakcja-separacja w metodzie CCB początkowo zakłada zachowanie liniowo-sprężyste do momentu inicjacji uszkodzenia, a następnie rozwój niszczenia. Zachowanie liniowo-sprężyste wyrażone jest za pomocą równania:

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K}\delta. \quad (5.6)$$

gdzie: $\mathbf{t}$ - wektor naprężenia przyczepności (trakcji), $\mathbf{K}$ - macierz sztywności połączenia, δ - wektor poślizgu (separacji). W badaniu pull-out zarówno podczas eksperymentu, jak i w symulacjach numerycznych, praktyczne znaczenie dla pracy styku pręt-beton ma tylko jeden kierunek styczny równoległy do kierunku wyrywania pręta. Wobec tego skorzystano z opcji niezwiązanego zachowania zależności trakcja-separacja (ang. uncoupled traction-separation behavior). Wówczas zachowanie liniowo-sprężyste ma postać:

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & K_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K}\delta. \quad (5.7)$$

Konsekwencją wyboru opcji „uncoupled” jest konieczność podania wartości sztywności jedynie dla składowych macierzy $\mathbf{K}$ znajdujących się na głównej przekątnej. Definicja wspomnianych kierunków została pokazana na rysunku 5.8.



Rysunek 5.8: Kierunki w metodzie CCB dla opcji „uncoupled”.

W rezultacie korzystając ze wzoru (5.7) można wyznaczyć poszczególne składowe wektora $\mathbf{t}$:

$$t_n = K_{nn}\delta_n, \quad (5.8a)$$

$$t_s = K_{ss}\delta_s, \quad (5.8b)$$

$$t_t = K_{tt}\delta_t. \quad (5.8c)$$

Przyjęto, że liniowa zależność przyczepność-poślizg występuje do zakresu 20% szczytowego naprężenia przyczepności [2], co koresponduje z zakresem działania adhezji i tarcia jako I etapu mechanizmu przyczepności (zob. podrozdział 2.3.2). Zatem wyznaczenie początkowej sztywności przyczepności $K_{b,0}$ na kierunkach stycznych ($K_{b,0} = K_{ss} = K_{tt}$) sprowadza się do obliczenia ilorazu 20% szczytowego naprężenia przyczepności i odpowiadającego poślizgu. Sztywność na kierunku normalnym K_{nn} można przyjąć jako 100-krotność sztywności na kierunkach stycznych ($K_{nn} = 100K_{b,0}$) [248].

W metodzie CCB inicjacja niszczenia, czyli proces degradacji początkowej sztywności połączenia $K_{b,0}$, rozpoczyna się, gdy zostaje spełniony warunek wybranego kryterium inicjacji określony we właściwościach zniszczenia. W przeprowadzonych symulacjach zastosowano kryterium maksymalnego naprężenia nominalnego (tzw. MAXS), które opisane jest wzorem:

$$\max \left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1. \quad (5.9)$$

gdzie naprężenia (trakcje) z górnym indeksem „0” odpowiadają naprężeniom inicjującym niszczenie. Nawiasy Macaulay’a „ $\langle \rangle$ ” są używane, aby zaznaczyć, że samo ściskanie nie prowadzi do rozpoczęcia procesu degradacji materiału. Tylko działanie sił rozciągających lub ścinających może zapoczątkować uszkodzenie. Spełnienie kryterium oznacza otrzymanie wartości nie mniejszej od 1 ze wzoru (5.10).

Proces niszczenia w metodzie CCB może być kontrolowany na kilka sposobów. Do symulacji numerycznych testu pull-out wykorzystano opcję ewolucji niszczenia przez przemieszczenie. Definicja degradacji sztywności połączenia została podana tabelarycznie za pomocą skalarnej zmiennej D , która może przyjmować wartości z przedziału od 0 (brak degradacji sztywności) do 1 (pełna degradacja). Wartość zmiennej D oblicza się ze wzoru:

$$D = 1 - \frac{t}{\bar{t}}, \quad (5.10)$$

gdzie: t - rzeczywiste naprężenie (przyczepności) spowodowane degradacją $K_{b,0}$ dla danego poślizgu s , $\bar{t}$ - naprężenie (przyczepności) dla $K_{b,0}$ dla danego s . W tabelarycznej definicji procesu osłabienia dla obliczonych D należy również podać odpowiadające im przemieszczenia (poślizgi) plastyczne, czyli poślizgi pomniejszone o poślizgi sprężyste.

Podobnie jak przy definiowaniu zachowania kohezyjnego, tak i przy zniszczeniu, posługuje się krzywą przyczepność-poślizg. Krzywa $\tau_b - s$ może pochodzić z badań lub z gotowego modelu przyczepności, na przykład z takich jak te opisane w podrozdziale 2.4.1. Zgodnie z przyjętym zakresem analizy numerycznej (tabela 3.4) zastosowano zarówno model przyczepności zawarty w MC2010 [N3], jak i krzywe reprezentatywne z badań doświadczalnych.

Do modeli numerycznych z oznaczeniem „1” i „2” wykorzystano krzywe dla zniszczenia przyczepności przez wyrwanie oraz parametry pokazane w tabeli 2.4 dla dobrych warunków przyczepności. Mimo że przyczepność w próbkach z serii C-16-5.0 była niszczona przez rozłupanie, w modelu numerycznym również użyto krzywej dla wyrwania. Decyzja ta była podyktowana faktem, że krzywe odpowiadające zniszczeniu przyczepności przez rozłupanie cechują się niemal pionowym spadkiem naprężeń τ_b , czyli ostrym punktem, który wynika z nagłego i całkowitego zniszczenia współpracy między prętem a betonem. Takie krzywe okazały się być kłopotliwe do wykorzystania w symulacjach numerycznych, ponieważ powodują one problemy z konwergencją, prawidłowym interpolowaniem wartości między punktami danych oraz zwiększają ryzyko lokalnej niestabilności w modelu. Rozłupanie można potraktować jako przedwczesne zniszczenie przyczepności, ponieważ gdyby zostało zapewnione odpowiednio wysokie skrępowanie pręta w betonie, doszłoby do wyrwania. Wobec tego, aby wyeliminować wyżej opisany problem, do symulacji MES tej serii zdecydowano się zastosować krzywą przeznaczoną dla zniszczenia przez wyrwanie. Krzywe z symulacji numerycznej dla serii C-16-5.0 będą porównywane tylko do wartości szczytowego naprężenia przyczepności otrzymanego dla krzywej reprezentatywnej z badań.

Aby najwierniej odwzorować badanie laboratoryjne w modelu numerycznym należy poddać kalibracji krzywą przyczepność-poślizg, według której definiowane są wartości parametrów metody CCB. Kalibracja dla modeli z oznaczeniem „3” była prowadzona metodą iteracyjną. W iteracji zerowej wykorzystano oryginalną reprezentatywną krzywą z eksperymentu dla wybranej serii. Wyjątek stanowił model G-C-16-5.0, do którego w iteracji zerowej zastosowano krzywą z modelu G-C-16-5.0-2. W rezultacie uzyskano nową krzywą z obliczeń MES. Następnie po jej przeanalizowaniu modyfikowano oryginalną krzywą w zakresie szczytowego naprężenia przyczepności oraz poślizgu przed i po tym naprężeniu. Kolejnym krokiem było użycie zmodyfikowanej krzywej przyczepność-poślizg w symulacji MES i ponowne porównanie rezultatu symulacji z oryginalną krzywą doświadczalną. W większości przypadków wystarczyły 3-4 iteracje, aby uzyskać zadowalającą zbieżność krzywej z numeryki z krzywą z badań.

Dobór wartości parametrów metody CCB wynikał z ręcznej modyfikacji zależności naprężenie przyczepności-poślizg uzyskanej z doświadczeń. Krzywą zwykle dzielono na dwie części. Pierwsza część obejmowała poślizgi od 0 do s_1 , czyli do poślizgu odpowiadającemu naprężeniu $\tau_{b,max}$. Druga część obejmowała pozostały zakres. Poślizgi z pierwszej i drugiej części były modyfikowane oddzielnie. Oprócz poślizgów zmieniano również wartość szczytowego naprężenia τ_b . Przyczyny doboru takich parametrów do kalibracji omówiono w podrozdziale 5.4.1.2.

W tabeli 5.7 zebrano wartości parametrów dla modeli numerycznych oznaczonych cyfrą „1”, czyli opartych w całości na wartościach wynikających z przyjętej do analiz klasy betonu. Za c_{clear} przyjęto różnicę rozstawu i szerokości żeber pręta dla odpowiednich średnic zgodnie z tabelami 4.14, 4.15 i 4.16. Natomiast w tabeli 5.8 pokazano wartości parametrów dla modeli numerycznych oznaczonych jako „2”, to jest modeli, w których wykorzystano wyniki badań własnych materiałów oraz rezultaty przeprowadzonych eksperymentów pull-out.

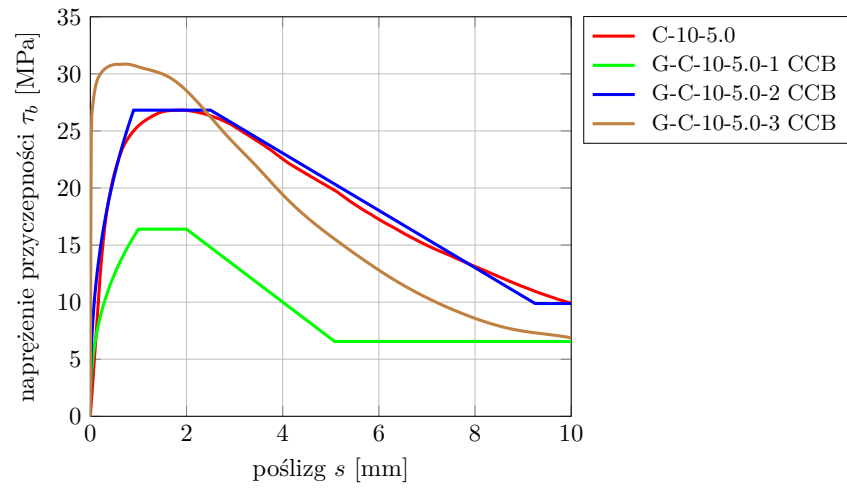
Tabela 5.7: Wartości parametrów dla betonu dla modeli „1”.

	G-C-10-5.0-1	G-C-12-5.0-1	G-C-16-5.0-1
$\tau_{b,max}$ [MPa]	16,39	16,39	16,39
s_1 [mm]	1,00	1,00	1,00
s_2 [mm]	2,00	2,00	2,00
s_3 [mm]	5,08	5,34	8,20
α [-]	0,40	0,40	0,40
$\tau_{b,f}$ [MPa]	6,56	6,56	6,56

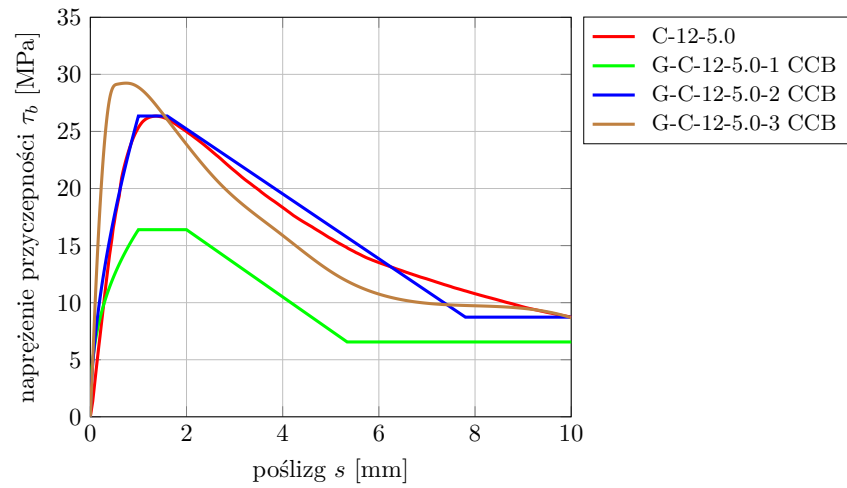
Tabela 5.8: Wartości parametrów dla betonu dla modeli „2”.

	G-C-10-5.0-2	G-C-12-5.0-2	G-C-16-5.0-2
$\tau_{b,max}$ [MPa]	26,82	26,35	16,11
s_1 [mm]	0,90	1,00	0,60
s_2 [mm]	2,50	1,60	0,60
s_3 [mm]	9,30	7,80	10,00
α [-]	0,41	0,58	0,50
$\tau_{b,f}$ [MPa]	9,88	8,73	nd.

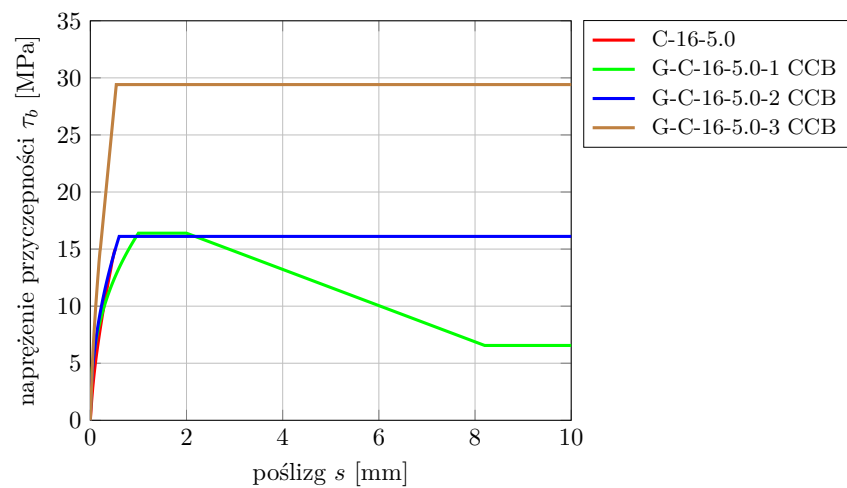
Na rysunkach 5.9 i 5.10 pokazano krzywe przyczepność-poślizg wykorzystane w modelach numerycznych oraz odpowiadające reprezentatywne krzywe $\tau_b - s$ uzyskane z doświadczeń.



(a) Próbkki centryczne: $d_b = 10\text{mm}$, $l_b/d_b = 5,0$

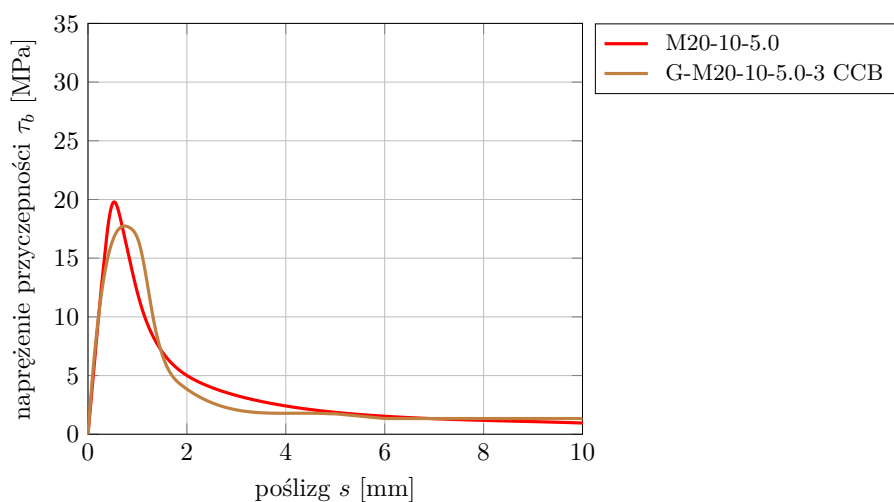


(b) Próbkki centryczne: $d_b = 12\text{mm}$, $l_b/d_b = 5,0$

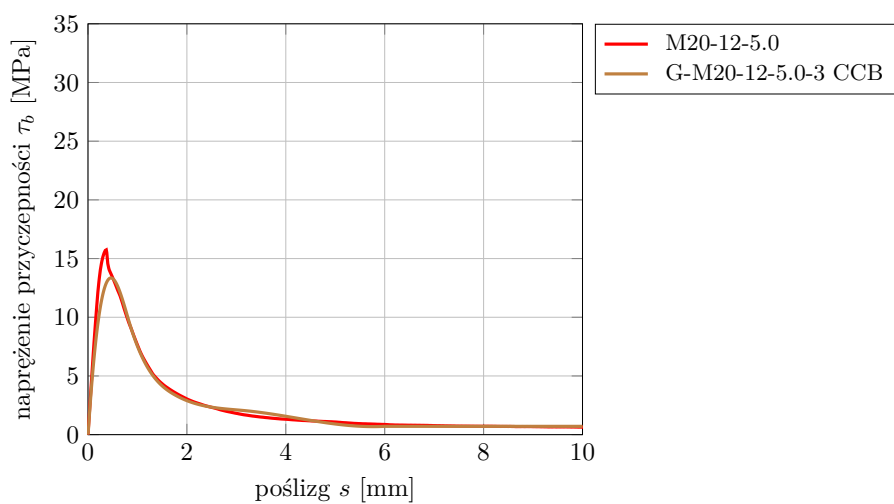


(c) Próbkki centryczne: $d_b = 16\text{mm}$, $l_b/d_b = 5,0$

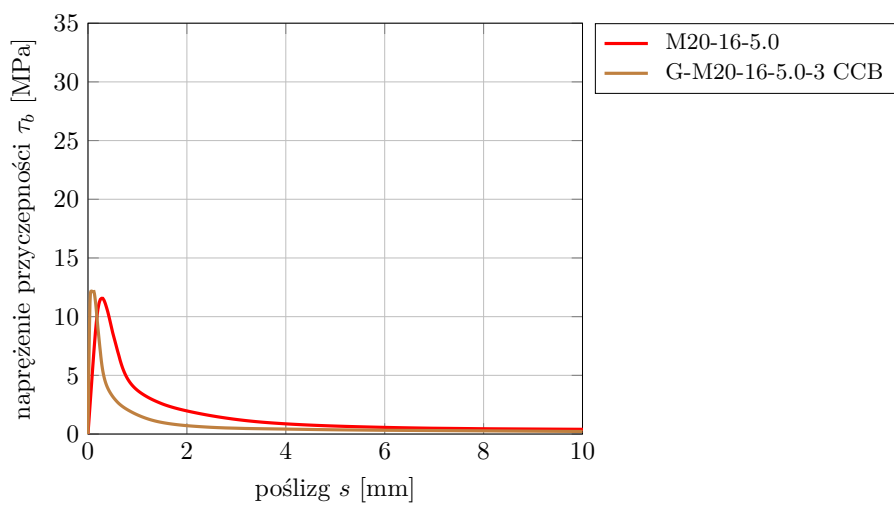
Rysunek 5.9: Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek C modeli CCB „1”, „2” i „3” oraz z doświadczeń.



(a) Próbkki mimośrodowe M20: $d_b = 10mm$, $l_b/d_b = 5,0$



(b) Próbkki mimośrodowe M20: $d_b = 12mm$, $l_b/d_b = 5,0$



(c) Próbkki mimośrodowe M20: $d_b = 16mm$, $l_b/d_b = 5,0$

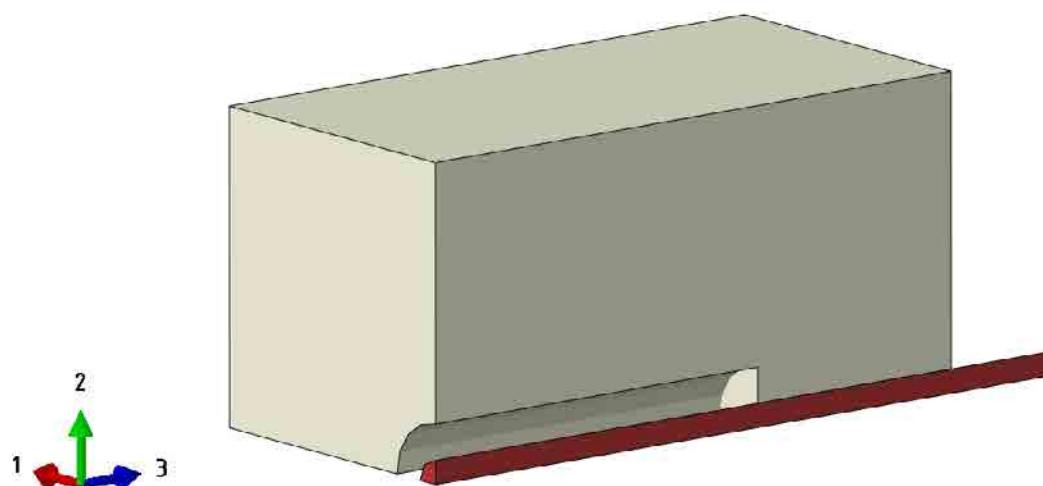
Rysunek 5.10: Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek M20 modeli CCB „3” oraz z doświadczeń.

Symulacje numeryczne testu pull-out metodą CCB zostały przeprowadzone za pomocą solveru ABAQUS Standard, który stosuje się w przypadku problemów statycznych i quasi-statycznych oraz przy wolnozmiennych procesach nieliniowych. Przy tworzeniu modeli numerycznych wykorzystano symetrię. Próbki centryczne były bisymetryczne, zatem wymodelowano jedną ćwiartkę próbki, natomiast próbki mimośrodowe były symetryczne względem jednej płaszczyzny, wobec tego wymodelowano połowę próbki. Symetria została uwzględniona w modelach poprzez odpowiednie warunki brzegowe. Widoki przykładowych modeli z próbką centryczną i mimośrodową pokazano na rysunkach 5.11 i 5.12.

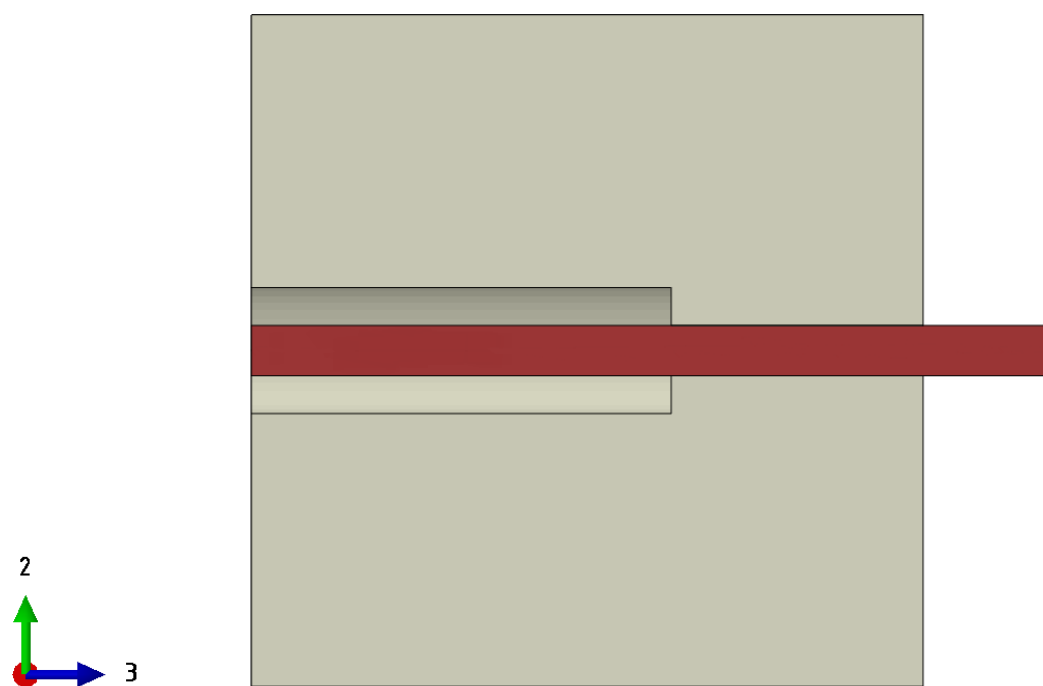
Obciążenie w symulacjach MES było przykładane analogicznie jak w badaniach doświadczalnych, czyli jako monotoniczny przyrost przemieszczenia betonowego bloku z tempem 1 mm/min do przemieszczenia równego 10 mm (zob. podrozdział 3.2.2).

W modelach numerycznych zostały wykorzystane ośmiowęzłowe elementy bryłowe o zredukowanym całkowaniu C3D8R. Zastosowano dwie gęstości siatek elementów skończonych w modelu. Rzadszą siatkę użyto w części betonowego bloku, w której pręt nie miał z nim styku. Dwa razy gęstsza siatkę zastosowano w pozostałej części modelu.

Dobór wielkości siatki elementów skończonych w modelach CCB był podyktowany rezultatami przeprowadzonej analizy zbieżności. Przedmiotem analizy była próbka centryczna z prętem zbrojeniowym o średnicy 12 mm i długości zakotwienia równej 60 mm (element badawczy serii C-12-5.0). Do analizy wykorzystano trzy jednakowe modele różniące się wielkością siatek elementów skończonych: 2/4, 3/6 i 6/12 mm, gdzie pierwsza wartość oznacza rozmiar siatki gęstszej, druga rzadszej. Sprawdzono wpływ zagęszczenia siatki na: główne naprężenia ściskające (rysunek 5.14) i rozciągające (rysunek 5.15) w betonie w chwili osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności oraz odpowiadające przemieszczenia na kierunku działania siły wyrywającej (oś 3) (rysunek 5.16), a także krzywą przyczepność-poślizg (rysunek 5.17). Podsumowanie analizy pokazano w tabeli 5.9.

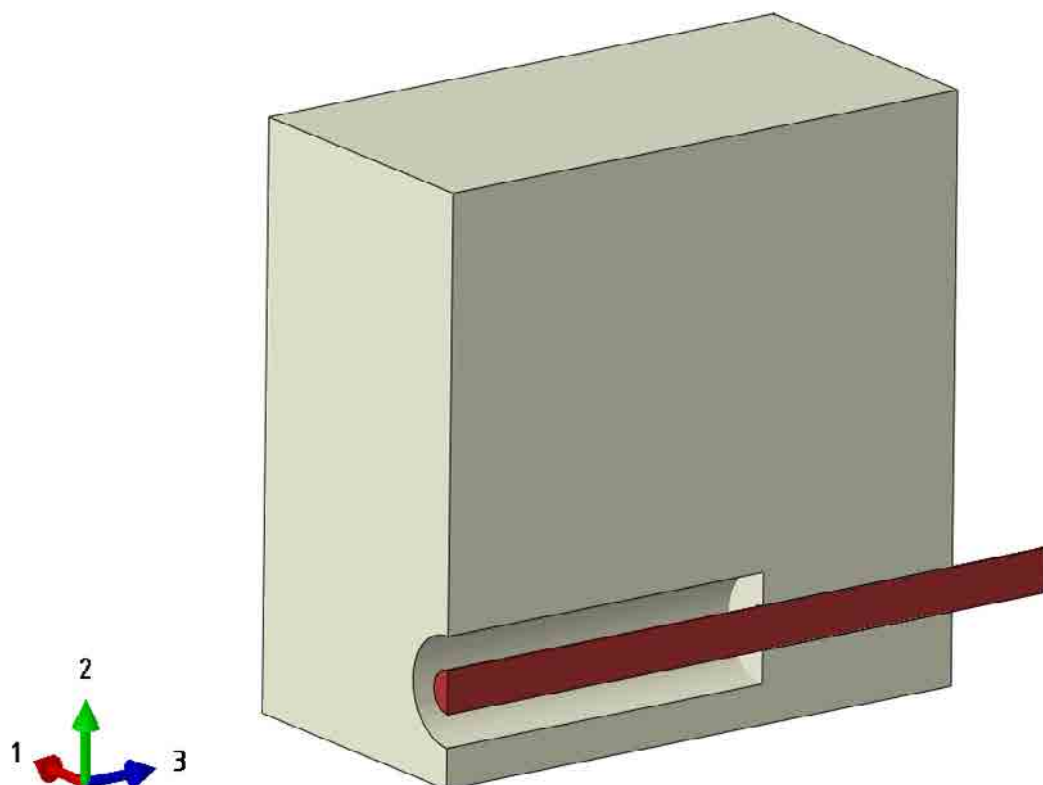


(a) Widok w perspektywie

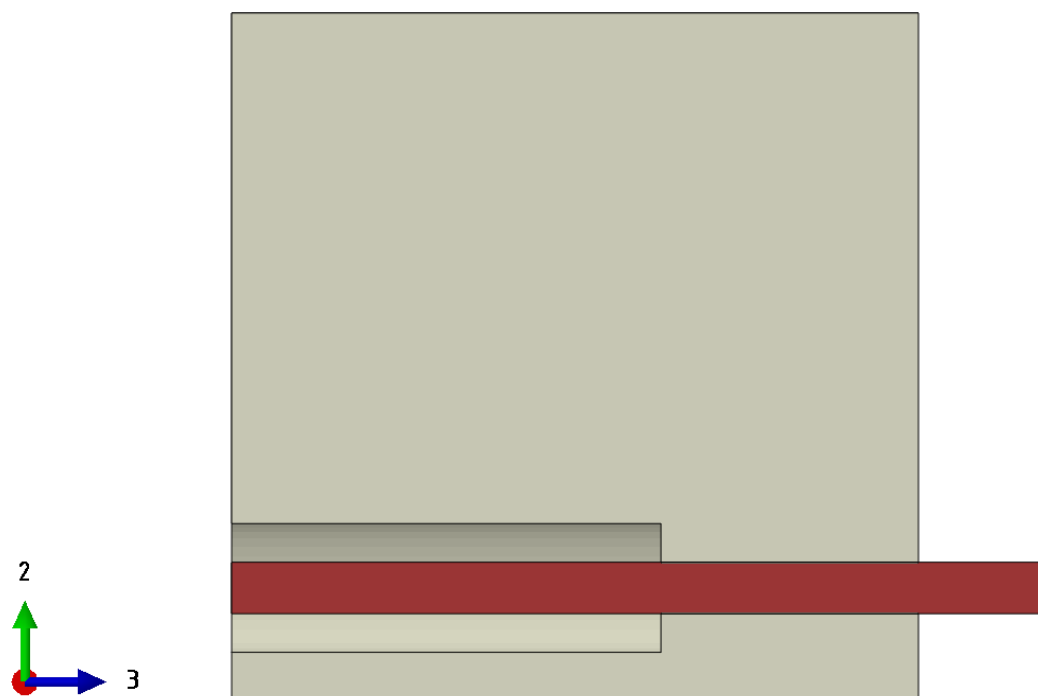


(b) Widok w przekroju (zastosowano lustrzane odbicie względem płaszczyzny 1-2)

Rysunek 5.11: Widoki modelu przykładowej próbki centrycznej.

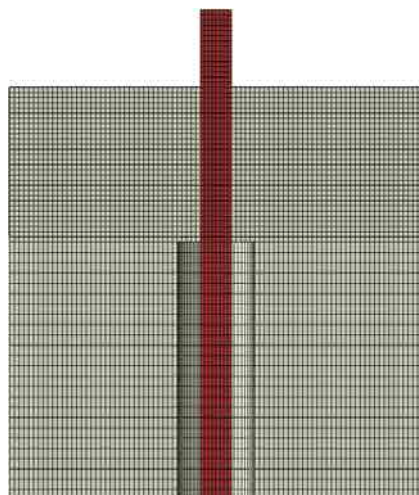


(a) Widok w perspektywie

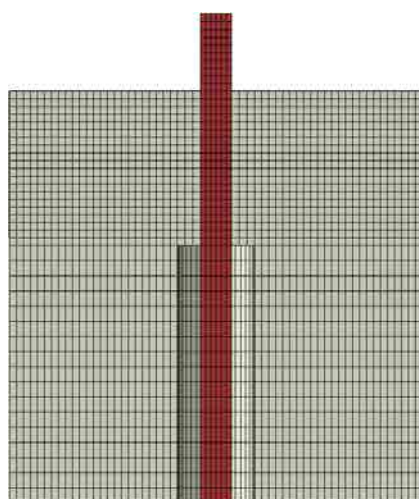


(b) Widok w przekroju

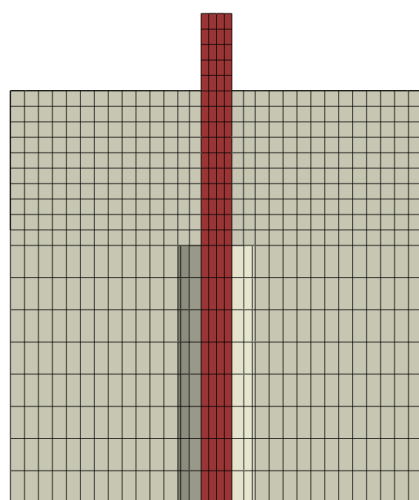
Rysunek 5.12: Widoki modelu przykładowej próbki mimosrodowej.



Siatka 2/4 mm

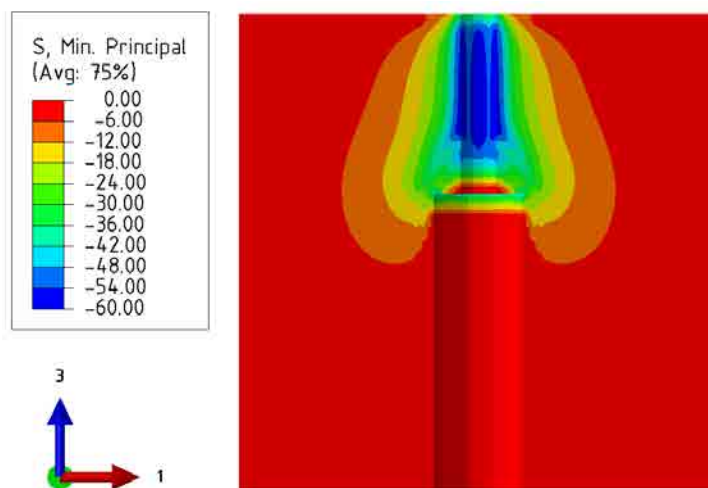


Siatka 3/6 mm

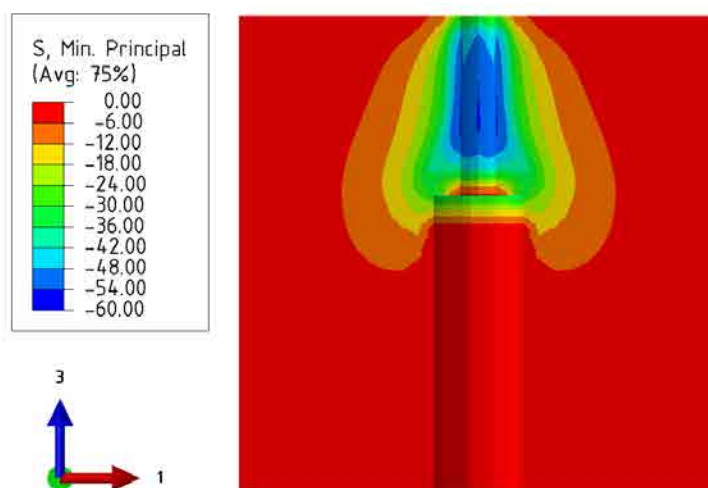


Siatka 6/12 mm

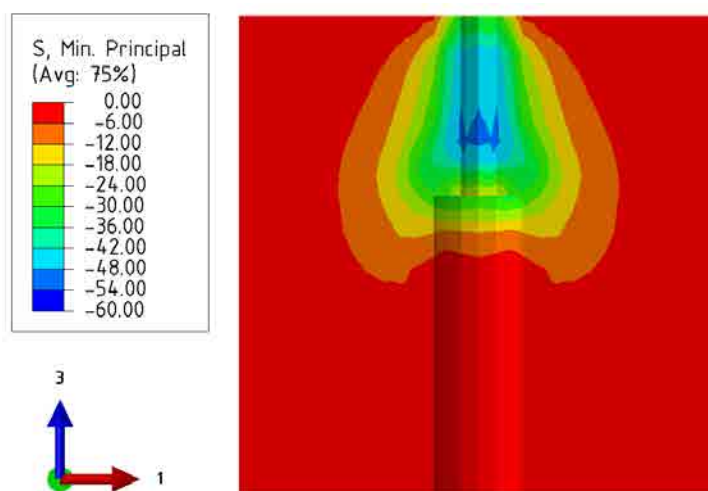
Rysunek 5.13: Różne wielkości siatek ES wykorzystane w analizie zbieżności.



Siatka 2/4 mm

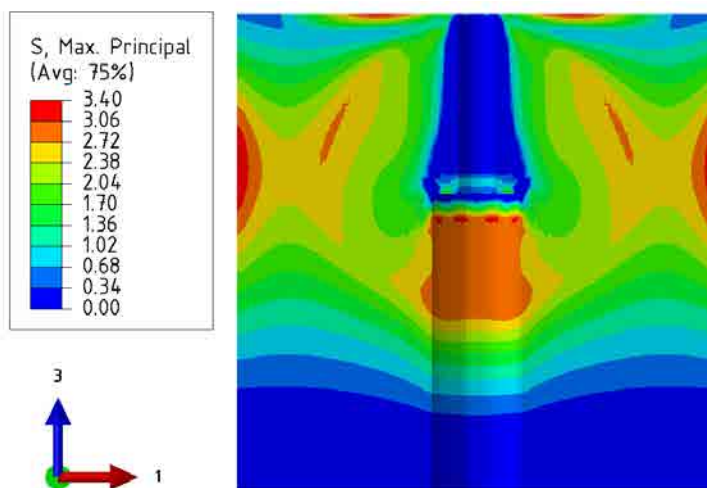


Siatka 3/6 mm

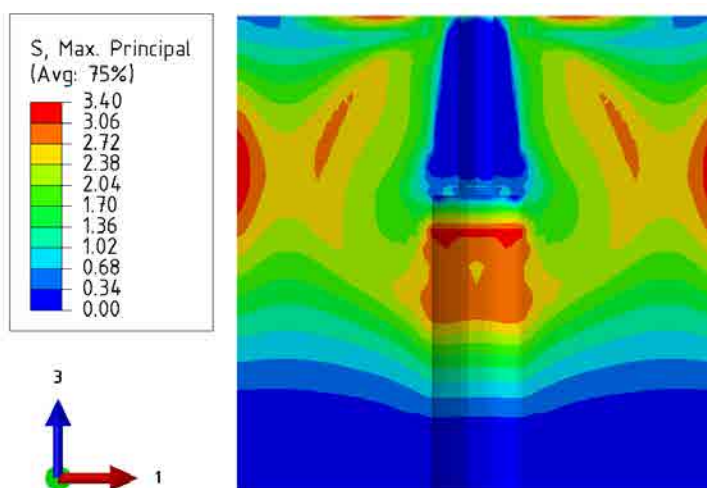


Siatka 6/12 mm

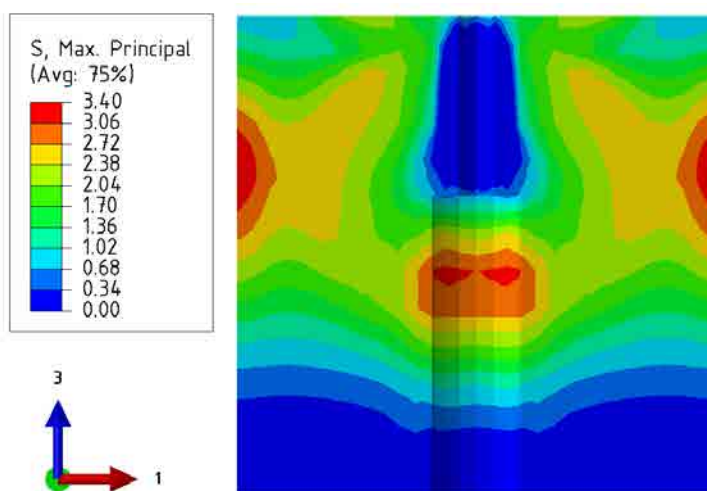
Rysunek 5.14: Główne naprężenia ściskające dla różnych wielkości elementów skończonych.



Siatka 2/4 mm

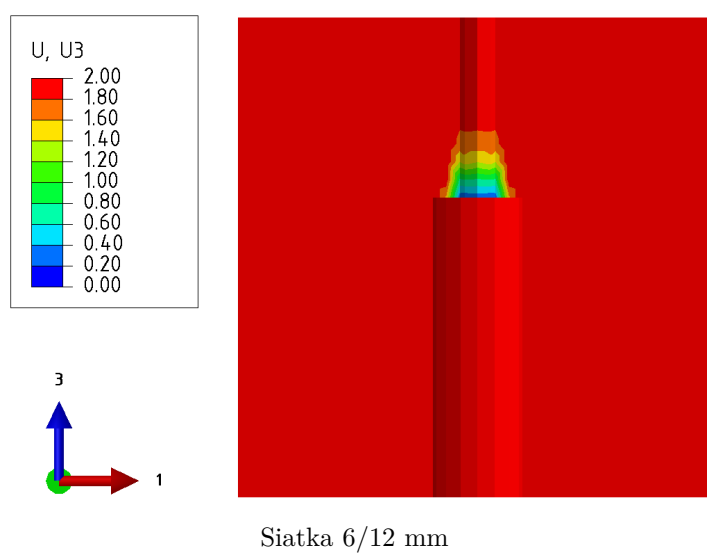
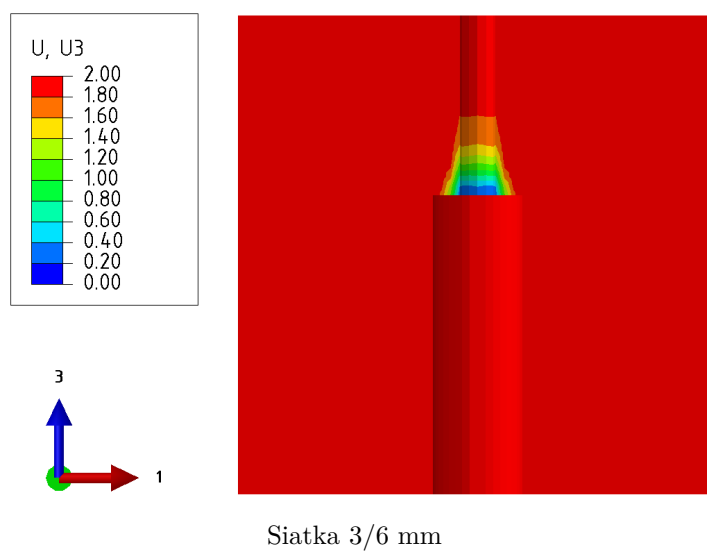
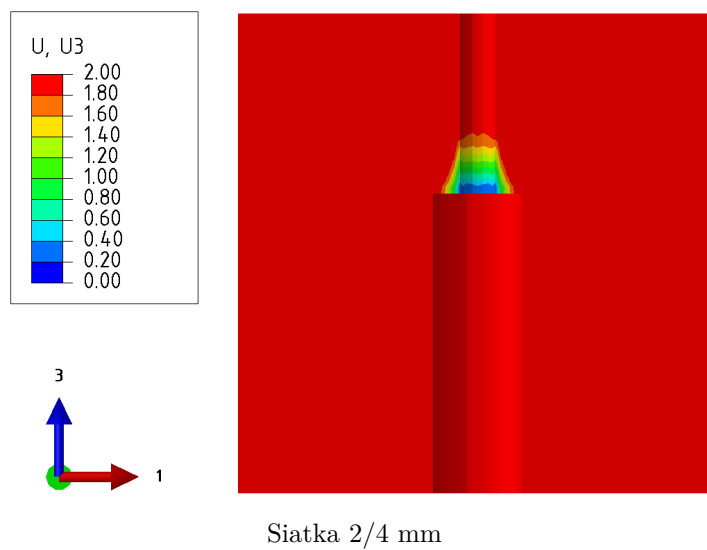


Siatka 3/6 mm

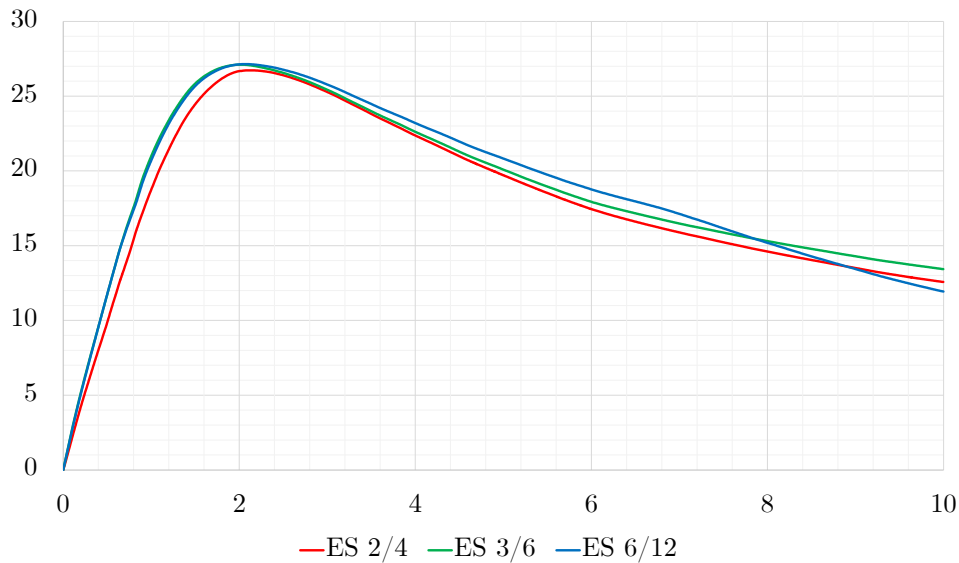


Siatka 6/12 mm

Rysunek 5.15: Główne naprężenia rozciągające dla różnych wielkości elementów skończonych.



Rysunek 5.16: Przemieszczenia na kierunku osi 3 dla różnych wielkości elementów skończonych.



Rysunek 5.17: Krzywe przyczepność dla różnych wielkości siatek elementów skończonych.

Tabela 5.9: Podsumowanie analizy zbieżności.

Wielkość ES [mm]	Liczba węzłów	Liczba elementów	Czas obliczeń [min]
2/4	95644	88885	561
3/6	30354	27241	41
6/12	3999	3181	6

Czas obliczeń dla siatki 2/4 mm był odpowiednio około 13,7 i 93,5 razy dłuższy niż dla siatek 3/6 mm i 6/12 mm. Z kolei symulacja z siatką 3/6 mm trwała około 6,8 razy dłużej w porównaniu z siatką 6/12 mm.

Największe różnice w mapach naprężeń głównych i przemieszczeń zaobserwowano przy porównaniu siatek 3/6 mm i 6/12 mm. Różnice te nie były jednak znaczne, zwłaszcza w odniesieniu do rozkładu naprężeń rozciągających. Wyznaczone krzywe przyczepność-poślizg miały niemal identyczny przebieg w zakresie od zera do momentu osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności. Jedynie krzywa dla symulacji z siatką 2/4 mm charakteryzowała się nieznacznie niższą początkową sztywnością połączenia. Szczytowe naprężenia przyczepności wyniosły 26,73 MPa, 27,11 MPa i 27,15 MPa, odpowiednio dla siatek 2/4 mm, 3/6 mm i 6/12 mm. Najniższą wartość, uzyskaną dla siatki 2/4 mm, była o około 1,5% mniejsza w porównaniu z dwiema pozostałymi. W fazie po osiągnięciu maksimum krzywe dla siatek 2/4 mm i 3/6 mm początkowo pokrywały się, jednak przy dalszym wzroście poślizgu w modelu z siatką 2/4 mm następowała szybsza degradacja sztywności styku, co skutkowało niższymi wartościami naprężeń przyczepności.

Na podstawie wyników analizy zbieżności siatki podjęto decyzję o wykorzystaniu w symulacjach MES testów pull-out, opartych na metodzie powierzchni kohezyjnej, siatki elementów skończonych o wymiarach 3/6 mm. Siatka ta została zastosowana w modelach z prętem zbrojeniowym o średnicy 12 mm i 16 mm. W przypadku modeli z prętem o średnicy 10 mm użyto siatki o wymiarach 2,5/5 mm, co pozwoliło na uzyskanie jej bardziej regularnego rozkładu na długości zakotwienia.

5.2.2 Metoda geometryczna

Alternatywną metodą modelowania przyczepności zbrojenia do betonu jest bezpośrednie odwzorowanie geometrii pręta żebrowanego. W tym podejściu mechaniczne zazębienie żeber z otaczającym betonem wynika wprost z zamodelowanego kształtu pręta. Należy przy tym pamiętać, że stosowanie kontynualnych modeli materiałowych dla betonu jest idealizacją. W rzeczywistości beton nie jest jednolitą masą, a wymiary ziaren kruszywa mogą przewyższać rozmiary pojedynczego żebra pręta, co podważa założenie o jednorodności materiału [14].

Pozostałe składowe mechanizmu przyczepności, tj. adhezję i tarcie (zob. podrozdział 2.1.1), można uwzględnić za pomocą powierzchni kohezyjnej kontaktu, która została zastosowana w symulacjach MES z wykorzystaniem pręta gładkiego do kompletnego modelowania pracy styku pręta z betonem (zob. podrozdział 5.2.1). W metodzie geometrycznej zastosowano kontakt typu powierzchnia–powierzchnia. Dla kierunku prostopadłego do powierzchni kontaktu przyjęto zależność typu „twardy kontakt” (hard contact), natomiast dla kierunku stycznego zdefiniowano współczynnik tarcia równy 0,075. Wartość tę dobrano na drodze kalibracji modelu numerycznego, tak aby uzyskane szczytowe naprężenie przyczepności odpowiadało wartości otrzymanej w badaniach doświadczalnych dla serii C-12-5.0. Jest to wartość niższa niż powszechnie stosowane w literaturze współczynniki tarcia, które zazwyczaj mieszczą się w przedziale 0,3–0,5 [1, 32, 185]. Wstępne analizy numeryczne wykazały, że zastosowanie współczynnika tarcia 0,3 prowadziło do przeszacowania szczytowych naprężeń przyczepności o 52,4% w porównaniu z wartością reprezentatywną uzyskaną w badaniach (odpowiednio 40,67 MPa oraz 26,69 MPa). Uwzględnienie wpływu adhezji na pracę pręta z betonem zostało pominięte z uwagi na jej niewielki wpływ na przyczepność. Zabieg ten uprościł definicję modelu bez znaczącej straty na jakość symulacji.

Zgodnie z przyjętym zakresem analizy numerycznej doktoratu, przeprowadzono symulacje numeryczne z wykorzystaniem zarówno rzeczywistej, jak i uproszczonej geometrii pręta zbrojeniowego. Rzeczywistą geometrię pręta pozyskano za pomocą skanowania 3D, z użyciem precyzyjnego skanera optycznego (rysunek 5.18).



Rysunek 5.18: Stanowisko do wykonywania skanu 3D prętów zbrojeniowych.

Oryginalny skan pręta składał się z chmury 589208 punktów. Tak duża gęstość punktów, zapewniająca wysoką jakość odwzorowania powierzchni, nie była jednak konieczna do wierne go odtworzenia geometrii żeber. Ponadto import tak dużej liczby punktów skutkowałby wygenerowaniem nadmiernie gęstej siatki elementów skończonych, co prowadziłoby do nieproporcjonalnie długiego czasu obliczeń w stosunku do oczekiwanych rezultatów. Tak wysoka rozdzielczość jest uzasadniona w analizach mikrostrukturalnych powierzchni pręta, lecz nie przy analizie przyczepności nawet w skali żebra. W związku z tym konieczna była redukcja liczby punktów tworzących geometrię zeskanowanego pręta. Na rysunku 5.19 przedstawiono geometrię pręta zbrojeniowego przy różnym stopniu redukcji liczby węzłów.



Redukcja 0%
589208 węzłów



Redukcja 50%
294604 węzłów



Redukcja 75%
147303 węzłów



Redukcja 90%
58922 węzłów



Redukcja 95%
29464 węzłów



Redukcja 97,5%
14372 węzłów



Redukcja 99%
5892 węzłów



Redukcja 99,5%
2946 węzłów



Redukcja 99,9%
589 węzłów

Rysunek 5.19: Redukcja liczby punktów skanu 3D pręta o średnicy 12 mm wykorzystanego w symulacji numerycznej (odcinek 70 mm).

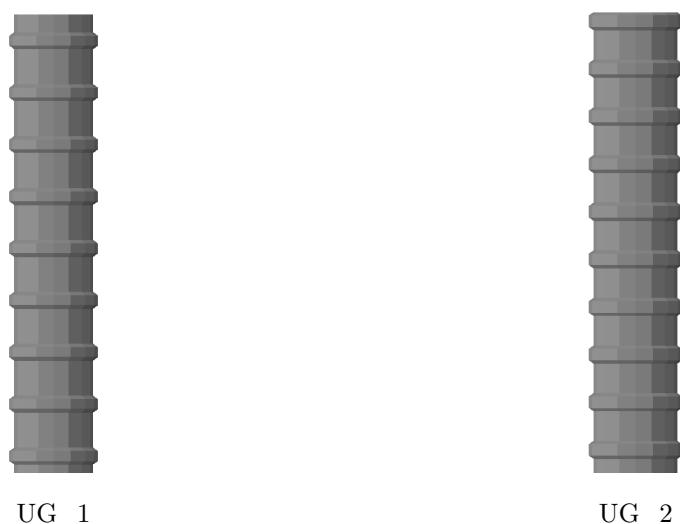
Jak przedstawiono na wspomnianym rysunku, przy redukcji liczby węzłów o 95% różnica w stosunku do oryginalnego skanu jest wizualnie niezauważalna. Pierwsze dostrzegalne różnice pojawiają się przy redukcji o 97,5%, a stają się one wyraźne przy redukcji o 99%. Na podstawie tej analizy wizualnej zdecydowano o wykorzystaniu w symulacjach numerycznych skanu pręta zredukowanego o 99,5%.

Koncepcja uproszczonej geometrii pręta polegała na takim doborze wymiarów żeber, aby uzyskać identyczną wartość względnego pola powierzchni żebra f_R jak dla pręta rzeczywistego. Parametr f_R , charakteryzujący geometrię uźebrowania, został szczegółowo omówiony w podrozdziale 2.2.2.1. W ramach analizy numerycznej rozważono dwa warianty geometrii uproszczonej. Warianty te, wraz z wymiarami geometrii rzeczywistej, zestawiono w tabeli 5.10.

Tabela 5.10: Szczegóły uproszczonego uźebrowania modeli prętów (symbole według tabeli 2.1).

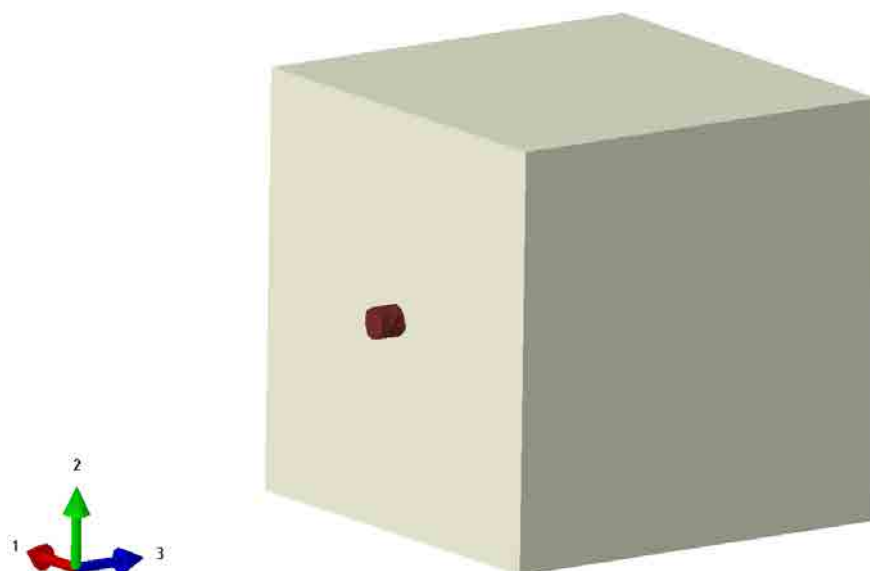
Symbol geometrii	f_R [-]	a_m [mm]	c [mm]	b [mm]	e [mm]	α [deg]
rzeczywista	0,0647	0,775	6,845	1,503	2,691	54,149
UG_1	0,0647	0,775	7,986	1,503	0,000	54,149
UG_2	0,0647	0,664	6,845	1,503	0,000	54,149

Względne pole powierzchni żebra dla uproszczonych geometrii prętów zostało ustalone na bazie wyznaczonego f_R dla zeskanowanego pręta o średnicy 12 mm ze wzoru parabolicznego (2.13) (zob. tabela 4.17). W przypadku UG_1 zachowano oryginalną wysokość żebra a_m , zaś dla UG_2 utrzymano rzeczywisty rozstaw żeber c . Zachowując niezmienną wartość f_R oraz szerokość żebra b i kąt nachylenia żebra α obliczono z przekształconego wzoru nową wartość a_m i c . Uproszczona geometria traktuje żebra jako cyklicznie rozłożone wypustki w postaci pierścieni o jednakowym kształcie, bez żebra podłużnego, co jest równoznaczne z przejściem $e = 0$ mm. Uzyskane w ten sposób geometrie gotowych modeli prętów pokazano na rysunku 5.20.

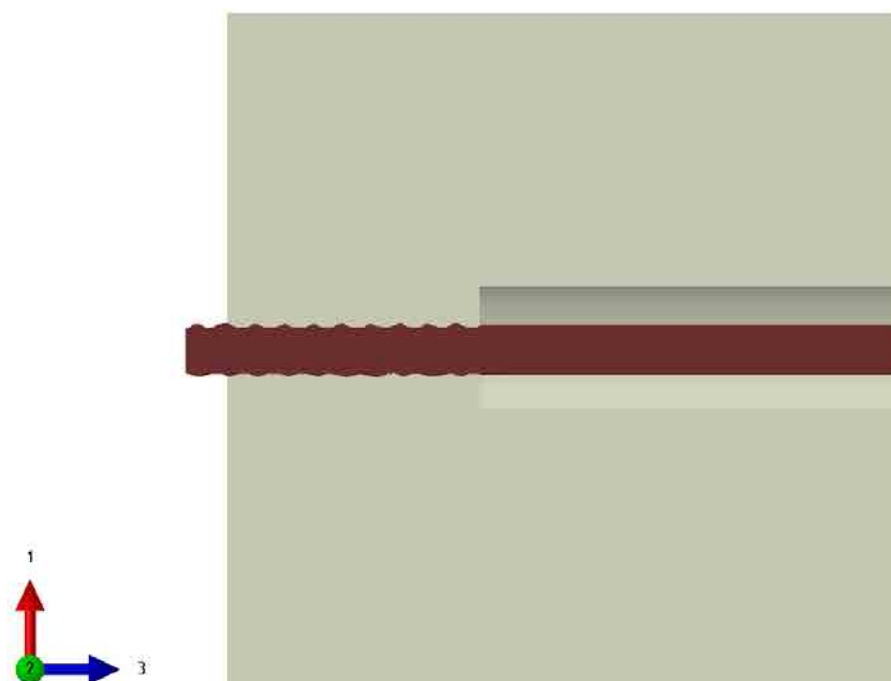


Rysunek 5.20: Modele prętów z uproszczoną geometrią.

Modele numeryczne dla symulacji z prętem żebrowanym, podobnie jak w przypadku modeli z prętem gładkim, składały się z pręta zbrojeniowego zakotwionego w sześciennym betonowym bloku. W modelu z geometrią rzeczywistą, część pręta wystająca z betonu została uproszczona do postaci gładkiego walca, co uzyskano poprzez ekstruzję przekroju poprzecznego pręta. Uproszczenie to zredukowało złożoność modelu i skróciło czas obliczeń. Kompletne modele numeryczne dla symulacji z prętem żebrowanym przedstawiono na rysunkach 5.21 i 5.22.

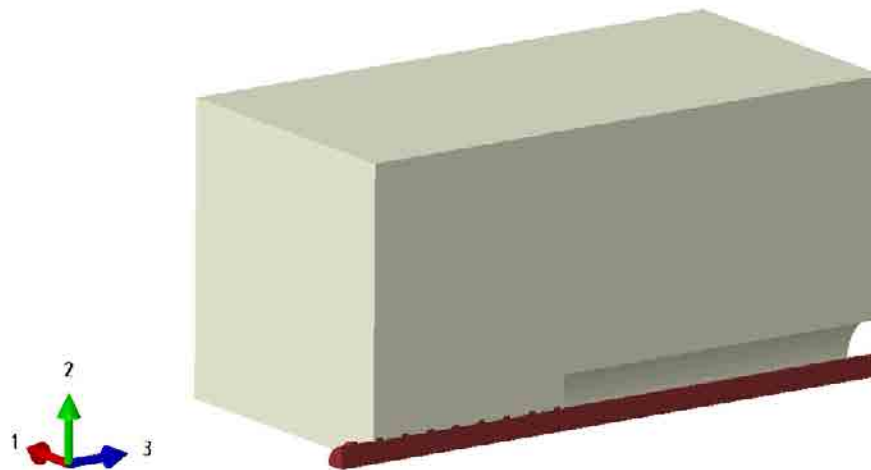


(a) Widok w perspektywie

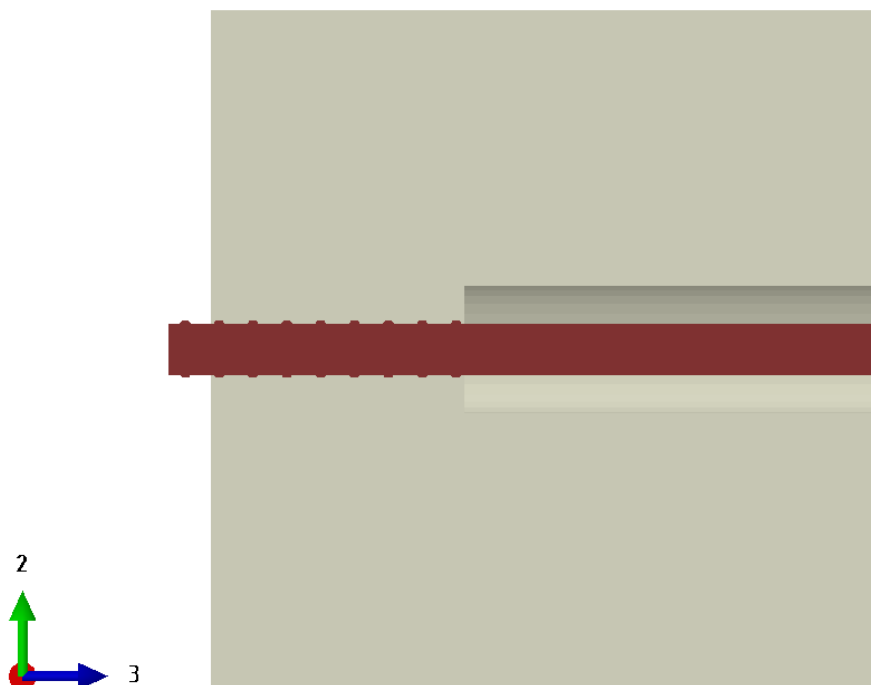


(b) Widok w przekroju

Rysunek 5.21: Widoki modelu z prętem żebrowanym o rzeczywistej geometrii.



(a) Widok w perspektywie

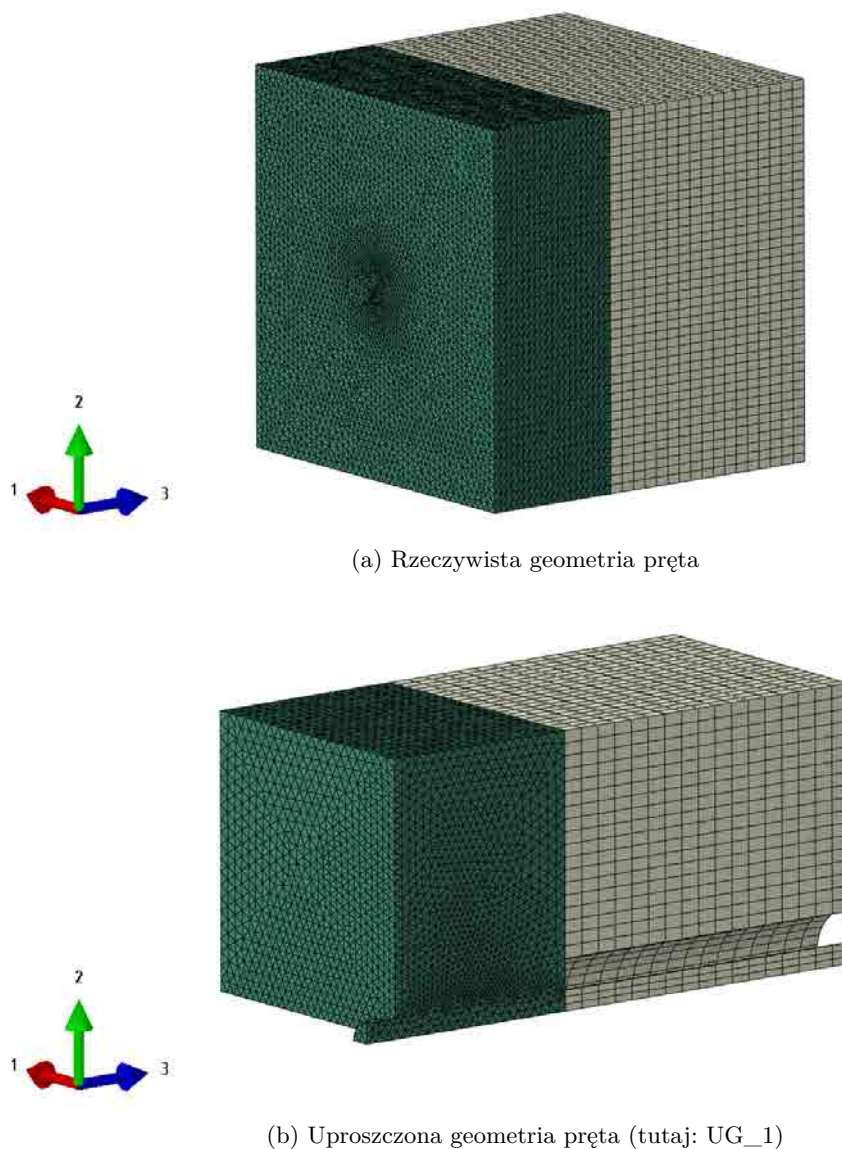


(b) Widok w przekroju

Rysunek 5.22: Widoki modelu z prętem żebrowanym o uproszczonej geometrii (tutaj UG_1).

Modele z prętem o rzeczywistej geometrii uźebrowania nie były symetryczne, wobec tego należało wymodelować i przeprowadzić obliczenia dla całego bloku i pręta. Modele z prętem o uproszczonej geometrii były bisymetryczne, co pozwalało na wykonanie obliczeń jedynie dla ćwiartki modelu. Podobnie jak dla modeli z prętem gładkim, symulacje MES ograniczono do 10 mm (zob. podrozdział 3.2.2).

Do symulacji numerycznych z prętami żebrowanymi zastosowano solver ABAQUS Explicit, który jest optymalny do symulacji skomplikowanych zjawisk przyczepności dzięki zaawansowanym modelom kontaktu, stabilności jawnej metody obliczeniowej oraz pełnej obsłudze nieliniowości geometrycznych i materiałowych. W modelach tych wykorzystano elementy skończone typu C3D4 oraz C4D8R. Elementy C3D4 to trójwymiarowe czterowęzłowe elementy tetraedryczne liniowe wykorzystywane w ABAQUS do modelowania brył w analizach MES, zwłaszcza gdy geometria jest nieliniowa i skomplikowana. Znalazły one zastosowanie w części bloku i pręta, które zawierały uźebrowanie pręta. Natomiast elementy C4D8R to ośmiowęzłowe, heksaedryczne elementy skończone trójwymiarowe ze zredukowaną liczbę punktów całkowania, które użyto w pozostałych częściach modelu. Zarówno dla symulacji z rzeczywistą, jak i uproszczoną geometrią pręta zastosowano podział krawędzi na 3 i 6 mm odpowiednio dla części modelu zawierającej uźebrowanie i pozostałej części modelu. Dobór takiej wielkości siatki elementów skończonych stanowił kompromis między wydajnością obliczeniową, stabilnością numeryczną i zdolnością do uchwycenia współpracy pręta i betonu z wystarczającą dokładnością. W tabeli 5.18 zebrano podstawowe informacje dotyczące siatek ES modeli wraz z czasem trwania obliczeń. Modele z nałożonymi siatkami ES zaprezentowano na rysunku 5.23.



Rysunek 5.23: Siatka elementów skończonych dla modeli z prętem żebrowanym z kolorystycznym podziałem na typ ES.

Tabela 5.11: Informacje dotyczące siatek ES modeli wraz z czasem trwania obliczeń.

Model	Liczba ES	Liczba węzłów	Czas trwania obliczeń
Ż-C-12-5.0-3-RzG	274172	82474	61 h 46 min
Ż-C-12-5.0-3-UG_1	89187	24485	13 h 49 min
Ż-C-12-5.0-3-UG_2	90348	24681	13 h 55 min

5.3 Wyniki

W tabeli 5.12 zaprezentowano wyniki symulacji numerycznych uzyskane przy zastosowaniu metody powierzchni kohezyjnej (CCB), natomiast w tabeli 5.13 zestawiono rezultaty obliczeń przeprowadzonych metodą geometryczną. Obie tabele zawierają wartości maksymalnej siły wyrywającej F_{max} , odpowiadające im naprężenia w przecie $\sigma_{s,max}$ i naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$, a także poślizgi s_1 dla wszystkich przeprowadzonych symulacji MES testu pull-out. Poślizg, analogicznie jak w badaniach doświadczalnych, zdefiniowano jako przemieszczenie względne bloku betonowego względem pręta.

Tabela 5.12: Wyniki symulacji numerycznych metodą powierzchni kohezyjnej.

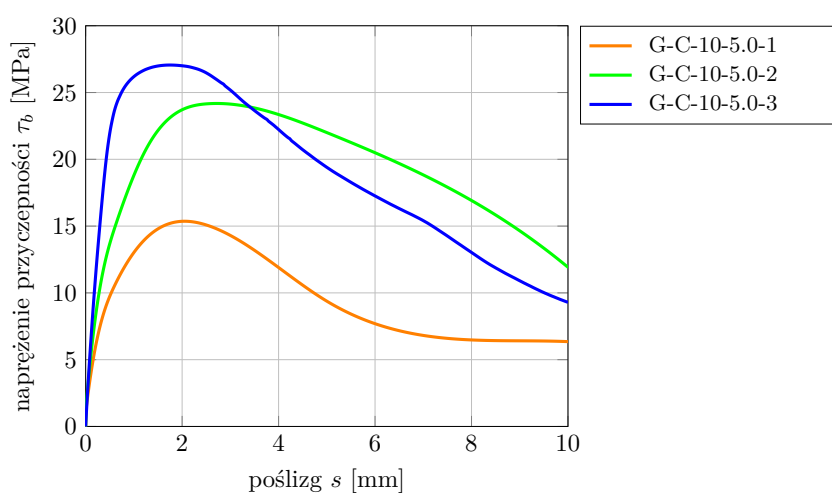
Seria/model	F_{max} [N]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\tau_{b,max}$ [MPa]	s_1 [mm]
G-C-10-5.0-1	24127	307	15,36	2,05
G-C-10-5.0-2	37982	484	24,18	2,72
G-C-10-5.0-3	42506	541	27,06	1,75
G-C-12-5.0-1	35160	311	15,54	1,93
G-C-12-5.0-2	54455	481	24,07	2,07
G-C-12-5.0-3	59583	527	26,34	1,39
G-C-16-5.0-1	60278	300	14,99	1,16
G-C-16-5.0-2	60278	300	14,99	0,83
G-C-16-5.0-3	60278	300	14,99	0,52
G-M20-10-5.0-3	27861	355	17,74	0,74
G-M20-12-5.0-3	30194	267	13,35	0,46
G-M20-16-5.0-3	45938	228	11,42	0,42

Tabela 5.13: Wyniki symulacji numerycznych metodą geometryczną.

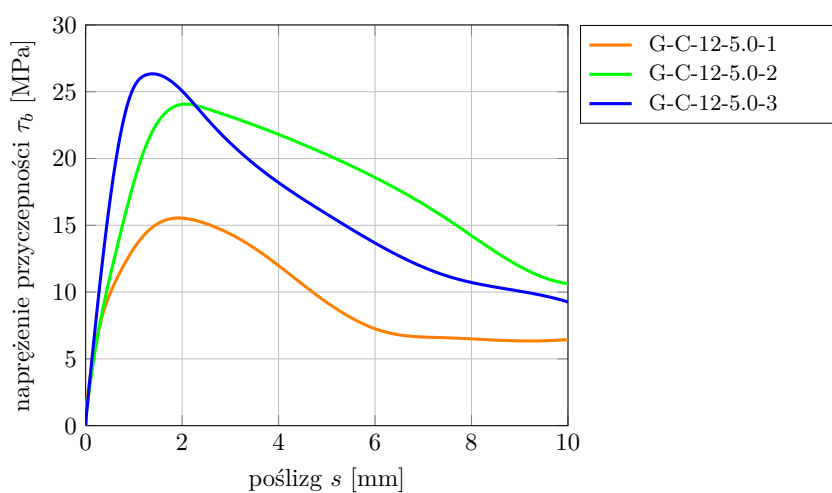
Seria/model	F_{max} [N]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\tau_{b,max}$ [MPa]	s_1 [mm]
Ż-C-12-5.0-3-RzG	61842	547	27,34	1,52
Ż-C-12-5.0-3-UG_1	115110	1018	50,89	1,71
Ż-C-12-5.0-3-UG_2	113188	1001	50,04	1,77

W przypadku symulacji z prętami gładkimi można stwierdzić, że założenie liniowo-sprężystej pracy stali zbrojeniowej było poprawne, co potwierdza porównanie z wynikami eksperymentalnymi (zob. tabela 4.26). Natomiast dla symulacji z prętami zębkowanymi założenie to okazało się niesłuszne. Uzyskane w tych modelach wartości naprężeń $\sigma_{s,max}$ przekroczyły wyznaczoną eksperymentalnie granicę plastyczności stali dla prętów o średnicy 12 mm, wynoszącą 523,22 MPa (zob. tabela 4.12). W modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG wartość f_y została przekroczona o 4,5%, natomiast w modelach z uproszczoną geometrią pręta naprężenia w stali były wyższe od granicy plastyczności o około 93%.

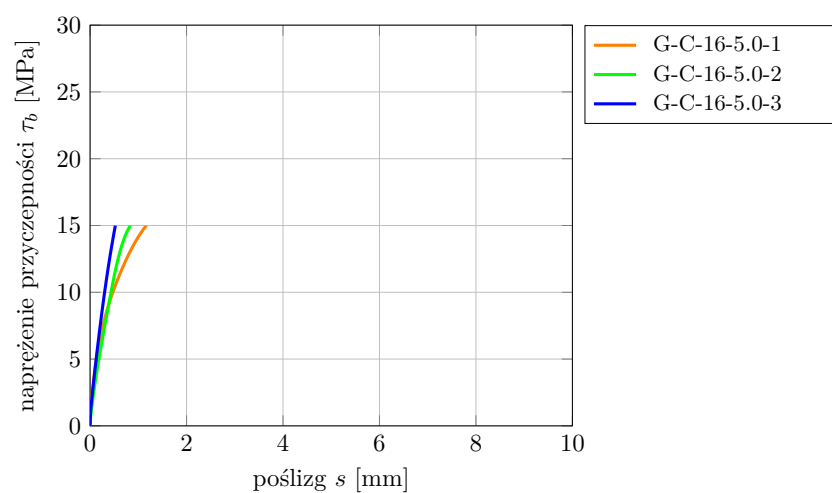
Na rysunkach 5.27 i 5.28 przedstawiono krzywe przyczepność-poślizg uzyskane z symulacji MES metodą powierzchni kohezyjnej, odpowiednio dla próbek z zakotwieniem centrycznym i mimośrodowym. Na rysunku 5.26 zaprezentowano zależności $\tau_b - s$ otrzymane z modeli opartych na metodzie geometrycznej.



(a) G-C-10-5.0

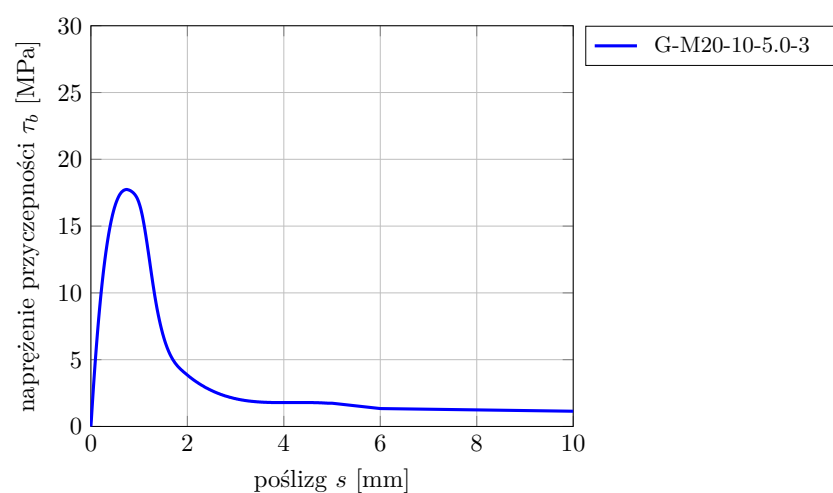


(b) G-C-12-5.0

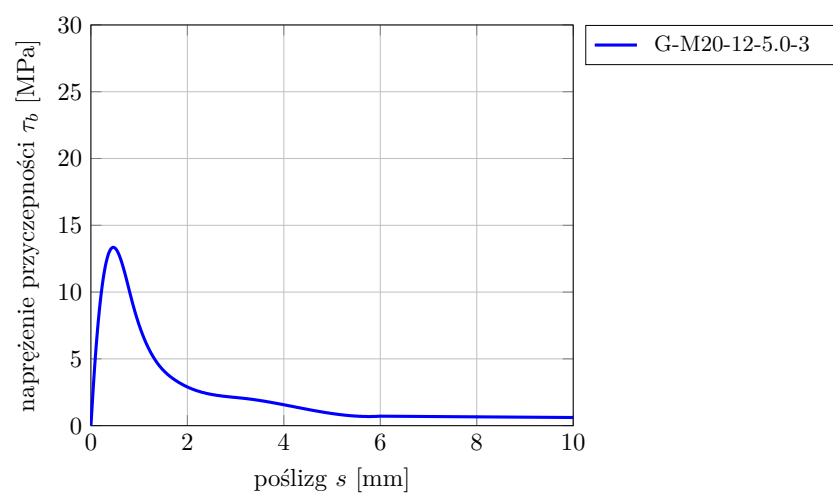


(c) G-C-16-5.0

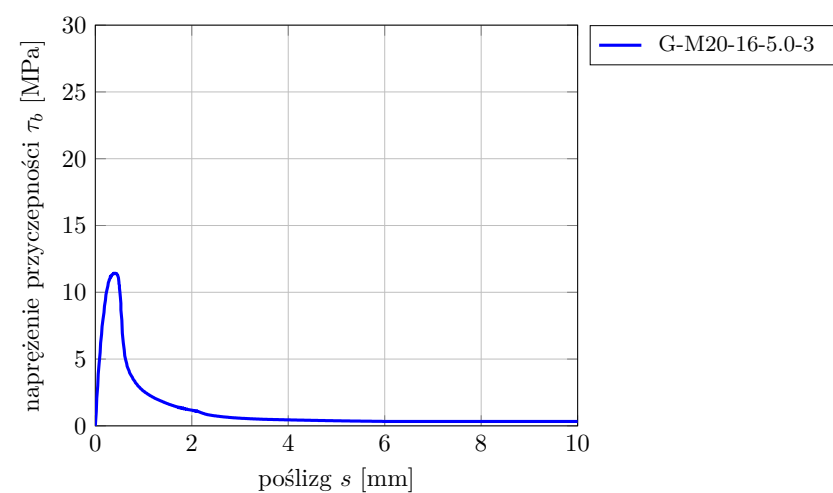
Rysunek 5.24: Krzywe $\tau_b - s$ dla modeli próbek centrycznych z wykorzystaniem metody powierzchni kohezijnej.



(a) G-M20-10-5.0

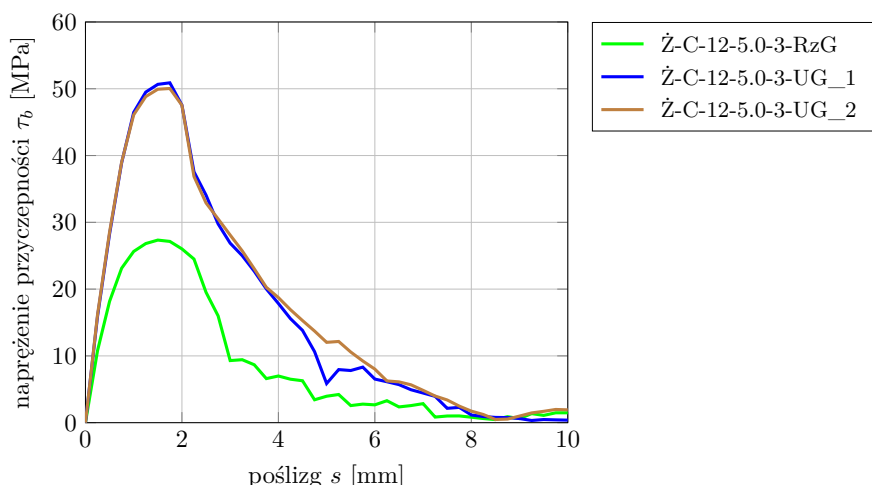


(b) G-M20-12-5.0



(c) G-M20-16-5.0

Rysunek 5.25: Krzywe $\tau_b - s$ dla modeli próbek mimośrodowych M20 z wykorzystaniem metody powierzchni kohezijnej.



Rysunek 5.26: Krzywe $\tau_b - s$ dla modeli z wykorzystaniem metody geometrycznej.

5.4 Analiza wyników

5.4.1 Ocena metody powierzchni kohezyjnej

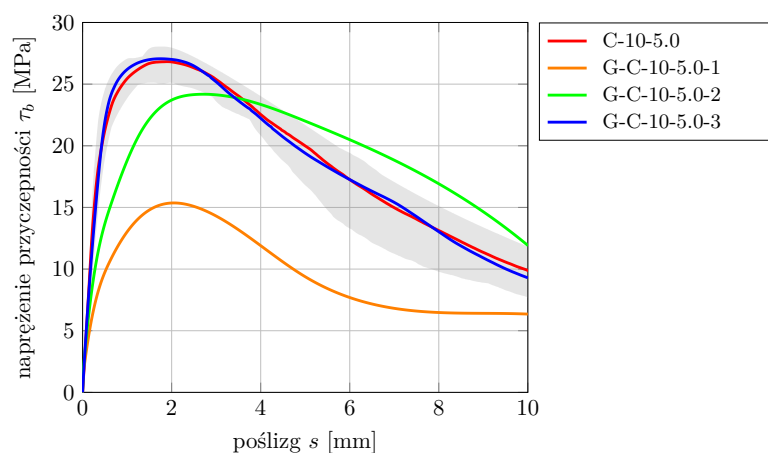
5.4.1.1 Analiza porównawcza rezultatów symulacji

Rezultaty uzyskane z symulacji numerycznych metodą CCB, analogicznie do wyników badań doświadczalnych, wymagają analizy pod kątem zachowania przyczepności. Ponadto, wyniki analizy numerycznej należy porównać z danymi eksperymentalnymi, które stanowią punkt odniesienia. W tabeli 5.14 zestawiono wartości początkowej sztywności przyczepności $K_{b,0}$ (obliczone dla $s = 0,1$ mm i odpowiadającego mu naprężenia τ_b – zob. podrozdział 4.3), szczytowego naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ wraz z odpowiadającym mu poślizgiem s_1 oraz naprężenia resztkowego $\tau_{b,f10}$. Ponieważ symulacje MES przeprowadzono do poślizgu o wartości 10 mm (zob. podrozdział 3.2.2), naprężenie resztkowe zdefiniowano jako wartość naprężenia przyczepności przy końcowym poślizgu. Wyniki eksperymentalne zaprezentowane w tabeli 5.14 wyznaczono na podstawie krzywej reprezentatywnej dla danej serii badawczej.

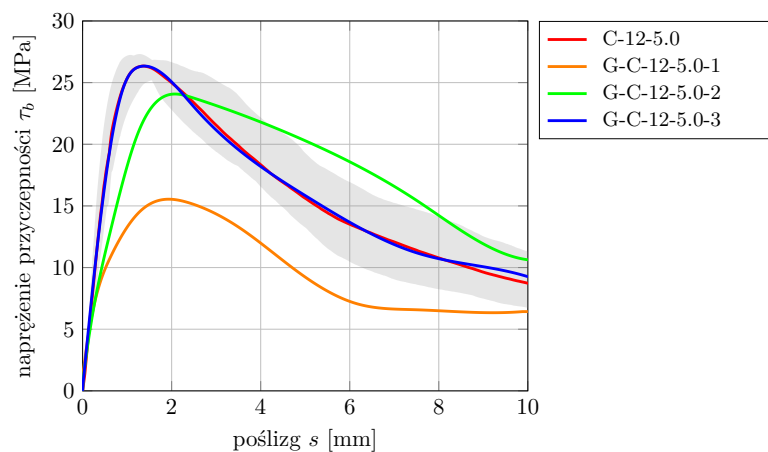
Tabela 5.14: Wyniki analizy porównawczej symulacji MES metodą CCB.

	$K_{b,0}$ [MPa/mm]	$\tau_{b,max}$ [MPa]	s_1 [mm]	$\tau_{b,f10}$ [MPa]
C-10-5.0	59,43	26,82	1,90	9,88
G-C-10-5.0-1	37,56	15,36	2,05	6,35
G-C-10-5.0-2	50,42	24,18	2,72	11,94
G-C-10-5.0-3	60,05	27,06	1,75	9,31
C-12-5.0	32,97	26,35	1,37	8,73
G-C-12-5.0-1	38,31	15,54	1,93	6,43
G-C-12-5.0-2	33,30	24,07	2,07	10,64
G-C-12-5.0-3	38,80	26,34	1,39	9,27
C-16-5.0	48,33	14,99	0,52	nd.
G-C-16-5.0-1	42,44	14,99	1,17	nd.
G-C-16-5.0-2	31,28	14,99	0,84	nd.
G-C-16-5.0-3	41,58	14,99	0,53	nd.
M20-10-5.0	46,63	19,79	0,53	0,96
G-M20-10-5.0-3	53,34	17,74	0,74	1,14
M20-12-5.0	64,69	15,74	0,37	0,64
G-M20-12-5.0-3	55,04	13,35	0,46	0,61
M20-16-5.0	58,46	11,57	0,27	0,40
G-M20-16-5.0-3	54,94	11,42	0,42	0,33

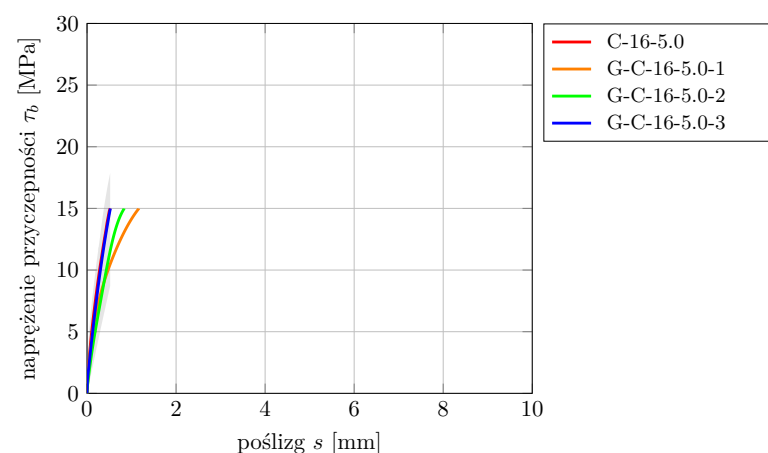
Na rysunkach 5.27 i 5.28 przedstawiono reprezentatywne krzywe przyczepność-poślizg, obejmujące obwiednię wyników eksperymentalnych oraz wykresy dla poszczególnych modeli, odpowiadające analizowanemu typowi elementu badawczego.



(a) G-C-10-5.0

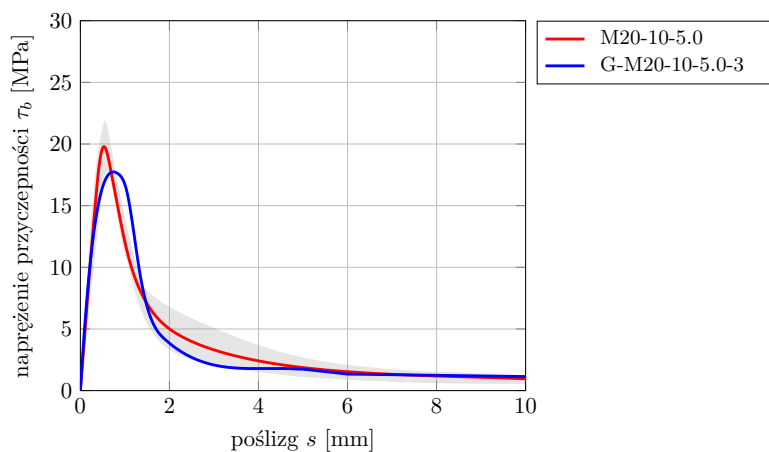


(b) G-C-12-5.0

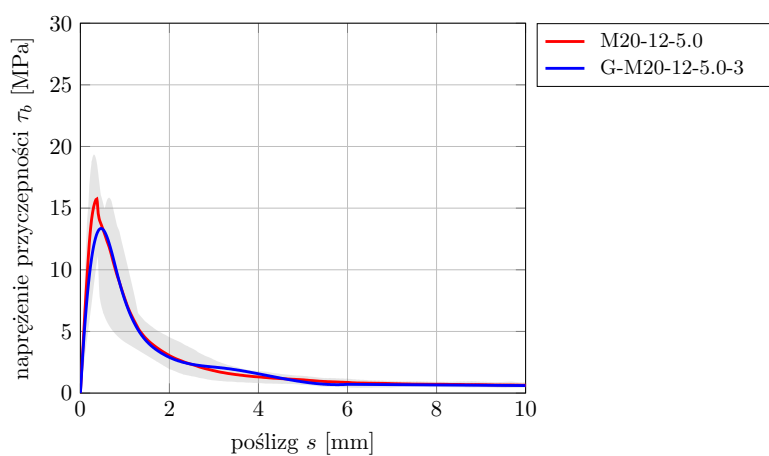


(c) G-C-16-5.0

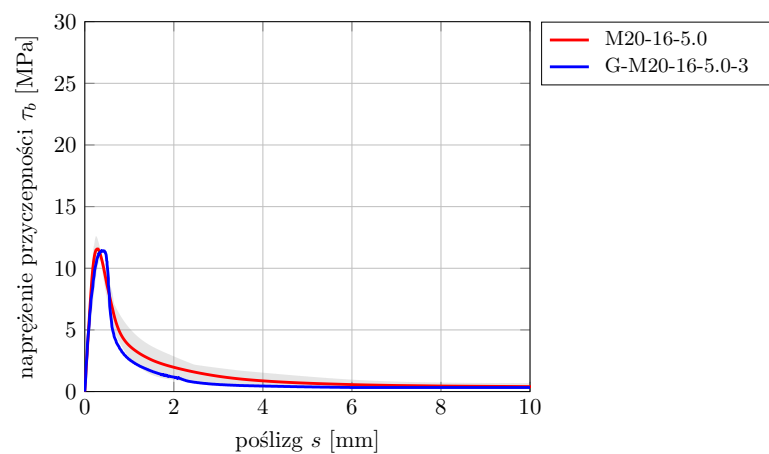
Rysunek 5.27: Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek centrycznych z wykorzystaniem metody powierzchni kohezyjnej wraz z krzywymi reprezentatywnymi i obwiedniami wyników z badań.



(a) G-M20-10-5.0



(b) G-M20-12-5.0



(c) G-M20-16-5.0

Rysunek 5.28: Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek mimośrodowych M20 z wykorzystaniem metody powierzchni kohezynnej wraz z krzywymi reprezentatywnymi i obwiedniami wyników z badań.

Krzywe zaprezentowane na rysunku 5.27 w początkowej fazie przebiegu są do siebie pozornie bardzo zbliżone. Jednakże szczegółowa analiza wartości liczbowych uwidacznia istotne rozbieżności. Różnice procentowe w początkowych sztywnościach przyczepności w odniesieniu do danych doświadczalnych mieściły się w przedziale od 1% do 36,8%. Biorąc pod uwagę rozrzut wyników obserwowany dla próbek w ramach jednej serii eksperymentalnej (por. tabela 4.24), różnice te można uznać za akceptowalne. Należy przy tym zaznaczyć, że nie jest możliwe wskazanie jednego modelu, który charakteryzowałby się najwyższą zbieżnością. Wyniki przeprowadzonych symulacji numerycznych nie wykazują w tym zakresie wyraźnej tendencji.

Odmienne przedstawia się sytuacja w kontekście szczytowych naprężeń przyczepności. Najwyższą zgodność wartości $\tau_{b,max}$ z wynikami doświadczeń uzyskano dla modelu „3”, natomiast najniższą dla modelu „1”, gdzie różnice przekroczyły 40%. Również w przypadku poślizgów s_1 i naprężeń $\tau_{b,f10}$ modele „3” zapewniły najwyższą zgodność wyników. Różnica procentowa względem danych eksperymentalnych nie przekroczyła 8% dla s_1 , a dla $\tau_{b,f10}$ wyniosła około 6%. Z uwagi na typ zniszczenia zaobserwowany w próbkach z serii C-16-5.0 nie występują w nich naprężenia resztkowe.

Powyższa analiza dotyczy próbek centrycznych, ponieważ tylko dla tego typu elementów wykonano symulacje przy użyciu trzech różnych modeli, różniących się parametrami materiałowymi i przyczepnościowymi. Dla próbek typu M20 opracowano wyłącznie modele z oznaczeniem „3”, gdyż – jak wskazano w podrozdziale 3.2.2 – założono, że modele poddane kalibracji zapewnią najlepszą zgodność rezultatów z eksperymentami. Modele „1” charakteryzują się prawidłowym kształtem krzywych, lecz wartości parametrów sterujących ich przebiegiem są zaniżone w stosunku do wartości eksperymentalnych. W modelach „2” zastosowano w krzywej $\tau_b - s$ parametry zgodne z wynikami eksperymentalnymi, jednak sam przebieg wykresu wyraźnie odbiega od krzywej referencyjnej. Oznacza to, że samo przypisanie wartości parametrów tożsamy z uzyskanymi w badaniach jest niewystarczające do wiernego odwzorowania zjawiska przyczepności w teście pull-out. Przedstawiona analiza oraz wykresy na rysunku 5.27 potwierdzają, że założenie o najlepszym odwzorowaniu eksperymentów pull-out za pomocą skalibrowanych modeli „3” okazało się słuszne.

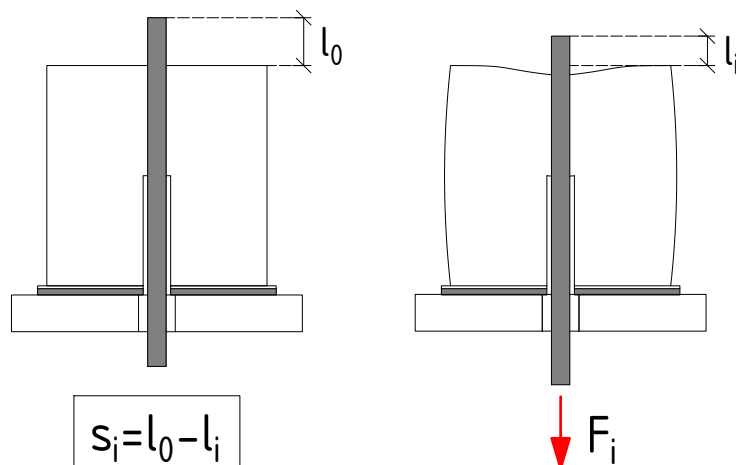
W przypadku próbek mimośrodowych M20 zgodność krzywych uzyskanych z symulacji z wynikami badań nie jest już tak wysoka jak dla próbek centrycznych. Kształt krzywych jest zbliżony, natomiast najistotniejsze różnice zaobserwowano w zakresie szczytowych naprężeń τ_b . Rozbieżności te wynikają z braku możliwości przeprowadzenia satysfakcjonującej kalibracji modelu przy przyjętym sposobie definiowania właściwości materiałowych betonu. Przyczyny braku możliwości uzyskania lepszej zgodności omówiono szczegółowo w podrozdziale 5.4.1.2.

5.4.1.2 Kalibracja modelu numerycznego

Warunkiem miarodajnego porównania wyników symulacji numerycznej z danymi doświadczalnymi jest wierne odwzorowanie przez model obliczeniowy rzeczywistych warunków występujących w elemencie badawczym. Jednym z tych warunków, o kluczowym znaczeniu w teście pull-out, jest odzwierciedlenie współpracy na styku pręta z betonem. W symulacjach MES pręta gładkiego przyczepność bazowała na metodzie powierzchni kohezynnej kontaktu, opisaną w podrozdziale 5.2.1. W metodzie tej wykorzystuje się krzywą przyczepność-poślizg, definiując parametry opisujące początkową sztywność połączenia, inicjację oraz ewolucję jego degradacji.

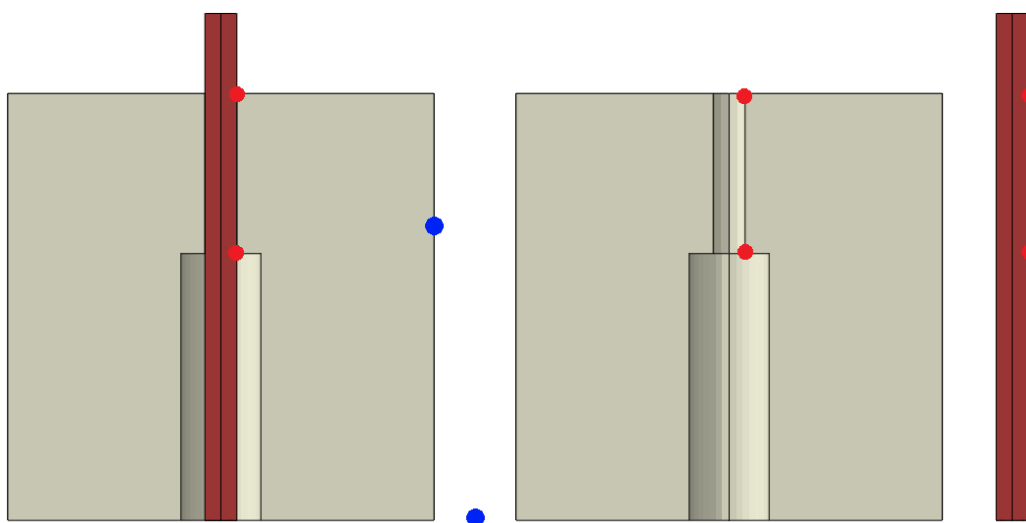
Jak wykazano na podstawie wyników symulacji numerycznych oznaczonych jako „1” i „2”, bezpośrednie zastosowanie empirycznej krzywej $\tau_b - s$ w metodzie CCB nie przynosi oczekiwanych rezultatów. Wynika to z kilku powodów, a jedną z głównych przyczyn jest różnica między teoretyczną definicją poślizgu a poślizgiem w rozumieniu pomiarowym testu pull-out, na co zwrócono uwagę w podrozdziale 2.1.2.2. Poślizg w ujęciu teoretycznym definiuje się jako różnicę sumy odkształceń pręta i otaczającego go betonu na analizowanym odcinku (por. wzór (2.5)) lub jako różnicę całkowitego wydłużenia pręta i otaczającego go betonu na tym odcinku (por. wzór (2.6)). Sformułowanie „otaczający go beton” odnosi się do powierzchni betonu pozostającej w bezpośrednim kontakcie z prętem.

Z kolei poślizg mierzony w teście pull-out oznacza przemieszczenie pręta względem betonu lub odwrotnie. Najczęściej jest ono mierzone względem wybranego punktu na powierzchni bloku (np. procedura POT według RILEM lub normy [N5]) bądź jako przemieszczenie samego bloku względem stałego, nieruchomego punktu odniesienia, co miało miejsce w badaniach opisanych w niniejszej pracy. Pomiar ten, oprócz samego poślizgu, obejmuje również odkształcenie pewnej objętości betonu, która aktywnie uczestniczy w przejmowaniu obciążenia z pręta. Wobec tego jest on obarczony błędem. Opisaną sytuację zilustrowano na rysunku 5.29.

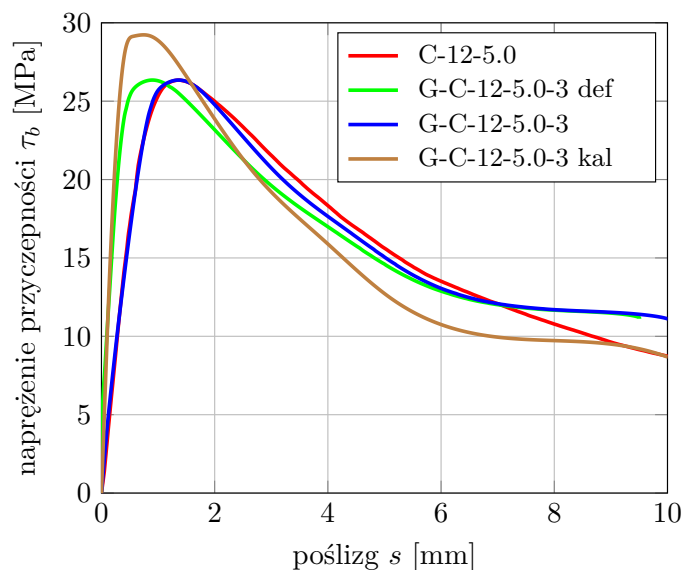


Rysunek 5.29: Interpretacja poślizgu w teście pull-out.

W celu oszacowania rzędu wielkości tego błędu porównano wartości poślizgu teoretycznego i poślizgu odczytanego w sposób analogiczny do zastosowanego w eksperymentach, odpowiadające szczytowemu naprężeniu przyczepności. Analizę przeprowadzono na przykładzie symulacji G-C-12-5.0-3. Poślizg teoretyczny obliczono jako różnicę przemieszczeń względnych pręta i betonu na długości zakotwienia (czerwone punkty na rysunku 5.30). Poślizg w teście pull-out określono jako różnicę przemieszczeń pionowych pomiędzy punktem na bocznej powierzchni bloku (na ok. 2/3 wysokości) a jego podstawą (niebieskie punkty na rysunku 5.30), co nawiązuje do układu pomiarowego z ceownikiem, zastosowanego w badaniach (zob. rysunek 4.17). Krzywe przyczepność-poślizg, wyznaczone na podstawie obu metod odczytu poślizgu, przedstawiono na rysunku 5.31 wraz ze skalibrowaną krzywą użytą do definicji parametrów metody CCB oraz krzywą reprezentatywną z badań doświadczalnych.



Rysunek 5.30: Punkty bloku i pręta próbki, dla których obliczano poślizgi.



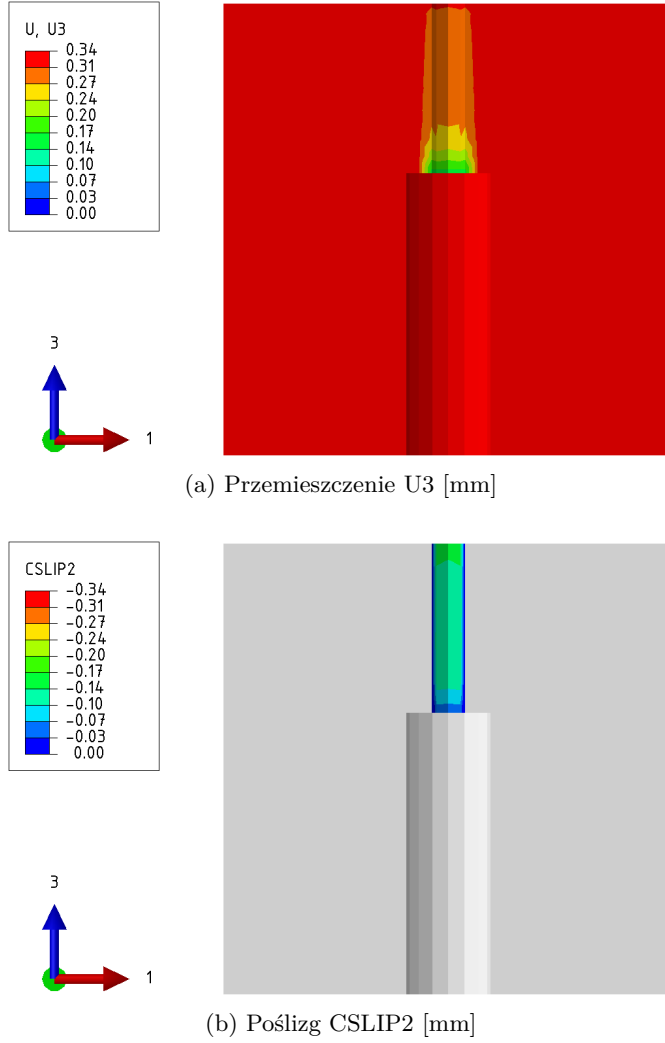
Rysunek 5.31: Krzywe $\tau_b - s$ dla różnych sposobów pomiaru poślizgu wraz z wykalibrowaną krzywą wykorzystaną do określenia wartości parametrów metody CCB oraz reprezentatywną krzywą z badań.

Przebiegi krzywych przyczepność-poślizg, uzyskanych dla różnych sposobów interpretacji poślizgu, wykazują wyraźne różnice. Krzywa otrzymana dla poślizgu zgodnego z definicją teoretyczną (G-C-12-5.0-3 def) charakteryzuje się wyższą początkową sztywnością przyczepności w porównaniu z krzywą uzyskaną dla poślizgu w ujęciu pomiarowym (G-C-12-5.0-3). Największe różnice są widoczne w zakresie narastania naprężeń, wartości szczytowej oraz w fazie osłabienia przyczepności. Im niższa była wartość naprężenia τ_b , tym mniejsze były różnice w przebiegu krzywych, co jest szczególnie widoczne dla naprężeń resztkowych. Poniżej przedstawiono wartości dla omawianych sposobów odczytywania poślizgu odpowiadające szczytowemu naprężeniu przyczepności:

- poślizg teoretyczny s_1 : 0,900073 mm,
- poślizg POT s_1 : 1,362580 mm,
- różnica: 0,462507 mm,
- różnica procentowa: 33,9%.

Zarówno przebiegi krzywych przedstawione na rysunku 5.31, jak i powyższe rezultaty wskazują na wyraźne różnice wartości poślizgu, wynikające z odmiennych sposobów jego interpretacji. Aby zatem w metodzie CCB uzyskać krzywą przyczepność-poślizg zbliżoną do krzywej eksperymentalnej, należy posługiwać się krzywą opartą na poślizgu teoretycznym, ponieważ zjawisko przyczepności jest w tym ujęciu definiowane dla bezpośredniego styku pręt-beton. Trudność polega jednak na tym, że w badaniach doświadczalnych nie mierzy się poślizgu teoretycznego, lecz poślizg w ujęciu pomiarowym, charakterystyczny dla testu pull-out. Wobec tego niezbędne jest zdefiniowanie takiej teoretycznej krzywej wejściowej, która zapewni oczekiwane rezultaty w skali całego modelu. Rozumowanie to uzasadnia konieczność przeprowadzenia kalibracji opisanej w podrozdziale 5.2.1.

Analiza przebiegu krzywych G-C-12-5.0-3 def i G-C-12-5.0-3 kal wskazuje, że w początkowej fazie testu pull-out, aż do osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności, wykresy te są niemal tożsame. Podkreśla to znaczenie prawidłowego zdefiniowania początkowej sztywności połączenia, zwłaszcza że dalszy przebieg krzywej jest sterowany przez ewolucję jej degradacji. W celu zobrazowania różnicy między poślizgiem definicyjnym a poślizgiem mierzonym w teście pull-out w kontekście początkowej sztywności połączenia, na rysunku 5.32 zaprezentowano mapy przemieszczenia pionowego bloku oraz poślizgu na powierzchni kontaktu w kierunku stycznym, zgodnym z kierunkiem przemieszczenia bloku. Mapy te dotyczą 20. z 600 przyrostów obliczeniowych, czyli początkowego etapu symulacji G-C-12-5.0-3.



Rysunek 5.32: Mapy pionowego przeszczenia bloku i odpowiadającego poślizgu na powierzchni kontaktu dla przyrostu 20/600 w symulacji MES G-C-12-5.0-3.

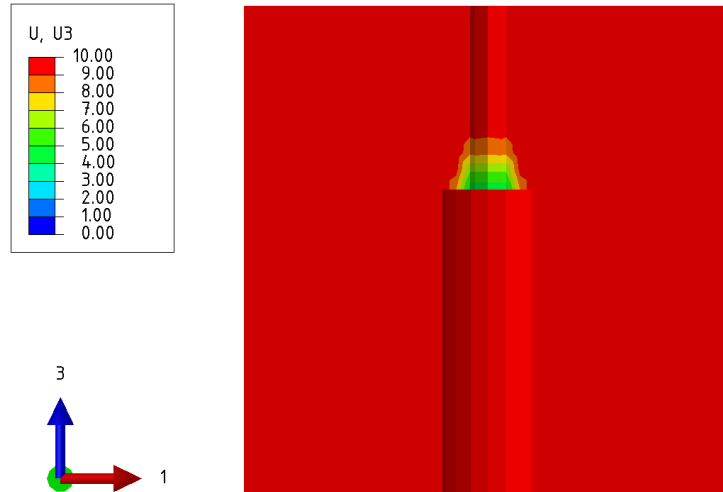
Z powyższych map wynika, że dla tego samego momentu symulacji przeszczenia otrzymane na zewnętrznej powierzchni bloku są wyraźnie większe niż poślizg, do którego doszło na połączeniu pręta z betonem.

Drugą obserwacją jest wyraźna różnica w naprężeniu $\tau_{b,max}$. Wykalibrowana krzywa G-C-12-5.0-3 kal osiąga wartość $\tau_{b,max,kal} = 29,23$ MPa, zaś krzywa G-C-12-5.0-3 POT $\tau_{b,max,POT} = 26,35$ MPa. Stanowi to różnicę 10,9%. Korzystając ze wzoru do obliczania wartości naprężenia przyczepności w próbie wyrywania (wzór (4.1)) oraz zakładając, że siła wyrywająca F oraz średnica pręta d_b są stałe, można zapisać następujące równanie

Kolejną obserwacją z omawianych krzywych jest wyraźna różnica w naprężeniu $\tau_{b,max}$. Wykalibrowana krzywa G-C-12-5.0-3 kal osiąga wartość $\tau_{b,max,kal} = 29,23$ MPa, podczas gdy krzywa G-C-12-5.0-3 POT wartość $\tau_{b,max,POT} = 26,35$ MPa, co stanowi różnicę 10,9%. Na podstawie wzoru do obliczania wartości naprężenia przyczepności w próbie wyrywania (wzór (4.1)) i przy założeniu stałości siły wyrywającej i średnicy pręta, można sformułować następującą zależność:

$$\tau_{b,max,kal} \cdot l_{b,kal} = \tau_{b,max,POT} \cdot l_b. \quad (5.11)$$

Jeżeli $\tau_{b,max,kal} > \tau_{b,max,POT}$, to $l_{b,kal} < l_b$. Uzasadnienie tej nierówności odnaleziono w wynikach przeprowadzonej symulacji. Na rysunku 5.33 przedstawiono mapę przeszczenia pionowego bloku w ostatnim przyroście symulacji numerycznej G-C-12-5.0-3.



Rysunek 5.33: Mapa pionowego przemieszczenia bloku U3 dla przyrostu 600/600 w symulacji MES G-C-12-5.0-3.

Mapa ukazuje strefę bloku w kształcie ściętego stożka, której przemieszczenia są zauważalnie niższe od pozostałej jego części. Podobną strefę można zaobserwować również na mapie z rysunku 5.32a, czyli na początku symulacji. Strefa ta styka się z prętem, co sugerowałoby jej udział w transferze naprężeń. W rzeczywistości stanowi ona jednak nieaktywny obszar bloku, który nie uczestniczy w przenoszeniu obciążenia, co wpływa na zmniejszenie faktycznej długości zakotwienia pręta w betonie. Można więc stwierdzić, że rzeczywista współpraca pręta z betonem odbywa się na efektywnej długości zakotwienia $l_{b,eff}$ równej $l_{b,kal}$, która jest mniejsza od początkowej długości l_b . Uwzględnienie długości $l_{b,eff}$ we wzorze (4.1) prowadzi do uzyskania wyższych wartości naprężeń przyczepności, co zostało wzięte pod uwagę podczas kalibracji krzywej. Uwzględnienie tej obserwacji pozwoliło uzyskać niemal identyczne szczytowe naprężenia przyczepności dla krzywej z symulacji G-C-12-5.0-3 oraz z eksperymentu – odpowiednio 26,34 i 26,35 MPa (różnica ok. 0,04%).

Powyższa analiza wpływu sposobu definiowania poślizgu w metodzie CCB oraz oddziaływania efektywnej długości zakotwienia wyjaśnia, dlaczego kalibrowanymi parametrami krzywej przyczepność-poślizg są: poślizg (definiowany osobno dla zakresu przed i po osiągnięciu naprężenia szczytowego) oraz wartość szczytowego naprężenia przyczepności.

O ile kalibracja krzywych przyczepność-poślizg dla modeli numerycznych próbek centrycznych dała rezultaty o wysokiej zbieżności z reprezentatywnymi krzywymi $\tau_b - s$ z badań, o tyle w przypadku modeli próbek mimośrodowych nie doprowadziła do uzyskania równie wysokiej zgodności, co zilustrowano na rysunku 5.28.

Zadaniem powierzchni kohezyjnej, pełniącej w metodzie CCB rolę interfejsu między prętem zbrojeniowym a betonem, jest przenoszenie naprężeń powstających w wyniku względnego przemieszczenia obu komponentów. Wartość tych naprężeń zależy od parametrów metody CCB, w szczególności tych, które opisują ewolucję degradacji początkowej sztywności połączenia. Jeżeli wytworzone w ten sposób naprężenia przekazywane na blok będą na tyle wysokie, że beton nie będzie w stanie ich przejść, wówczas wykorzystana w metodzie CCB krzywa przyczepność-poślizg nie będzie możliwa do osiągnięcia.

Zdolność betonu do przejścia naprężeń powstałych na styku z prętem zbrojeniowym zależy od wartości przyjętych w jego modelu materiałowym, w tym przypadku w modelu CDP. Zgodnie z informacjami zawartymi w podrozdziale 5.1.1, model CDP wymaga zdefiniowania zachowania betonu w jednoosiowym oraz w złożonym stanie naprężenia. Doświadczalne wyznaczenie wszystkich parametrów modelu CDP wykracza poza zakres niniejszej pracy, dlatego wykorzystano jedynie wybrane wartości uzyskane na drodze badań własnych, w tym wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie (zob. podrozdział 4.1.1). Pozwoliło to na częściowe uwzględnienie w obliczeniach numerycznych rzeczywistych parametrów betonu zastosowanego w badaniach doświadczalnych.

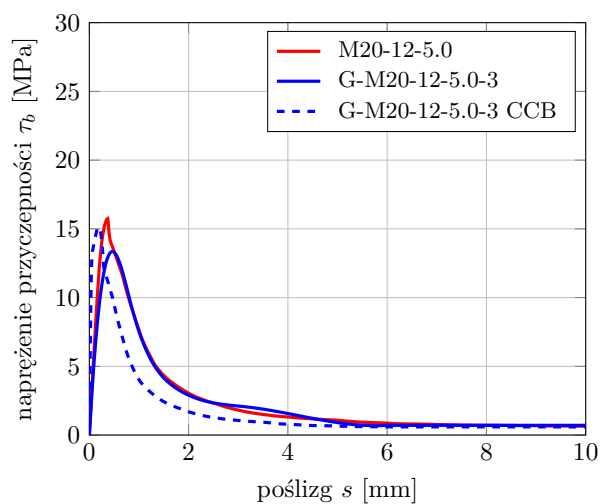
Przykład symulacji MES próbek mimośrodowych potwierdził znaczenie prawidłowego zdefiniowania modelu materiałowego betonu. W przypadku symulacji MES próbek centrycznych problem z kalibracją nie występował, co wynikało między innymi z bardziej równomiernego skrepowania pręta przez otaczający beton.

Aby potwierdzić wpływ wytrzymałości betonu na możliwość skalibrowania krzywej przyczepność-poślizg w symulacji numerycznej próbki mimośrodowej, opracowano dodatkowy model G-M20-12-5.0-3 MOD. Odpowiadał on elementowi badawczemu z serii M20-12-5.0, lecz charakteryzował się wyższą wytrzymałością betonu, zarówno na ściskanie, jak i na rozciąganie. W tym celu wykorzystano parametry dla betonu klasy C50 według MC2010 [N3], które zebrano w tabeli 5.15. Pozostałe parametry, w tym kształt krzywych opisujących zachowanie betonu w stanie jednoosiowym, pozostawiono bez zmian w stosunku do modelu G-M20-12-5.0-3. Dodatkowo, w celach porównawczych, opracowano model G-M20-12-5.0-3P, reprezentujący jedną z kolejnych iteracji w procesie kalibracji krzywej przyczepność-poślizg dla modelu G-M20-12-5.0-3.

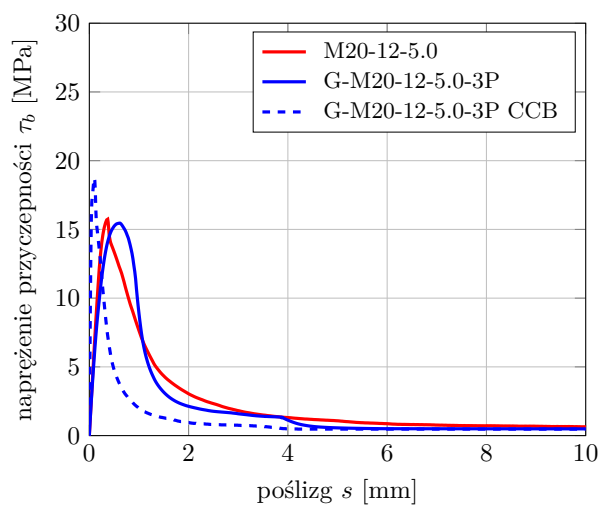
Tabela 5.15: Wartości parametrów dla betonu C50 według MC2010 [N3].

Model	ρ_c [kg/m ³]	ν_c [-]	E_{c1} [GPa]	E_{ct} [GPa]	$E_{c,0.4}$ [GPa]	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	G_F [N/mm]	$ \varepsilon_{c1} $ [%]	$ \varepsilon_{c,lim} $ [%]
G-M20-16-5.0-3 MOD	2500	0,20	23,200	38,600	34,315	58,00	4,10	0,1516	2,6	3,4

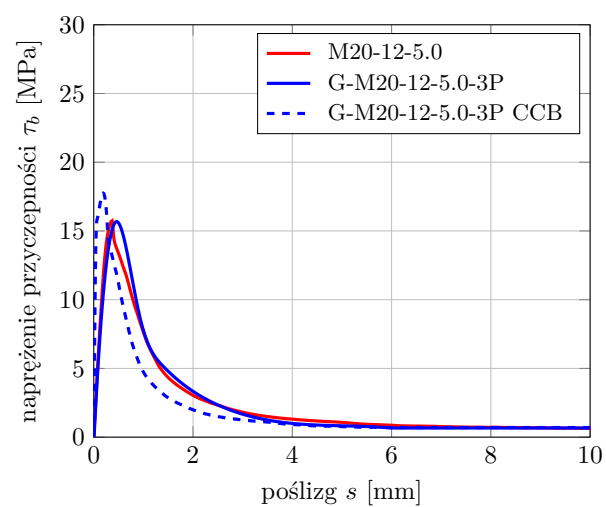
Na rysunku 5.34 przedstawiono krzywe przyczepność-poślizg dla trzech wspomnianych modeli. Każdy z wykresów zależności $\tau_b - s$ zawiera trzy krzywe: reprezentatywną z badań, zdefiniowaną dla metody CCB oraz uzyskaną z symulacji MES. Z kolei na rysunku 5.35 zaprezentowano mapy głównych naprężeń rozciągających w bloku w momencie osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności w symulacji. Przedstawione mapy naprężeń ilustrują wpływ generowanych naprężeń rozłupujących w betonie.



(a) G-M20-10-5.0-3

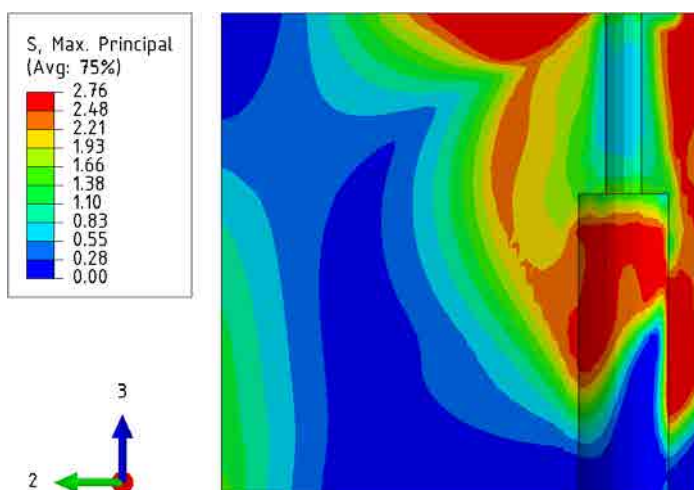


(b) G-M20-12-5.0-3P

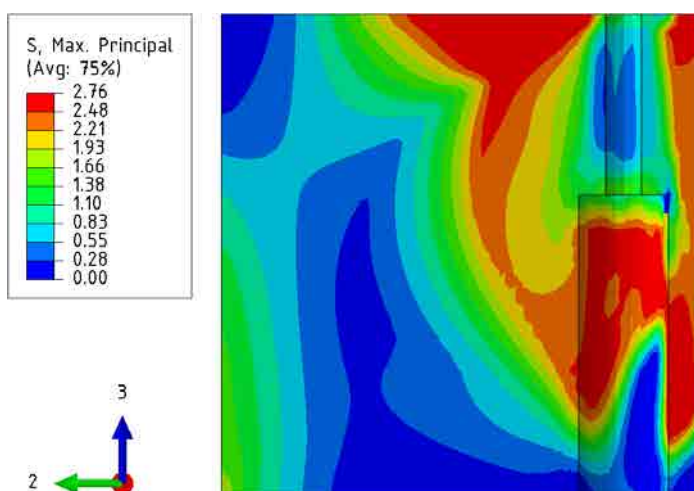


(c) G-M20-16-5.0-3 MOD

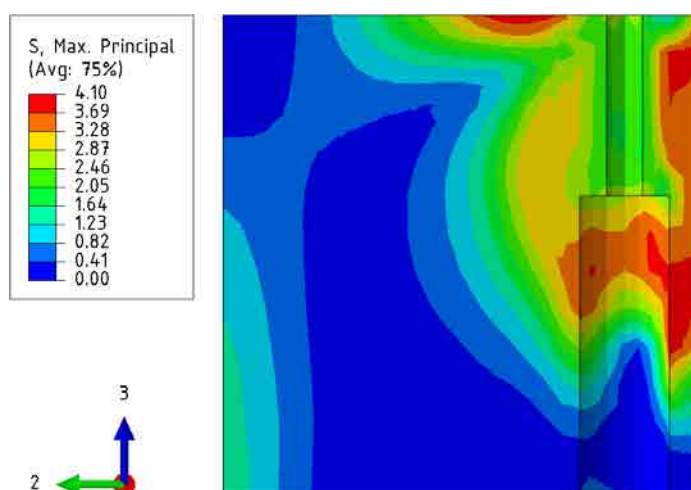
Rysunek 5.34: Krzywe przyczepność-poślizg dla modelu G-M20-12-5.0-3 i pochodnych.



(a) G-M20-10-5.0-3 ($f_{ctm} = 2,76$ MPa)



(b) G-M20-12-5.0-3P ($f_{ctm} = 2,76$ MPa)

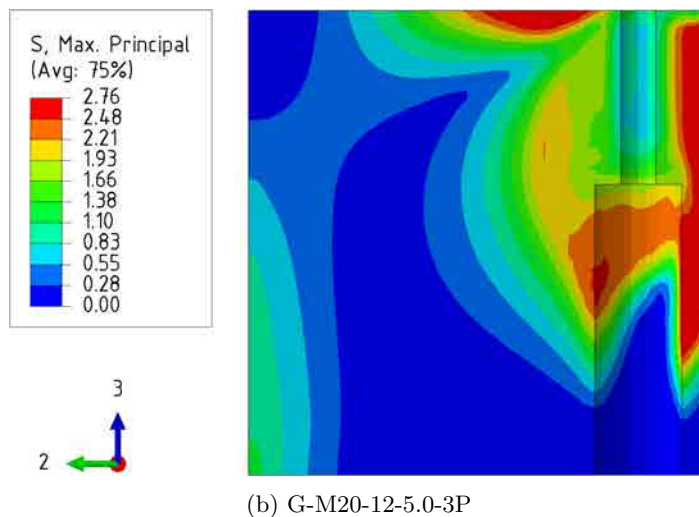
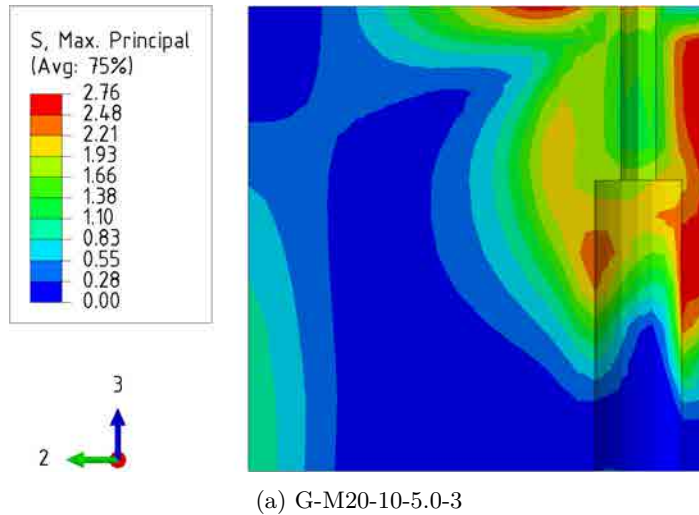


(c) G-M20-16-5.0-3 MOD ($f_{ctm} = 4,10$ MPa)

Rysunek 5.35: Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla modelu G-M20-12-5.0-3 i pochodnych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Kalibracja krzywej przyczepność-poślizg za pomocą przyjętej metody dopasowywania nie przyniosła zadowalających rezultatów. Kolejna iteracja, przeprowadzona w modelu G-M20-12-5.0-3P, wykazała bezcelowość dalszego zwiększania początkowej sztywności połączenia oraz szczytowego naprężenia przyczepności. Wprawdzie prowadziło to do wzrostu naprężenia $\tau_{b,max}$, jednakże odpowiadający mu poślizg oraz zakres osłabienia, zamiast upodabniać się do krzywej reprezentatywnej, coraz bardziej od niej odbiegały. Zwiększenie wytrzymałości betonu w modelu G-M20-12-5.0-3 MOD umożliwiło natomiast znacznie lepsze dopasowanie zależności $\tau_b - s$. Kluczowe w tym względzie wydaje się określenie wytrzymałości betonu na rozciąganie. W modelach G-M20-12-5.0-3 i G-M20-12-5.0-3P wynosiła ona 2,76 MPa (zob. tabela 4.7), podczas gdy w modelu G-M20-12-5.0-3 MOD była równa 4,10 MPa (zob. tabela 5.15). Mapy głównych naprężeń rozciągających (rysunki 5.35a i 5.35b) wskazują, że w momencie osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności naprężenia te nie przekroczyły wytrzymałości betonu na rozciąganie. W obu tych modelach naprężenia równe wytrzymałości betonu na rozciąganie wystąpiły we wcześniejszej fazie symulacji (rysunek 5.36). Zgodnie z przyjętą w symulacjach MES definicją zachowania jednoosiowego przy rozciąganiu, po osiągnięciu wytrzymałości betonu następuje liniowe osłabienie materiału (zob. rysunek 5.3). Dalsze zwiększanie sztywności połączenia pręta z betonem i stosowanie ostrzejszego piku naprężeń przyczepności powodowało skutek odwrotny od zamierzonego: wypłaszczenie krzywej w obszarze wartości szczytowej $\tau_{b,max}$ i wzrost odpowiadającego mu poślizgu, co było spowodowane narastającymi odkształceniami i spadkiem naprężeń w betonie.

W modelu G-M20-16-5.0-3 MOD, w którym zastosowano wyższą wytrzymałość betonu na rozciąganie, skalibrowanie krzywej $\tau_b - s$ dla metody CCB i osiągnięcie zadowalającej zbieżności zależności przyczepność-poślizg z symulacji MES i badań doświadczalnych stało się możliwe, co zilustrowano na rysunku 5.34c. Przykład ten zwraca uwagę na kwestię wymaganej dokładności dopasowania krzywej z symulacji numerycznej do krzywej reprezentatywnej z badań. Sposób tworzenia krzywej reprezentatywnej (zob. podrozdział 4.4.2) bazuje na uśrednionym przebiegu zależności $\tau_b - s$. W rzeczywistości taki uśredniony przebieg nie został zarejestrowany dla żadnej z badanych próbek. Idealne pokrycie się krzywej numerycznej z krzywą reprezentatywną nie jest zatem warunkiem koniecznym do przeprowadzenia satysfakcjonującej analizy dla danej serii badawczej.

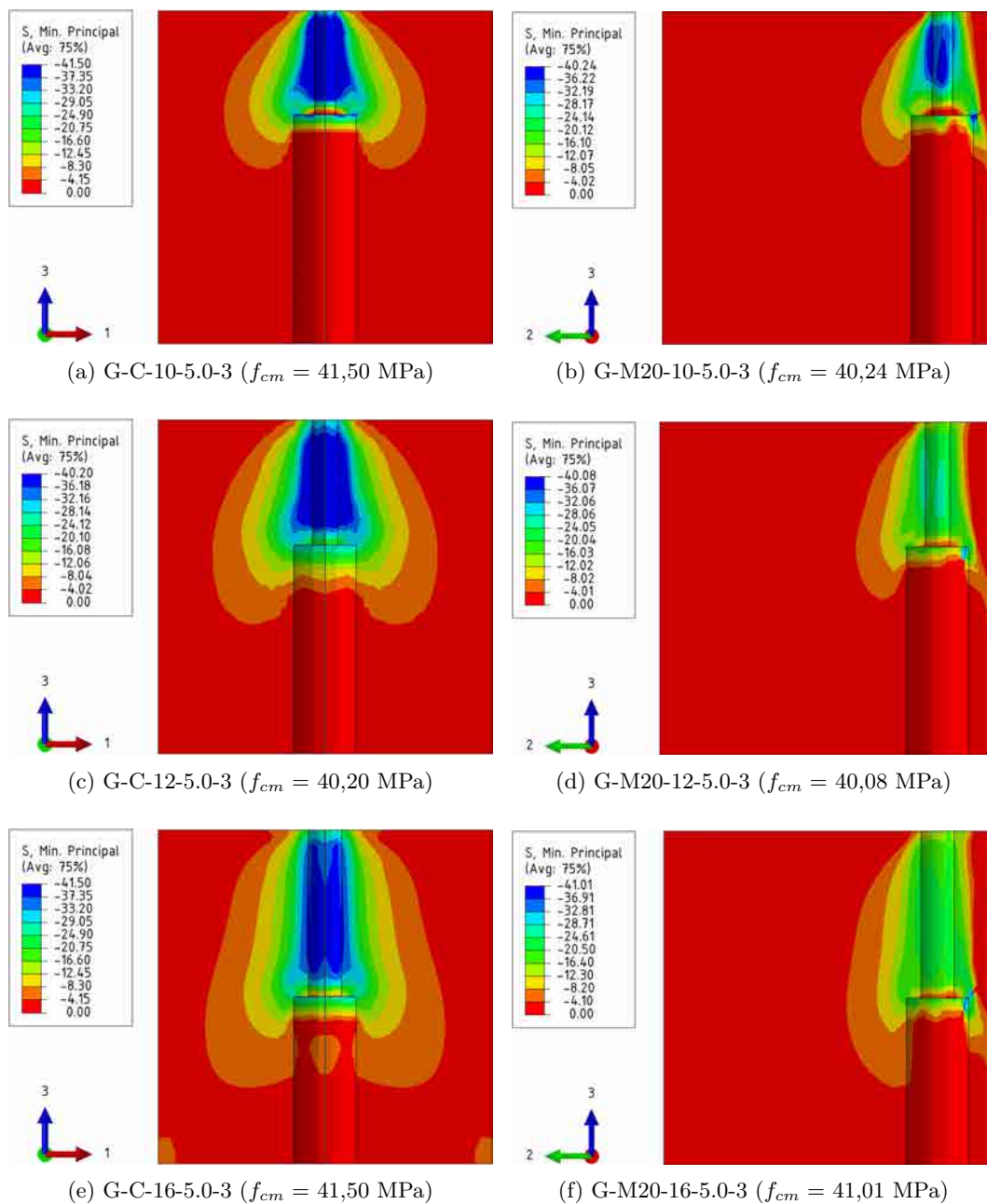


Rysunek 5.36: Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla poślizgu $s = 0,28$ mm.

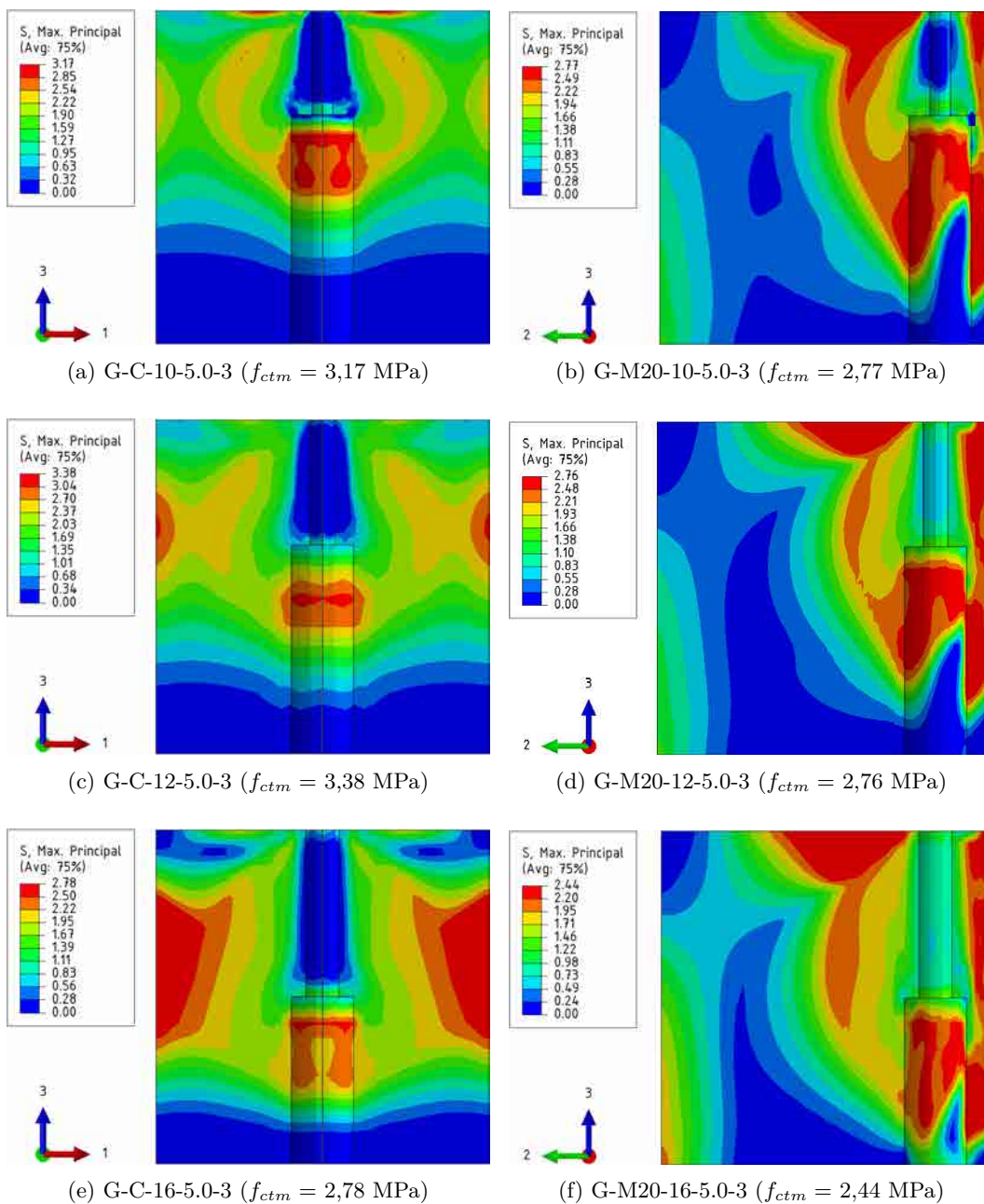
5.4.1.3 Dopełnienie badań doświadczalnych

Symulacja numeryczna testu pull-out umożliwia analizę wyników niedostępnych podczas badań laboratoryjnych, stanowiąc cenne dopełnienie eksperymentów. Istotną zaletą tej metody jest możliwość obserwacji rezultatów w dowolnym momencie symulacji oraz w każdym punkcie modelu, również w jego wewnętrznych obszarach. Kolejnym atutem symulacji MES jest fakt, że ewentualne modyfikacje modelu numerycznego wymagają jedynie ponownego przeprowadzenia obliczeń, a nie, jak w przypadku badań doświadczalnych, wykonania kolejnej serii badawczej. W niniejszym podrozdziale przeanalizowano modele numeryczne, które poddano kalibracji (oznaczone jako „3” – zob. tabela 3.4), koncentrując się na rozkładzie naprężeń w bloku betonowym oraz w stalowym pręcie zbrojeniowym.

Na rysunkach 5.37 i 5.38 przedstawiono mapy głównych naprężeń – odpowiednio ściskających i rozciągających – w betonowym bloku w przekroju poprzecznym przechodzącym przez oś pręta, w momencie osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności w symulacji.



Rysunek 5.37: Mapy głównych naprężeń ściskających w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na ściskanie.



Rysunek 5.38: Mapy głównych naprężeń rozciągających w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.

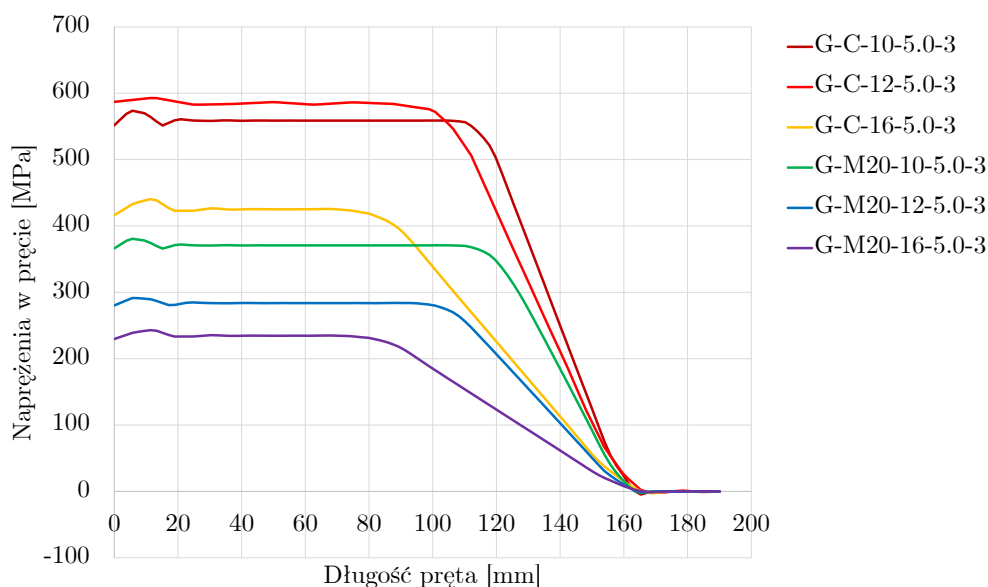
Z rysunku 5.37 wynika, że największe naprężenia ściskające w bloku występowały na styku pręta z betonem i malały wraz z oddalaniem się od osi pręta. Koncentracja naprężeń w tej strefie jest rezultatem interakcji pręta z betonem, której celem jest transfer obciążenia ze zbrojenia na otaczający je materiał. Interakcja ta jest najsilniejsza w bezpośrednim sąsiedztwie obu komponentów, a w miarę oddalania się od strefy kontaktu naprężenia zanikają. Obszar występowania głównych naprężeń ściskających obrazuje aktywną objętość betonu współpracującą z prętem.

We wszystkich analizowanych modelach próbek centrycznych zaobserwowano osiągnięcie wytrzymałości betonu na ściskanie. W przypadku próbek mimośrodowych naprężenia ściskające równe wytrzymałości betonu na ściskanie wystąpiły jedynie w modelu z prętem o średnicy 10 mm. W pozostałych dwóch przypadkach wytrzymałość f_{cm} , charakterystyczna dla danej serii badawczej, nie została osiągnięta. Zjawisko to jest związane ze stopniem skrępowania pręta przez beton. Silne skrępowanie, występujące w próbkach centrycznych oraz w próbce mimośrodowej z prętem o średnicy 10 mm (największe skrępowanie spośród analizowanych próbek M20), pozwala na pełne wykorzystanie wytrzymałości betonu na ściskanie. Przy niewystarczającym skrępowaniu, co miało miejsce w próbkach mimośrodowych z prętami o średnicach 12 i 16 mm, jest to niemożliwe. Badania doświadczalne wykazały, że niższy stopień skrępowania prowadzi do niższych wartości szczytowych naprężeń przyczepności. Przy wyższym skrępowaniu efektywność przyczepności rośnie, co pozwala na pełniejsze wykorzystanie potencjału materiałów, nie tylko w zakresie transferu naprężeń, ale również pod względem wytrzymałości betonu na ściskanie. Dla próbek mimośrodowych charakterystyczne jest występowanie strefy niskich naprężeń ściskających, zlokalizowanej na wysokości odcinka zakotwienia od strony minimalnego otulenia pręta. W tym obszarze nie obserwowano ściskania, lecz maksymalne wartości naprężeń rozciągających.

Obraz głównych naprężeń rozciągających, przedstawiony na rysunku 5.38, podobnie jak w przypadku naprężeń ściskających, jest silnie uzależniony od lokalizacji i średnicy pręta zbrojeniowego. W przeciwieństwie do map minimalnych naprężeń głównych, maksymalne naprężenia rozciągające występują na krawędziach bloku. Można zauważyć, że rozkłady obu typów naprężeń głównych wzajemnie się uzupełniają: tam, gdzie występują maksymalne wartości jednych, nie obserwuje się drugich i odwrotnie. W momencie osiągnięcia szczytowego naprężenia τ_b , w strefach przy krawędzi bloku, gdzie naprężenia osiągnęły wartość równą wytrzymałości betonu na rozciąganie, dochodzi do rozłupania betonu. Naprężenia rozciągające propagują od styku pręta z betonem w kierunku zewnętrznej krawędzi bloku od początku symulacji aż do momentu osiągnięcia $\tau_{b,max}$. Jeżeli skrępowanie pręta przez beton jest zbyt słabe, naprężenia te powodują zniszczenie przyczepności lub jej wyraźne osłabienie, co ma miejsce w przypadku mechanizmu rozłupująco-wyrywającego. Obserwacje te są spójne z typami zniszczenia przyczepności zaobserwowanymi w badaniach doświadczalnych: w próbkach centrycznych z prętami o średnicy 10 i 12 mm wystąpiło zniszczenie przez wyrwanie, natomiast w elementach z prętem o średnicy 16 mm – przez rozłupanie. Z kolei w próbkach M20, dla wszystkich średnic prętów, doszło do zniszczenia przyczepności przez mechanizm mieszany (zob. tabela 4.30).

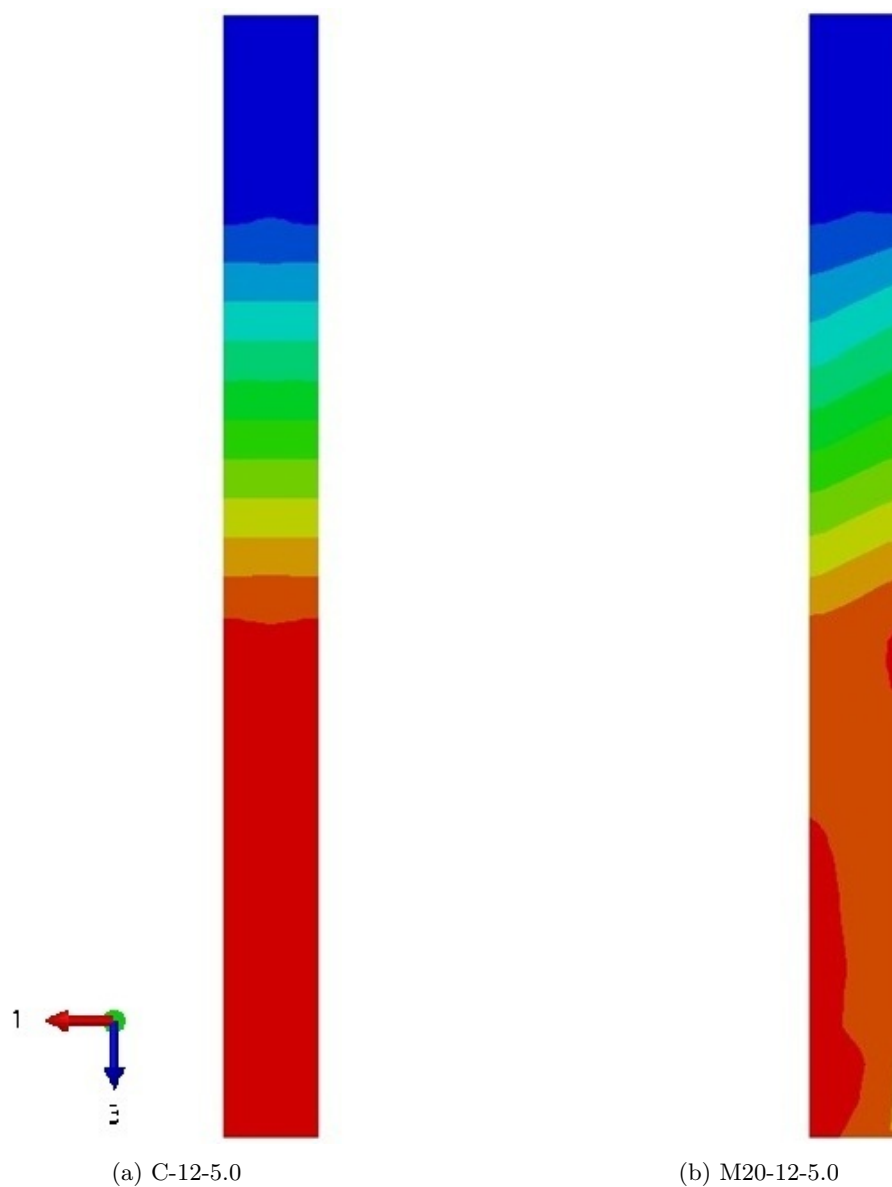
Można wskazać dwa czynniki, które w jednakowy sposób wpływają na rozkład zarówno głównych naprężeń ściskających, jak i rozciągających. Pierwszym z nich jest lokalizacja pręta w betonie, która determinuje charakter rozkładu naprężeń – symetryczny w próbkach centrycznych i niesymetryczny w próbkach mimośrodowych. Drugim czynnikiem jest długość zakotwienia bezpośrednio powiązana ze średnicą pręta. We wszystkich analizowanych modelach stosunek l_b/d_b wynosił 5, jednak sama długość l_b jest proporcjonalna do średnicy d_b . Z analizowanych map wynika, że obraz naprężeń jest zbliżony dla danego typu próbki, przy czym większa długość zakotwienia pręta skutkuje zmobilizowaniem większej objętości betonu. Oznacza to, że do zniszczenia przyczepności w takim elemencie wymagana jest większa siła wyrywająca. Obserwacja ta jest zgodna z wynikami przeprowadzonych doświadczeń (zob. tabele 4.18 i 4.20).

Wyniki symulacji numerycznych pozwalają również na analizę naprężeń w pręcie zbrojeniowym. Na rysunku 5.39 przedstawiono rozkłady naprężeń w pręcie w momencie osiągnięcia w symulacji szczytowego naprężenia przyczepności.



Rysunek 5.39: Rozkłady naprężeń w pręcie w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ w symulacji numerycznej (długość pręta: 0 mm - obciążony koniec pręta, 190 mm - nieobciążony koniec pręta).

Z powyższego rysunku wynika, że wyższe naprężenia w pręcie zbrojeniowym w momencie osiągnięcia szczytowego naprężenia τ_b uzyskano w modelach próbek centrycznych. Zgodnie ze wzorem (4.1) oznacza to, że w modelach tych wystąpiły również wyższe naprężenia $\tau_{b,max}$. Obserwacja ta jest zgodna z wynikami badań doświadczalnych (zob. tabele 4.21 i 4.23 oraz rysunek 4.22). Rozkłady naprężeń przedstawione na rysunku 5.39 wskazują, że spadek naprężeń w pręcie ma charakter liniowy, co jest typowe dla próbek o krótkim zakotwieniu [4]. Zjawisko to występuje zarówno w elementach centrycznych, jak i mimośrodowych, dla wszystkich analizowanych średnic prętów. Na rysunku 5.40 pokazano rozkład naprężeń w pręcie dla próbki centrycznej i mimośrodowej M20 kolejno dla serii C-12-5.0 i M20-12-5.0.



Rysunek 5.40: Rozkład naprężeń w pręcie σ_s w momencie osiągnięcia w symulacji naprężenia $\tau_{b,max}$.

Analiza przedstawionych map naprężeń potwierdza wpływ typu elementu badawczego na rozkład naprężeń normalnych w pręcie. Zgodnie z oczekiwaniami, w próbkach centrycznych obserwowano równomierny rozkład naprężeń. Natomiast w przypadku próbek mimośrodowych rozkład ten był nierównomierny, co jest bezpośrednim następstwem mimośrodowego usytuowania pręta oraz asymetrycznego charakteru obciążenia.

5.4.2 Ocena metody geometrycznej

5.4.2.1 Rzeczywista vs. uproszczona geometria modelu pręta

Analiza krzywych przyczepność-poślizg, przedstawionych na rysunku 5.26, wskazuje, że model z rzeczywistą geometrią uźebrowania pręta charakteryzuje się znacząco niższymi naprężeniami przyczepności w całym zakresie analizowanych poślizgów w porównaniu z modelami o geometrii uproszczonej. Wyniki te pokazują, że przyjęcie do tak zdefiniowanych modeli numerycznych uproszczonej geometrii pręta, opartej na założeniu identycznej wartości względnego pola powierzchni żebra f_R oraz przy zmienionym rozstawie lub wysokości żeber, nie skutkuje zadowalająco zbliżonym zachowaniem przyczepności względem rzeczywistej geometrii pręta. Potwierdzeniem tego spostrzeżenia są krzywe $\tau_b - s$ otrzymane dla serii Ż-C-12-5.0-3-UG_1 i Ż-C-12-5.0-3-UG_2, które są bardzo zbliżone do siebie, zarówno w przebiegu, jak i w wartościach naprężeń τ_b i poślizgów s_1 . Obserwacja ta pokazuje istotny wpływ innych parametrów uźebrowania pręta, które w przeprowadzonych symulacjach nie zostały uwzględnione. Zalicza się do nich przerwa pomiędzy rzędami żeber poprzecznych e , kąt nachylenia żebra poprzecznego do osi podłużnej pręta β oraz żebro podłużne.

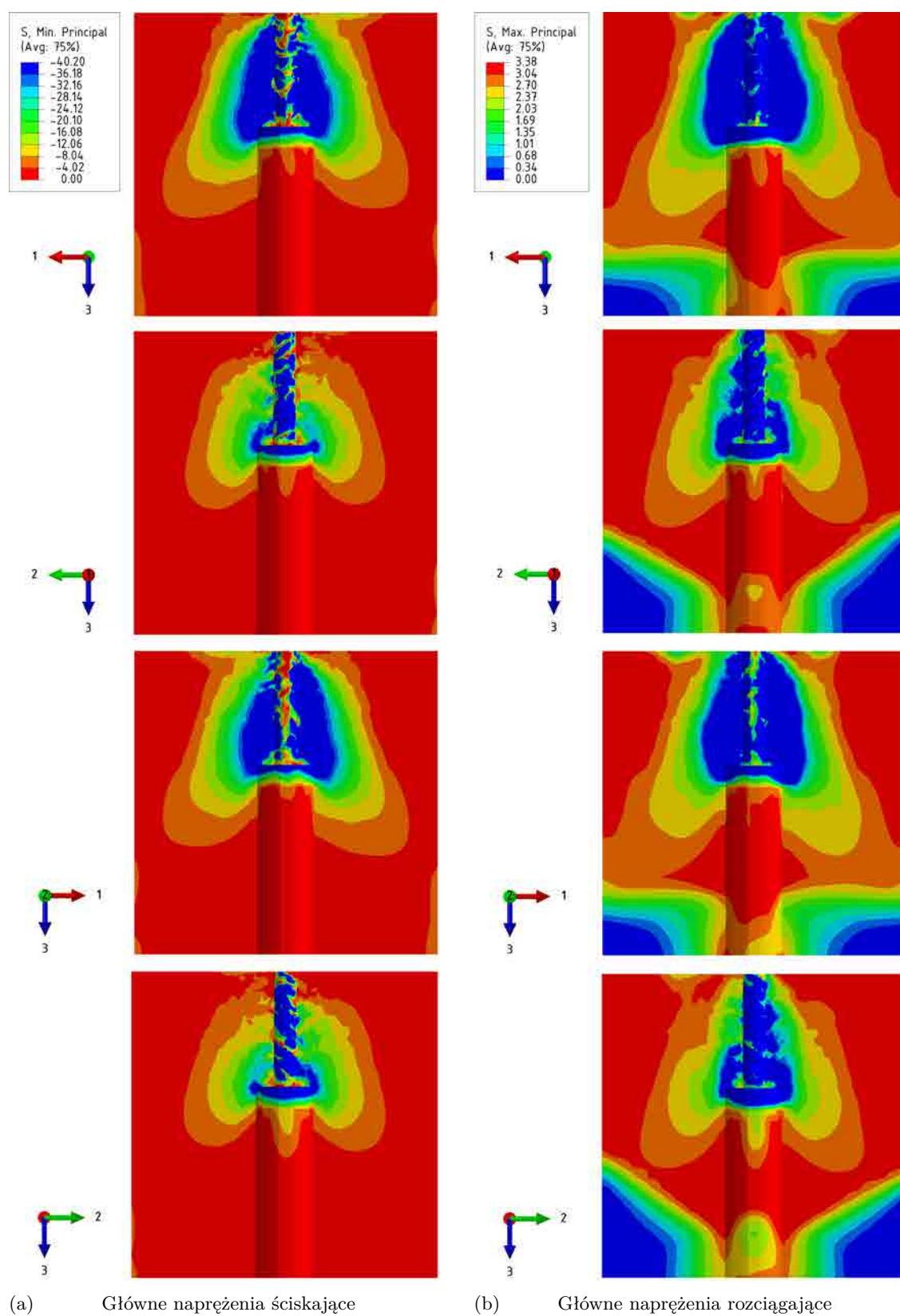
W tabeli 5.16 zestawiono szczytowe naprężenia przyczepności oraz odpowiadające im poślizgi dla symulacji z prętem żebrowanym.

Tabela 5.16: Naprężenia $\tau_{b,max}$ i poślizgi s_1 dla modeli z prętem żebrowanym.

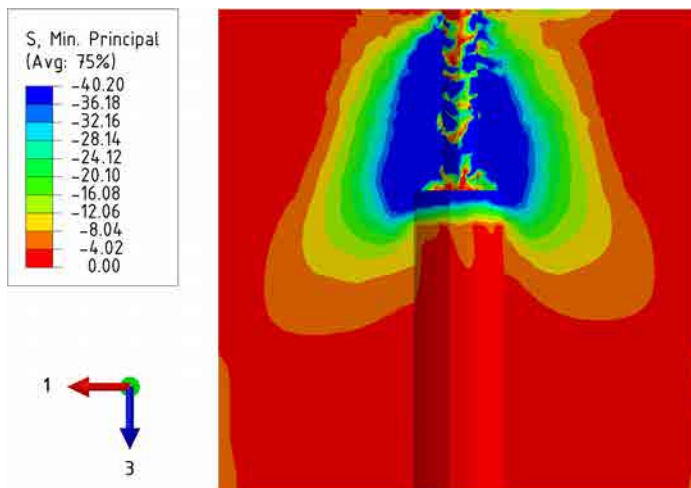
	$\tau_{b,max}$ [MPa]	s_1 [mm]
Ż-C-12-5.0-3-RzG	27,34	1,52
Ż-C-12-5.0-3-UG_1	50,89	1,71
Ż-C-12-5.0-3-UG_2	50,04	1,77

Przedstawione rezultaty wskazują, że naprężenie $\tau_{b,max}$ w modelach Ż-C-12-5.0-3-UG_1 i Ż-C-12-5.0-3-UG_2 było wyższe odpowiednio o 86,1% i 83% w porównaniu z modelem Ż-C-12-5.0-3-RzG. Modele z uproszczoną geometrią pręta charakteryzują się zatem niemal dwukrotnie wyższymi naprężeniami $\tau_{b,max}$. Taka wartość prowadzi do naprężeń rozciągających w pręcie przekraczających jego wytrzymałość (por. tabele 4.12 i 5.13), co implikowałoby zniszczenie próbki przez zerwanie stali, a nie przez utratę przyczepności. Wskazuje to, że przyjęte w symulacji założenie o liniowo-sprężystej pracy stali zbrojeniowej okazało się nieadekwatne dla modeli z uproszczoną geometrią pręta żebrowanego. Rozbieżności dla odpowiadających im poślizgów s_1 nie były już tak znaczne. Wartości te w modelach Ż-C-12-5.0-3-UG_1 i Ż-C-12-5.0-3-UG_2 były wyższe odpowiednio o 12,5% i 16,5% w odniesieniu do modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG.

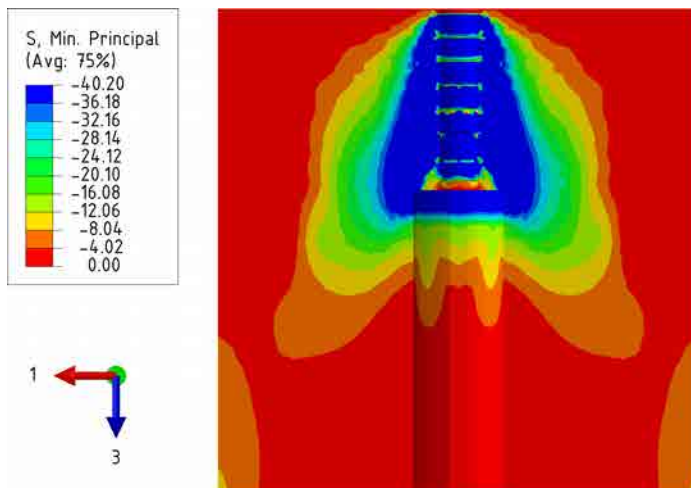
Na rysunkach 5.41, 5.42 i 5.43 zaprezentowano mapy głównych naprężeń ściskających i rozciągających w betonowym bloku, zarejestrowane w chwili wystąpienia szczytowego naprężenia przyczepności. Z uwagi na niesymetryczność układu, dla modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG przedstawiono mapy w czterech różnych przekrojach (rysunek 5.41). Natomiast na rysunkach 5.42 i 5.43 pokazano mapy głównych naprężeń odpowiednio ściskających i rozciągających dla najbardziej wyężonego przekroju modelu z rzeczywistą geometrią oraz dla modeli z geometrią uproszczoną. Rozkład naprężeń w modelu z geometrią rzeczywistą wyraźnie odbiega od tego w modelach uproszczonych. Model Ż-C-12-5.0-3-RzG charakteryzuje się asymetrycznym rozkładem naprężeń oraz mniejszą objętością betonu poddaną działaniu naprężeń maksymalnych, co jest spójne z niższymi wartościami naprężeń przyczepności uzyskanymi w tej symulacji. Mapy głównych naprężeń ściskających i rozciągających dla modeli Ż-C-12-5.0-3-UG_1 i Ż-C-12-5.0-3-UG_2 są do siebie bardzo podobne. Cechą wspólną wszystkich analizowanych modeli jest dominacja głównych naprężeń rozciągających, które osiągają wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie. Stan ten sugeruje zniszczenie przyczepności przez pojawienie się rysy rozłupującej. Analiza przebiegu krzywych przyczepność-poślizg (zob. rysunek 5.26) potwierdza tę hipotezę, wskazując, że w symulacjach z prętem żebrowanym mechanizmem zniszczenia było rozłupywanie betonu połączone z wyrzucaniem pręta.



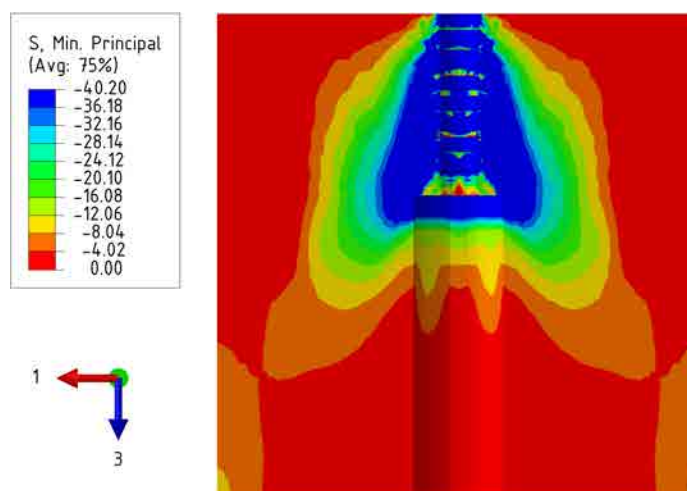
Rysunek 5.41: Główne naprężenia ściskające i rozciągające w czterech przekrojach modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG ze skalami odpowiadającymi wytrzymałościom betonu.



(a) Ż-C-12-5.0-3-RzG

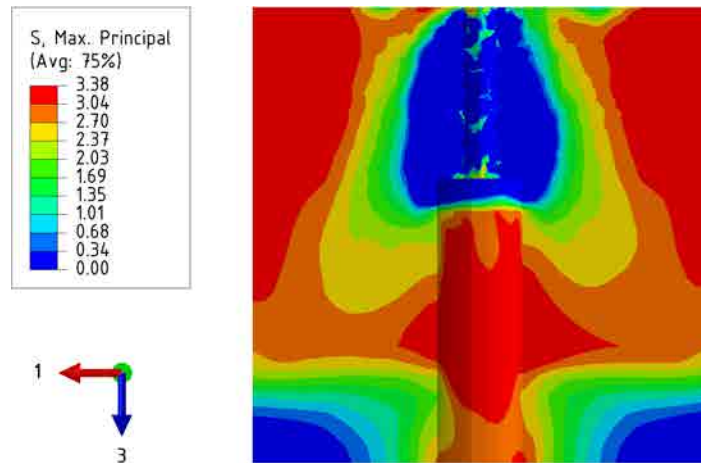


(b) Ż-C-12-5.0-3-UG_1

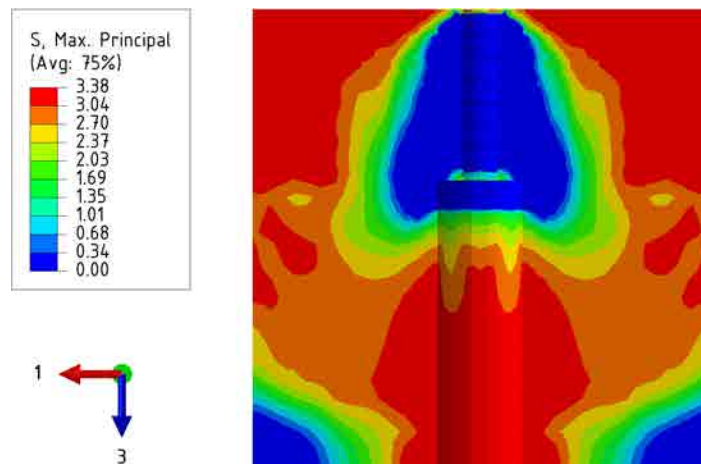


(c) Ż-C-12-5.0-3-UG_2

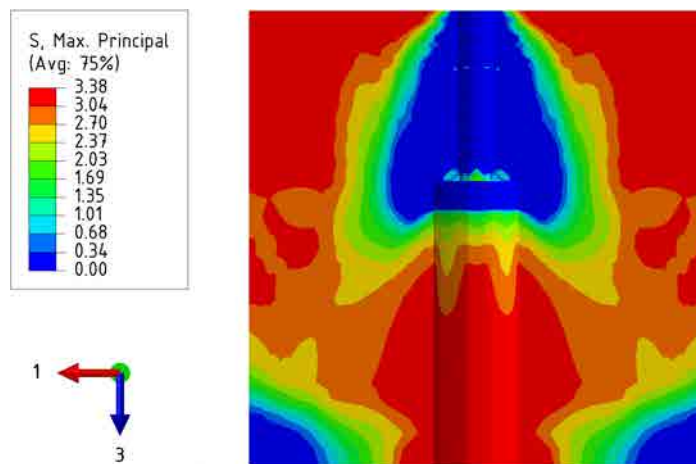
Rysunek 5.42: Mapy głównych naprężeń ściskających w betonie dla modeli z prętem żebro-
wanym w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości
betonu na ściskanie.



(a) Ż-C-12-5.0-3-RzG



(b) Ż-C-12-5.0-3-UG_1

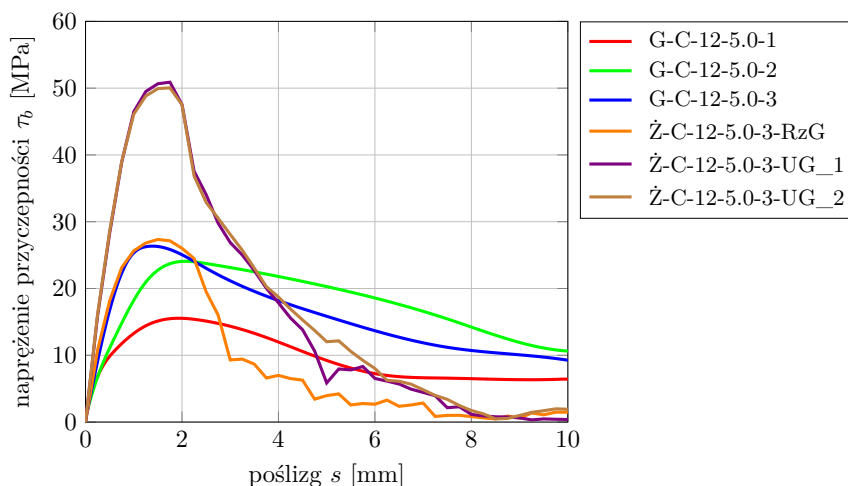


(c) Ż-C-12-5.0-3-UG_2

Rysunek 5.43: Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla modeli z prętem żebrowanym w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.

5.4.2.2 Metoda geometryczna vs. metoda powierzchni kohezyjnej

Na rysunku 5.44 pokazano krzywe przyczepność-poślizg otrzymane z symulacji MES metodą kohezyjnej powierzchni kontaktu oraz metodą geometryczną dla pręta o średnicy 12 mm. Natomiast w tabeli 5.17 zebrano parametry opisujące zachowanie przyczepności w teście pull-out.



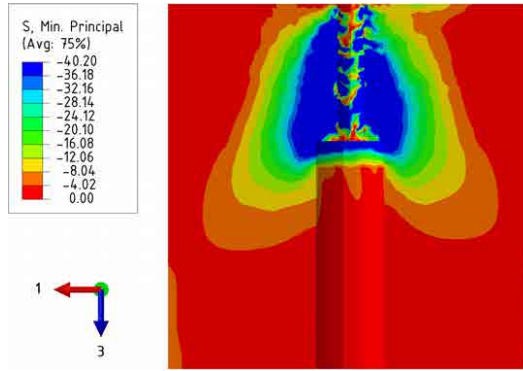
Rysunek 5.44: Krzywe $\tau_b - s$ z symulacji MES metodami CCB i geometryczną.

Tabela 5.17: Składowe zachowania przyczepności z symulacji MES metodami CCB i geometryczną.

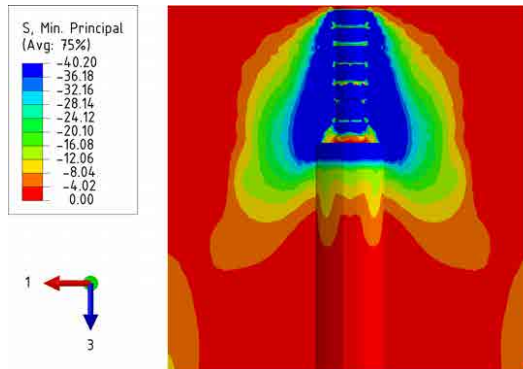
	$K_{b,0}$	$\tau_{b,max}$	s_1	$\tau_{b,f10}$
	[MPa/mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]
G-C-12-5.0-1	38,31	15,54	1,93	6,43
G-C-12-5.0-2	33,30	24,07	2,07	10,64
G-C-12-5.0-3	38,80	26,34	1,39	9,27
Ż-C-12-5.0-3-RzG	47,93	27,34	1,52	1,48
Ż-C-12-5.0-3-UG_1	68,48	50,89	1,71	0,38
Ż-C-12-5.0-3-UG_2	69,58	50,04	1,77	1,92

Najlepszą zgodnością relacji $\tau_b - s$ wykazują modele G-C-12-5.0-3 i Ż-C-12-5.0-3-RzG, szczególnie do zakresu stabilizacji naprężeń w obszarze szczytowego naprężenia przyczepności. Potwierdzają to również zbliżone wartości początkowej sztywności przyczepności $K_{b,0}$ (kolejno 38,80 i 47,93 MPa/mm - różnica 21,1%) oraz szczytowego naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ (odpowiednio 26,34 i 27,34 MPa - różnica 3,7%) i poślizgu s_1 (1,39 i 1,52 mm - różnica 8,9%). Ponadto zachowanie przyczepności modelu G-C-12-5.0-3 jest najbardziej zbliżone do przebiegu reprezentatywnej krzywej doświadczalnej uzyskanej z serii badawczej C-12-5.0 (zob. rysunek 5.27b i tabelę 5.14).

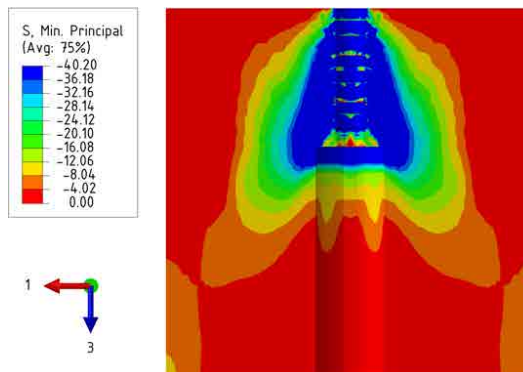
Na rysunkach 5.45 i 5.46 zestawiono mapy głównych naprężeń ściskających i rozciągających w betonowym bloku z rysunków 5.42 i 5.43 uzupełnione o odpowiadające mapy naprężeń z symulacji metodą CCB najlepiej odpowiadającej zachowaniu przyczepności z badań doświadczalnych dla serii C-12-5.0, czyli dla modelu G-C-12-5.0-3.



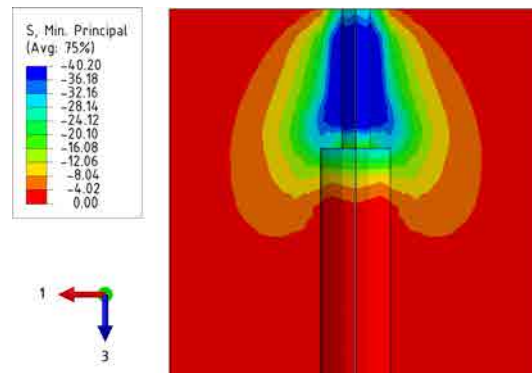
(a) Ż-C-12-5.0-3-RzG



(b) Ż-C-12-5.0-3-UG_1

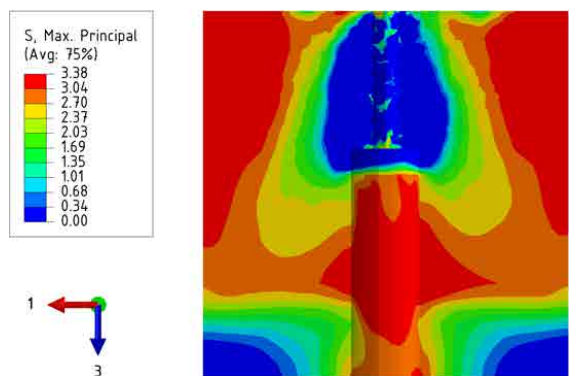


(c) Ż-C-12-5.0-3-UG_2

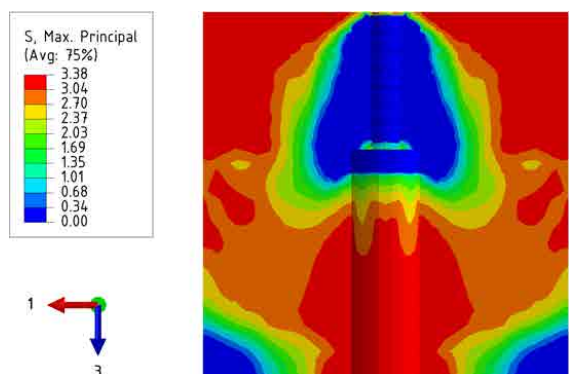


(d) G-C-12-5.0-3

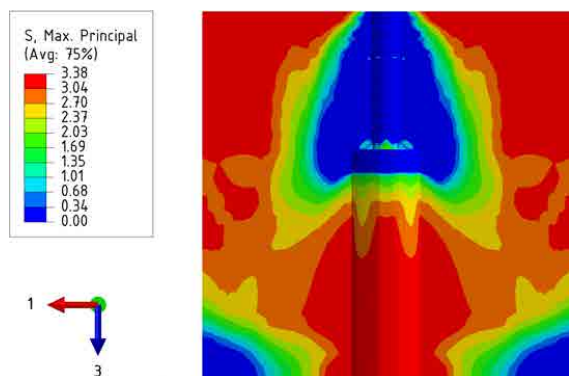
Rysunek 5.45: Mapy głównych naprężeń ściskających w betonie dla wybranych modeli numerycznych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na ściskanie.



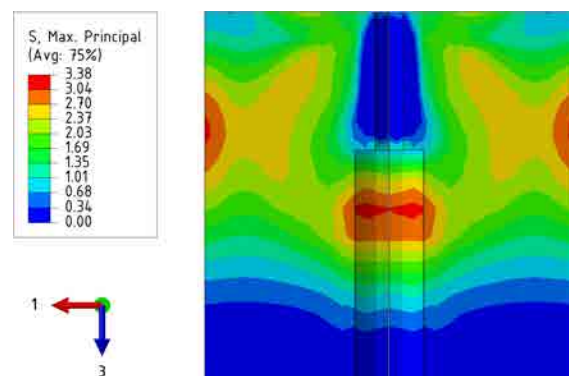
(a) Ż-C-12-5.0-3-RzG



(b) Ż-C-12-5.0-3-UG_1



(c) Ż-C-12-5.0-3-UG_2

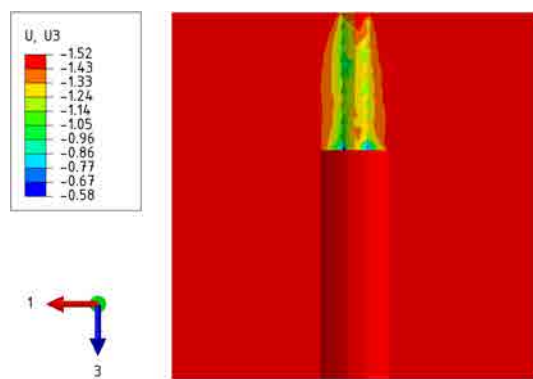


(d) G-C-12-5.0-3

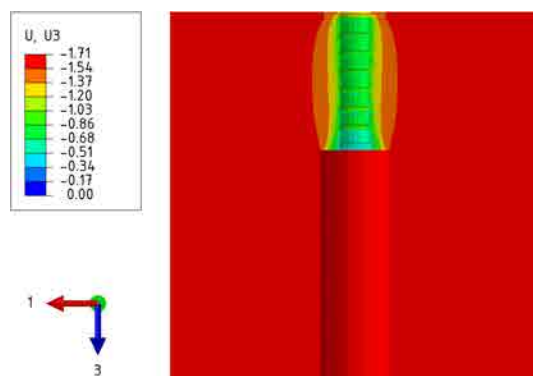
Rysunek 5.46: Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla wybranych modeli numerycznych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Rozkład głównych naprężeń ściskających w modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG jest najbardziej zbliżony do mapy uzyskanej dla modelu G-C-12-5.0-3 (rysunek 5.45). W modelach z uproszczoną geometrią pręta obserwuje się wyższe wartości naprężeń ściskających, rozłożone na większej powierzchni betonu, co jest konsekwencją wyższych naprężeń przyczepności uzyskanych w tych symulacjach w porównaniu z pozostałymi modelami (zob. rysunek 5.44). Odmiennie przedstawia się sytuacja w przypadku głównych naprężeń rozciągających. W symulacjach opartych na metodzie geometrycznej (rysunek 5.46) naprężenia rozciągające osiągają wartość równą wytrzymałości betonu na rozciąganie na znacznej części analizowanych przekrojów. Z kolei w modelu z prętem gładkim (rysunek 5.46) na przeważającej części przekroju naprężenia te są niższe od wytrzymałości materiału. Wskazuje to na zniszczenie przyczepności przez wyrwanie pręta z betonu, co było zgodne z mechanizmem zaobserwowanym dla wszystkich próbek z serii badawczej C-12-5.0 (zob. tabela 4.18).

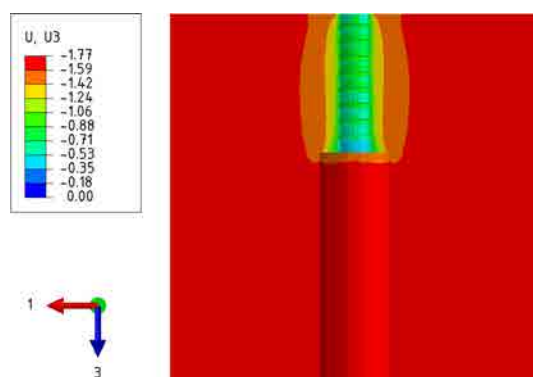
Na rysunku 5.47 przedstawiono mapy przemieszczenia pionowego bloku dla modeli z prętem żebrowanym oraz dla skalibrowanego modelu z prętem gładkim, w momencie osiągnięcia szczytowego naprężenia przyczepności. Cechą wspólną wszystkich symulacji było występowanie mniejszych przemieszczeń w strefie otaczającej pręt w porównaniu z zewnętrznymi partiami bloku. W modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG strefa ta była mniejsza i miała nieregularny kształt w odniesieniu do modeli Ż-C-12-5.0-3-UG_1 i Ż-C-12-5.0-3-UG_2, w których rozkład przemieszczeń był podobny, przy czym w modelu Ż-C-12-5.0-3-UG_2 strefa ta obejmowała największą objętość wśród modeli z prętem żebrowanym. Inaczej sytuacja przedstawiała się w modelu G-C-12-5.0-3, gdzie w strefie tej uformował się charakterystyczny stożek, obserwowany również na innych etapach symulacji (zob. rysunki 5.32a i 5.33). Jego obecność wynika ze specyfiki zastosowanej metody powierzchni kohezijnej. Na początku długości zakotwienia, od strony obciążonej, występują w pręcie maksymalne naprężenia, które są przekazywane na blok. Transfer tak dużego obciążenia generuje lokalnie wysokie naprężenia rozciągające, prowadząc do wyłączenia się i pasywacji tej strefy betonu, która przybiera kształt stożka. W rezultacie w nieaktywnej strefie nie występuje poślizg, a obszar ten jest „ciągnięty” razem z prętem. W miarę oddalania się w głąb odcinka przyczepności naprężenia w pręcie maleją (zob. rysunek 5.39), a tym samym zmniejsza się obciążenie przekazywane na beton. Takie warunki umożliwiają efektywny transfer naprężeń i powstanie poślizgu. W symulacjach numerycznych metodą geometryczną nie zastosowano powierzchni kohezijnej, zatem nie występuje adhezja między prętem a betonem. Przenoszenie obciążenia z pręta na blok odbywa się poprzez tarcie oraz mechaniczne zazębienie betonu między żebrami, co nie było możliwe do odwzorowania w symulacjach MES metodą CCB z uwagi na zastosowanie pręta gładkiego. Przykładowy fragment otoczenia żeber z modelu o geometrii rzeczywistej zaprezentowano na rysunku 5.48.



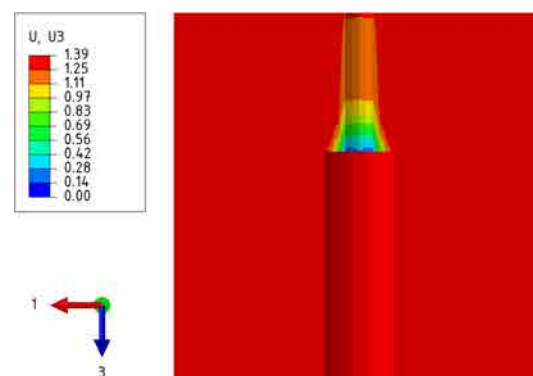
(a) Ż-C-12-5.0-3-RzG



(b) Ż-C-12-5.0-3-UG_1

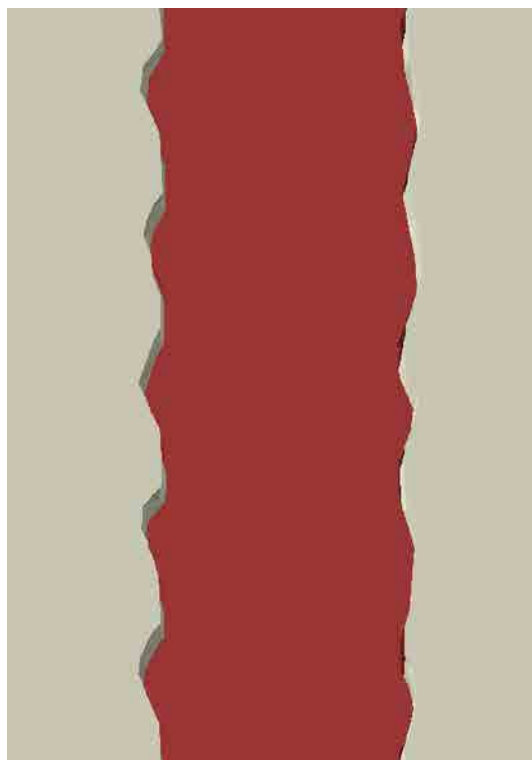


(c) Ż-C-12-5.0-3-UG_2



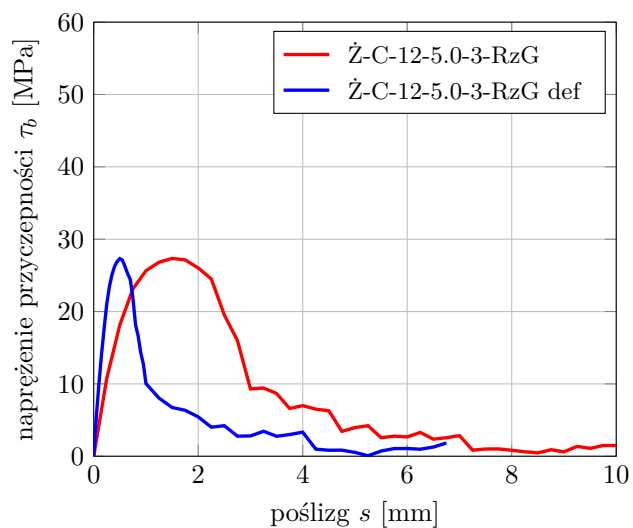
(d) G-C-12-5.0-3

Rysunek 5.47: Mapy pionowych przemieszczeń bloku dla wybranych modeli numerycznych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą s_1 z danej symulacji.

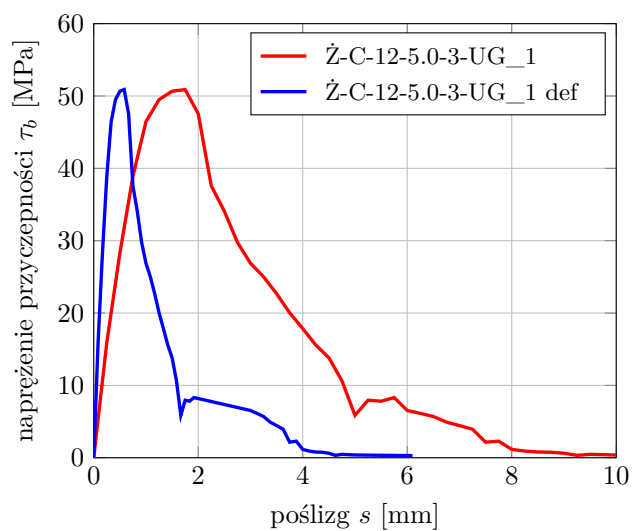


Rysunek 5.48: Otoczenie żeber z symulacji Ż-C-12-5.0-3-RzG.

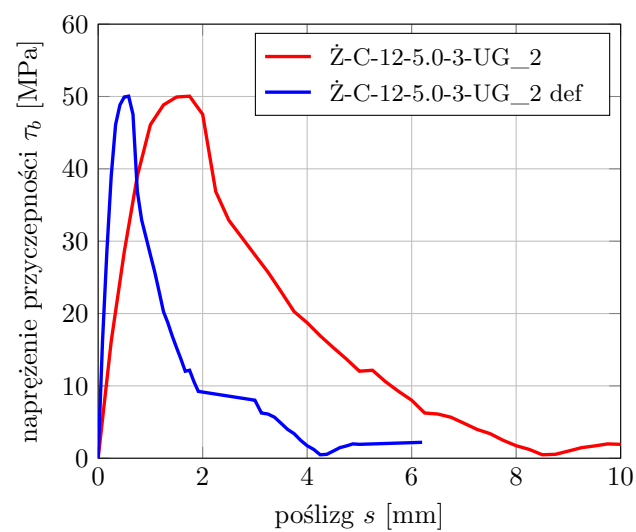
W symulacjach numerycznych metodą geometryczną teoretyczny poślizg, czyli przemieszczenie pręta względem betonu na styku dwóch materiałów, należy traktować inaczej z uwagi na przytoczone powyżej spostrzeżenia dotyczące różnicy między dwoma rozważanymi sposobami modelowania przyczepności. W symulacjach MES metodą powierzchni kohezyjnej teoretyczny poślizg traktowano jako różnicę wydłużenia pręta i betonu (zob. podrozdział 5.4.1.2). W przypadku symulacji metodą geometryczną skutkowałoby to m.in. problemami interpretacyjnymi, ponieważ zarówno od strony obciążonego, jak i swobodnego końca pręta zakotwionego w bloku, dochodzi do jego przemieszczenia względem betonu. Wobec tego w symulacjach z prętem żebrowanym poślizg na styku dwóch materiałów należy mierzyć między punktami znajdującymi się na początku badania w tym samym miejscu na bloku i obciążonym końcu pręta. Różnica przemieszczeń tych punktów pozwoli określić o ile wysunął się pręt względem betonu, uwzględniając przy tym wydłużenie pręta na długości zakotwienia oraz wydłużenie wyciągniętej części pręta, które można uznać za pomijalnie małe. Analogiczny pomiar po stronie nieobciążonego końca bloku nie brałby pod uwagę wydłużenia pręta. Krzywe przyczepność-poślizg otrzymane dla modeli numerycznych z prętem żebrowanym w wariancie poślizgu w myśl rozumienia testu pull-out i teoretycznego (def) pokazano na rysunku 5.49.



(a) Ż-C-12-5.0-3-RzG



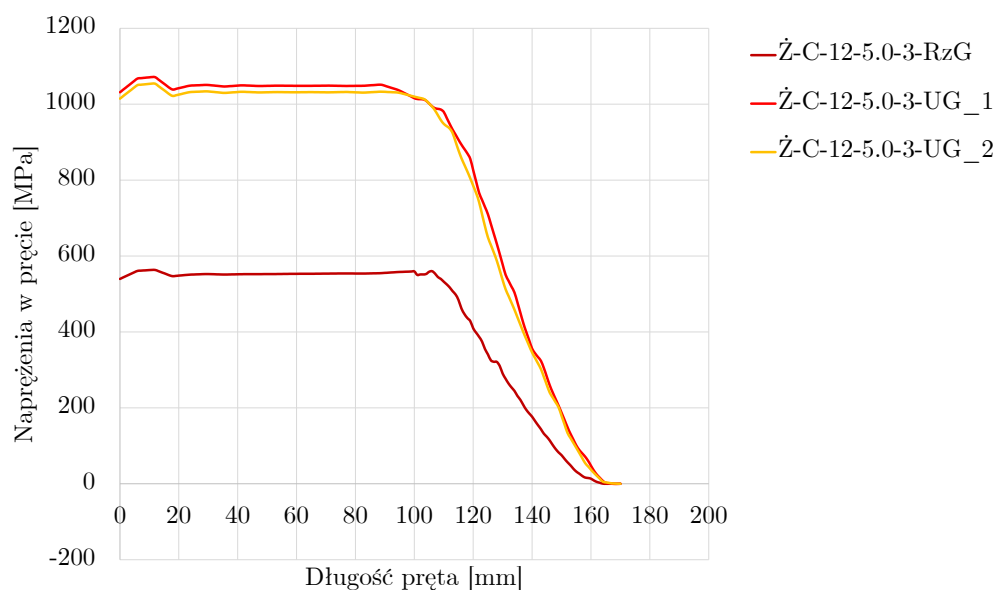
(b) Ż-C-12-5.0-3-UG_1



(c) Ż-C-12-5.0-3-UG_2

Rysunek 5.49: Krzywe $\tau_b - s$ dla różnych definicji poślizgu.

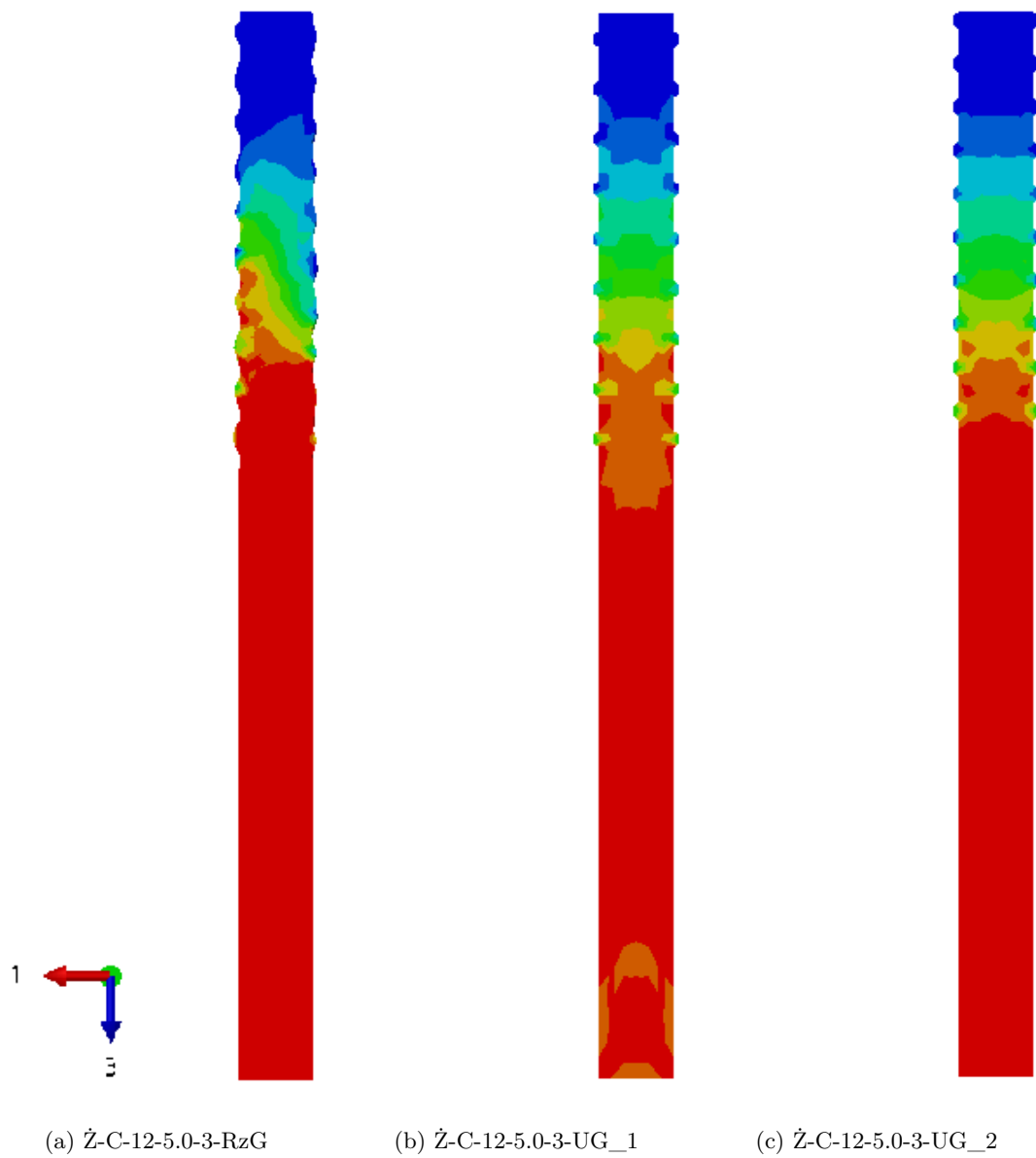
Podobnie jak w przypadku symulacji metodą powierzchni kohezyjnej, również dla symulacji metodą geometryczną możliwa jest analiza rozkładu naprężeń w pręcie zbrojeniowym. Wykresy tych rozkładów przedstawiono na rysunku 5.50.



Rysunek 5.50: Rozkłady naprężeń w pręcie w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ w symulacji numerycznej (długość pręta: 0 mm - obciążony koniec pręta, 170 mm - nieobciążony koniec pręta).

Naprężenia w prętach mają w przybliżeniu stałą wartość na odcinkach, na których nie występuje kontakt z betonem. Najwyższe wartości naprężeń odnotowano w modelach z uproszczoną geometrią uźebrowania, co jest zgodne z faktem, iż dla tych modeli uzyskano również największe naprężenia przyczepności. Na długości zakotwienia naprężenia w pręcie zmniejszają się w przybliżeniu liniowo, aż do osiągnięcia wartości zerowej. Przebiegi te są analogiczne do uzyskanych w symulacjach z prętem gładkim (zob. rysunek 5.39) i odpowiadają założeniu liniowej zmienności naprężeń na długości l_b dla próbki o krótkim zakotwieniu (zob. podrozdział 2.1.2.1).

Ze względu na nieregularny kształt pręta w modelu $\dot{Z}</math>-C-12-5.0-3-RzG naprężenia nie rozkładają się równomiernie wzdłuż jego osi. Oznacza to, że również transfer naprężeń z pręta na beton ma charakter nierównomierny, co jest widoczne na mapach głównych naprężeń ściskających i rozciągających (zob. rysunek 5.42 i 5.43). W symulacjach z prętami o uproszczonej geometrii naprężenia w pręcie wykazują natomiast równomierny rozkład, co stanowi konsekwencję ich osiowej symetrii. Mapy naprężeń w pręcie dla analiz numerycznych z wykorzystaniem metody geometrycznej przedstawiono na rysunku 5.51.$



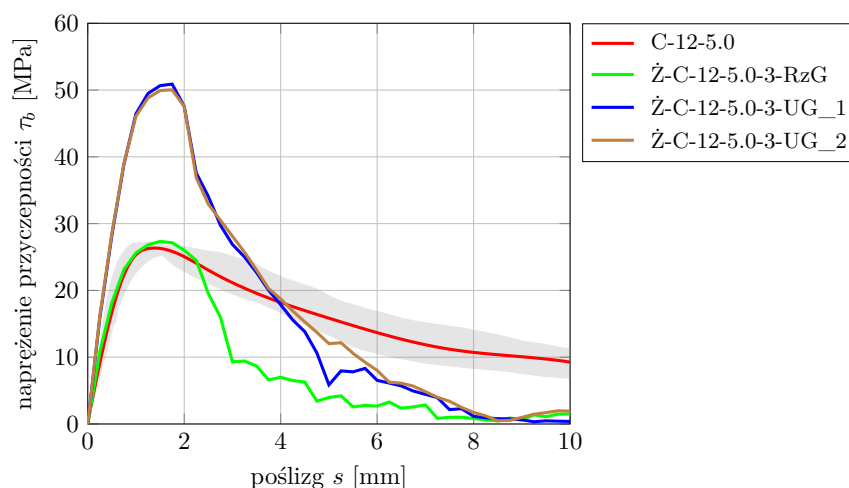
Rysunek 5.51: Rozkład naprężeń w pręcie σ_s w momencie osiągnięcia w symulacji naprężenia $\tau_{b,max}$.

5.4.2.3 Metoda geometryczna vs. eksperymenty

Porównanie wyników symulacji MES z danymi eksperymentalnymi jest niezbędne, ponieważ umożliwia weryfikację i walidację modelu numerycznego dla testu pull-out. W tabeli 5.18 zestawiono parametry charakteryzujące zachowanie przyczepności. Analogicznie do symulacji z prętem gładkim, naprężenia resztkowe $\tau_{b,f10}$ zinterpretowano jako wartości przyczepności odpowiadające poślizgowi końcowemu równemu 10 mm. Na rysunku 5.52 przedstawiono krzywe przyczepność-poślizg uzyskane z obliczeń numerycznych oraz krzywą reprezentatywną dla badań doświadczalnych, wraz z obwiednią wyników eksperymentalnych.

Tabela 5.18: Składowe zachowania przyczepności z symulacji MES z prętami żebrowanymi i eksperymentów.

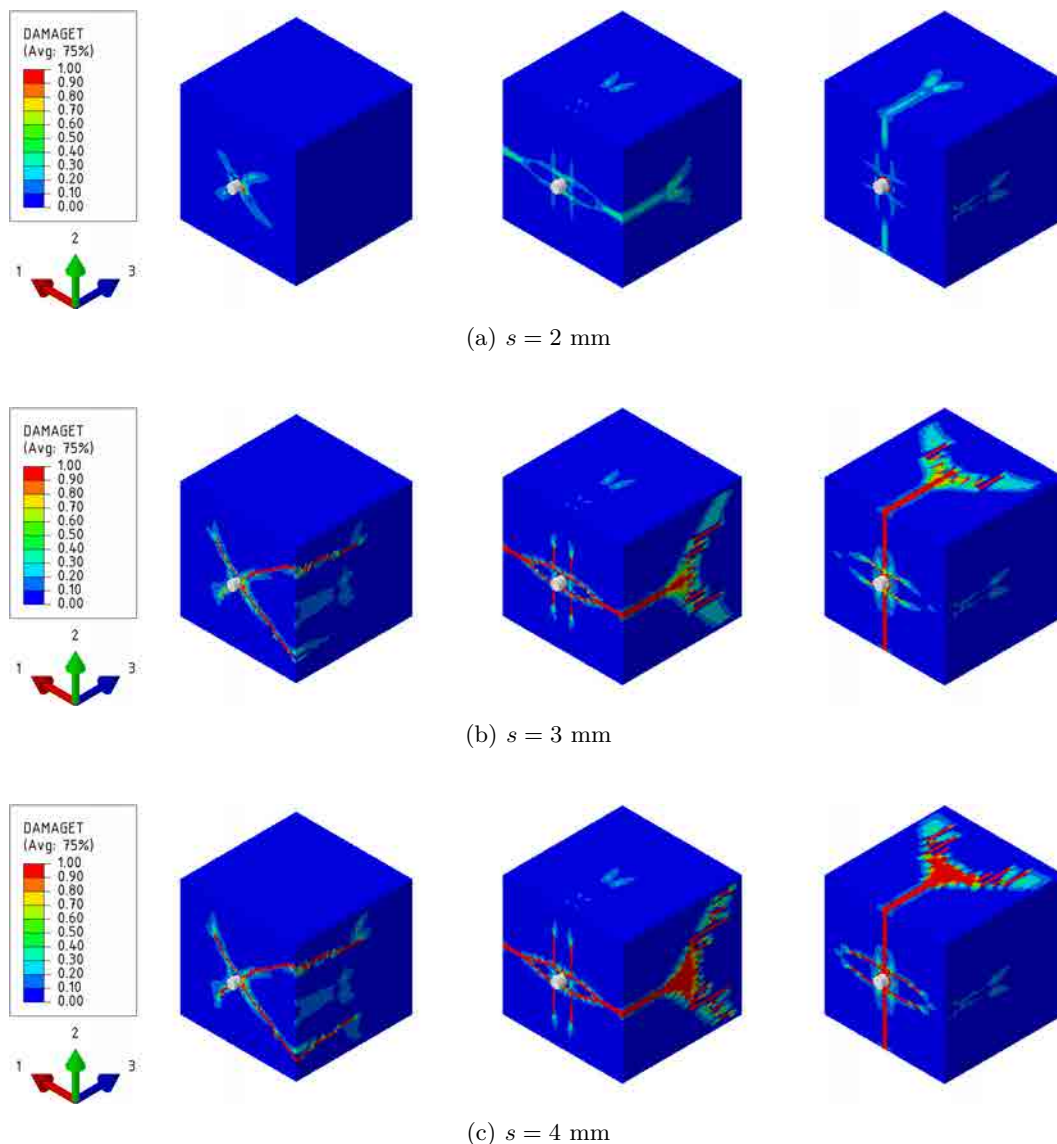
	K_{b0}	$\tau_{b,max}$	s_1	$\tau_{b,f10}$
	[MPa/mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]
C-12-5.0	32,97	26,35	1,37	8,73
Ż-C-12-5.0-3-RzG	47,93	27,34	1,52	1,48
Ż-C-12-5.0-3-UG_1	68,48	50,89	1,71	0,38
Ż-C-12-5.0-3-UG_2	69,58	50,04	1,77	1,92



Rysunek 5.52: Porównanie krzywych $\tau_b - s$ dla modeli z wykorzystaniem metody geometrycznej oraz krzywej reprezentatywnej dla serii badawczej C-12-5.0 wraz z obwiednią.

Model z rzeczywistą geometrią pręta zapewnia najlepsze odwzorowanie numeryczne serii eksperymentalnej C-12-5.0. Potwierdzają to zarówno przebiegi krzywych $\tau_b - s$, jak i parametry opisujące przyczepność, wyznaczone na podstawie tych krzywych. Początkowa sztywność przyczepności w modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG jest o 45,4% większa w porównaniu z wartością uzyskaną w eksperymencie. Natomiast w modelach z uproszczoną geometrią pręta sztywność $K_{b,0}$ jest ponad dwukrotnie większa. Analogiczną tendencję obserwuje się dla szczytowych naprężeń przyczepności. W modelu z rzeczywistą geometrią pręta naprężenia $\tau_{b,max}$ są wyższe o 3,8%, podczas gdy w modelach Ż-C-12-5.0-3-U_1 i Ż-C-12-5.0-3-U_2 – odpowiednio o 93,1% i 89,9%. Podobne rozbieżności dotyczą poślizgów s_1 : różnice w odniesieniu do serii C-12-5.0 wynoszą 10,9%, 24,8% i 29,2% odpowiednio dla modeli Ż-C-12-5.0-3-RzG, Ż-C-12-5.0-3-U_1 oraz Ż-C-12-5.0-3-U_2.

We wszystkich symulacjach z prętami żebrowanymi naprężenia $\tau_{b,f10}$ są znacząco niższe (około siedmiokrotnie) niż wartości uzyskane w referencyjnej serii eksperymentalnej. Tak wyraźne różnice wynikają z przebiegu krzywych przyczepność-poślizg w fazie po osiągnięciu szczytowego naprężenia τ_b . Przebieg zależności $\tau_b - s$ dla modeli numerycznych z prętami żebrowanymi sugeruje, że zniszczenie przyczepności nastąpiło przez mechanizm rozłupująco-wyrywający. Potwierdzeniem tej obserwacji są mapy uszkodzeń betonu w rozciąganiu (DAMAGET), które przedstawiono na rysunku 5.53.



Rysunek 5.53: Mapy DAMAGET dla różnych poślizgów s dla modeli - od lewej: Ż-C-12-5.0-3-RzG, Ż-C-12-5.0-3-UG_1, Ż-C-12-5.0-3-UG_2.

Mapy DAMAGET można traktować jako przybliżony obraz zarysowania betonu. Interpretacja tych wyników pozwala na ocenę postępu degradacji materiału w trakcie symulacji, co zilustrowano na rysunku 5.53. Przyjęte parametry materiałowe mają istotny wpływ na zachowanie betonu w modelu. W modelu CDP wykorzystanym w obliczeniach, charakterystyki materiałowe dla jednoosiowego ściskania i rozciągania, jak również parametry definiujące reakcję na złożone stany naprężenia, oparto głównie na danych literaturowych, a nie na wynikach badań własnych. Taki dobór danych nieuchronnie wpływa na dokładność odwzorowania procesów mechanicznych w betonie.

Osobną kwestią jest zdolność modelu do symulacji ścinania betonu pomiędzy żebrami pręta (tzw. zjawisko shearing-off), charakterystycznego dla III etapu mechanizmu przyczepności przy zniszczeniu przez wyrwanie (zob. podrozdział 2.3.4). COX I HERRMANN [14] stwierdzili, że jakość modelowania przyczepności w skali żebra jest uzależniona od zdolności zastosowanego modelu betonu do odzwierciedlenia procesów pęknięcia i miażdżenia. Zastosowany w obliczeniach model CDP opisuje objętościowe zachowanie betonu. Tymczasem zjawisko shearing-off jest procesem silnie zlokalizowanym na styku pręta zbrojeniowego z betonem. Polega ono na oddzieleniu się betonu spomiędzy żeber od otaczającej matrycy, a następnie jego miażdżeniu i ścieraniu przy występowaniu dużych odkształceń. W ramach modeli numerycznych zdefiniowanych w niniejszej pracy, wiarygodna symulacja zjawiska

shearing-off jest niewykonalna. Z tego względu przydatność przeprowadzonych analiz jest ograniczona do zakresu poślizgów odpowiadających osiągnięciu szczytowych naprężeń przyczepności, czyli do II etapu mechanizmu przyczepności.

Dodatkowym aspektem determinującym uzyskane rezultaty jest specyfika samego modelu CDP. Według SEOKA I IN. [32], którzy również prowadzili symulacje MES próby wyrywania pręta żebrowanego, model CDP w kontekście testów pull-out wykazuje kilka istotnych ograniczeń, które rzutują na jego dokładność w tego typu analizach. Jednym z nich jest znaczne przeszacowanie wartości naprężeń przyczepności w porównaniu z wynikami eksperymentalnymi, szczególnie w fazie poprzedzającej osiągnięcie maksymalnych naprężeń $\tau_{b,max}$ oraz w momencie ich występowania. Problem ten wynika z predykcji zbyt wysokiej wytrzymałości betonu w warunkach silnego skrępowania. Krzywe $\tau_b - s$ widoczne na rysunku 5.52 dla przeprowadzonych symulacji numerycznych z prętem żebrowanym potwierdzają istnienie tego ograniczenia. Podobne przypadki przeszacowania wartości uzyskano m.in. w symulacjach opisanych w pracy [249].

Innym ograniczeniem modelu CDP, wskazanym w pracy [32], jest niewłaściwie zdefiniowana powierzchnia plastyczności, co prowadzi do błędnego przewidywania mechanizmu zniszczenia przyczepności. Problem ten jest mniej widoczny, gdy symulacja numeryczna ma odzwierciedlać eksperyment, w którym doszło do zniszczenia przez rozłupanie, jak np. w pracy [185]. W takim przypadku uzyskanie mapy uszkodzeń (DAMAGET) wskazującej na rozłupanie, analogicznej do przedstawionej na rysunku 5.53, potwierdza zgodność modelu z eksperymentem. Sytuacja jest odmienna w przypadku analizowanym w niniejszej pracy. Badania doświadczalne jednoznacznie wykazały, że przy zadanym stopniu skrępowania próbek zniszczenie przyczepności nastąpiło przez wyrwanie pręta. Natomiast symulacje numeryczne sugerują mechanizm rozłupająco-wyrywający, co stanowi istotną rozbieżność w stosunku do obserwacji eksperymentalnych.

5.5 Wnioski z analizy numerycznej

Metoda powierzchni kohezyjnej

- Warunkiem wiarygodnego dopełnienia badań doświadczalnych pull-out symulacjami MES jest takie zdefiniowanie pracy i styku pręta i betonu w modelu numerycznym z prętem gładkim, aby odzwierciedlał on zachowanie przyczepności zaobserwowane podczas eksperymentów.
- Zastosowanie kalibracji modelu z prętem gładkim, czyli iteracyjnego dopasowania krzywej przyczepność-poślizg będącej jego rezultatem, umożliwia otrzymanie niemal identycznej zależności $\tau_b - s$ jak z testu laboratoryjnego. Modele, które nie zostały poddane kalibracji oraz w których zastosowano bezpośrednio krzywą z teoretycznego modelu przyczepności, wyróżniały się wyraźnie innym przebiegiem zależności naprężenie przyczepności-poślizg oraz znacznie niższymi naprężeniami τ_b i poślizgami s w całym zakresie symulacji numerycznej.
- Potrzeba kalibracji wynika z kilku różnic pomiędzy wykonywanym eksperymentem a metodą powierzchni kohezyjnej. Po pierwsze interpretacja poślizgu. Podczas eksperymentu mierzone jest przemieszczenie betonowego bloku względem pręta, natomiast w definicji metody CCB należy określić poślizgi na bezpośrednim styku pręta i betonu, których wartości znacząco się różnią względem zmierzonych w czasie testu. Po drugie efektywna długość przyczepności. Betonowy blok od strony obciążonego końca pręta przejmuje największe obciążenie transferowane z pręta. Powoduje to wyłączenie się fragmentu bloku z przenoszenia naprężeń z pręta na beton oraz brak przyrostu poślizgu na wyłączonej części bloku przypominającej kształtem stożek. Wówczas rzeczywista długość zakotwienia pręta jest mniejsza od początkowej, czego skutkiem są większe naprężenia przyczepności.
- Istotne znaczenie mają również parametry określane w modelach materiałowych wykorzystanych w symulacjach MES testu pull-out metodą CCB. Przykład kalibracji modelu odwzorowującej serię badawczą M20-12-5.0 pokazuje, jak duże znaczenie ma podanie wartości parametrów wytrzymałościowych betonu. Określenie niewłaściwych wartości prowadziło do braku możliwości zadowalającej kalibracji krzywej $\tau_b - s$.
- Poprawnie wykalibrowane modele numeryczne odwzorowujące testy wyrywania pręta z betonu umożliwiają otrzymywanie rezultatów, które mogą stanowić dopełnienie badań doświadczalnych. Za pomocą takich symulacji MES można analizować m.in. naprężenia w betonie i stali - ich rozkład w dowolnym przekroju lub w całym elemencie oraz wartości. Dzięki temu można antycypować np. w jaki sposób dojdzie do zniszczenia przyczepności.

Metoda geometryczna

- Najlepszym odwzorowaniem testu pull-out referencyjnej serii eksperymentalnej charakteryzował się model z rzeczywistą geometrią pręta. Modele z uproszczoną geometrią uźebrowania wykazywały znacznie wyższe naprężenia przyczepności w całym zakresie analizowanych poślizgów w porównaniu do modelu z rzeczywistą geometrią uźebrowania
- Przyjęcie uproszczonej geometrii pręta, opartej na założeniu identycznej wartości względnego pola powierzchni żebra f_R przy zmienionym rozstawie lub wysokości żeber, nie skutkuje zadowalająco zbliżonym zachowaniem przyczepności względem rzeczywistej geometrii pręta. Wskazuje to na istotny wpływ innych parametrów uźebrowania pręta, które nie zostały uwzględnione w modelach.
- Dominacja głównych naprężeń rozciągających równych wytrzymałości betonu na rozciąganie we wszystkich modelach geometrycznych sugeruje zniszczenie przyczepności przez pojawienie się rysy rozłupującej, co wskazuje na mechanizm rozłupająco-wyrywający. Mapy uszkodzenia betonu potwierdzają degradację betonu przy rozciąganiu, co wspiera obserwację zniszczenia przyczepności przez typ mieszany. Stoi to w sprzeczności do wyników eksperymentów, które wskazywały na zniszczenie przyczepności przez wyrwanie dla referencyjnej serii eksperymentalnej.
- Możliwą przyczyną niezgodności typu zniszczenia przyczepności zaobserwowanego w badaniach doświadczalnych i symulacjach numerycznych metodą geometryczną jest model CDP, wykorzystany w obliczeniach. Model ten ma istotne ograniczenia w kontekście symulowania warunków testu pull-out, co może tłumaczyć omawianą niezgodność.

Rozdział 6

Wnioski końcowe

- (1) Wstępne serie testów typu pull-out wykazały, że zapewnienie stałej i precyzyjnie określonej długości zakotwienia pręta, równomierne przyłożenie obciążenia oraz niezawodny pomiar poślizgu mają istotny wpływ na wyniki badań. Zastosowanie szczelnej izolacji pręta od betonu, dwuwarstwowej podkładki między blokiem a płytą klatki obciążającej oraz precyzyjnego ekstensometru pozwoliło uzyskać wiarygodne rezultaty o zadowalająco niskim rozrzucie. Potwierdza to tezę o kluczowym znaczeniu wyeliminowania potencjalnych błędów metodycznych, wynikających z konstrukcji próbek, stanowiska badawczego oraz sposobu prowadzenia pomiarów.
- (2) Przeprowadzona analiza doświadczalna pozytywnie zweryfikowała tezę związaną z istotnym wpływem sprzężenia czynników związanych ze skrępowaniem pręta w betonie. Kluczowe znaczenie miał wpływ skrępowania pręta przez beton w postaci otuliny i lokalizacji pręta w bloku, średnicy pręta oraz długości jego zakotwienia na zachowanie przyczepności w teście pull-out. Wymienione czynniki determinują typ zniszczenia przyczepności, co wpływa na przebieg zależności przyczepność-poślizg. W konsekwencji oddziałuje to na pozostałe składowe zachowania przyczepności w próbie wyrwania, tj.: początkową sztywność przyczepności $K_{b,0}$, szczytowe naprężenie przyczepności $\tau_{b,max}$ i odpowiadający mu poślizg s_1 oraz naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$.
- (3) Przeprowadzona analiza doświadczalna pozytywnie zweryfikowała tezę o istotnym, sprzężonym wpływie czynników związanych ze skrępowaniem pręta w betonie. Wykazano kluczowe znaczenie skrępowania pręta przez otaczający beton (grubość otuliny i lokalizacja pręta w bloku), jego średnicy oraz długości zakotwienia dla charakterystyki przyczepności w teście pull-out. Powyższe czynniki determinują typ zniszczenia, co bezpośrednio kształtuje przebieg zależności przyczepność-poślizg. W konsekwencji oddziałuje to na kluczowe parametry opisujące to zjawisko, tj.: początkową sztywność przyczepności $K_{b,0}$, szczytowe naprężenie przyczepności $\tau_{b,max}$ i odpowiadający mu poślizg s_1 oraz naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$.
- (4) Badania przeprowadzone na próbkach z prętem umieszczonym mimośrodowo okazały się szczególnie istotne, ponieważ umożliwiły obserwację zróżnicowanych mechanizmów pracy na styku pręt-beton. Pozwoliło to na identyfikację wszystkich możliwych typów zniszczenia przyczepności oraz na wykazanie wpływu lokalizacji pręta i stopnia jego skrępowania – wyrażonego stosunkiem grubości otuliny do średnicy pręta (c/d_b) – na charakterystykę zjawiska. Znaczenie tych eksperymentów wynika z faktu, iż standardowe testy pull-out wykonuje się na elementach z centrycznym położeniem zbrojenia. Otrzymane rezultaty poszerzyły spektrum dostępnych danych i pozwoliły na przeprowadzenie wszechstronnej analizy przyczepności, uwzględniającej różnorodne warunki pracy styku, w tym wpływ asymetrycznego rozkładu naprężeń w otulinie oraz zróżnicowanego stopnia skrępowania pręta w zależności od jego położenia względem krawędzi bloku betonowego.

- (5) Symulacje numeryczne testów pull-out, odwzorowujące warunki eksperymentalne, miały na celu dopełnienie analizy doświadczalnej. Wyniki badań laboratoryjnych stanowiły podstawę do kalibracji i walidacji modeli numerycznych. Symulacje te dostarczyły z kolei szeregu istotnych danych, niemożliwych do uzyskania na drodze empirycznej. Możliwość analizy rozkładu naprężeń w betonie i stali zbrojeniowej pozwala na głębsze zrozumienie interakcji między tymi materiałami, a także na precyzyjną ocenę mechanizmu zniszczenia przyczepności. Warunkiem uzyskania wiarygodnych wyników jest jednak właściwe odwzorowanie zachowania zarówno betonu i stali, jak i interfejsu pręt-beton.
- (6) Obliczenia wykonane dla prętów gładkich z wykorzystaniem metody powierzchni kohezyjnych, mimo braku geometrycznego odwzorowania uźebrowania, dostarczyły rezultatów pozwalających na wyjaśnienie wpływu analizowanych parametrów. Umożliwiły one m.in. analizę rozkładu naprężeń ściskających i rozciągających w zależności od średnicy pręta czy długości zakotwienia. Fakt, że odpowiednio skalibrowane modele stanowią wiarygodne uzupełnienie eksperymentów, potwierdza jedną z początkowych tez badawczych.
- (7) Symulacje numeryczne z modelem pręta żebrowanego umożliwiają wierne odwzorowanie współpracy zbrojenia i betonu, wynikającej z rzeczywistej geometrii pręta. W tym przypadku przyczepność jest uzyskiwana głównie dzięki mechanicznemu zazębieniu betonu między żebrami, co pozwala na analizę zjawiska w skali żebra. Przeprowadzone symulacje potwierdzają tezę o kluczowym znaczeniu wykorzystania jawnego modelu pręta żebrowanego w analizie MES testu pull-out. Modele uwzględniające rzeczywistą geometrię uźebrowania pozwalają na najdokładniejsze odtworzenie współpracy obu materiałów. Wykazano, że zastosowanie nadmiernie uproszczonej geometrii żeber prowadzi do uzyskania wyników znacznie odbiegających od danych eksperymentalnych oraz od rezultatów symulacji z modelem o geometrii rzeczywistej. Podkreśla to również, że kluczowym aspektem analiz numerycznych jest dobór modeli materiałowych oraz ich parametrów, które precyzyjnie opisują zachowanie materiałów i zjawiska przyczepności w testach pull-out.

Rozdział 7

Kierunki dalszych badań

Kierunki dalszych badań są ściśle powiązane z przyjętym planem badawczym (podrozdział 3.2.1) i obejmują trzy etapy. Etap I poświęcony będzie analizie przyczepności w skali żebra, etap II skupi się na skali pręta, natomiast etap III będzie dotyczył skali elementu. Prace badawcze będą prowadzone w ujęciu zarówno eksperymentalnym, jak i numerycznym.

Analiza doświadczalna

Skala żebra

Mimo zrealizowania zakresu pracy doktorskiej, skupionego na analizie przyczepności w skali żebra, planuje się kontynuację badań na próbkach z krótkim zakotwieniem. Decyzja ta wynika z obserwacji poczynionych w trakcie niniejszych analiz, które wskazują na istnienie istotnych parametrów zmiennych, mogących pogłębić zrozumienie mechanizmu współpracy pręta z betonem w teście pull-out.

- Testy prętów o średnicy $d_b = 14$ mm

W pracy analizowano pręty o średnicach 10, 12 i 16 mm, pomijając rzadziej stosowaną średnicę 14 mm. Jednak wyniki testów pull-out sugerują, że charakter zniszczenia przyczepności dla pręta 14 mm mógłby być interesujący. Badania te pozwoliłyby zweryfikować, czy doszłoby do zniszczenia o charakterze mieszanym – rozłupująco-wyrwywającym.

- Stała długość zakotwienia l_b przy zmiennej średnicy d_b

W standardowych testach POT długość zakotwienia jest najczęściej wielokrotnością średnicy pręta. Chociaż przy tym samym typie zniszczenia naprężenia $\tau_{b,max}$ pozostają na zbliżonym poziomie, uniemożliwia to ocenę rzeczywistego wpływu średnicy d_b na naprężenia przyczepności. Rozwiązaniem byłoby zastosowanie stałej długości zakotwienia l_b dla wszystkich analizowanych średnic.

- Zmienna średnica d_b przy stałym wymiarze bloku 200x200x200 mm

W literaturze szczytowe naprężenie przyczepności z testu POT bywa określane jako „wytrzymałość przyczepności” (ang. bond strength). Jeśli jednak przyjąć, że wytrzymałość ta jest cechą materiałową – czyli maksymalnym możliwym do uzyskania naprężeniem dla danej pary beton-pręt – to nazywanie w ten sposób wyniku każdego POT jest nieuzasadnione. Zastosowanie większego bloku betonowego dla prętów, które uległy zniszczeniu przez wyrwanie, pozwoliłoby zweryfikować tę hipotezę.

- Opracowanie nowego elementu badawczego do badań pull-out
Test pull-out, omówiony w podrozdziale 2.1.4.1, cechuje się licznymi uproszczeniami. Kluczowym ograniczeniem jest brak odwzorowania strefy rozciąganej, typowej dla konstrukcji żelbetowych, gdyż beton w próbce jest ściskany równolegle do osi pręta. Opracowanie zmodyfikowanego elementu badawczego, eliminującego ten problem, pozwoliłoby analizować przyczepność w warunkach bliższych rzeczywistym. Dotychczasowe próby rozwiązania tego problemu (np. NOAKOWSKI I IN. [250]) budzą pewne wątpliwości, co uzasadnia dalsze poszukiwania skuteczniejszej metody badawczej.

Skala pręta

Etap II planu badawczego koncentruje się na analizie przyczepności w skali pręta. Skala ta obejmuje próbki z długością zakotwienia istotnie przekraczającą pięciokrotność średnicy pręta. Analiza próbek z długim zakotwieniem wymaga precyzyjnego określenia rozkładu naprężeń w rozciąganej przęce, co jest niezbędne do wyznaczenia profilu naprężeń przyczepności i stanowi główne wyzwanie eksperymentalne w tej skali. Zgodnie z planem badawczym, ukierunkowanym na analizę długości zakotwienia w belkach, głównym badaniem doświadczalnym będą testy belek z zakotwionymi prętami (rysunek 2.8c). Dodatkowo planuje się analizę zachowania przyczepności w testach pull-out z długim zakotwieniem oraz w próbach bezpośredniego rozciągania pręta zakotwionego w betonie (rysunek 2.8e).

- Korelacja wyników POT ze skali żebra do analizy w skali pręta
Wyników uzyskanych z testów pull-out nie można przenosić bezpośrednio na rzeczywiste elementy żelbetowe ze względu na ograniczenia tej metody badawczej. Dla przykładu oznacza to, że szczytowe naprężenie przyczepności nie może być traktowane jako obliczeniowa wytrzymałość przyczepności w projektowaniu (zob. rysunek 2.4). Nie dyskwalifikuje to jednak testu pull-out w kontekście praktycznym. Kluczowe jest opracowanie metody korelacji wyników POT (np. naprężenia $\tau_{b,max}$) z zachowaniem w skali pręta.
- Weryfikacja założenia o rozkładzie przyczepności na długim zakotwieniu
W testach z krótkim zakotwieniem zakłada się występowanie tzw. lokalnej przyczepności, czyli jednorodnego etapu mechanizmu współpracy na całej długości l_b (zob. podrozdział 2.3.2). Założenie to traci ważność w przypadku długich zakotwień, gdzie wzdłuż pręta współlistnieją różne etapy mechanizmu przyczepności. Doświadczalna obserwacja tych etapów na poszczególnych pododcinkach pozwoliłaby na zrozumienie globalnego zachowania przyczepności jako sumy lokalnych interakcji.
- Wpływ stanu naprężenia na przyczepność
Kolejnym celem jest ocena wpływu złożonego stanu naprężenia na mechanizm przyczepności. Zostanie to zrealizowane poprzez eksperymenty, w których próbki badawcze będą poddawane różnym stanom naprężenia. Będzie to możliwe dzięki wymienionym wcześniej eksperymentom.

Skala elementu

Etap III planu badawczego poświęcony jest analizie przyczepności w skali elementu. Badania na tym poziomie stanowią największe wyzwanie ze względu na złożoność przygotowania i testowania próbek oraz wysokie koszty. Są one jednak kluczowe dla opracowania metod, które pozwolą przełożyć wyniki z pośredniej skali pręta na praktyczne zastosowania inżynierskie. Dlatego planuje się przeprowadzenie badań na belkach żelbetowych, analizując różne przypadki zakotwienia, takie jak kotwienie górnych prętów prostych w strefie ściskanej lub rozciąganej przęsła.

Symulacje numeryczne

Skala żebra

Przeprowadzone w ramach pracy doktorskiej symulacje MES testu pull-out ujawniły dodatkowe aspekty numeryczne, które wymagają dalszej analizy w skali żebra. Dotyczą one zarówno modelowania przyczepności metodą powierzchni kohezyjnej (z prętem gładkim), jak i metodą geometryczną (z prętem żebrowanym)

- Automatyzacja iteracyjnego procesu kalibracji w metodzie CCB
Kalibracja modeli w symulacjach POT z prętem gładkim była procesem ręcznym, opartym na metodzie prób i błędów. W celu usprawnienia i obiektywizacji tego procesu konieczne jest opracowanie zautomatyzowanej procedury kalibracyjnej. O ile implementacja pętli obliczeniowej nie stanowi problemu, o tyle kluczowym wyzwaniem jest zdefiniowanie wzorcowej krzywej przyczepność-poślizg, do której kalibrowana byłaby zależność $\tau_b - s$. Automatyzacja pozwoliłaby na szybsze i bardziej precyzyjne odwzorowanie mechanizmu przyczepności.
- Definiowanie ekwiwalentnej uproszczonej geometrii pręta
Symulacje numeryczne z prętem żebrowanym wykazały, że przyjęta metoda upraszczania geometrii prowadzi do istotnych rozbieżności w wynikach. Niezbędne jest opracowanie metody definiowania ekwiwalentnej geometrii uproszczonej, która zapewniłaby zachowanie przyczepności zbliżone do obserwowanego w eksperymentach oraz w modelach numerycznych z geometrią rzeczywistą. Rozwiązanie to jest szczególnie atrakcyjne, ponieważ symulacje z prętem uproszczonym były niemal 4,5-krotnie szybsze. Zastosowanie takiej geometrii znacząco skróciłoby czas obliczeń przy zachowaniu zadowalającej dokładności.
- Kontynuacja symulacji MES z odwzorowaniem geometrii
Ze względu na czasochłonność przygotowania modelu i samych obliczeń, w niniejszej pracy ograniczono analizę numeryczną do jednej serii badawczej. Dalsze plany obejmują przeprowadzenie symulacji MES z jawnym modelowaniem geometrii dla pozostałych średnic prętów (10 i 16 mm) oraz próbek z prętem umieszczonym mimośrodowo. Poszerzenie zakresu analiz umożliwi opracowanie bardziej kompleksowego i uniwersalnego modelu numerycznego testu pull-out.
- Analiza wpływu parametrów modelu CDP dla betonu
Model CDP zastosowany w symulacjach numerycznych jako model betonu wymaga określenia zachowania materiału w jednoosiowym ściskaniu i rozciąganiu oraz w założonym stanie naprężenia. Zwykle wartości parametrów definiujących model CDP są przyjmowane na bazie literatury (np. [25, 30, 32, 251, 252]), gdyż ich eksperymentalne wyznaczenie jest bardzo wymagające. Planuje się przeprowadzenie analizy parametrycznej w celu oceny wrażliwości wyników symulacji testu pull-out na zmiany kluczowych parametrów modelu CDP, co pozwoli lepiej zrozumieć ich wpływ na globalne zachowanie modelu.
- Zastosowanie alternatywnych modeli materiałowych dla betonu
Wyniki symulacji wykazały, że model CDP niedokładnie odwzorowuje mechanizmy zniszczenia obserwowane w eksperymentach. Obiecującą alternatywą jest model CDPM2 (Concrete Damage Plasticity Model 2) – zaawansowany model konstytutywny, który lepiej opisuje zarysowanie, degradację sztywności i osłabienie betonu przy ściskaniu. CDPM2 oferuje bardziej realistyczny podział odkształceń, uwzględnia asymetrię pracy materiału i posiada udoskonalone reguły ewolucji uszkodzeń. Jego skuteczność potwierdzono już w symulacjach testu pull-out [32] oraz różnych konstrukcji inżynierskich [253, 254]. W związku z tym planuje się jego zastosowanie w modelach z zarówno rzeczywistą, jak i uproszczoną geometrią pręta.

- Modelowanie zniszczenia przyczepności przez wyrwanie

Przeprowadzone symulacje MES z wykorzystaniem pręta żebrowanego wykazały, że przyjęty model numeryczny nie jest w stanie odzwierciedlić obserwowanego w badaniach doświadczalnych mechanizmu zniszczenia przyczepności przez wyrwanie pręta (pull-out). Główną przyczyną tej rozbieżności jest niezdolność modelu do poprawnego zasymulowania zjawiska ścinania betonu pomiędzy żebrami (shearing-off). W związku z powyższym, w dalszych badaniach planuje się przeprowadzenie pogłębionych analiz numerycznych, których celem będzie wierne odwzorowanie tego mechanizmu zniszczenia.

Skala pręta i elementu

W przyszłości planuje się również przeprowadzenie symulacji numerycznych odwzorowujących badania doświadczalne w skali pręta i elementu. Podobnie jak w przypadku analiz wykonanych w ramach niniejszej pracy, symulacje MES będą stanowiły dopełnienie badań laboratoryjnych, przyczyniając się do rozwoju metod modelowania numerycznego żelbetonowych elementów konstrukcyjnych.

Spis rysunków

1.1	Przykładowa krzywa przyczepność-poślizg $\tau_b - s$ ilustrująca zachowanie przyczepności w teście pull-out.	10
2.1	Zjawiska tworzące przyczepność.	13
2.2	Wycinek powierzchni żebrowanego pręta zbrojeniowego w różnym przybliżeniu.	14
2.3	Warunek równowagi dla rozciąganego wycinka pręta.	15
2.4	Rozkład naprężeń w pręcie i naprężeń przyczepności w zależności od długości l_b	15
2.5	Rozkład odkształceń wraz z zarysowaniem elementu zginanego.	16
2.6	Skale obserwacji przyczepności według COXA I HERRMANNA [14].	19
2.7	Przykłady badań doświadczalnych w skali żebra.	20
2.8	Przykłady badań doświadczalnych w skali pręta.	22
2.9	Zależność wytrzymałość przyczepności-wytrzymałość betonu na ściskanie, na podstawie [48] (symbole oryginalne).	24
2.10	Geometria użebrowania pręta zbrojeniowego, na podstawie [N6].	27
2.11	Przekrój poprzeczny przez typowy pręt zbrojeniowy.	32
2.12	Wpływ kierunku betonowania na przyczepność według badań REHMA [22].	36
2.13	Składowe wypadkowej siły przyczepności działające na beton.	39
2.14	Naprężenia w betonowym otuleniu pręta spowodowane siłą F_s - opracowanie własne.	40
2.15	Krzywe $\tau_b - s$ z oznaczeniem poszczególnych etapów mechanizmu przyczepności na podstawie [153].	41
2.16	Zmiana kąta nachylenia siły F_W działającej na beton spowodowana miażdżeniem betonu w czole żebra - opracowanie własne.	42
2.17	Etapy mechanizmu przyczepności pręta żebrowanego dla zniszczenia przez wyrwanie - opracowanie własne.	43
2.18	Etapy mechanizmu przyczepności pręta żebrowanego dla zniszczenia przez rozłupanie - opracowanie własne.	44
2.19	Krzywa przyczepność-poślizg według LUTZA I GARGELY'EGO [94].	45
2.20	Krzywa przyczepność-poślizg według REHMA [22].	45
2.21	Krzywa przyczepność-poślizg według NILSONA [156, 157].	46
2.22	Krzywa przyczepność-poślizg według TANNERA [158].	46
2.23	Krzywa przyczepność-poślizg według DÖRRA [159].	47
2.24	Krzywa przyczepność-poślizg według HASKETTA I IN. [160].	47
2.25	Krzywa przyczepność-poślizg według BERTERO, POPOVA I ELIGEHAUSENA (model B.P.E.) [89].	48
2.26	Krzywe przyczepność-poślizg według MC2010 [N3].	49
2.27	Krzywe przyczepność-poślizg według HUANGA I IN. [161].	50
2.28	Krzywa przyczepność-poślizg według COSENZASA, MANFREDIEGO I REALFONZA [163].	51
2.29	Model sprężysty niespekany.	54
2.30	Model sprężysty spekany.	54
2.31	Model plastyczny.	55
2.32	Model sprężysto-kohezyjny.	55
2.33	Model sprężysto-plastyczno-kohezyjny.	56
2.34	Model przyczepności według DEN UIJL I BIGAJ [117].	56

3.1	Przykłady wybranych próbek do testu pull-out.	62
3.2	Element badawczy przyjęty do testów pull-out (na przykładzie próbki centrycznej).	63
3.3	Zakres serii głównych wraz z parametrami zmiennymi.	64
4.1	Krzywe uziarnienia na podstawie analizy sitowej.	68
4.2	Krzywe $\sigma - \varepsilon$ dla prętów o średnicy 10 mm.	77
4.3	Krzywe $\sigma - \varepsilon$ dla prętów o średnicy 12 mm.	77
4.4	Krzywe $\sigma - \varepsilon$ dla prętów o średnicy 16 mm.	77
4.5	Widok zniszczonego pręta wykonanego ze stali B500SP.	78
4.6	Fragment pręta zbrojeniowego wykonanego ze stali B500SP EPSTAL [186].	79
4.7	Szkic pręta B500SP z zaznaczonymi parametrami geometrii uźebrowania.	79
4.8	Formy do próbek POT - widok z boku i od góry.	83
4.9	Szczegóły próbek do testu pull-out przyjętych do analiz.	83
4.10	Porównanie prętów przed i po oczyszczeniu z rdzawego nalotu.	84
4.11	Stanowisko do przygotowywania prętów.	84
4.12	Wnętrze formy przygotowanej do betonowania.	85
4.13	Przykładowa seria próbek do testu pull-out tuż po zabetonowaniu form.	85
4.14	Klatka do obciążania próbek podczas testu pull-out.	86
4.15	Podkładka pod próbkę do testu pull-out.	87
4.16	Stanowisko badawcze do testu pull-out.	87
4.17	Sposób pomiaru poślizgu podczas testu pull-out.	88
4.18	Przykładowa seria próbek przygotowanych do testu pull-out.	88
4.19	Krzywe przyczepność-poślizg dla serii próbek centrycznych.	91
4.20	Krzywe przyczepność-poślizg dla serii próbek mimośrodowych M40.	92
4.21	Krzywe przyczepność-poślizg dla serii próbek mimośrodowych M20.	93
4.22	Szczytowe naprężenia przyczepności dla wszystkich próbek serii głównych.	98
4.23	Przykłady zniszczonych próbek dla każdego typu zniszczenia przyczepności oraz odpowiadające krzywe $\tau_b - s$	99
4.24	Niekontrolowane zwiększenia zakotwienia.	104
4.25	Skuteczność zabezpieczenia rurki przed dostaniem się mieszanki betonowej do jej wnętrza.	104
4.26	Nierównomierne przyleganie próbki do płyty klatki.	105
4.27	Wpływ sposobu pomiaru poślizgu w teście pull-out - zależności $s - t$ i $\tau_b - s$	107
4.28	Krzywe $\tau_b - s$ z podziałem na typ próbki.	110
4.29	Skrępowanie pręta przez betonową otulinę w próbce centrycznej i mimośrodowej.	112
4.30	Krzywe $\tau_b - s$ z podziałem na typ próbki w zakresie s do 0,3 mm.	113
4.31	Szczytowe naprężenia przyczepności z podziałem na typ próbki.	116
4.32	Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na średnicę d_b	120
4.33	Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na średnicę pręta d_b w ograniczonym zakresie s do 0,3 mm.	123
4.34	Szczytowe naprężenia przyczepności z podziałem na średnice d_b	125
4.35	Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na długość zakotwienia l_b	131
4.36	Ekstremalne naprężenia główne w betonie w symulacji numerycznej testu pull-out dla serii C-16-2.5 i C-16-5.0 ze skalami odpowiadającymi wytrzymałościom betonu.	133
4.37	Krzywe $\tau_b - s$ z uwagi na długość zakotwienia w ograniczonym zakresie s do 0,3 mm.	134
4.38	Szczytowe naprężenia przyczepności z podziałem na długość zakotwienia.	136
4.39	Analiza porównawcza z modelami przyczepności dla zniszczenia przez wyrwanie.	143
4.40	Analiza porównawcza z modelami przyczepności dla zniszczenia typu mieszanego.	144
4.41	Analiza porównawcza z modelami przyczepności dla zniszczenia przez rozłupanie.	145
5.1	Krzywe $\sigma - \varepsilon$ według dokumentacji programu ABAQUS [244].	152
5.2	Krzywa $\sigma_c - \varepsilon_c$ dla ściskania jedoosiowego według MC2010 [N3].	153

5.3	Definicja osłabienia betonu przy rozciąganiu w postaci krzywej $\sigma_t - u_t$.	154
5.4	Interpretacja geometryczna powierzchni plastyczności w modelu CDP w płaszczyźnie $\bar{p} - \bar{q}$ [244].	155
5.5	Powierzchnia plastyczności w płaskim stanie naprężenia [244].	157
5.6	Interpretacja geometryczna powierzchni plastyczności w modelu CDP w przekroju dewiatorowym [244].	157
5.7	Model liniowo-sprężysty dla stali zbrojeniowej zastosowany w symulacjach numerycznych.	158
5.8	Kierunki w metodzie CCB dla opcji „uncoupled”.	160
5.9	Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek C modeli CCB „1”, „2” i „3” oraz z doświadczeń.	163
5.10	Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek M20 modeli CCB „3” oraz z doświadczeń.	164
5.11	Widoki modelu przykładowej próbki centrycznej.	166
5.12	Widoki modelu przykładowej próbki mimosrodowej.	167
5.13	Różne wielkości siatek ES wykorzystane w analizie zbieżności.	168
5.14	Główne naprężenia ściskające dla różnych wielkości elementów skończonych.	169
5.15	Główne naprężenia rozciągające dla różnych wielkości elementów skończonych.	170
5.16	Przemieszczenia na kierunku osi 3 dla różnych wielkości elementów skończonych.	171
5.17	Krzywe przyczepność dla różnych wielkości siatek elementów skończonych.	172
5.18	Stanowisko do wykonywania skanu 3D prętów zbrojeniowych.	173
5.19	Redukcja liczby punktów skanu 3D pręta o średnicy 12 mm wykorzystanego w symulacji numerycznej (odcinek 70 mm).	174
5.20	Modele prętów z uproszczoną geometrią.	175
5.21	Widoki modelu z prętem żebrowanym o rzeczywistej geometrii.	176
5.22	Widoki modelu z prętem żebrowanym o uproszczonej geometrii (tutaj UG_1).	177
5.23	Siatka elementów skończonych dla modeli z prętem żebrowanym z kolorystycznym podziałem na typ ES.	178
5.24	Krzywe $\tau_b - s$ dla modeli próbek centrycznych z wykorzystaniem metody powierzchni kohezyjnej.	180
5.25	Krzywe $\tau_b - s$ dla modeli próbek mimosrodowych M20 z wykorzystaniem metody powierzchni kohezyjnej.	181
5.26	Krzywe $\tau_b - s$ dla modeli z wykorzystaniem metody geometrycznej.	182
5.27	Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek centrycznych z wykorzystaniem metody powierzchni kohezyjnej wraz z krzywymi reprezentatywnymi i obwiedniami wyników z badań.	183
5.28	Krzywe $\tau_b - s$ dla próbek mimosrodowych M20 z wykorzystaniem metody powierzchni kohezyjnej wraz z krzywymi reprezentatywnymi i obwiedniami wyników z badań.	184
5.29	Interpretacja poślizgu w teście pull-out.	186
5.30	Punkty bloku i pręta próbki, dla których obliczano poślizgi.	186
5.31	Krzywe $\tau_b - s$ dla różnych sposobów pomiaru poślizgu wraz z wykalibrowaną krzywą wykorzystaną do określenia wartości parametrów metody CCB oraz reprezentatywną krzywą z badań.	187
5.32	Mapy pionowego przemieszczenia bloku i odpowiadającego poślizgu na powierzchni kontaktu dla przyrostu 20/600 w symulacji MES G-C-12-5.0-3.	188
5.33	Mapa pionowego przemieszczenia bloku U3 dla przyrostu 600/600 w symulacji MES G-C-12-5.0-3.	189
5.34	Krzywe przyczepność-poślizg dla modelu G-M20-12-5.0-3 i pochodnych.	191
5.35	Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla modelu G-M20-12-5.0-3 i pochodnych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.	192
5.36	Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla poślizgu $s = 0,28$ mm.	194
5.37	Mapy głównych naprężeń ściskających w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na ściskanie.	195
5.38	Mapy głównych naprężeń rozciągających w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.	196

5.39	Rozkłady naprężeń w pręcie w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ w symulacji numerycznej (długość pręta: 0 mm - obciążony koniec pręta, 190 mm - nieobciążony koniec pręta.	198
5.40	Rozkład naprężeń w pręcie σ_s w momencie osiągnięcia w symulacji naprężenia $\tau_{b,max}$	199
5.41	Główne naprężenia ściskające i rozciągające w czterech przekrojach modelu Ż-C-12-5.0-3-RzG ze skalami odpowiadającymi wytrzymałościom betonu. . . .	201
5.42	Mapy głównych naprężeń ściskających w betonie dla modeli z prętem żebro- wanym w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na ściskanie.	202
5.43	Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla modeli z prętem żebro- wanym w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.	203
5.44	Krzywe $\tau_b - s$ z symulacji MES metodami CCB i geometryczną.	204
5.45	Mapy głównych naprężeń ściskających w betonie dla wybranych modeli nume- rycznych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą wytrzymałości betonu na ściskanie.	205
5.46	Mapy głównych naprężeń rozciągających w betonie dla wybranych modeli numerycznych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowia- dającą wytrzymałości betonu na rozciąganie.	206
5.47	Mapy pionowych przemieszczeń bloku dla wybranych modeli numerycznych w momencie wystąpienia naprężenia $\tau_{b,max}$ ze skalą odpowiadającą s_1 z danej symulacji.	208
5.48	Otoczenie żeber z symulacji Ż-C-12-5.0-3-RzG.	209
5.49	Krzywe $\tau_b - s$ dla różnych definicji poślizgu.	210
5.50	Rozkłady naprężeń w pręcie w momencie osiągnięcia naprężenia $\tau_{b,max}$ w symulacji numerycznej (długość pręta: 0 mm - obciążony koniec pręta, 170 mm - nieobciążony koniec pręta.	211
5.51	Rozkład naprężeń w pręcie σ_s w momencie osiągnięcia w symulacji naprężenia $\tau_{b,max}$	212
5.52	Porównanie krzywych $\tau_b - s$ dla modeli z wykorzystaniem metody geome- trycznej oraz krzywej reprezentatywnej dla serii badawczej C-12-5.0 wraz z obwiednią.	213
5.53	Mapy DAMAGET dla różnych poślizgów s dla modeli - od lewej: Ż-C-12-5.0- 3-RzG, Ż-C-12-5.0-3-UG_1, Ż-C-12-5.0-3-UG_2.	214

Spis tabel

2.1	Parametry geometrii uźebrowania pręta zbrojeniowego, na podstawie [N5].	27
2.2	Minimalne względne pole powierzchni żebra według Eurokodu 2 [N1].	29
2.3	Parametry modelu przyczepności według MC1990 [N2].	48
2.4	Parametry modelu przyczepności według MC2010 [N3] dla zniszczenia przez wyrwanie.	49
2.5	Parametry modelu przyczepności według MC2010 [N3] dla zniszczenia przez rozłupanie.	49
2.6	Parametry modelu przyczepności według HUANGA I IN. [161].	50
2.7	Wzory do obliczania naprężenia $\tau_{b,max}$ z zachowaniem oryginalnych symboli.	52
3.1	Przegląd literatury pod kątem próbek do testu pull-out.	60
3.2	Szczegóły serii wstępnych.	64
3.3	Szczegóły serii głównych.	64
3.4	Zakres symulacji numerycznych z prętem gładkim.	65
3.5	Zakres symulacji numerycznych z prętem żebrowanym.	66
4.1	Skład mieszanki betonowej zastosowanej w badaniach doświadczalnych.	67
4.2	Wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii próbek C do testu pull-out.	70
4.3	Wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii próbek M40 do testu pull-out.	71
4.4	Wytrzymałość betonu na ściskanie dla serii próbek M20 do testu pull-out.	72
4.5	Wytrzymałość betonu na rozciąganie dla serii próbek C do testu pull-out.	73
4.6	Wytrzymałość betonu na rozciąganie dla serii próbek M40 do testu pull-out.	73
4.7	Wytrzymałość betonu na rozciąganie dla serii próbek M20 do testu pull-out.	74
4.8	Moduł sprężystości betonu dla serii próbek C do testu pull-out.	74
4.9	Moduł sprężystości betonu dla serii próbek M40 do testu pull-out.	75
4.10	Moduł sprężystości betonu dla serii próbek M20 do testu pull-out.	75
4.11	Parametry cech mechanicznych stali prętów o średnicy 10 mm.	76
4.12	Parametry cech mechanicznych stali prętów o średnicy 12 mm.	76
4.13	Parametry cech mechanicznych stali prętów o średnicy 16 mm.	76
4.14	Zmierzone parametry geometrii uźebrowania pręta B500SP o średnicy 10 mm.	80
4.15	Zmierzone parametry geometrii uźebrowania pręta B500SP o średnicy 12 mm.	80
4.16	Zmierzone parametry geometrii uźebrowania pręta B500SP o średnicy 16 mm.	80
4.17	Wyniki obliczeń f_R dla wybranych formuł z normy [N6].	80
4.18	Wyniki testów pull-out dla próbek centrycznych.	94
4.19	Wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M40.	95
4.20	Wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M20.	96
4.21	Szczegółowe wyniki testów pull-out dla próbek centrycznych.	97
4.22	Szczegółowe wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M40.	97
4.23	Szczegółowe wyniki testów pull-out dla próbek mimośrodowych M20.	97
4.24	Początkowe sztywności przyczepności uzyskane z serii głównych.	100
4.25	Naprężenia resztkowe uzyskane z serii głównych.	101
4.26	Porównanie naprężeń w przecie podczas eksperymentu z granicą plastyczności stali zbrojeniowej.	102
4.27	Porównanie wyników serii W-zakotwienie i serii referencyjnej.	103
4.28	Porównanie wyników serii W-kształt i serii referencyjnej.	105
4.29	Porównanie wyników serii W-poślizg i serii referencyjnej.	108
4.30	Wpływ lokalizacji pręta na typ zniszczenia przyczepności.	109

4.31	Początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ z podziałem na typ próbki.	114
4.32	Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ z podziałem na typ próbki.	115
4.33	Poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności z podziałem na typ próbki.	117
4.34	Naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ z podziałem na typ próbki.	118
4.35	Wpływ średnicy pręta na typ zniszczenia przyczepności.	121
4.36	Początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ z podziałem na wielkość średnicy pręta d_b	124
4.37	Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ z podziałem na wielkość średnicy pręta d_b	126
4.38	Poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności z podziałem na średnicę pręta d_b	128
4.39	Naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ z podziałem na średnicę pręta d_b	129
4.40	Wpływ długości zakotwienia na typ zniszczenia przyczepności.	130
4.41	Początkowe sztywności przyczepności $K_{b,0}$ z podziałem na długość zakotwienia.	135
4.42	Szczytowe naprężenia przyczepności $\tau_{b,max}$ z podziałem na długość zakotwienia.	137
4.43	Przyrosty siły wyrywającej F_{max} i poboczniczy prętów A_b dla serii badawczych testu pull-out różniących się l_b/d_b	138
4.44	Przyrosty siły wyrywającej F_{max} i poboczniczy prętów A_b dla serii badawczych testu pull-out, których wszystkie próbki zniszczyły się przez wyrwanie.	138
4.45	Poślizgi s_1 odpowiadające szczytowym naprężeniom przyczepności z podziałem na długość zakotwienia.	139
4.46	Naprężenia resztkowe $\tau_{b,f}$ ze względu na l_b/d_b	140
4.47	Analiza porównawcza naprężeń $\tau_{b,max}$ (w [MPa]) z modelami przyczepności dla zniszczenia przez wyrwanie.	145
4.48	Analiza porównawcza naprężeń $\tau_{b,max}$ (w [MPa]) z modelami przyczepności dla zniszczenia typu mieszanego.	146
4.49	Analiza porównawcza naprężeń $\tau_{b,max}$ (w [MPa]) z modelami przyczepności dla zniszczenia przez rozłupanie.	146
4.50	Średnie zgodności $\tau_{b,max}$ w stosunku do wyników badań eksperymentalnych.	147
5.1	Parametry betonu ściskanego klasy C35 według MC2010 [N3].	153
5.2	Parametry betonu rozciąganego klasy C35 według MC2010 [N3].	154
5.3	Wartości parametrów dla betonu dla modeli „1”.	155
5.4	Wartości parametrów dla betonu dla modeli „2” i „3”.	155
5.5	Parametry modelu CDP zastosowane w symulacjach MES testów pull-out.	158
5.6	Wartości parametrów dla stali zbrojeniowej dla modeli „2” i „3”.	158
5.7	Wartości parametrów dla betonu dla modeli „1”.	162
5.8	Wartości parametrów dla betonu dla modeli „2”.	162
5.9	Podsumowanie analizy zbieżności.	172
5.10	Szczegóły uproszczonego użebrowania modeli prętów (symbole według tabeli 2.1).	175
5.11	Informacje dotyczące siatek ES modeli wraz z czasem trwania obliczeń.	179
5.12	Wyniki symulacji numerycznych metodą powierzchni kohezyjnej.	179
5.13	Wyniki symulacji numerycznych metodą geometryczną.	179
5.14	Wyniki analizy porównawczej symulacji MES metodą CCB.	182
5.15	Wartości parametrów dla betonu C50 według MC2010 [N3].	190
5.16	Naprężenia $\tau_{b,max}$ i poślizgi s_1 dla modeli z prętem żebrowanym.	200
5.17	Składowe zachowania przyczepności z symulacji MES metodami CCB i geometryczną.	204
5.18	Składowe zachowania przyczepności z symulacji MES z prętami żebrowanymi i eksperymentów.	213

Spis literatury

- [1] J. Pędziwiatr, *Podstawowe zagadnienia przyczepności stali i betonów w elementach żelbetowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2007, ISBN: 0324-9875.
- [2] G. Xing, C. Zhou, T. Wu i B. Liu, “Experimental Study on Bond Behavior between Plain Reinforcing Bars and Concrete,” *Advances in Materials Science and Engineering*, t. 2015, 2015, ISSN: 1687-8434. DOI: [10.1155/2015/604280](https://doi.org/10.1155/2015/604280).
- [3] K. Grabiec, *Projektowanie przekrojów w konstrukcjach z betonu*. Arkady, 1982, ISBN: 8321330606.
- [4] CEB-FIP, “fib Bulletin No. 10 - Bond of reinforcement in concrete: State-of-art report.”
- [5] F. Leonhardt i E. Mönnig, *Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*, 3 wyd. Springer, 1984, s. XXVIII, 364. DOI: [10.1007/978-3-642-61739-3](https://doi.org/10.1007/978-3-642-61739-3).
- [6] A. Rolland, P. Argoul, K. Benzarti, M. Quiertant, S. Chataigner i A. Khadour, “Analytical and numerical modeling of the bond behavior between FRP reinforcing bars and concrete,” *Construction and Building Materials*, t. 231, s. 117 160, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.117160](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117160).
- [7] G. Kaklauskas, A. Sokolov, R. Ramanauskas i R. Jakubovskis, “Reinforcement Strains in Reinforced Concrete Tensile Members Recorded by Strain Gauges and FBG Sensors: Experimental and Numerical Analysis,” *Sensors*, t. 19, nr. 1, 2019, ISSN: 1424-8220. DOI: [10.3390/s19010200](https://doi.org/10.3390/s19010200).
- [8] B. Lee i M. Mulheron, “Measurement of bar strain during pull-out tests: use of electrical resistance gauge methods under large displacement,” *Magazine of Concrete Research*, t. 67, nr. 10, s. 523–531, 2015. DOI: [10.1680/mac.13.00201](https://doi.org/10.1680/mac.13.00201).
- [9] R. Jakubovskis i G. Kaklauskas, “Bond-stress and bar-strain profiles in RC tension members modelled via finite elements,” *Engineering Structures*, t. 194, s. 138–146, 2019, ISSN: 0141-0296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2019.05.069](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.069).
- [10] M. F. Bado, J. R. Casas i G. Kaklauskas, “Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation,” *Engineering Structures*, t. 226, s. 111 385, 2021, ISSN: 0141-0296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2020.111385](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111385).
- [11] Y. Chen, J. Yu, H. Younas i C. K. Leung, “Experimental and numerical investigation on bond between steel rebar and high-strength Strain-Hardening Cementitious Composite (SHCC) under direct tension,” *Cement and Concrete Composites*, t. 112, s. 103 666, 2020, ISSN: 0958-9465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2020.103666](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103666).
- [12] D. A. Abrams, “Tests of Bond Between Concrete and Steel,” University of Illinois, Urbana, 1913.
- [13] R. Jakubovskis i M. Juknys, “Finite Element Modelling of Bond in Reinforced Concrete Elements,” *Mokslas – Lietuvos Ateitis / Science – Future of Lithuania*, t. 8, nr. 5, s. 504–508, 2016. DOI: [10.3846/mla.2016.969](https://doi.org/10.3846/mla.2016.969).
- [14] J. V. Cox i L. R. Herrmann, “Development of a Plasticity Bond Model for Steel Reinforcement,” *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, t. 3, nr. 2, s. 155–180, 1998. DOI: [10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199804\)3:2<155::AID-CFM45>3.0.CO;2-S](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199804)3:2<155::AID-CFM45>3.0.CO;2-S).

- [15] K. Gromysz, “Naprężenia przyczepności a długość zakotwienia prętów zbrojenio-
wych,” *Inżynieria i Budownictwo*, t. 60, nr. 12, s. 643–649, 2004, ISSN: 0021-0315.
- [16] K. Lundgren, P. Kettil, K. Z. Hanjari, H. Schlune i A. S. S. Roman, “Analyti-
cal model for the bond-slip behaviour of corroded ribbed reinforcement,” *Struc-
ture and Infrastructure Engineering*, t. 8, nr. 2, s. 157–169, 2012. DOI: [10.1080/
15732470903446993](https://doi.org/10.1080/15732470903446993).
- [17] P. Smarzewski, “Study of Bond Strength of Steel Bars in Basalt Fibre Reinforced
High Performance Concrete,” *Crystals*, t. 10, nr. 6, 2020, ISSN: 2073-4352. DOI: [10.
3390/cryst10060436](https://doi.org/10.3390/cryst10060436).
- [18] N. Majain, A. B. Abd. Rahman, A. Adnan i R. N. Mohamed, “Bond behaviour
of deformed steel bars in steel fibre high-strength self-compacting concrete,” *Con-
struction and Building Materials*, t. 318, s. 125 906, 2022, ISSN: 0950-0618. DOI:
[10.1016/j.conbuildmat.2021.125906](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125906).
- [19] M. Liu, L. Jin, R. Zhang, F. Chen i X. Du, “Combined effect of corrosion and
strain rate on the bond behavior: A two-stage simulation,” *International Journal
of Mechanical Sciences*, t. 227, s. 107 438, 2022, ISSN: 0020-7403. DOI: [10.1016/j.
ijmecsci.2022.107438](https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2022.107438).
- [20] J. H. Castorena-González i in., “Modeling Steel Corrosion Failure in Reinforced
Concrete by Cover Crack Width 3D FEM Analysis,” *Frontiers in Materials*, t. 7,
2020, ISSN: 2296-8016. DOI: [10.3389/fmats.2020.00041](https://doi.org/10.3389/fmats.2020.00041).
- [21] K. Yurkova i T. Krykowski, “Modelowanie powstawania produktów korozji zbrojenia
i ich wpływu na uszkodzenie otuliny betonowej,” *Inżynieria i Budownictwo*, t. 78,
nr. 9-10, s. 410–413, 2022, ISSN: 1234-950X.
- [22] G. Rehm, *O podstawach przyczepności między stalą a betonem, po niemiecku*. Deut-
scher Ausschuss Für Stahlbeton, 1961, t. 138, The Basic Principle of the Bond be-
tween Steel and Concrete.
- [23] G. Rehm, “Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Ver-
bund,” *Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis*, 1969.
- [24] H. Pereira, V. Cunha i J. Sena-Cruz, “Numerical simulation of galvanized rebars
pullout,” *Frattura ed Integrità Strutturale*, t. 9, nr. 31, s. 54–66, 2014. DOI: [10.3221/
IGF-ESIS.31.05](https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.31.05).
- [25] S. Kasilingam, S. Bawa i C. Aswin, “Influence of Concrete Strength and Diameter
of Reinforcing Bar on Pullout Tests using Finite Element Analysis,” t. 1, s. 105–116,
wrz. 2018. DOI: [10.31462/jseam.2018.03105116](https://doi.org/10.31462/jseam.2018.03105116).
- [26] A. Qasem, Y. S. Sallam, H. Hossam Eldien i B. H. Ahangarn, “Bond-slip behavior
between ultra-high-performance concrete and carbon fiber reinforced polymer bars
using a pull-out test and numerical modelling,” *Construction and Building Materials*,
t. 260, s. 119 857, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.
conbuildmat.2020.
119857](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119857).
- [27] M. Abbas, B. Bary i L. Jason, “A 3D mesoscopic frictional cohesive zone model for
the steel-concrete interface,” *International Journal of Mechanical Sciences*, t. 237,
s. 107 819, 2023, ISSN: 0020-7403. DOI: [10.1016/j.ijmecsci.2022.107819](https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2022.107819).
- [28] M. Pastor, L. Zhao, W. Zhang, X. Bai, T. Yan i T. Li, “Single Spring Joint Element
Based on the Mixed Coordinate System,” *Mathematical Problems in Engineering*,
t. 2015, s. 979 678, 2015, ISSN: 1024-123X. DOI: [10.1155/2015/979678](https://doi.org/10.1155/2015/979678).
- [29] H. Yuan i H. Bing, “Experimental study on bond behavior between high-strength
grout and deformed steel bars,” *Construction and Building Materials*, t. 301, s. 124 059,
2021, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2021.124059](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124059).
- [30] Z. Hu, Y. I. Shah i P. Yao, “Experimental and Numerical Study on Interface Bond
Strength and Anchorage Performance of Steel Bars within Prefabricated Concrete,”
Materials, t. 14, nr. 13, 2021, ISSN: 1996-1944. DOI: [10.3390/ma14133713](https://doi.org/10.3390/ma14133713).

- [31] A. Dey, D. Valiukas, R. Jakubovskis, A. Sokolov i G. Kaklauskas, “Experimental and Numerical Investigation of Bond-Slip Behavior of High-Strength Reinforced Concrete at Service Load,” *Materials*, t. 15, nr. 1, 2022, ISSN: 1996-1944. DOI: [10.3390/ma15010293](https://doi.org/10.3390/ma15010293).
- [32] S. Seok, G. Haikal, J. A. Ramirez, L. N. Lowes i J. Lim, “Finite element simulation of bond-zone behavior of pullout test of reinforcement embedded in concrete using concrete damage-plasticity model 2 (CDPM2),” *Engineering Structures*, t. 221, s. 110 984, 2020, ISSN: 0141-0296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2020.110984](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110984).
- [33] L. Jin, X. Li, R. Zhang i X. Du, “Modelling of bond behavior of deformed bar embedded in concrete after heating to high temperatures: A mesoscale study,” *Construction and Building Materials*, t. 334, s. 127 456, 2022, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2022.127456](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127456).
- [34] M. Abbas, B. Bary i L. Jason, “3D mesoscale analysis of the effects of steel bar ribs geometry on reinforced concrete bond strength,” *Finite Elements in Analysis and Design*, t. 219, s. 103 928, 2023, ISSN: 0168-874X. DOI: [10.1016/j.finel.2023.103928](https://doi.org/10.1016/j.finel.2023.103928).
- [35] W. Trawiński, J. Bobiński i J. Tejchman, “Two-dimensional simulations of concrete fracture at aggregate level with cohesive elements based on X-ray CT images,” *Engineering Fracture Mechanics*, t. 168, s. 204–226, 2016, ISSN: 0013-7944. DOI: [10.1016/j.engfracmech.2016.09.012](https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2016.09.012).
- [36] W. Trawiński, J. Bobiński i J. Tejchman, “A three-dimensional meso-scale modelling of concrete fracture, based on cohesive elements and X-ray CT images,” *Engineering Fracture Mechanics*, t. 189, s. 27–50, 2018, ISSN: 0013-7944. DOI: [10.1016/j.engfracmech.2017.10.003](https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.10.003).
- [37] W. Trawiński, J. Bobiński i A. Tejchman-Konarzewski, “Mesoscopic simulations of crack propagation in concrete using cohesive elements,” w *Computational Modelling of Concrete Structures*, 2018.
- [38] B. Kondys, J. Bobinski i I. Marzec, “Numerical investigations of discrete crack propagation in Montevideo splitting test using cohesive elements and real concrete micro-structure,” w maj 2022, s. 107–116, ISBN: 9781003316404. DOI: [10.1201/9781003316404-13](https://doi.org/10.1201/9781003316404-13).
- [39] R. Lackner i H. A. Mang, “Scale Transition in Steel-Concrete Interaction. II: Applications,” *Journal of Engineering Mechanics*, t. 129, nr. 4, s. 403–413, 2003. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:4\(403\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:4(403)).
- [40] A. K. Karimi, B. A. Aasim, J. Tomiyama, Y. Suda, Ö. Aydan i K. Kaneda, “Experimental and numerical studies on the control of horizontal cracking at the ends of hollow-type pretensioned girders,” *SN Applied Sciences*, t. 2, nr. 10, s. 1641, 2020. DOI: [10.1007/s42452-020-03461-z](https://doi.org/10.1007/s42452-020-03461-z).
- [41] J. Henriques, L. Simões da Silva i I. B. Valente, “Numerical modeling of composite beam to reinforced concrete wall joints: Part I: Calibration of joint components,” *Engineering Structures*, t. 52, s. 747–761, 2013, ISSN: 0141-0296. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.041>.
- [42] H. Dabiri, A. Kheyroddin i A. Kaviani, “A Numerical Study on the Seismic Response of RC Wide Column–Beam Joints,” *International Journal of Civil Engineering*, t. 17, nr. 3, s. 377–395, 2019. DOI: [10.1007/s40999-018-0364-2](https://doi.org/10.1007/s40999-018-0364-2).
- [43] K. Zandi, D. Coronelli, K. Lundgren i M. Plos, “Anchorage of corroded bars: eccentric pull-out tests and numerical analysis,” sty. 2012, s. 429–436.
- [44] T. Ichinose i K. Nishimura, “Side Splitting Failure of RC Beams and Columns under Seismic Action As a Form of Shear Failure,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, t. 19, s. 1212–1226, grud. 2021. DOI: [10.3151/jact.19.1212](https://doi.org/10.3151/jact.19.1212).
- [45] K. Nishimura i M. Kawazu, “Experimental study on local bond failure of tension reinforcing bars embedded in concrete,” *JAPAN ARCHITECTURAL REVIEW*, t. 3, nr. 3, s. 318–333, 2020. DOI: [10.1002/2475-8876.12154](https://doi.org/10.1002/2475-8876.12154).

- [46] ASCE Committee 447, "State of the Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete," American Society of Civil Engineers, New York, spraw. tech., 1982, s. 545.
- [47] S. İpek, O. A. Ayodele i K. Mermerdaş, "Influence of artificial aggregate on mechanical properties, fracture parameters and bond strength of concretes," *Construction and Building Materials*, t. 238, s. 117 756, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.117756](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117756).
- [48] H. Martin i P. Noakowski, "Bond behavior in reinforced concrete (in German)," Munchen Technical University, Research Report IV, 1981.
- [49] D. Gao, H. Yan, D. Fang i L. Yang, "Bond strength and prediction model for deformed bar embedded in hybrid fiber reinforced recycled aggregate concrete," *Construction and Building Materials*, t. 265, s. 120 337, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2020.120337](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120337).
- [50] M. Breccolotti i A. L. Materazzi, "Structural reliability of bonding between steel rebars and recycled aggregate concrete," *Construction and Building Materials*, t. 47, s. 927–934, 2013, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2013.05.017](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.017).
- [51] J. Chinn, P. Ferguson i J. Thompson, "Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams," *Journal Proceedings*, t. 52, nr. 10, s. 201–213, 1955. DOI: [10.14359/11597](https://doi.org/10.14359/11597).
- [52] O. Ibrahim i A. Luxmoora, "Control of Crack Width by Inclusion of Fibres in Conventionally Reinforced Concrete," *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, t. 1, nr. 2, 1979.
- [53] D. Darwin, J. Zuo, M. Tholen i E. Idun, "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, SL Report 95-4, maj 1995, s. 75.
- [54] D. Darwin, M. Tholen, E. Idun i J. Zuo, "Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, t. 93, nr. 1, s. 95–107, sty. 1996.
- [55] J. Zuo i D. Darwin, "Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, t. 97, nr. 4, s. 630–641, lip. 2000.
- [56] J. Zuo i D. Darwin, "Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars," University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kansas, spraw. tech., 1998.
- [57] A. Ajdukiewicz i J. Mames, *Konstrukcje z betonu sprężonego*. Kraków: Polski Cement, 2004.
- [58] A. Morales, A. Vázquez i M. Escobar, "Use of sand coating to improve bonding between GFRP bars and concrete," *Journal of Composite Materials*, t. 46, s. 2271–2278, 2012.
- [59] M. M. Tüfekçi i Ö. Çakır, "An Investigation on Mechanical and Physical Properties of Recycled Coarse Aggregate (RCA) Concrete with GGBFS," *International Journal of Civil Engineering*, t. 15, nr. 4, s. 549–563, czer. 2017, ISSN: 2383-3874. DOI: [10.1007/s40999-017-0167-x](https://doi.org/10.1007/s40999-017-0167-x).
- [60] T. Jena, K. Panda i J. Behera, "Usage of fly ash and silpozz on strength and sorptivity of marine concrete," *International Journal of Applied Engineering Research*, t. 12, s. 5768–5780, sty. 2017.
- [61] J. Zhao, G. Cai i J. Yang, "Bond-slip behavior and embedment length of reinforcement in high volume fly ash concrete," *Materials and Structures*, t. 49, s. 2065–2082, 2016. DOI: [10.1617/s11527-015-0634-2](https://doi.org/10.1617/s11527-015-0634-2).
- [62] B. S. Hamad i S. M. Sabbah, "Bond of reinforcement in eccentric pullout silica fume concrete specimens," *Materials and Structures*, t. 31, s. 707–713, 1998. DOI: [10.1007/BF02480448](https://doi.org/10.1007/BF02480448).
- [63] D. M. Gil i G. L. Golewski, "Ocena zastosowania popiołów lotnych i mikrokrzemionki w betonie," *Przegląd Budowlany*, t. 90, nr. 10, s. 142–145, 2019, ISSN: 0033-2038.

- [64] J. Luke, B. Hamad, J. Jirsa i J. Breen, "The Influence of Casting Position on Development and Splice Length of Reinforcing Bars," *Engineering*, 1981.
- [65] S. Seara-Paz, B. González-Fonteboa, J. Eiras-López i M. F. Herrador, "Bond behavior between steel reinforcement and recycled concrete," *Materials and Structures*, t. 47, nr. 1, s. 323–334, 2014, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-013-0063-z](https://doi.org/10.1617/s11527-013-0063-z).
- [66] M. Alavi-Fard i H. Marzouk, "Bond of high-strength concrete under monotonic pull-out loading," *Magazine of Concrete Research*, t. 56, nr. 9, s. 545–557, 2004, ISSN: 0024-9831.
- [67] W. Zhu, M. Sonebi i P. J. M. Bartos, "Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete," *Materials and Structures*, t. 37, nr. 7, s. 442–448, 2004, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1007/BF02481580](https://doi.org/10.1007/BF02481580).
- [68] F. M. de Almeida Filho, M. K. El Debs i A. L. H. C. El Debs, "Bond-slip behavior of self-compacting concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests," *Materials and Structures*, t. 41, nr. 6, s. 1073–1089, 2008, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-007-9307-0](https://doi.org/10.1617/s11527-007-9307-0).
- [69] S.-W. Kim, H.-D. Yun, W.-S. Park i Y.-I. Jang, "Bond strength prediction for deformed steel rebar embedded in recycled coarse aggregate concrete," *Materials & Design*, t. 83, s. 257–269, 2015, ISSN: 0264-1275. DOI: [10.1016/j.matdes.2015.06.008](https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.06.008).
- [70] S. Moallemi Pour i M. S. Alam, "Investigation of Compressive Bond Behavior of Steel Rebar Embedded in Concrete With Partial Recycled Aggregate Replacement," *Structures*, t. 7, s. 153–164, 2016, ISSN: 2352-0124. DOI: [10.1016/j.istruc.2016.06.010](https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.06.010).
- [71] P. Soroushian, F. Mirza i A. Alhozaimy, "Bond of Confined Steel Fiber Reinforced Concrete to Deformed Bars," *Materials Journal*, t. 91, nr. 2, s. 141–149, 1994.
- [72] N. Ganesan, P. Indira i M. Sabeena, "Bond stress slip response of bars embedded in hybrid fibre reinforced high performance concrete," *Construction and Building Materials*, t. 50, s. 108–115, 2014, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2013.09.032](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.032).
- [73] L. Li, Z. Chen, Y. Ouyang, J. Zhu, S. Chu i A. Kwan, "Synergistic effects of steel fibres and expansive agent on steel bar-concrete bond," *Cement and Concrete Composites*, t. 104, s. 103–110, 2019, ISSN: 0958-9465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2019.103380](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103380).
- [74] A. K. L. L. Nzambi, D. R. C. d. Oliveira, A. M. d. Oliveira i M. d. S. Picanço, "Pull-out tests of ribbed steel reinforcing bars embedded in concrete with steel fibres," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, t. 174, nr. 3, s. 181–189, 2021. DOI: [10.1680/jstbu.17.00180](https://doi.org/10.1680/jstbu.17.00180).
- [75] K. M. A. Hossain, "Bond Strength of GFRP Bars Embedded in Engineered Cementitious Composite using RILEM Beam Testing," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, t. 12, nr. 1, s. 6, 2018, ISSN: 2234-1315. DOI: [10.1186/s40069-018-0240-0](https://doi.org/10.1186/s40069-018-0240-0).
- [76] D. Khale i R. Chaudhary, "Mechanism of geopolymerization and factors influencing its development: a review," *Journal of Materials Science*, t. 42, nr. 3, s. 729–746, 2007. DOI: [10.1007/s10853-006-0401-4](https://doi.org/10.1007/s10853-006-0401-4).
- [77] M. Al-Azzawi, T. Yu i M. N. Hadi, "Factors Affecting the Bond Strength Between the Fly Ash-based Geopolymer Concrete and Steel Reinforcement," *Structures*, t. 14, s. 262–272, 2018, ISSN: 2352-0124. DOI: [10.1016/j.istruc.2018.03.010](https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.03.010).
- [78] Y. Cui, S. Qu, J. Bao i P. Zhang, "Bond Performance of Steel Bar and Fly Ash-Based Geopolymer Concrete in Beam End Tests," *Polymers*, t. 14, nr. 10, 2022, ISSN: 2073-4360. DOI: [10.3390/polym14102012](https://doi.org/10.3390/polym14102012).
- [79] J.-P. Lanwer, V. Oettel, M. Empelmann, S. Höper, U. Kowalsky i D. Dinkler, "Bond behavior of micro steel fibers embedded in ultra-high performance concrete subjected to monotonic and cyclic loading," *Structural Concrete*, t. 20, nr. 4, s. 1243–1253, 2019. DOI: [10.1002/suco.201900030](https://doi.org/10.1002/suco.201900030).

- [80] S. K. Rahman i R. Al-Ameri, "Experimental Investigation and Artificial Neural Network Based Prediction of Bond Strength in Self-Compacting Geopolymer Concrete Reinforced with Basalt FRP Bars," *Applied Sciences*, t. 11, nr. 11, s. 4889, 2021, ISSN: 2076-3417. DOI: [10.3390/app11114889](https://doi.org/10.3390/app11114889).
- [81] W. Starosolski, *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych T.1*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2022.
- [82] M. Knauff, *Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2018.
- [83] G. Metelli i G. A. Plizzari, "Influence of the relative rib area on bond behaviour," *Magazine of Concrete Research*, t. 66, nr. 6, s. 277–294, 2014. DOI: [10.1680/mac.13.00198](https://doi.org/10.1680/mac.13.00198).
- [84] A. P. Clark, "Comparative Bond Efficiency of Deformed Concrete Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, t. 43, nr. 11, 1946. DOI: [10.14359/8754](https://doi.org/10.14359/8754).
- [85] A. P. Clark, "Bond of Concrete to Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, t. 46, nr. 11, 1949. DOI: [10.14359/12050](https://doi.org/10.14359/12050).
- [86] D. Darwin i E. K. Graham, "Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, t. 90, nr. 6, s. 646–657, 1993-11-01. DOI: [10.1680/mac.13.00198](https://doi.org/10.1680/mac.13.00198).
- [87] D. Darwin, J. Zou i M. L. Tholen, "Overview of Research to Improve the Development Characteristics of Reinforcing Bars," w *Proceedings of the International Symposium "Bond and Development of Reinforcement, A Tribute to Dr. Peter Gergely"*, *ACI International*, SP-180, Farmington Hills, Michigan, 1998, s. 299–318.
- [88] B. S. Hamad, "Comparative Bond Strength of Coated and Uncoated Bars with Different Rib Geometries," *ACI Materials Journal*, t. 92, nr. 6, 1995. DOI: [10.14359/9776](https://doi.org/10.14359/9776).
- [89] R. Eligehausen, E. P. Popov i V. V. Bertero, "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations," w *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, Techn. Chamber of Greece, t. 4, 1982, s. 69–80. DOI: [10.18419/opus-415](https://doi.org/10.18419/opus-415).
- [90] O. Choi, "Effect of Rib Geometry on Bond Behavior and Failure Modes," sty. 2013, s. 517–524.
- [91] M. L. Tholen i D. Darwin, "Effects of Deformation Properties on the Bond of Reinforcing Bars," University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kansas, spraw. tech., 1996.
- [92] M. L. Tholen i D. Darwin, "Effect of Reinforcing Bar Deformation Pattern on Flexural Ductility," *ACI Structural Journal*, t. 95, nr. 1, 1998. DOI: [10.14359/524](https://doi.org/10.14359/524).
- [93] L. A. Lutz, P. Gergely i G. Winter, "The Mechanics of Bond and Slip of Deformed Reinforcing Bars in Concrete," Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N.Y., spraw. tech. 324, list. 1966, s. 711–721.
- [94] L. A. Lutz i P. Gergely, "Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete," *ACI Journal Proceedings*, t. 64, nr. 11, 1967. DOI: [10.14359/7600](https://doi.org/10.14359/7600).
- [95] Y. Goto, "Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars," *ACI Journal Proceedings*, t. 68, nr. 4, s. 244–251, 1971.
- [96] O. C. Choi i H. Choi, "Bearing Angle Model for Bond of Reinforcing Bars in Concrete," *ACI Structural Journal*, t. 114, nr. 1, sty. 2017. DOI: [10.14359/51689256](https://doi.org/10.14359/51689256).
- [97] S. Soretz i H. Hölzenbein, "Influence of Rib Dimensions of Reinforcing Bars on Bond and Bendability," *Journal Proceedings*, t. 76, nr. 1, s. 111–128, 1979.
- [98] H. Kimura i J. Jirsa, "Effects of Bar Deformation and Concrete Strength on Bond of Reinforcing Steel to Concrete," w *Proc. Int. Conf. Bond in Concrete: from Research to Practice*, Riga, 1992, s. 1.100–1.109.

- [99] C.-W. Tang i C.-K. Cheng, "Modeling Local Bond Stress–Slip Relationships of Reinforcing Bars Embedded in Concrete with Different Strengths," *Materials*, t. 13, nr. 17, 2020, ISSN: 1996-1944. DOI: [10.3390/ma13173701](https://doi.org/10.3390/ma13173701).
- [100] P. Soroushian i K.-b. Choi, "Local Bond of Deformed Bars with Different Diameters in Confined Concrete," *Aci Structural Journal*, t. 86, s. 217–222, 1989.
- [101] M. John Robert Prince i B. Singh, "Bond behaviour of deformed steel bars embedded in recycled aggregate concrete," *Construction and Building Materials*, t. 49, s. 852–862, 2013, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2013.08.031](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.031).
- [102] G. Trabacchin, W. Sebastian i M. Zhang, "Experimental and analytical study of bond between basalt FRP bars and geopolymer concrete," *Construction and Building Materials*, t. 315, s. 125 461, 2022, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2021.125461](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125461).
- [103] C. A. Issa i J. J. Assaad, "Bond of tension bars in underwater concrete: effect of bar diameter and cover," *Materials and Structures*, t. 48, nr. 11, s. 3457–3471, list. 2015, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-014-0414-4](https://doi.org/10.1617/s11527-014-0414-4).
- [104] P. Marchand i in., "Bond behaviour of reinforcing bars in UHPFRC," *Materials and Structures*, t. 49, nr. 5, s. 1979–1995, 2016, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-015-0628-0](https://doi.org/10.1617/s11527-015-0628-0).
- [105] S. Khaksefidi, M. Ghalehnovi i J. de Brito, "Bond behaviour of high-strength steel rebars in normal (NSC) and ultra-high performance concrete (UHPC)," *Journal of Building Engineering*, t. 33, s. 101 592, 2021, ISSN: 2352-7102. DOI: [10.1016/j.job.2020.101592](https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101592).
- [106] M. Kijania-Kontak, "Badania przyczepności między betonem wysokowartościowym a stałą wysokiej wytrzymałości," Rozprawa doktorska, Promotor: prof. dr hab. inż. Andrzej Winnicki, prac. dokt., Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Kraków, 2018.
- [107] M. Szumigała i D. Pawłowski, "Zastosowanie kompozytowych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach budowlanych," *Przegląd Budowlany*, t. 85, nr. 3, s. 47–50, 2014, ISSN: 0033-2038.
- [108] A. Rduch, Ł. Rduch i R. Walentyński, "Właściwości i zastosowanie kompozytowych prętów zbrojeniowych," *Przegląd Budowlany*, t. 88, nr. 11, s. 43–46, 2017, ISSN: 0033-2038.
- [109] M. Górski, B. Kotala i R. Białozor, "Rodzaje i właściwości zbrojenia niemetalicznego," w *Innowacyjne i współczesne rozwiązania w budownictwie : Konstrukcje żelbetowe. XXXIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*, R. Jasiński, red., Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa. Oddział w Gliwicach, 2018, s. 45–90.
- [110] Q.-d. Hao, Y.-l. Wang, Z.-c. Zhang i J.-p. Ou, "Bond strength improvement of GFRP rebars with different rib geometries," *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, t. 8, nr. 9, s. 1356–1365, sierp. 2007, ISSN: 1862-1775. DOI: [10.1631/jzus.2007.A1356](https://doi.org/10.1631/jzus.2007.A1356).
- [111] Z. Achillides i K. Pilakoutas, "Bond Behavior of Fiber Reinforced Polymer Bars under Direct Pullout Conditions," *Journal of Composites for Construction*, t. 8, nr. 2, s. 173–181, 2004. DOI: [10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2004\)8:2\(173\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:2(173)).
- [112] O. Januš, F. Girgle, V. Kostih, P. Štěpánek i P. Sulak, "Influence of Test Configuration on Bond Strength of GFRP Bars," w *25th Concrete Days 2018*, ser. Solid State Phenomena, t. 292, Trans Tech Publications Ltd, lip. 2019, s. 217–223. DOI: [10.4028/www.scientific.net/SSP.292.217](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.292.217).
- [113] E. Gudonis, R. Kačianauskas, V. Gribniak, A. Weber, R. Jakubovskis i G. Kačlauskas, "Mechanical Properties of the Bond Between GFRP Reinforcing Bars and Concrete," *Mechanics of Composite Materials*, t. 50, s. 457–466, wrz. 2014. DOI: [10.1007/s11029-014-9432-0](https://doi.org/10.1007/s11029-014-9432-0).

- [114] L. Wu, X. Xu, H. Wang i J.-Q. Yang, "Experimental study on bond properties between GFRP bars and self-compacting concrete," *Construction and Building Materials*, t. 320, s. 126 186, 2022, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2021.126186](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126186).
- [115] O. C. Choi, H. Hadje-Ghaffari, D. Darwin i S. L. McCabe, "Bond of Epoxy-Coated Reinforcement: Bar Parameters," *Materials Journal*, t. 88, nr. 2, s. 207–217, 1991.
- [116] S. J. Chamberlin, "Spacing of Reinforcement in Beams," *Journal Proceedings*, t. 53, nr. 7, s. 113–134, 1956.
- [117] J. Den Uijl i A. Bigaj, "A bond model for ribbed bars based on concrete confinement," *HERON*, t. 41, nr. 3, 1996, ISSN: 0046-7316.
- [118] P. R. Walker, M. K. Batayneh i P. E. Regan, "Bond strength tests on deformed reinforcement in normal weight concrete," *Materials and Structures*, t. 30, nr. 7, s. 424–429, 1997, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1007/BF02498566](https://doi.org/10.1007/BF02498566).
- [119] L. Vandewalle, "Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete," w *Proc. Int. Conf. Bond in Concrete: from Research to Practice*, Ryga, 1992, s. 179–181.
- [120] S. Morita i S. Fujii, "Bond Capacity of Deformed Bars Due to Splitting of Surrounding Concrete," w *Proceedings, International Conference Bond in Concrete*, London: Applied Science Publishers, 1982, s. 331–341.
- [121] P. G. Gambarova, G. P. Rosati i B. Zasso, "Steel-to-concrete bond after concrete splitting: test results," *Materials and Structures*, t. 22, nr. 1, s. 35–47, 1989, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1007/BF02472693](https://doi.org/10.1007/BF02472693).
- [122] P. G. Gambarova i G. Rosati, "Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out," *Materials and Structures*, t. 29, nr. 5, s. 267–276, 1996, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1007/BF02486361](https://doi.org/10.1007/BF02486361).
- [123] P. Gambarova i C. Karakoc, "Shear-Confinement Interaction at the Bar-to-Concrete Interface," w *Proceedings, International Conference Bond in Concrete*, London: Applied Science Publishers, 1992, s. 82–96.
- [124] E. Giuriani, G. Plizzari i C. Schumm, "Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond," *Journal of Structural Engineering*, t. 117, nr. 1, s. 3–18, 1991.
- [125] D. W. Law, D. Tang, T. K. C. Molyneaux i R. Gravina, "Impact of crack width on bond: confined and unconfined rebar," *Materials and Structures*, t. 44, nr. 7, s. 1287–1296, 2011, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-010-9700-y](https://doi.org/10.1617/s11527-010-9700-y).
- [126] H. M. Afefy i E.-T. M., "Bond Behavior of Embedded Reinforcing Steel Bars for Varying Levels of Transversal Pressure," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, t. 30, nr. 2, s. 04015 023, 2016. DOI: [10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000768](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000768).
- [127] L. J. Malvar, "Bond of Reinforcement Under Controlled Confinement," *ACI Materials Journal*, t. 89, nr. 6, s. 593–601, 1992.
- [128] G. Thrö, S. Stöckl i H. Kupfer, *Verankerung der Bewehrung am Endauflager bei einachsiger Querpressung*, "Anchorage of Reinforcement at an End Bearing with Uni-Axial Lateral Pressure" (Deutscher Ausschus für Stahlbeton, Heft 389). Berlin, Germany, 1988, s. 11–98.
- [129] X.-d. Dai, X.-h. Wang i X.-j. Kou, "Bond behavior of corroded reinforcement in concrete wrapped with carbon fiber reinforced polymer under cyclic loading," *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)*, t. 18, nr. 3, s. 271–277, 2013, ISSN: 1995-8188. DOI: [10.1007/s12204-013-1393-2](https://doi.org/10.1007/s12204-013-1393-2).
- [130] "Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials (RILEM) RC6: Bond test for reinforcement steel - 2. Pull-out test," spraw. tech., 1983.
- [131] M. Lorrain i A. Daoud, "Bond in Self-Compacting Concrete," w *Proc. Int. Conf. "Bond in Concrete - from research to standards"*, Budapest, 2002, s. 529–536.

- [132] P. Dybel i K. Furtak, "Wpływ zawartości pyłu krzemionkowego na sztywność przyczepności betonu wysokowartościowego do prętów zbrojeniowych," *Cement Wapno Beton*, t. R. 19/81, nr 2, s. 106–113, 2014, ISSN: 1896-6565.
- [133] M. Kijania-Kontak i A. Winnicki, "Badania doświadczalne przyczepności prętów zbrojeniowych SAS 670/800 do betonu wysokiej wytrzymałości za pomocą próby pull-out," *Przegląd Budowlany*, t. R. 93, nr 5-6, s. 136–141, 2022, ISSN: 0033-2038.
- [134] A. Losberg i P.-A. Olsson, "Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect of the Bars," *Journal Proceedings*, t. 76, nr. 1, s. 5–18, 1979.
- [135] P. Dybel i M. Kucharska, "Development of Bond Strength of Reinforcement Steel in New Generation Concretes," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, t. 471, nr. 5, s. 052058, lut. 2019. DOI: [10.1088/1757-899X/471/5/052058](https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/5/052058).
- [136] P. Dybel, "Wpływ geometrii oraz położenia zbrojenia w czasie betonowania na przyczepność w betonach wysokowartościowych," *Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska*, t. z. 113, s. 63–70, 2008, ISSN: 0434-0779.
- [137] P. R. Jeanty, D. Mitchell i M. S. Mirza, "Investigation of "Top Bar" Effects in Beams," *Structural Journal*, t. 85, nr. 3, s. 251–257, 1988.
- [138] A. Schiessl i K. Zilch, "The effect of the modified composition of SCC on shear and bond behavior," w *Proceedings of the 2nd International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Tokyo, Japan, 2001, s. 501–506.
- [139] K. G. Trezos, I. P. Sfikas i C. G. Pasios, "Influence of water-to-binder ratio on top-bar effect and on bond variation across length in Self-Compacting Concrete specimens," *Cement and Concrete Composites*, t. 48, s. 127–139, 2014, ISSN: 0958-9465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2013.11.012](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.012).
- [140] P. Dybel i M. Kucharska, "Effect of bottom-up placing on bond properties of high-performance self-compacting concrete," *Construction and Building Materials*, t. 243, s. 118182, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2020.118182](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118182).
- [141] P. Dybel, "Effect of bond conditions on local bond-slip relationships of ribbed bars in high performance self-compacting concrete," *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, t. 19, nr. 4, s. 1399–1408, 2019, ISSN: 1644-9665. DOI: [10.1016/j.acme.2019.09.003](https://doi.org/10.1016/j.acme.2019.09.003).
- [142] H.-S. Lee, T. Noguchi i F. Tomosawa, "Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion," *Cement and Concrete Research*, t. 32, nr. 8, s. 1313–1318, 2002, ISSN: 0008-8846. DOI: [10.1016/S0008-8846\(02\)00783-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00783-4).
- [143] H. Lin i in., "State-of-the-art review on the bond properties of corroded reinforcing steel bar," *Construction and Building Materials*, t. 213, s. 216–233, 2019, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.04.077](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.077).
- [144] C. Jiang, Y.-F. Wu i M.-J. Dai, "Degradation of steel-to-concrete bond due to corrosion," *Construction and Building Materials*, t. 158, s. 1073–1080, 2018, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2017.09.142](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.142).
- [145] A. A. Almusallam, A. S. Al-Gahtani, A. R. Aziz i Rasheeduzzafar, "Effect of reinforcement corrosion on bond strength," *Construction and Building Materials*, t. 10, nr. 2, s. 123–129, 1996, ISSN: 0950-0618. DOI: [10.1016/0950-0618\(95\)00077-1](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00077-1).
- [146] Z. Bednarek, P. Ogrodnik, R. Kamocka-Bronisz i S. Bronisz, "Badanie wpływu temperatur występujących w czasie pożaru oraz szokowego chłodzenia na przyczepność stali B500SP i BSt500S do betonu," *Bezpieczeństwo i Technika Pożarnicza*, t. 1, s. 67–73, 2013, ISSN: 1895-8443.
- [147] "State-of-the-Art Report: Bond under Cyclic Loads," spraw. tech. ACI 408.2R-92, 1999.
- [148] M. Moro i J. Ogawa, "Bond Behavior of Anchored Deformed Bar under High-Stressed Reversal Loading," w *Proceedings of the International Conference Bond in Concrete: From Research to Practice*, Riga, 1992, s. 1.79–1.88.

- [149] G. L. Balazs, "Fatigue of Bond," *ACI Materials Journal*, t. 88, nr. 6, 1992. DOI: [10.14359/1200](https://doi.org/10.14359/1200).
- [150] E. Vos i H. W. Reinhardt, "Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands," *Matériaux et Construction*, t. 15, nr. 1, s. 3–10, 1982. DOI: [10.1007/BF02473553](https://doi.org/10.1007/BF02473553).
- [151] R. Tepfers, "Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars," *Magazine of Concrete Research*, t. 31, nr. 106, s. 3–12, 1979.
- [152] K. Idda, *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug* (Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie Heft 34). Universität Karlsruhe, 1999.
- [153] T. P. Tassios, "Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions," w *Proc. AICAP-CEB Symposium, Rome, CEB Bulletin No. 131*, 1979, s. 67–122.
- [154] P. Noakowski, *Zbrojenie elementów żelbetowych w warunkach wymuszonego obciążenia spowodowanego temperaturą* (Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1978, t. Tom 296.
- [155] L. Vandewalle, "Przyczepność między zbrojeniem o zwiększonej przyczepności a betonem w warunkach zwykłych i kriogenicznych," *Hechting tussen wapening met verbeterde hechting en beton bij gewone en cryogene omstandigheden*, Praca doktorska, Katolicki Uniwersytet w Leuven, 1988.
- [156] A. H. Nilson, "Bond Stress-slip Relations in Reinforced Concrete," Cornell University. Department of Structural Engineering, spraw. tech. Wydanie 345 Raportu, 1971.
- [157] A. H. Nilson, "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method," *ACI Journal Proceedings*, t. 65, s. 757–766, 1968.
- [158] J. A. Tanner, "An Experimental Investigation of Bond-slip in Reinforced Concrete," Praca doktorska, Uniwersytet w Cornell, 1971.
- [159] K. Dörr, "Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens," Praca doktorska, Uniwersytet w Darmstadt, 1980.
- [160] M. Haskett, D. J. Oehlers i M. M. Ali, "Local and global bond characteristics of steel reinforcing bars," *Engineering Structures*, t. 30, nr. 2, s. 376–383, 2008, ISSN: 0141-0296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2007.04.007](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.04.007).
- [161] Z. Huang, B. Engstrom i J. Magnusson, "Experimental and Analytical Studies of the Bond Behaviour of Deformed Bars in High Strength Concrete," w *Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete. Proceedings, Vol. 3*, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 1996, s. 1115–1124.
- [162] International Federation for Structural Concrete (fib), "fib Bulletin No. 70 – FRP reinforcement in RC structures."
- [163] E. Cosenza, G. Manfredi i R. Realfonzo, "Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete," *Journal of Composites for Construction*, t. 1, nr. 2, s. 40–51, 1997. DOI: [10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1997\)1:2\(40\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1997)1:2(40)).
- [164] M. H. Harajli, M. Hout i W. Jalkh, "Local Bond Stress-Slip Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete," *Materials Journal*, t. 92, nr. 4, s. 343–353, 1995.
- [165] M. Harajli, B. Hamad i K. Karam, "Bond-slip Response of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete," *Journal of Materials in Civil Engineering*, t. 14, nr. 6, s. 503–511, 2002. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2002\)14:6\(503\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:6(503)).
- [166] C. O. Orangun, J. O. Jirsa i J. E. Breen, "A Re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal*, t. 74, nr. 3, s. 114–122, 1977.

- [167] D. Darwin, S. L. McCabe, E. K. Idun i S. P. Schoenekase, "Development Length Criteria: Bars Without Transverse Reinforcement," 1992.
- [168] A. B. Sturm i P. Visintin, "Local bond slip behavior of steel reinforcing bars embedded in ultra high performance fibre reinforced concrete," *Structural Concrete*, t. 20, nr. 1, s. 108–122, DOI: [10.1002/suco.201700149](https://doi.org/10.1002/suco.201700149).
- [169] R. Tepfers, "A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars," Chalmers University of Technology, spraw. tech. Publication No. 73:2, Göteborg, Sweden, 1973.
- [170] M. Thompson, J. Jirsa, J. Breen i R. Klingner, "Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review," Center for Transportation Research; Bureau of Engineering Research; The University of Texas at Austin, spraw. tech., 2002.
- [171] F. M. (Z. a. C. ACI 446, "Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties," Report by ACI 446, Detroit, Michigan, spraw. tech., grud. 1989.
- [172] G. P. Rosati i C. E. Schumm, "Modeling of Local Bar-to-Concrete Bond in RC Beams," w *Proceedings of the International Conference "Bond in Concrete: From Research to Practice," CEB-RTU*, t. 3, Riga, Latvia, paź. 1992, s. 12.34–12.43.
- [173] P. G. Gambarova, G. P. Rosati i C. E. Schumm, "Bond and Splitting: A Vexing Question," w *Proceedings of the International Symposium "Bond and Development of Reinforcement, A Tribute to Dr. Peter Gergely," ACI Interntional, SP-180*, Farmington Hills, Michigan, 1998, s. 23–44.
- [174] J. Cairns i G. Plizzari, "Do we need a standard test for bond?" English, Proceedings of the International Conference on Bond in concrete - from Research to Standards ; Conference date: 01-11-2002, list. 2002, s. 259–267.
- [175] J. Cairns i G. A. Plizzari, "Towards a harmonized European bond test," *Materials and Structures*, t. 36, nr. 262, s. 487–506, 2003.
- [176] L. Lemnitzer, S. Schröder i M. Curbach, "Bond behavior between reinforcing steel and concrete under multiaxial loading conditions in concrete containments," 2009.
- [177] M. Kucharska, "Jak zwiększyć przyczepność stal zbrojeniowa-beton?" *Builder*, t. 258, nr. 1, s. 65–67, 2019. DOI: [10.5604/01.3001.0013.3326](https://doi.org/10.5604/01.3001.0013.3326).
- [178] A. A. Deshpande, D. Kumar i R. Ranade, "Temperature effects on the bond behavior between deformed steel reinforcing bars and hybrid fiber-reinforced strain-hardening cementitious composite," *Construction and Building Materials*, t. 233, s. 117337, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117337>.
- [179] ITB, "Stal EPSTAL - badanie przyczepności - test pull-out," 2006.
- [180] Y. Ma, Z. Guo, L. Wang i J. Zhang, "Experimental investigation of corrosion effect on bond behavior between reinforcing bar and concrete," *Construction and Building Materials*, t. 152, s. 240–249, 2017, ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.169>.
- [181] L. Jing, S.-p. Yin i K. Duan, "Analysis of the interface bond property between the concrete and steel bar under textile reinforced concrete confinement," *Construction and Building Materials*, t. 224, s. 447–454, 2019, ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.102>.
- [182] T. Su, J. Wu, G. Yang i Z. Zou, "Bond behavior between recycled coarse aggregate concrete and steel bar after salt-frost cycles," *Construction and Building Materials*, t. 226, s. 673–685, 2019, ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.301>.
- [183] X.-g. Wang, W.-p. Zhang, W. Cui i F. H. Wittmann, "Bond strength of corroded steel bars in reinforced concrete structural elements strengthened with CFRP sheets," *Cement and Concrete Composites*, t. 33, nr. 4, s. 513–519, 2011, ISSN: 0958-9465. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.02.008>.

- [184] M. P. Miranda, I. B. Morsch, D. de S. Brisotto, E. Bittencourt i E. P. Carvalho, "Steel-concrete bond behavior: An experimental and numerical study," *Construction and Building Materials*, t. 271, s. 121 918, 2021, ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121918>.
- [185] Y. Zhao, Y. Li, X. Li, X. Sun i L. Lu, "Experimental and numerical investigation on bond behavior of deformed rebar in concrete with triethanolamine derivatives: A rib-scale study," *Materials and Structures*, t. 58, nr. 5, s. 196, 2025, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-025-02722-w](https://doi.org/10.1617/s11527-025-02722-w). adr.: <https://doi.org/10.1617/s11527-025-02722-w>.
- [186] Centrum Promocji Jakości Stali, *W jaki sposób weryfikować stal zbrojeniową oraz dokumenty kontroli odbierając stal na budowie?* <https://epstal.pl/lib/uep7m0/weryfikacja-stali-zbrojeniowej-loyc3ypv.pdf>, 2019. (term. wiz. 23.08.2024).
- [187] D. Watstein, "Bond stress in concrete pull-out specimens," *Journal Proceedings*, t. 38, s. 37–52, 1941.
- [188] D. Watstein, "Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimens," *Journal Proceedings*, t. 43, s. 1041–1052, 1947.
- [189] P. Ferguson, R. Turpin i J. Thompson, "Minimum Bar Spacing as a Function of Bond and Shear Strength," *ACI Journal Proceedings*, t. 50, nr. 6, s. 869–887, 1954.
- [190] T. Godycki-Ćwirko, *Mechanika betonu*. Warszawa: Arkady, 1982.
- [191] R. Tepfers, "Bond stress along lapped reinforcing bars," *Magazine of Concrete Research*, t. 32, nr. 112, s. 135–142, 1980.
- [192] R. Tepfers i G. Brock, "Discussion: Bond stress along lapped reinforcing bars," *Magazine of Concrete Research*, t. 33, nr. 116, s. 184–186, 1981.
- [193] R. Tepfers, "Lapped Tensile Reinforcement Splices," *Journal of the Structural Division*, t. 108, nr. 1, s. 283–301, 1982.
- [194] R. Tepfers i P. Olsson, "Ring Tests for Evaluation of Bond Properties of Reinforcing Bars," w *Proc. Int. Conf. Bond in Concrete: from Research to Practice*, Riga, 1992, s. 1.89–1.99.
- [195] J. Illston i R. Stevens, "Internal cracking," *Concrete*, t. 7, s. 28–31, 1972.
- [196] H. Martin, "Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen, unter Kurzzeitbelastung," *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, t. 228, 1973.
- [197] J. Tanner, "An experimental investigation of bond slip in reinforced concrete," prac. mag., Cornell University, 1971.
- [198] A. Nilson, "Internal Measurement of Bond Slip," *ACI Journal*, t. 69, nr. 7, s. 439–441, 1972.
- [199] S. M. Mirza i J. Houde, "Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, t. 76, nr. 1, s. 19–46, 1979.
- [200] P. G. Gambarova, G. P. Rosati i B. Zasso, "Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration," *Materials and Structures*, t. 22, nr. 5, s. 347–356, 1989, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1007/BF02472505](https://doi.org/10.1007/BF02472505).
- [201] P. Gambarova, G. Rosati i M. Geilani Sufi, "Steel-to-concrete bond and concrete splitting for small-diameter bars," po włosku, *Studi e Ricerche*, t. 14, s. 1–27, 1993.
- [202] P. Gambarova, G. Rosati i S. Omar Sharif, "Steel-to-concrete bond and concrete splitting for large-diameter bars," po włosku, *Studi e Ricerche*, t. 12, s. 45–79, 1991.
- [203] J. Cairns i R. Abdullah, "An Evaluation of Bond Pullout Tests and Their Relevance to Structural Performance," *Structural Engineer*, t. 73, nr. 11, s. 179–185, czer. 1995, ISSN: 1466-5123.
- [204] J. Cairns i K. Jones, "The splitting forces generated by bond," *Magazine of Concrete Research*, t. 47, nr. 171, s. 153–165, 1995. DOI: [10.1680/macri.1995.47.171.153](https://doi.org/10.1680/macri.1995.47.171.153).

- [205] J. Cairns i K. Jones, "Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study," *Magazine of Concrete Research*, t. 47, nr. 172, s. 253–262, 1995. DOI: [10.1680/mac.1995.47.172.253](https://doi.org/10.1680/mac.1995.47.172.253).
- [206] J. Cairns i G. A. Plizzari, "Towards a harmonised European bond test," *Materials and Structures*, t. 36, nr. 8, s. 498–506, paź. 2003, ISSN: 1871-6873. DOI: [10.1007/BF02480826](https://doi.org/10.1007/BF02480826).
- [207] G. Metelli, J. Cairns i G. Plizzari, "A new fib Model Code proposal for a beam-end type bond test," *Structural Concrete*, t. 24, nr. 4, s. 4446–4463, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.202300124>.
- [208] J. Pędziwiatr, "The new model for cracking analysis of tension reinforced concrete members based on the bond-slip relationships," *Arch. Civ. Eng.*, t. 42, nr. 1, s. 47–64, 1996.
- [209] J. Pędziwiatr i M. Minch, "Bond-slip model calculations the width of crack under cycle loading," w *AMCM*, Łódź, 1996, s. 305–310.
- [210] J. Pędziwiatr i M. Minch, "Metoda szacowania wpływu obciążeń cyklicznych na zmiany szerokości rozwarcia rys," w *XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB*, Krynica, 1997, s. 139–146.
- [211] L. Jankowski, J. Pędziwiatr i D. Styś, "Analiza zjawisk towarzyszących zarysowaniu elementów żelbetowych zginanych i mimośrodowo rozciąganych," w *VIII Krajowa Konferencja Mechaniki Pękania*, Kielce, 2001, s. 175–182.
- [212] J. Pędziwiatr i M. Minch, "Bond and cracking phenomena," w *AMCM 2002*, Kraków, 2002, s. 168–173.
- [213] J. Pędziwiatr, "Influence of internal cracks on bond in cracked concrete structures," *Arch. Civ. Mech. Eng.*, t. 8, nr. 3, s. 91–105, 2008.
- [214] L. Jankowski, J. Pędziwiatr i D. Styś, "Analiza przyczepności w mimośrodowo rozciąganych elementach żelbetowych," w *VII Krajowa Konferencja Mechaniki Pękania*, Kielce, 1999, s. 169–176.
- [215] J. Pędziwiatr, "Cracking behavior of eccentric tension members," w *Proceedings of Analytical Models and New Concepts in Concrete Structures*, Wrocław, 1999, s. 223–228.
- [216] J. Pędziwiatr, J. Hoła i D. Styś, "Study of the transfer of tensile forces by bond in eccentric reinforced concrete members," w *13th ECF*, San Sebastian, 2000, s. 137–144.
- [217] J. Pędziwiatr, L. Jankowski i D. Styś, "Analiza zjawisk towarzyszących zarysowaniu elementów żelbetowych zginanych i mimośrodowo rozciąganych," w *VIII Krajowa Konferencja Mechaniki Pękania*, Kielce, 2001, s. 175–182.
- [218] J. Pędziwiatr, "The influence of the bond between concrete and reinforcement on tension stiffening effect," *Mag. Concr. Res.*, t. 61, nr. 6, s. 437–443, 2009.
- [219] L. Jankowski, J. Pędziwiatr i D. Styś, "Some problems of researches on bond in reinforced concrete members (in Polish)," w *18th Symposium on Experimental Mechanics of Solids*, Jachranka, 1998, s. 217–222.
- [220] J. Pędziwiatr i D. Styś, "Study of the transfer of tensile forces by bond in reinforced concrete members," w *Concrete and Concrete Structures, 3rd International Conference*, Zilina, 2002, s. 259–264.
- [221] J. Pędziwiatr i D. Styś, "Wybrane zagadnienia przyczepności stali do betonu na przykładzie belek zginanych," w *XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauk, PZITB, Tom. 3*, Warszawa-Krynica, 2003, s. 71–78.
- [222] J. Pędziwiatr i L. Jankowski, "Some results of experimental researches on bond in reinforced concrete members," *Arch. Civ. Eng.*, t. 53, nr. 1, s. 37–55, 2007.
- [223] P. Dybeł i K. Furtak, "Influence of silica fume content on the quality of bond conditions in high-performance concrete specimens," *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, t. 17, s. 795–805, 2017. DOI: [10.1016/j.acme.2017.02.007](https://doi.org/10.1016/j.acme.2017.02.007).

- [224] P. Dybeł i K. Furtak, "The influence of high-strength concrete – rebars bond conditions on the mechanism of its failure," *Magazine of Concrete Research*, t. 69, nr. 4, s. 163–174, 2017. DOI: [10.1680/jmacr.15.00411](https://doi.org/10.1680/jmacr.15.00411).
- [225] P. Dybeł i K. Furtak, "The effect of ribbed reinforcing bars location on their bond with high-performance concrete," *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, t. 15, nr. 4, s. 1070–1077, 2015, ISSN: 1644-9665. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.acme.2015.03.008>.
- [226] P. Dybeł i K. Furtak, "Assessment of the casting position factor in reinforced concrete elements in view of experimental studies," *Archives of Civil Engineering*, nr. Vol. 60, nr 2, s. 209–221, 2014.
- [227] M. Kucharska i P. Dybeł, "Effect of Placing Self-Compacting Concrete Bottom up on the Quality of Bond Conditions," *Materials*, t. 13, nr. 10, 2020, ISSN: 1996-1944. DOI: [10.3390/ma13102346](https://doi.org/10.3390/ma13102346).
- [228] P. Dybeł i M. Kucharska, "X-ray CT Investigation of Bond Mechanism in Reinforced SCC Elements of Different Placement Technology," *Materials*, t. 14, nr. 21, 2021, ISSN: 1996-1944. DOI: [10.3390/ma14216236](https://doi.org/10.3390/ma14216236).
- [229] CEB-FIP, "fib Bulletin No. 106 - Advances on Bond in Concrete."
- [230] *International Conference – Bond in Concrete, Proceedings*, Paisley, 1982.
- [231] *International Conference on Bond in Concrete, Proceedings*, Riga, 1992.
- [232] *Bond in Concrete - from research to standards, Proceedings*, Budapest, 2002.
- [233] *Proceedings of the 4th International Symposium Bond in concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing, Volume 1: General Aspects of Bond*, Brescia, 2012.
- [234] *Proceedings of the 4th International Symposium Bond in concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing, Volume 2: Bond in New Materials and Under Severe Conditions*, Brescia, 2012.
- [235] J. Hofmann i G. Plizzari, red., *Bond in Concrete : Bond, Anchorage, Detailing : 5th International Conference*, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, Materials Testing Institute, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany, lip. 2022.
- [236] M. Burdziński i M. Niedostatkiwicz, "Analiza przyczepności prętów żebrowanych w betonie metoda pull-out na próbkach centrycznych i mimośrodowych," *Przegląd Budowlany*, t. 5-6, s. 93–98, 2022.
- [237] J. Alves, A. El-Ragaby i E. El-Salakawy, "Durability of GFRP Bars' Bond to Concrete under Different Loading and Environmental Conditions," *Journal of Composites for Construction*, t. 15, nr. 3, s. 249–262, 2011. DOI: [10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000161](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000161).
- [238] M. Burdziński i M. Niedostatkiwicz, "Analiza doświadczalna wpływu długości zakotwienia pręta na zachowanie przyczepności w teście pull-out," *Inżynieria i Budownictwo*, t. 3, s. 115–120, 2024.
- [239] M. Burdziński i M. Niedostatkiwicz, "Analiza numeryczna wpływu długości zakotwienia pręta na zachowanie przyczepności w teście pull-out," *Inżynieria i Budownictwo*, s. 233–238, 2024.
- [240] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller i E. Oñate, "A plastic-damage model for concrete," *International Journal of Solids and Structures*, t. 25, nr. 3, s. 299–326, 1989.
- [241] J. Lee i G. L. Fenves, "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures," *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, t. 124, nr. 8, s. 892–900, 1998.
- [242] T. Jankowiak i T. Łodygowski, "Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model," *cz.* 2013.
- [243] T. Jankowiak, "Opis zniszczenia betonu wraz z próbą identyfikacji wybranych parametrów konstytutywnych," *Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska*, t. z. 102, s. 171–178, 2004, ISSN: 0434-0779.

- [244] Dassault Systèmes, *Dokumentacja programu ABAQUS*, Wersja 2020.
- [245] J. Bobiński, *Implementacja i przykłady zastosowań nieliniowych modeli betonu z nie-lokalnym osłabieniem : praca doktorska / Jerzy Bobiński ; promotor: Jacek Tejchman ; Politechnika Gdańska. Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska*. pol, Gdańsk, 2006.
- [246] The International Federation for Structural Concrete, “Constitutive Modelling of High Strength/high Performance Concrete: State-of-the-art report,” 2008.
- [247] H. B. Kupfer i K. H. Gerstle, “Behavior of Concrete under Biaxial Stresses,” *Journal of the Engineering Mechanics Division*, t. 99, nr. 4, s. 853–866, 1973. DOI: [10.1061/JMCEA3.0001789](https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001789).
- [248] M. Keuser, B. Kepp, G. Mehlhorn i F. Rostásy, “Nonlinear static analysis of end-fittings for GFRP-prestressing rods,” *Computers & Structures*, t. 17, nr. 5, s. 719–730, 1983, ISSN: 0045-7949. DOI: [10.1016/0045-7949\(83\)90086-X](https://doi.org/10.1016/0045-7949(83)90086-X).
- [249] J. Li, *An investigation of behavior and modeling of bond for reinforced concrete*. University of Washington, 2010.
- [250] P. Noakowski i H. G. Schäfer, *Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau*. Ernst & Sohn, 2003.
- [251] E. El Alami i in., “Numerical Study of the Bond Strength Evolution of Corroded Reinforcement in Concrete in Pull-Out Tests,” *Applied Sciences*, t. 12, nr. 2, 2022, ISSN: 2076-3417. DOI: [10.3390/app12020654](https://doi.org/10.3390/app12020654).
- [252] X. Liu, Y. Liu, T. Wu i H. Wei, “Bond-slip properties between lightweight aggregate concrete and rebar,” *Construction and Building Materials*, t. 255, s. 119355, 2020, ISSN: 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119355>.
- [253] K. Gr bowski, “Rozwiązania konstrukcji podpór pośrednich wiaduktów obwodnicy Sztambułu Northern Marmara Highway w kontekście oddziaływań sejsmicznych,” Politechnika Gdańska, 2019.
- [254] S. Seok, G. Haikal, J. A. Ramirez i L. N. Lowes, “High-resolution finite element modeling for bond in high-strength concrete beam,” *Engineering Structures*, t. 173, s. 918–932, 2018, ISSN: 0141-0296. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.068>.

Spis norm

- [N1] *PN-EN 1992-1-1:2008 - Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [N2] *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Publishing, 1993.
- [N3] *Federation internationale du beton, fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, a Wiley brand, 2013.
- [N4] *American Concrete Institute, ACI 318-19 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, 2019 wyd., Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute, 2019.
- [N5] *PN-EN 10080:2007 - Stal do zbrojenia betonu – Spawalna stal zbrojeniowa – Postanowienia ogólne.*
- [N6] *PN-EN ISO 15630-1:2019-04 - Stal do zbrojenia i sprężania betonu – Metody badań – Część 1: Pręty, walcówka i drut do zbrojenia betonu.*
- [N7] *PN-H-93220:2018-02 - Stal do zbrojenia betonu – Spawalna stal zbrojeniowa B500SP – Pręty i walcówka żebrowana.*
- [N8] *American Concrete Institute, ACI 408R-03 – Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension*, 2003.
- [N9] *PN-EN 1992-1-1:2024-05 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne oraz reguły dla budynków, mostów i konstrukcji inżynierskich.*
- [N10] *ISO 14657:2005 - Zinc-coated steel for the reinforcement of concrete.*
- [N11] *ISO 14654:1999 - Epoxy-coated steel for the reinforcement of concrete.*
- [N12] *PN-EN 206+A2:2021-08 - Beton - Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.*
- [N13] *PN-EN 1990:2004 - Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji.*
- [N14] *AS 3600 – Australian Standard for Concrete Structures Standards Australia.*
- [N15] *ISO 10406-1:2008 Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete - Test methods - Part 1: FRP bars and grids.*
- [N16] *PN-EN 197-1:2012 Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.*
- [N17] *PN-EN 12350-2:2011 Badania mieszanek betonowej – Część 2: Badanie konsystencji metodą opadu stożka.*
- [N18] *PN-EN 12390-1:2021-12 Badania betonu – Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek i form.*
- [N19] *PN-EN 12390-3:2019-07 Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.*
- [N20] *PN-EN 12390-6:2011 Badania betonu – Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.*
- [N21] *PN-EN 12390-13:2021-12 Badania betonu – Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu.*
- [N22] *PN-B-03264:2002 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie.*

- [N23] Federation internationale du beton, *fib Model Code for Concrete Structures 2020*, 2024.