



AKADEMIA GÓRNICZO-HUTNICZA IM. STANISŁAWA STASZICA W KRAKOWIE

DZIEDZINA NAUK INŻYNIERYJNO-TECHNICZNYCH
DYSCYPLINA INŻYNIERIA LĄDOWA, GEODEZJA I TRANSPORT

ROZPRAWA DOKTORSKA

*Wpływ czynników technologicznych na przyczepność
betonu samozagęszczalnego do stalowych prętów
zbrojeniowych*

Autor: Milena Kucharska

Promotor rozprawy: dr hab. inż. Piotr Dybeł, prof. uczelni

Praca wykonana: Akademia Górniczo-Hutnicza im. St. Staszica
w Krakowie, Wydział Inżynierii Lądowej i Gospodarki Zasobami, Katedra
Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Kraków, 2025

WPLYW CZYNNIKÓW TECHNOLOGICZNYCH NA PRZYPNOSPÓB BETONU SAMOZAGĘSZCZALNEGO DO STALOWYCH PRĘTÓW ZBROJENIOWYCH

mgr inż. Milena Kucharska

STRESZCZENIE

Zjawisko przypnospóbności między zbrojeniem a betonem stanowi jedno z kluczowych zagadnień konstrukcji żelbetowych. Ma ono charakter złożony i wieloetapowy, na które wpływają nie tylko właściwości obu materiałów, ale również wiele innych czynników. Niniejsza rozprawa doktorska podejmuje problematykę wpływu wybranych czynników technologicznych na zjawisko przypnospóbności betonu samozagęszczalnego do stalowych prętów zbrojeniowych oraz na jakość otuliny wokół prętów zbrojeniowych. W ramach badań eksperymentalnych przeanalizowano cztery główne czynniki technologiczne: technologia podawania mieszanki (od dołu i góry formy), prędkość jej podawania, położenie pręta w czasie betonowania (wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów) oraz wysokość elementów. Program badawczy zrealizowano na trzech typach elementów o zróżnicowanych wymiarach – element typu ściana o wymiarach 2,24 m × 1,6 m × 0,16 m, element typu belka-ściana o wymiarach 1,44 m × 0,64 m × 0,16 m oraz element referencyjny o wymiarach 1,44 m × 0,16 m × 0,16 m. Do wykonania elementów zastosowano mieszankę towarowego betonu samozagęszczalnego bazującego na cemencie hutniczym.

Właściwości przypnospóbności określono za pomocą badań wrywania. Jakość otuliny prętów zbrojeniowych zweryfikowano z wykorzystaniem tomografii komputerowej, umożliwiającej trójwymiarowe odwzorowanie struktury materiałów. Na podstawie wyników badań określono wpływ analizowanych czynników technologicznych na zjawisko przypnospóbności. Jako główny czynnik poprawiający właściwości przypnospóbności wyodrębniono technologię podawania mieszanki od dołu formy. Wykazano, że istotnie poprawia ona jakość otuliny oraz właściwości przypnospóbności (reprezentatywne naprężenia przypnospóbności, sztywność przypnospóbności, jakość warunków przypnospóbności). Wartością dodaną pracy jest zaproponowanie zależności pomiędzy łączną objętością pustek powietrznych pod prętem a naprężeniami przypnospóbności dla elementów betonowanych od góry.

W pracy wskazano potrzebę dalszych badań nad wpływem czynników technologicznych w szerszym spektrum przypadków. Aktualne wytyczne projektowe dotyczące przypnospóbności opierają się na tym zjawisku w betonach tradycyjnych, pomijając potencjał nowoczesnych mieszanek, takich jak beton samozagęszczalny. Ujęcie ich właściwości w określaniu warunków przypnospóbności może potencjalnie prowadzić do redukcji zużycia stali zbrojeniowej i zarazem kosztów realizacji, wspierając ideę budownictwa zrównoważonego poprzez ograniczenie wyczerpywania materiałów i emisji.

EFFECT OF TECHNOLOGICAL FACTORS ON THE BOND BETWEEN SELF-COMPACTING CONCRETE AND STEEL REINFORCING BARS

Milena Kucharska, MSc Eng

ABSTRACT

The bond phenomenon between reinforcement and concrete is one of the key aspects of reinforced concrete structures. It is complex and multi-phase in nature, influenced not only by the properties of both materials but also by numerous other factors. This doctoral dissertation addresses the influence of chosen technological factors on the bond between steel reinforcing bars and self-compacting concrete, as well as on the quality of the concrete cover around the reinforcement.

The experimental research focused on four main technological factors: the technology of concrete casting (from the bottom or top of the form), the casting rate, the location of the rebar during casting (along the height and span of the elements), and the height of the structural elements. The study was conducted on three types of elements of varying dimensions: a wall element measuring 2.24 m × 1.6 m × 0.16 m, a deep-beam element measuring 1.44 m × 0.64 m × 0.16 m and a reference element measuring 1.44 m × 0.16 m × 0.16 m. A commercial self-compacting concrete mix based on blast furnace slag cement was used for the production of the elements.

Bond properties were assessed through pull-out tests. The quality of the concrete cover was evaluated using computed tomography, enabling a three-dimensional reconstruction of the internal structure of materials. Based on the test results, the influence of the analysed technological factors on the bond phenomenon was determined. Among these, casting the mix from the bottom of the form was identified as the primary factor enhancing bond properties. This method significantly improved both the quality of the concrete cover and the bond characteristics (representative bond stress, bond stiffness, and bond conditions). An additional contribution of the dissertation is the proposed correlation between the total volume of air voids beneath the reinforcing bar and the bond stress in elements cast from the top.

The study highlights the need for further research into the influence of technological factors across a wider range of scenarios. Current design guidelines for bond are based on traditional concretes, neglecting the potential of modern mixes such as self-compacting concrete. Incorporating their properties into bond condition design practice could lead to reductions in steel reinforcement consumption and thus cost, supporting the idea of sustainable construction by limiting material depletion and emissions.

Spis treści

Spis treści.....	5
Rozdział 1: Wprowadzenie.....	9
1.1. Badania pilotażowe	10
1.2. Cel pracy.....	12
1.3. Zakres pracy	13
1.4. Tezy pracy	13
Rozdział 2: Beton samozagęszczalny	15
2.1. Historia powstania koncepcji betonu samozagęszczalnego	15
2.2. Definicja i istota betonu samozagęszczalnego	16
2.3. Skład mieszanek samozagęszczalnych	18
2.4. Metody badań mieszanki samozagęszczalnej.....	20
2.5. Właściwości betonu samozagęszczalnego	21
2.6. Technologia układania mieszanki samozagęszczalnej	22
2.7. Wady i zalety betonu samozagęszczalnego.....	25
Rozdział 3: Przyczepność pomiędzy betonem a stalą zbrojeniową.....	27
3.1. Istota przyczepności i mechanizmy jej zniszczenia.....	27
3.2. Normatywne określenie zjawiska przyczepności stal-beton	32
3.2.1. Szerokość i rozstaw zarysowań w przekroju żelbetowym.....	33
3.2.2. Długość zakotwienia prętów zbrojeniowych	35
3.2.3. Warunki przyczepności w elementach żelbetowych.....	38
3.3. Metody badania przyczepności.....	41
3.4. Zjawisko przyczepności w betonach samozagęszczalnych.....	46
3.5. Czynniki wpływające na przyczepność stal – beton.....	49
3.5.1. Jakość otuliny betonowej w strefie kontaktowej stal-beton	50
3.5.2. Geometria zbrojenia	52
3.5.3. Długość odcinka przyczepności i grubość otuliny w stosunku do średnicy pręta	53
3.5.4. Czynniki środowiskowe	54
3.5.5. Kierunek podawania mieszanki	55
3.6. Położenie zbrojenia w czasie betonowania	56
3.6.1. Efekt górnego pręta – <i>top bar effect</i>	56
3.6.2. Odległość od punktu betonowania	61
3.6.3. Orientacja względem kierunku betonowania.....	63
3.7. Funkcja przyczepności	64
3.7.1. Funkcje przyczepności opracowane w literaturze.....	66
3.7.2. Funkcje przyczepności przyjęte w wytycznych normowych.....	71

Rozdział 4: Badania własne.....	73
4.1. Program badań	73
4.2. Materiały.....	74
4.2.1. Beton samozagęszczalny.....	74
4.2.2. Stal zbrojeniowa.....	76
4.3. Charakterystyka elementów badawczych.....	77
4.4. Wykonanie elementów badawczych	80
4.4.1. Oznaczenie elementów	85
4.5. Metodyka wykonanych badań	85
4.5.1. Badania mieszanek samozagęszczalnych	85
4.5.2. Wytrzymałość na ściskanie	86
4.5.3. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu.....	87
4.5.4. Badanie przyczepności stal-beton metodą pull-out	89
4.5.5. Tomografia komputerowa.....	91
4.6. Wyniki badań laboratoryjnych.....	93
4.6.1. Badania mieszanek samozagęszczalnych	93
4.6.2. Badania wytrzymałości na ściskanie	94
4.6.3. Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu	97
4.6.4. Badania przyczepności	100
4.6.5. Badania tomograficzne	113
Rozdział 5: Analiza wyników badań wytrzymałościowych betonu.....	139
5.1. Analiza badań wytrzymałości na ściskanie	139
5.1.1. Wytrzymałość na ściskanie elementów typu belka-ściana.....	139
5.1.2. Wytrzymałość na ściskanie elementów typu ściana.....	143
5.1.3. Podsumowanie	149
5.2. Analiza badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu.....	150
5.2.1. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu elementów typu belka-ściana	150
5.2.2. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu elementów typu ściana.....	153
5.2.3. Podsumowanie	155
Rozdział 6: Analiza i dyskusja wyników badań przyczepności stal – beton samozagęszczalny.....	157
6.1 Normalizacja naprężeń przyczepności	157
6.2 Wpływ technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej.....	157
6.2.1 Reprezentatywne naprężenia przyczepności	158
6.2.2 Zależność znormalizowanych naprężeń przyczepności od poślizgu pręta	167
6.2.3 Podsumowanie	171
6.3 Wpływ prędkości betonowania.....	172
6.3.1 Reprezentatywne naprężenia przyczepności	172
6.3.2 Zależność znormalizowanych naprężeń przyczepności od poślizgu pręta	176
6.3.3 Podsumowanie	177
6.4 Wpływ położenia wzdłuż wysokości	177
6.4.1 Graniczne naprężenia przyczepności.....	180
6.4.2 Pozostałe reprezentatywne naprężenia przyczepności.....	183

6.4.3	Podsumowanie	189
6.5	Wpływ odległości od punktu podawania mieszanki.....	189
6.5.1	Graniczne naprężenia przyczepności	190
6.5.2	Pozostałe reprezentatywne naprężenia przyczepności	197
6.5.3	Podsumowanie.....	204
6.6	Wpływ wysokości elementów	205
6.7	Analiza warunków przyczepności	208
6.7.1	Podsumowanie	214
6.8	Analiza mechanizmów zniszczenia	214
Rozdział 7: Analiza wyników badań tomograficznych		223
7.1	Wpływ czynników technologicznych na jakość otuliny betonowej.....	223
7.2	Analiza otuliny betonowej w różnych strefach warunków przyczepności	228
7.3	Porównanie wyników tomografii komputerowej z wynikami badań przyczepności stal-beton	233
Rozdział 8: Podsumowanie i wnioski.....		237
Spis rysunków.....		241
Spis tabel.....		249
Literatura		251

Rozdział 1: Wprowadzenie

Przyczepność stali zbrojeniowej do betonu to wieloaspektowe zjawisko, które umożliwia przekazywanie sił podłużnych ze zbrojenia na otaczający beton. Właściwości przyczepności zależą od wielu czynników i parametrów, które zasadniczo odnoszą się do stali zbrojeniowej, betonu oraz stanu naprężeń w obu tych materiałach. Niemniej jednak istotną rolę w ich kształtowaniu pełni również wiele aspektów technologicznych, takich jak jakość i grubość otuliny betonowej, liczba warstw prętów, sąsiedztwo zbrojenia poprzecznego, kierunek betonowania w odniesieniu do orientacji prętów, położenie prętów w stosunku do swobodnej powierzchni płynnej mieszanki betonowej czy też skład i jakość samej mieszanki betonowej.

Zjawisko przyczepności oraz czynniki na nie wpływające są badane od początków poprzedniego stulecia [1] i zostały szeroko rozpoznane przede wszystkim w betonach zwykłych niskich wytrzymałości. Aktualne wytyczne normowe również bazują na badaniach takich betonów, jednak mimo aktualizacji nie uwzględniają czynników technologicznych, które mogą istotnie wpływać na zjawisko przyczepności. Zjawisko przyczepności stal-beton jest odzwierciedlone w międzynarodowych normach przede wszystkim w obliczeniach długości zakotwienia prętów zbrojeniowych.

Obecne wytyczne normowe uwzględniające zjawisko przyczepności są jednakowe dla wszystkich typów betonów, niezależnie od ich właściwości fizyko-mechanicznych, w tym również dla betonów nowej generacji, które charakteryzują się ulepszonymi właściwościami, np. betonów samozagęszczalnych (SCC), wysokowartościowych czy betonów z włóknami. Betony samozagęszczalne, z uwagi na swoje unikalne właściwości reologiczne, umożliwiają stosowanie technologii podawania mieszanki od dołu formy lub deskowania. Badania Feysa i innych [2] wykazały, że ta technologia wykonywania elementów sprzyja osiągnięciu wyższych wytrzymałości betonu oraz ulepszonej mikrostruktury. Przy wykorzystaniu dedykowanego zaworu umieszczonego u spodu deskowania betonowana mieszanka stale podnosi się w formie, umożliwiając bardziej efektywne samoodpowietrzenie. Do tej pory technologia betonowania od dołu formy została przebadana pod kątem typowo technologicznym. Badano jakość wykończenia powierzchni betonu, zachowanie się mieszanki oraz jej parcia na deskowanie, na podstawie których wnioskuje się o jej potencjalnych korzyściach. Zjawiska towarzyszące dojrzewaniu mieszanki betonowej, takie jak osiadanie i oddawanie wody wolnej, opisane jako

pierwsze przez Powersa [3] są w tej technologii ograniczone. Ponieważ mają one istotny wpływ na jakość otuliny prętów zbrojeniowych, przekładają się również na przyczepność stal-beton. W związku z tym zasadne wydaje się badanie wpływu tej technologii podawania mieszanki na to zjawisko.

1.1. Badania pilotażowe

Biorąc pod uwagę brak dotychczasowej literatury dotyczącej wpływu technologii podawania mieszanek samozagęszczalnych od dołu deskowania na zjawisko przyczepności stal-beton, przeprowadzono szereg badań pilotażowych w celu określenia wstępnych założeń programu badawczego niniejszej rozprawy. Badania te miały na celu wstępną weryfikację poprawności założeń oraz ocenę możliwości technologicznych macierzystego laboratorium.

Efektem badań pilotażowych było opublikowanie pięciu artykułów w recenzowanych czasopismach naukowych. Poniżej przedstawiono spis publikacji:

- P1. Milena Kucharska, Piotr Dybeł (2019): *Jak zwiększyć przyczepność stal zbrojeniowa-beton?*, Builder, R. 23 nr 1, s. 65–67 [4]
- P2. Piotr Dybeł, Milena Kucharska (2020): *Effect of bottom-up placing on bond properties of high-performance self-compacting concrete*, Construction and Building Materials. ISSN 0950-0618, vol. 243 art. no. 118182, s. 1–11, IF = 6,141, Q1 [5]
- P3. Milena Kucharska, Piotr Dybeł (2020): *Effect of placing self-compacting concrete bottom up on the quality of bond conditions*, Materials. ISSN 1996-1944, vol. 13 iss. 10 art. no. 2346, s. 1–17, IF = 3,623, Q2 [6]
- P4. Piotr Dybeł, Milena Kucharska (2021): *X-ray CT investigation of bond mechanism in reinforced SCC elements of different placement technology*, Materials. ISSN 1996-1944, vol. 14 iss. 21 art. no. 6236, s. 1–18, IF = 3,623, Q2 [7]
- P5. Milena Kucharska, Piotr Dybeł (2023): *Bond conditions in wall-type steel-reinforced self-compacting concrete element*, Journal of Building Engineering. ISSN 2352-7102, vol. 75 art. no. 106944, s. 1-15, TOP-10 [8]

Program badań niniejszej rozprawy był niejako kontynuacją tematu podjętego przez autorkę w pracy magisterskiej, której wyniki opublikowano w publikacji P1 [4]. Wykonano w jej programie elementy kolumnowe o wysokości 480 mm z wykorzystaniem trzech mieszanek wysokowartościowego betonu samozagęszczalnego (różniących się zawartością pyłu krzemionkowego) w dwóch wariantach technologii podawania mieszanki – od góry i od dołu formy. Przyjęto krótki odcinek przyczepności o długości 40 mm. Wstępne obserwacje

wskazały na pozytywny wpływ podawania mieszanki od dołu formy na zjawisko przyczepności stal-beton, niezależnie od wykorzystanej mieszanki betonowej.

Bazując na obiecujących rezultatach, program dalszych prac rozszerzono na elementy belkowe, którego wyniki opublikowano w pracy P2 [5]. Mieszanki w obu wariantach podawano z jednego punktu betonowania znajdującego się przy końcu deskowania, co pozwoliło na obserwację zmian zjawiska przyczepności w zależności od odległości od punktu betonowania. Potwierdzono korzystny wpływ technologii podawania od dołu na zjawisko przyczepności zarówno wzdłuż wysokości jak i rozpiętości elementów belkowych. Wzrost granicznych naprężeń przyczepności prętów zbrojeniowych ułożonych w górnej części elementu wyniósł średnio 15,5% dla mieszanki bez pyłu krzemionkowego i 7,4% dla mieszanek z pyłem w porównaniu do tradycyjnej technologii betonowania. Dla prętów ułożonych w dolnej warstwie zmiana kierunku betonowania nie miała istotnego wpływu na otrzymywane wyniki przyczepności. Ponadto analiza powierzchni styku pręt zbrojeniowy – beton po badaniach wrywania wykazała, że podawanie mieszanki od dołu powodowało zmniejszenie liczby pęcherzyków powietrza w warstwie kontaktowej oraz ograniczyło osiadanie mieszanki pod górnymi prętami zbrojeniowymi.

Aby zweryfikować efekt na innych mieszankach, badania powtórzono dla betonu samozagęszczalnego o niższej wytrzymałości, czego rezultatem była publikacja P3 [6]. Długość odcinka przyczepności zwiększono do 60 mm. Pomimo wprowadzenia zmian w założeniach badawczych, wyniki tych analiz pozwoliły na wyciągnięcie analogicznych wniosków. Korzystny wpływ technologii betonowania od dołu na zjawisko przyczepności odnotowano w szczególności dla prętów górnych: zarówno w kontekście wartości naprężeń przyczepności jak i sztywności przebiegu jej zniszczenia. Naprężenia przyczepności prętów górnych w elementach betonowanych od dołu były wyższe niż w elementach betonowanych metodą tradycyjną o 19,7% – 29,3% w zależności od rozważanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności: granicznego, krytycznego czy średniego. Zachowanie to przypisano poprawie jakości otuliny betonowej w elementach betonowanych od dołu, wynikającej z ograniczenia porowatości i osiadania mieszanki pod górnymi prętami zbrojeniowymi.

Aby ocenić występowanie niniejszych zjawisk i ich wpływ na mechanizm zniszczenia przyczepności, wykonano tomografię komputerową próbek po badaniach wrywania, której wyniki przedstawiono w publikacji P4 [7]. Ta część badań pilotażowych pozwoliła również na szczegółowe zapoznanie się z technologią tomografii komputerowej i dostosowanie jej możliwości do obrazowania otuliny betonowej. Stwierdzono, że w rzeczywistości

mikrostruktura otuliny betonowej wokół prętów była zasadniczo różna w obu rozważanych metodach betonowania SCC na niekorzyść technologii tradycyjnej. Technologia podawania mieszanki od dołu deskowania wyeliminowała występowanie pustek powietrznych i osiadanie mieszanki pod górnym prętem zbrojeniowym. Jednorodna jakość otuliny betonowej wokół prętów zbrojeniowych ograniczyła koncentrację naprężeń na styku pręt zbrojeniowy – beton i poprawiła równomierność ich rozkładu. W konsekwencji dla elementu betonowanego od dołu obserwowane zniszczenie przyczepności było związane z dwoma znanymi mechanizmami: wrywania (tworzeniem się rys podłużnych) i rozłupania otuliny (wyczerpanie nośności pierścienia betonowego ze względu na naprężenia rozciągające). Natomiast w przypadku pręta górnego w elemencie betonowanym od góry, zniszczenie przyczepności spowodowane było przede wszystkim kruszeniem się betonu przy czole dolnych żeber.

Na bazie tych doświadczeń wytypowano czynniki technologiczne do dalszej weryfikacji zjawiska przyczepności stali zbrojeniowej do betonów samozagęszczalnych takie jak: technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej, prędkość betonowania, wysokość elementu oraz położenie zbrojenia w czasie betonowania (lokalizacja wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów).

Ostatnim etapem badań pilotażowych było wykonanie elementu ściennego o wysokości 1600 mm i rozpiętości 2240 mm z wykorzystaniem samozagęszczalnej mieszanki betonu towarowego podawanej w sposób tradycyjny od góry formy. Wyniki doświadczeń przedstawione zostały w publikacji P5 [8]. Wskazały one, że zmniejszenie naprężeń przyczepności w górnej strefie elementu ściennego występowało niezależnie od odległości od punktu betonowania, a średnia zmiana przyczepności wzdłuż wysokości elementu jest w przybliżeniu liniowa. Celem tych badań było opracowanie technologii przygotowania i wykonania pełnowymiarowego elementu do badań na modułach sześciennych m.in.: przygotowanie stanowiska i deskowania do robót betonowych, opracowanie technologii cięcia elementu oraz ustalenie długości odcinka przyczepności.

1.2. Cel pracy

Celem niniejszej rozprawy jest rozpoznanie wpływu wybranych czynników technologicznych na zjawisko przyczepności pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem samozagęszczalnym. Osiągnięcie postawionego celu jest uwarunkowane określeniem czynników technologicznych, które istotnie przyczynią się do poprawy właściwości przyczepności stal – beton w elementach typu ściana oraz belka-ściana.

1.3. Zakres pracy

Rozprawa swym zakresem obejmuje 8 rozdziałów. Pierwsze trzy rozdziały to opis problemu badawczego oraz studium literaturowe z zakresu betonu samozagęszczalnego oraz zjawiska przyczepności stal-beton. Część teoretyczna zawiera przede wszystkim:

- specyfikę mieszanek i betonów samozagęszczalnych oraz zagadnienia dotyczące technologii ich układania,
- zjawisko przyczepności i warunków przyczepności w betonach samozagęszczalnych,
- czynniki wpływające na zjawisko przyczepności i jakość warunków przyczepności.

Kolejne rozdziały obejmują część doświadczalną pracy. Można ją podzielić na następujące zadania:

- zaprojektowanie elementów badawczych o zróżnicowanych wymiarach umożliwiających weryfikację wpływu założonych czynników technologicznych,
- badania właściwości mieszanek samozagęszczalnych oraz wybranych właściwości mechanicznych betonów samozagęszczalnych,
- badania przyczepności stal-beton celem otrzymania przebiegu funkcji przyczepności względem poślizgu zbrojenia wraz z reprezentatywnymi naprężeniami przyczepności,
- badania tomograficzne umożliwiające określenie zmian w strukturze otuliny betonowej wokół prętów zbrojeniowych,
- analiza jakościowa i ilościowa otrzymanych wyników prac badawczych wraz z dyskusją badań literaturowych,
- przedstawienie wniosków z analizy wpływu czynników technologicznych na zjawisko przyczepności stal-beton samozagęszczalny.

1.4. Tezy pracy

Przeprowadzone studium literaturowe oraz badania własne umożliwiają postawienie głównej tezy rozprawy:

- I. Możliwe jest wyodrębnienie czynników technologicznych, które istotnie wpływają na właściwości przyczepności między żebrowanymi prętami zbrojeniowymi a betonem samozagęszczalnym. Do najważniejszych z nich należą: technologia i prędkość podawania mieszanki, położenie pręta w czasie betonowania oraz wysokość elementu konstrukcyjnego.***

Dla każdego z wymienionych czynników sformułowano następujące tezy szczegółowe:

1. *Technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania wpływa na poprawę charakterystyki wiązania pręt zbrojeniowy – beton (sztywność przyczepności, naprężenia przyczepności, jakość warunków przyczepności).*
2. *Im niższa prędkość podawania mieszanki betonowej tym lepsza jakość otuliny prętów, a w konsekwencji wyższe naprężenia przyczepności.*
3. *Niezależnie od pozostałych czynników technologicznych, pręty poziome ułożone w górnej części elementu z uwagi na gorszą jakość otulenia osiągają niższe naprężenia przyczepności.*
4. *Zwiększenie odległości pręta od punktu betonowania wzdłuż rozpiętości elementu prowadzi do obniżenia wartości naprężeń przyczepności.*
5. *Wysokość elementu wpływa na wartość naprężeń przyczepności oraz jakość warunków przyczepności.*

Rozdział 2: Beton samozagęszczalny

2.1. Historia powstania koncepcji betonu samozagęszczalnego

Koncepcja betonu samozagęszczalnego sięga już kilku dziesięcioleci, chociaż początkowo nie była definiowana tak jak obecnie. Jego idea powstała na bazie problemu z osiągnięciem wymaganego poprawnego zawibrowania świeżej mieszanki w przypadku wykonywania konstrukcji w technologii betonu podwodnego bez nadmiernego wymywania zaczynu. Samozagęszczalność w tamtym okresie zapewniana była przez zastosowanie bardzo dużej ilości cementu, co generowało znaczne ilości ciepła hydratacyjnego. Wada ta w koncepcji betonu podwodnego była akceptowalna, jednak dla typowej naziemnej konstrukcji monolitycznej już nie. W latach 60. XX wieku opracowano domieszki uplastyczniające, które pomogły w produkcji specjalistycznych mieszanek. Plastyfikatory umożliwiły zmniejszenie zawartości cementu w mieszankach betonowych do nietypowych zastosowań [9]. Niebagatelny wpływ na rozwój technologii betonu samozagęszczalnego miały również doświadczenia związane ze stosowaną w geotechnice technologią betonowania ścian szczelinowych oraz wielkośrednicowych pali betonowych. Jest ona niezwykle blisko związana z koncepcją samozagęszczalności z uwagi na wymóg wypełnienia formowanej ściany szczelinowej bez segregacji w wypieranej przez mieszankę zawieszinie bentonitowej. Ponadto brak bezpośredniego dostępu do ściany uniemożliwia jej mechaniczne zagęszczenie.

Nowoczesna koncepcja betonów samozagęszczalnych wywodzi się z Japonii. Analiza przyczyn niskiej trwałości budynków wznoszonych po II wojnie światowej wykonana przez zespół prof. Okamury [10] wykazała, że niewłaściwe zagęszczenie mieszanki, spowodowane niedostatecznym przeszkoleniem kadry robotniczej, miało wpływ na obniżoną trwałość tych konstrukcji. Zaproponowanym przez naukowców rozwiązaniem było zwiększenie urabialności mieszanek betonowych do przyszłych zastosowań, tak aby ich zagęszczenie mechaniczne nie było konieczne. Pierwsze znaczące zastosowania i szersze badania nad betonami samozagęszczalnymi pojawiły się na początku lat 90-tych XX wieku. W końcowej części tego dziesięciolecia ponad 500 tys. m³ betonu SCC zostało wykorzystane do budowy mostu Akashi-Kaikyo, który do 2022 roku pozostawał najdłuższym mostem wiszącym na świecie. Elementami wykonywanymi z betonu SCC w tej realizacji były bloki kotwiące.

W tym samym czasie były prowadzone kompleksowe badania pod kątem domieszek upłynniających tj. superplastyfikatorów, celem otrzymania płynnych mieszanek betonowych

przede wszystkim do zastosowań podwodnych. Technologia betonów samozagęszczalnych rozkwitała w Japonii, gdzie były stosowane na szeroką skalę, natomiast w Europie wciąż była okrojona z uwagi na swoiste embargo azjatyckich firm, które utrzymywały receptury betonów SCC jako swój „know-how”. Pierwsze zastosowania betonu samozagęszczalnego w Europie miały miejsce w Szwecji i Królestwie Niderlandów [11]. W Polsce natomiast pierwszą próbą zastosowania tego betonu były ciosy podłożyskowe mostu kolejowego w Milówce koło Żywca [12] oraz Most Zamkowy w Rzeszowie z roku 2002 [13].

W latach 90-tych międzynarodowe towarzystwo RILEM (z fr. *Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages*) uruchomiło dwa komitety techniczne (z ang. *technical committee*) dotyczące betonów samozagęszczalnych: TC145-WSM oraz TC174-SCC. Jednym z głównych celów niniejszych komitetów było stworzenie międzynarodowych wytycznych dla betonów SCC. W Europie w 2001 roku rozpoczęto prace nad ewaluacją dotychczasowych badań mieszanek betonowych w zakresie mieszanek samozagęszczalnych, które zakończyły się wydaniem zwięzłego opracowania zawierającego testy do standaryzacji przedmiotowych mieszanek [14]. Równolegle grupa europejskich przedsiębiorstw zaangażowanych w dostarczanie materiałów do produkcji betonu, EFNARC, wydała pierwsze europejskie wytyczne [15], które obejmowały większość dostępnej wiedzy do tego czasu, włącznie z metodami testowymi zaproponowanymi przez projekt Testing-SCC.

Najważniejszym podsumowaniem prac badawczych nad betonami samozagęszczalnymi są cykliczne sympozja organizowane przez towarzystwo RILEM. Pierwsze odbyło się 1999 roku w Sztokholmie. Do tej pory zorganizowane zostało 10 konferencji z czego ostatnia miała miejsce w 2023 roku w Changsha w Chinach. Powstały również nowe komitety techniczne dotyczące procesu układania mieszanki – TC-188 [16], trwałości – TC-205 [17] oraz właściwości mechanicznych – TC-228 [18].

2.2. Definicja i istota betonu samozagęszczalnego

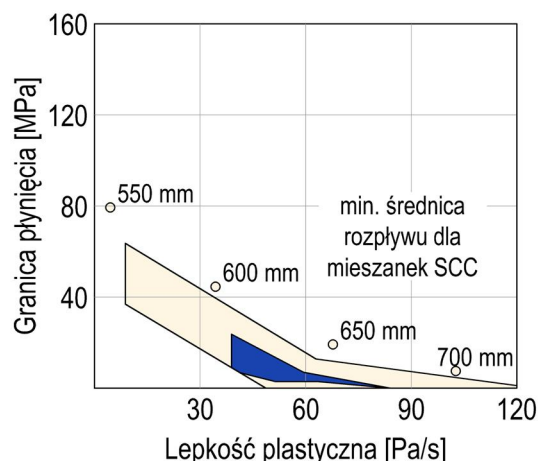
Beton samozagęszczalny (z ang. *self-compacting concrete*) według definicji Szwabowskiego i Gołaszewskiego [10] to „beton, którego mieszanka ma taką zdolność płynięcia pod własnym ciężarem, która zapewnia całkowite wypełnienie nią wymaganej przestrzeni, formy lub deskowania w sposób zagęszczony, bez segregacji”.

Norma PN-EN 206 [19] upraszcza definicję betonu samozagęszczalnego do: „beton, który pod własnym ciężarem rozplywa się i zagęszcza, wypełnia deskowanie ze zbrojeniem, kanały, ramy itp., zachowując jednorodność”.

Najbardziej szczegółowo beton ten definiują De Schutter i inni [9] w tłumaczeniu na język polski: „*jest to rodzaj betonu, który potrzebuje odpowiedniej płynności, aby wypełnić całkowicie deskowanie (płynięcie) bez pomocy innych sił niż grawitacyjnych, nawet przy przepływie przez wąskie otwory (przepływalność), ale jednocześnie wykazujący wystarczającą odporność na segregację podczas ruchu i w spoczynku (stabilność)*”

Każda z definicji wskazuje na konieczność spełnienia przez mieszankę samozagęszczalną trzech wymagań urabialności: odpowiedniej płynności, przepływalności oraz stabilności. Płynność można opisać jako łatwość płynięcia mieszanki i wypełnienia obszaru przy jednoczesnym efektywnym samoodpowietrzeniu. Stabilność, czyli odporność na segregację składników, obejmuje zarówno brak sedymentacji ziaren kruszywa jak i brak oddawania wody wolnej lub zaczynu (z ang. *bleeding*). Zdolność do przepływu stanowi płynięcie bez oznak segregacji czy blokowania ziaren kruszywa w ciasnych otworach takich jak np. gęsto rozmieszczone pręty zbrojeniowe. Mieszanka spełniająca wszystkie te wymogi jest swoistym kompromisem między płynnością i stabilnością, jako że odpowiednio płynny materiał, który wypełni formę również w obecności przeszkód, będzie znacząco podatny na segregację.

W kontekście reologicznym płynięcie mieszanek betonowych ujmuje się dwoma parametrami, jakimi są granica płynięcia – τ_0 oraz lepkość plastyczna – η_{pl} . W przypadku mieszanek zagęszczanych mechanicznie główną determinantą urabialności jest granica płynięcia, natomiast w przypadku mieszanek samozagęszczalnych zależy ona w równej mierze od obu tych parametrów. Z uwagi na kryterium płynności (ale również samoodpowietrzenia) istotne jest, aby granica płynięcia była utrzymana na możliwie niskim poziomie, nawet zbliżonym do zera. W tym samym czasie ważnym jest, aby lepkość plastyczna była wystarczająco wysoka, aby zapewnić stabilność mieszanki, ponieważ to właśnie od tej cechy zależy prędkość opadania ziaren kruszywa. Pojawienie się efektu bleedingu występuje, gdy ciśnienie hydrostatyczne w mieszance jest większe niż ciśnienie wody w kapilarach. Optymalny i dopuszczalny zakres parametrów reologicznych dla mieszanek samozagęszczalnych przedstawiono na rysunku 2.1.



Rys. 2.1. Optymalny i dopuszczalny zakres wartości parametrów reologicznych dla betonów samozagęszczalnych wraz z minimalnymi średnicami rozplywu: kolorem niebieskim – zakres optymalny, kolorem żółtym – zakres dopuszczalny

Źródło: opracowane na podstawie [20]

Zjawiskiem interesującym pod kątem technologii betonowania z wykorzystaniem mieszanek samozagęszczalnych jest ich podatność na zjawisko tiksotropii. Tiksotropię interpretuje się jako wzrost lepkości podczas spoczynku i spadek lepkości, gdy materiał poddawany jest stałemu naprężeniu ścinającemu, np. przemieszaniu [21]. Jest to zjawisko częściowo odwracalne i wiąże się z nim tak zwane sztywnienie tiksotropowe (z ang. *structural buildup at rest*), czyli wzrost lepkości plastycznej mieszanki samozagęszczalnej w spoczynku. Oba te zjawiska znacząco oddziałują na szereg różnych właściwości betonu: pompowalność, odporność na segregację składników, jakość wykończenia powierzchni, parcie mieszanki na deskowanie oraz zjawisko przyczepności pomiędzy kolejnymi warstwami betonu [22–27].

2.3. Skład mieszanek samozagęszczalnych

Pomiędzy projektowaniem składu i samą kompozycją mieszanek betonu zwykłego a betonu samozagęszczalnego występują istotne różnice. Skład mieszanki samozagęszczalnej projektowany jest przede wszystkim z uwagi na spełnienie wymogów urabialności, a dopiero w drugiej kolejności na odpowiednie właściwości mechaniczne. Jako najważniejsze założenia projektowe mieszanek samozagęszczalnych należy wyróżnić:

- stosunek wodno-spoiwowy poniżej 0,35,
- obniżona zawartość wody do 160 – 200 kg/m³,
- zwiększony udział frakcji pyłowych, w tym dodatków mineralnych, do 500 – 600 kg/m³,
- ograniczona wielkość ziaren kruszywa do 20 mm,
- punkt piaskowy na poziomie 40% – 50%,

- dodatek domieszek chemicznych, w tym superplastyfikatorów nowej generacji oraz domieszek zwiększających lepkość mieszanki.

Nie istnieje jedna standardowa metoda projektowania mieszanek samozagęszczalnych. Niektóre z proponowanych metod to metoda japońska opracowana przez Okamurę oraz metoda CBI opracowana przez Billberga i Peterssona [28, 29]. Szwabowski i inni [30] proponują metodę opartą na kompozytowym modelu betonu. Projektowanie mieszanki samozagęszczalnej tą metodą rozpoczyna się od doboru składników zaczynu z uwagi na jego właściwości reologiczne i właściwości samego betonu. Następnie dobierane jest kruszywo o założonym uziarnieniu i odpowiednich właściwościach. Kolejnym elementem projektowania jest dobór stopnia wypełnienia jam kruszywa zaczynem. Ostatecznie weryfikuje się w sposób doświadczalny właściwości zaprojektowanej mieszanki z pierwotnymi założeniami oraz przeprowadza ewentualną korektę składu.

Należy pamiętać, że mieszanki samozagęszczalne są szczególnie podatne na wszelkie zmiany składu i warunków wykonywania, szczególnie w zakresie temperatury i wilgotności, dlatego należy uwzględnić je podczas projektowania i ustalić wrażliwość mieszanek na nie [31].

W odniesieniu do konkretnych składników, zaleca się, aby kruszywo w mieszankach samozagęszczalnych było łamane o regularnym kształcie, bez udziału ziaren wydłużonych i płaskich. Należy również pamiętać, że wraz ze zwiększaniem zawartości piasku w kruszywie, lepkość plastyczna mieszanki rośnie, a spada jej granica płynięcia. Jednak przy punkcie piaskowym na poziomie ponad 55% granica płynięcia zaczyna rosnąć [32]. W przypadku doboru cementu niezwykle istotna jest jego kompatybilność z zastosowanym superplastyfikatorem. Największy wpływ na działanie domieszek upłynniających ma zawartość w cemencie fazy C_3A (glinian trójwapniowy) oraz powierzchnia właściwa cementu. Najczęściej stosowane w mieszankach samozagęszczalnych superplastyfikatory bazują na związkach z grupy polimerów karboksylowych kwasów akrylowych i/lub polimerów eterów karboksylowych (zwanymi superplastyfikatorami nowej generacji lub PCE) [31]. Należy dodawać je do mieszanki w ilości zbliżonej lub przekraczającej tzw. granicę nasycenia. Wyznacza ona punkt, którego przekroczenie nie wpływa istotnie na granicę płynięcia mieszanki. Rodzaj domieszki upłynniającej należy dobierać nie tylko ze względu na zastosowany cement, ale również dodatki mineralne, ponieważ ich obecność wpływa na efektywność jego działania [33]. Najczęściej wybieranymi dodatkami mineralnymi do produkcji mieszanek samozagęszczalnych są popiół lotny, mączki kamienne, pył krzemionkowy oraz granulowany żużel wielkopiecowy. Prawidłowy dobór dodatków mineralnych umożliwia optymalizację zużycia cementu, co w konsekwencji redukuje

negatywny wpływ tych mieszanek na środowisko ze względu na redukcję zużycia naturalnych surowców (produkcja klinkieru portlandzkiego) oraz na obniżenie emisji CO₂ [34].

Sama mieszanka samozagęszczalna charakteryzuje się podwyższoną zawartością powietrza w porównaniu do betonu zwykłego. Stabilna i poprawnie zaprojektowana mieszanka może zawierać nawet do 4% powietrza [10]. Natomiast beton samozagęszczalny traktuje się jako całkowicie odpowietrzony, kiedy zawartość powietrza nie przekracza 1,5%.

2.4. Metody badań mieszanki samozagęszczalnej

Z uwagi na odmienne w stosunku do mieszanek tradycyjnych właściwości reologiczne mieszanek samozagęszczalnych, opracowane zostały nowe metody badań dostosowane do szczególnych wymogów urabialności, a standardowe metody zostały zmodyfikowane. Metody te dzieli się na techniczne oraz reometryczne.

Metody reometryczne, w tym reometryczny test urabialności, stanowią techniki wykorzystujące reometry, czyli specjalnie dedykowane urządzenie. Głównym celem tych metod jest określenie parametrów reologicznych, takich jak granica płynięcia oraz lepkość plastyczna. Dodatkowo metody reometryczne pozwalają na monitorowanie zmian tych właściwości w zależności od różnych czynników m.in. czasu, temperatury, składu mieszanki oraz właściwości jej składników [10]. Mimo że metody reometryczne oferują wartościowe informacje dotyczące charakterystyk reologicznych materiałów, ich praktyczne zastosowanie na placu budowy jest ograniczone. Wynika to z problematyki właściwego przeprowadzenia badań i dostępności do aparatury. Z tego powodu metody te znajdują najczęściej zastosowanie w laboratoriach badawczych.

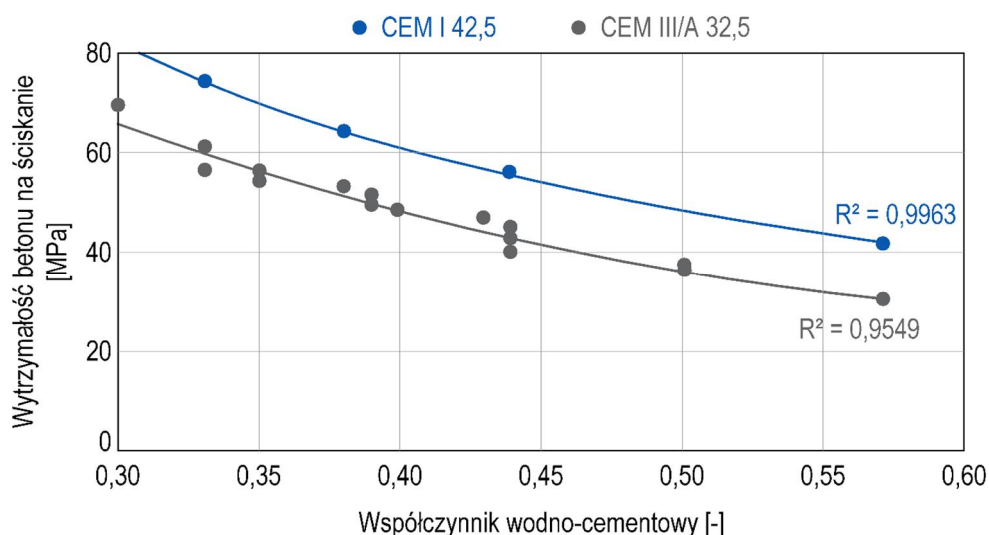
Metody techniczne mają na celu określenie właściwości urabialności, które odpowiadają wymaganiom samozagęszczalności: stabilności, zdolności do płynięcia oraz zdolności do przepływu. Nie opracowano natomiast metody technicznej, która szacowałaby zachowanie mieszanek w każdym z trzech wymagań jednocześnie. Europejskie wytyczne normowe [19, 29] oraz literaturowe [9] wskazują preferowane techniki do określenia poszczególnych właściwości. Każda z metod ma swoje odpowiedniki w normach światowych, np. amerykańskich lub japońskich. Główną metodą zalecaną do oceny płynności mieszanki przy braku ograniczeń na torze rozptywu jest test rozptywu stożka przeprowadzany zgodnie z PN-EN 12350-8 [35]. Alternatywnym badaniem lepkości i zdolności do wypełnienia formy mieszanek samozagęszczalnych jest test V-lejka przeprowadzany zgodnie z normą PN-EN 12350-9 [36]. Odporność mieszanki na segregację (stabilność) zgodnie z wytycznymi europejskimi przeprowadza się metodą segregacji sitowej według normy PN-EN 12350-11

[37]. Alternatywnie zgodnie z normą ASTM C161 [38] proponowaną metodą oceny segregacji jest ocena wizualna stabilności mieszanki, którą wykonuje się po teście rozpląwu. Badaniem wykorzystywanym do weryfikacji zdolności do przepływania mieszanki przez ciasne otwory (np. gęsto ułożone pręty zbrojeniowe) bez segregacji i blokowania jest metoda L-pojemnika wykonywana zgodnie z normą PN-EN 12350-10 [39].

2.5. Właściwości betonu samozagęszczalnego

Mikrostruktura betonu stanowi główny czynnik determinujący jego właściwości mechaniczne, reologiczne oraz trwałość. Analizy tego zagadnienia wskazują, że metoda procesu zagęszczania mieszanki nie wywiera bezpośredniego wpływu na same właściwości, natomiast może oddziaływać na jakość mikrostruktury betonu [9, 40, 41]. Zatem przy założeniu zbliżonej mikrostruktury betonu obserwuje się analogię we właściwościach wytrzymałościowych betonów, niezależnie od tego czy uzyskano je w procesie zagęszczania wibracyjnego, czy było ono samoczynne.

Z uwagi na bardziej szczelną strefę kontaktową kruszywo – matryca cementowa, beton samozagęszczalny charakteryzuje się nieco wyższą wytrzymałością na ściskanie (w przybliżeniu do 10%) [9]. Natomiast jej zależność od wielkości stosunku wodno-cementowego (rysunek 2.2) oraz rozwój wytrzymałości w czasie pozostają analogiczne do tych obserwowanych w betonach wibrowanych. Niemniej jednak, z uwagi na znaczny dodatek superplastyfikatora oraz ewentualną zawartość domieszki zwiększającej lepkość, przyrost wytrzymałości może być wyraźnie opóźniony w początkowym okresie dojrzewania [31].



Rys. 2.2. Zależność stosunku w/c na wytrzymałość na ściskanie betonów samozagęszczalnych bazujących na różnych cementach
Źródło: opracowano na podstawie [31]

Zależność wytrzymałości na ściskanie do wytrzymałości na rozciąganie pozostaje porównywalna dla betonów samozagęszczalnych i wibrowanych [40]. Wyższa wytrzymałość na rozciąganie w porównaniu do betonów zagęszczanych mechanicznie jest głównie spowodowana podwyższoną jednorodnością struktury betonów samozagęszczalnych [42, 43].

Natomiast moduł sprężystości betonów samozagęszczalnych jest nieznacznie niższy od modułu sprężystości obserwowanego w betonach tradycyjnych, co jest związane z większą ilością zaczynu [40, 43, 44]. O ile niewielka różnica między modułami sprężystości betonów tradycyjnych i samozagęszczalnych jest w pełni rekompensowana przez uwzględnienie standardowych współczynników bezpieczeństwa dla konstrukcji żelbetowych, tak w przypadku określania czasu rozpoczęcia sprężenia powinna być ona uwzględniona w obliczeniach.

Przyczepność betonów samozagęszczalnych do stali zbrojeniowej jest porównywalna bądź wyższa od tej obserwowanej w betonach tradycyjnych [45–47]. Natomiast z uwagi na lepszą jakość otuliny i jednorodność betonu SCC obserwuje się wyrównanie jakości warunków przyczepności wzdłuż wysokości elementów [48, 49]. Szerzej o zagadnieniu przyczepności pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem samozagęszczalnym napisano w rozdziale 3.4.

W ogólności ze względu na znaczną ilość zaczynu w betonach samozagęszczalnych zjawiska reologiczne jak skurcz i pęcznienie mogą być większe niż w betonach zagęszczanych wibracyjnie [50–52].

Wykorzystanie dodatków mineralnych skutkuje zwiększeniem trwałości betonów samozagęszczalnych w porównaniu z betonem zagęszczanym wibracyjnie o analogicznym stosunku wodno-spoiwowym oraz zawartości cementu. Związane jest to z uszczelnieniem struktury matrycy oraz jej mniejszą porowatością. Dodatki mineralne zmieniają również skład fazowy zaczynu, co sprzyja zwiększeniu odporności na czynniki agresywne chemicznie.

Zatem różnice we właściwościach betonów samozagęszczalnych i wibrowanych wynikające z technologii zagęszczenia są nieznaczne i przyjmuje się, że aktualne normowe współczynniki bezpieczeństwa całkowicie je uwzględniają [9, 10, 17, 31]. Niemniej jednak w ogólności można stwierdzić, że beton samozagęszczalny, dzięki swojej specyfice, będzie zazwyczaj charakteryzował się lepszymi cechami wytrzymałościowymi niż beton tradycyjny tej samej klasy wytrzymałości.

2.6. Technologia układania mieszanki samozagęszczalnej

Pod pojęciem technologii układania mieszanki betonowej kryje się zarówno sposób jej podawania do deskowania, prędkość tego procesu, ale również lokalizacja punktów betonowania. Do sposobów układania mieszanki betonowej można zaliczyć jej pompowanie,

zrzucenie z wysokości z użyciem zasobnika bądź podawanie przez rurę zsypową. Każdą z tych możliwości przy zachowaniu odpowiednich środków ostrożności można wykorzystać zarówno dla mieszanek tradycyjnych jak i samozagęszczalnych. Mieszanki samozagęszczalne wymagają jednak od wykonawcy wprowadzenia reżimu, który nie zaburzy stabilności mieszanki, a umożliwi pełne wykorzystanie jej unikalnych cech.

Międzynarodowe zalecenia sugerują takie zaplanowanie punktów podawania mieszanki, aby umożliwić swobodny rozptyw mieszanki na pewną odległość w warstwie o dostosowanej grubości [16, 29, 53]. Jest to istotne z uwagi na zapewnienie odpowiedniego samoodpowietrzenia i samowypoziomowania takich mieszanek. Odległość rozptywu mieszanki samozagęszczalnej nie powinna jednak przekraczać 10 m z uwagi na ryzyko segregacji dynamicznej [16, 29]. Stąd w przypadku mniejszych elementów (np. belkowych) sugeruje się wykonywanie ich z jednego punktu betonowania zlokalizowanego przy jednym z końców formy [53]. Kluczowym jest również zapewnienie ciągłego, nieprzerwanego procesu betonowania [54], ponieważ pomaga to utrzymać płynność i stabilność mieszanki oraz zmniejsza ryzyko wystąpienia słabych połączeń w elemencie – tj. niezwiązanych ze sobą kolejnych warstw mieszanki. Niezależnie od metody podawania mieszanki, należy unikać zrzucania jej z wysokości większej niż 0,5 metra [10]. Z punktu widzenia wykańczania powierzchni nie powinno dopuszczać się do przepełnienia formy z uwagi na to, że mieszanki samozagęszczalne mogą mieć tendencję do rolowania się pod listwą wyrównującą [53]. Dodatkowo celem uzyskania lepszej powierzchni licowej, rekomenduje się stałe zanurzenie końcówki rury pompy lub zasobnika w układanej mieszance.

Mieszanki samozagęszczalne, z uwagi na swoją płynność, są doskonale przystosowane do układania ich przez pompowanie, stąd też jest to najczęściej stosowana technologia [29]. Metodą podawania unikatową dla mieszanek samozagęszczalnych jest pompowanie ich przez zawory umieszczone na dowolnej wysokości deskowania, w tym przede wszystkim przy jego spodzie. Przykład zaworu do pompowania mieszanki przedstawiono na rysunku 2.3. W zależności od producenta deskowania jest to zawór stałe zamocowany do ściany formy i udostępniany w całości, bądź w postaci przenośnego zaworu pozwalającego na umieszczenie go w otworze wywierconym w blacie. Pompowanie mieszanki od dołu pod ciśnieniem powoduje bardziej efektywne samoodpowietrzenie mieszanki, stąd jest rekomendowane w szczególności dla elementów kolumnowych, ściennych, jak również obudowy tuneli [29].



Rys. 2.3. Zawór do pompowania mieszanki od dołu deskowania

Wyróżnia się szereg zalet i wad technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu [55]. Wśród zalet wymienia się przede wszystkim sprzyjanie lepszemu odpowietrzeniu mieszanki, co w konsekwencji poprawia wykończenie powierzchni licowej betonu. Co więcej, ciągłe podnoszenie mieszanki w formie zmniejsza ryzyko wystąpienia segregacji, co prowadzi do zwiększenia właściwości mechanicznych betonu. Metoda pompowania mieszanki od dołu zakłada ciągłą pracę pompy z dużą prędkością, co przekłada się na skrócenie czasu wykonywania elementu i brak słabych styków na łączeniu się kolejnych warstw betonów. Jako główną wadę przyjmuje się fakt, że podawanie od dołu powoduje zwiększone parcie na deskowanie (z uwagi na nietoksotropowe zachowanie powodowane przez ciągły ruch mieszanki) i wymusza konieczność jego dodatkowego wzmocnienia [56–58]. Porównanie deskowania do tych dwóch technologii przedstawiono na rysunku 2.4. Podawanie mieszanki przez specjalny zawór komplikuje rozwiązanie deskowania i miejscowo pogarsza wykończenie ogólnie lepszej powierzchni elementu. Wykonywanie elementów o dużych rozpiętościach jest utrudnione z uwagi na zwiększone ryzyko segregacji dynamicznej przy rzadko rozmieszczonych punktach betonowania, które w konsekwencji powodują rozlewanie się mieszanki na duże odległości. Pomimo identyfikacji niniejszych czynników, uważa się, że technologia pompowania świeżej mieszanki od dołu formy nie jest jeszcze odpowiednio rozpoznana [58].



Rys. 2.4. Deskowanie: (a) tradycyjne oraz (b) umożliwiające pompowanie od dołu
Źródło: opracowane na podstawie [59]

2.7. Wady i zalety betonu samozagęszczalnego

Branża budowlana ma znaczny wpływ na degradację środowiska naturalnego. Przemysł budowlany w Europie jest odpowiedzialny za 30% zużycia wody i 50% wszystkich wykorzystywanych zasobów naturalnych [60]. Beton jako najpowszechniej stosowany materiał budowlany (około 32 miliardów ton rocznie na całym świecie [61]) staje się głównym czynnikiem zubożenia środowiska. Jego produkcja związana jest zarówno ze szkodliwymi emisjami dwutlenku węgla i pyłu zawieszonego (PM_{10}) do środowiska, jak i z wyczerpywaniem zasobów naturalnych. Przede wszystkim to przemysł cementowy odpowiada za główną część negatywnego wpływu betonu na środowisko. Stąd też w technologii betonu poszukuje się metod obniżania jego wpływu na środowisko. Idea betonu samozagęszczalnego może wpisywać się w koncepcję budownictwa zrównoważonego.

Do głównych zalet technologii betonu samozagęszczalnego przypisuje się fakt, że odpowiednio przygotowany wyróżnia się wysoką szczelnością, trwałością oraz odpornością na czynniki agresywne w porównaniu do betonu zwykłego. W konsekwencji obiekt wykonany w technologii samozagęszczalnej ma niższe koszty eksploatacji, głównie ze względu na ograniczenie konieczności wykonywania kosztownych napraw i korekt. Dobrze przygotowane mieszanki samozagęszczalne mogą być również wykorzystywane do betonowania elementów o skomplikowanych kształtach i gęsto ułożonym zbrojeniu bez obaw o wystąpienie problemów z uwięzionym powietrzem w mieszance czy blokowania kruszywa. Czas wykonania elementu betonowanego mieszanką samozagęszczalną skraca się w stosunku do mieszanek tradycyjnych [9]. Jest to związane przede wszystkim z eliminacją dodatkowego zagęszczeniamechanicznego, minimalizacją przerw roboczych i ciągłą pracą pompy, jak również brakiem konieczności

wykończenia powierzchni. Dodatkowo pod względem społecznym, redukcja czynności wykańczających na placu budowy korzystnie oddziałuje na zdrowie robotników oraz sąsiedztwa budowy z uwagi na redukcję hałasu i szkodliwych drgań. Zatem rozważając różne typy betonów w całym cyklu życia obiektu budowlanego, beton samozagęszczalny może być korzystną alternatywą dla betonu tradycyjnego [62].

Niemniej jednak, pomimo mnogości zalet, beton i mieszanki samozagęszczalne mają również pewne wady. Ze względu na dużą płynność mieszanki, jej parcie na deskowanie jest wyższe od mieszanek tradycyjnych, zatem deskowanie musi być odpowiednio przygotowane [63]. Deskowania dla mieszanek samozagęszczalnych powinny być obliczane przynajmniej na wartość parcia hydrostatycznego. Skład mieszanek samozagęszczalnych charakteryzuje się również podwyższoną zawartością frakcji pylastej oraz domieszek chemicznych, co może powodować zwiększenie kosztów produkcji takiego betonu. Niemniej jednak wada ta może być skompensowana przez wspomniane już minimalizacje kosztów eksploatacyjnych, ale również wykonawczych (brak zagęszczenia). Mieszanki samozagęszczalne są również bardzo wrażliwe nawet na nieznaczne modyfikacje w składzie czy zmianę środowiska w trakcie procesu mieszania i/lub transportu. Niewielka zmiana składu mieszanki, np. w celu ponownego upłynnienia, może prowadzić do segregacji betonu. Tematykę korzyści i uwarunkowań stosowania betonu samozagęszczalnego szerzej omawiają De Schutter i inni [9], Szwabowski i Gołaszewski [10] oraz Gołaszewski [31].

Rozdział 3: Przyczepność pomiędzy betonem a stalą zbrojeniową

Wiele z materiałów wykorzystywanych w szeroko pojętym budownictwie charakteryzuje się homogeniczną strukturą, jak na przykład stal czy szkło. Natomiast beton zbrojony, który jest przedmiotem niniejszej rozprawy, jest daleki od jednorodności. Kompozyt ten składa się z dwóch podstawowych komponentów: betonu, charakteryzującego się niejednorodną strukturą, oraz materiału wzmacniającego, którym najczęściej jest stal zbrojeniowa. W ogólności idea projektowania konstrukcji żelbetowych zakłada, że beton przenosi naprężenia ściskające, a stal zbrojeniowa naprężenia rozciągające. Integralność betonu zbrojonego oraz poprawna praca konstrukcji żelbetowej zapewniona jest przez zjawisko przyczepności pomiędzy zbrojeniem a betonem. Polega ono na wzajemnym transferze sił i odkształceń pomiędzy tymi materiałami. Analiza procesu zniszczenia przyczepności umożliwia opis zmian odkształceń obu materiałów. Zatem jest ona niezwykle istotnym czynnikiem, który należy uwzględniać przy ocenie wszelkich zjawisk związanych z zarysowaniem oraz odkształcalnością konstrukcji.

Pomimo licznych badań dotyczących przyczepności, które obejmują swoją tematyką nie tylko mechanizm jej zniszczenia, ale również rozliczne czynniki wpływające na jej wielkość i jakość, to wciąż brak jest jednoznacznej definicji tego zjawiska w rzeczywistych konstrukcjach. W niniejszym rozdziale przedstawiono najważniejsze zagadnienia związane z przyczepnością stali do betonu, które są istotne dla tematyki pracy.

3.1. Istota przyczepności i mechanizmy jej zniszczenia

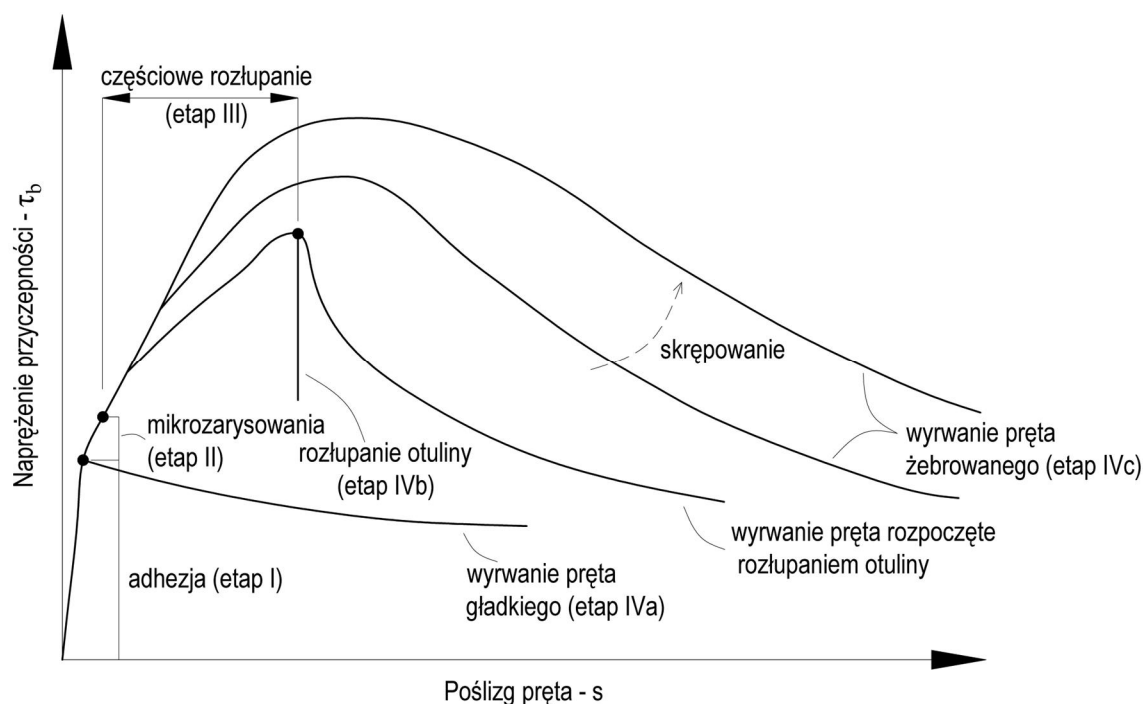
Istotą zjawiska przyczepności jest zachowanie równości odkształceń w stali zbrojeniowej - ε_s - oraz w otulinie betonowej - ε_c - na powierzchni styku obu materiałów. Stan równowagi odkształceń obserwuje się w elementach ściskanych i w strefach rozciąganych elementów zginanych przed pojawieniem się zarysowania betonu. Równość ta zapewniona jest przez zjawisko adhezji, czyli przyciągania międzycząsteczkowego na styku obu materiałów, nazywanego przyczepnością pierwotną. Wynika ona przede wszystkim z chropowatości stali na poziomie mikroskopowym. Po pojawieniu się pierwszego zarysowania zachodzi względne przemieszczenie stali w stosunku do otaczającego jej betonu (poślizg pręta zbrojeniowego), co można opisać zależnością 3.1, a odkształcenia na styku stali i betonu rosną.

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{ct} \quad (3.1)$$

Gdzie ε_s – odkształcenia w stali zbrojeniowej, ε_{ct} – odkształcenia w strefie rozciąganej betonu.

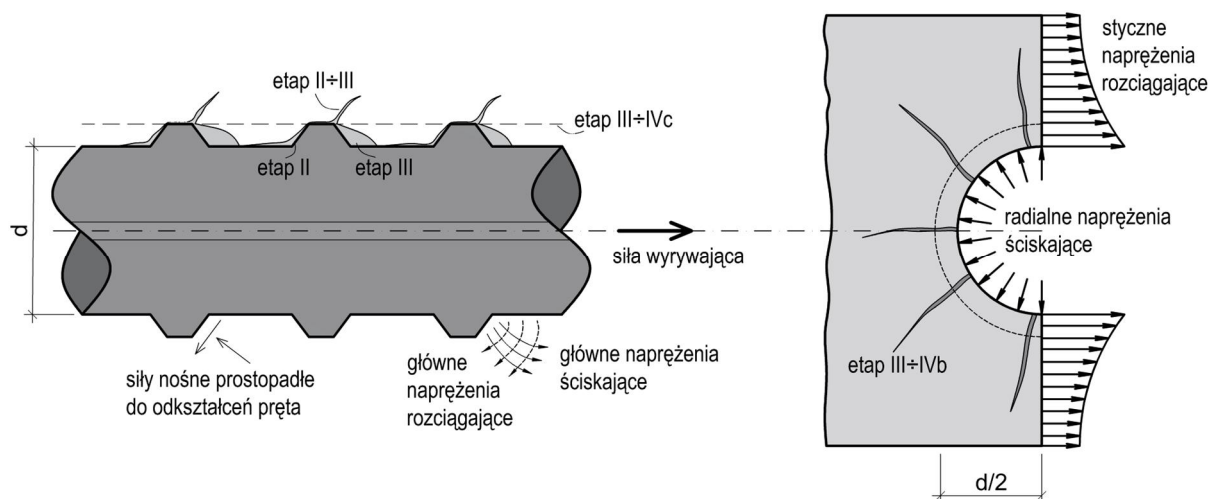
Zjawisko to nie jest jednak równoznaczne z całkowitą utratą współpracy stali i betonu. Powstające mechanizmy przekazywania się sił nazwane są przyczepnością wtórną, która jest znacznie bardziej złożona od pierwotnej. Najważniejszymi aspektami odpowiadającymi za przyczepność w tym stanie obciążenia są tarcie na styku stal-beton (bądź beton-beton) oraz mechaniczne zazębianie wywołane nierównościami powierzchni pręta. W odniesieniu do żebrowanej stali zbrojeniowej mechaniczne zazębianie gra bardziej istotną rolę w przekazywaniu sił przyczepności w porównaniu do tarcia na styku materiałów. W jego wyniku powstają siły działające na pręt zbrojeniowy, które rozkładają się na siły styczne do żeber pręta oraz siły normalne do jego powierzchni. Siły działające na beton równoważą wypadkową sił działających na pręt, czyli składowe siły: równoległe – przekazujące siły ze stali na beton oraz prostopadłe do osi pręta – odpowiedzialne za rozłupywanie otuliny betonowej.

Mechanizmy utraty przyczepności można zobrazować, wykorzystując zależność zmian naprężeń przyczepności (τ_b) od wartości względnego poślizgu pręta zbrojeniowego (s). Za względny poślizg pręta zbrojeniowego rozumie się odkształcenie wywołane wypadkowym oddziaływaniem relatywnego przesunięcia na poziomie styku obu materiałów oraz odkształceń ścinających w betonie. W zależności od stanu naprężenia i użebrowania stali zbrojeniowej przebieg utraty przyczepności stal-beton można podzielić na 4 główne etapy, których przykłady przedstawiono na rysunku 3.1. Zjawiska występujące w okolicy pręta zbrojeniowego podczas wyrwania przedstawiono na rysunku 3.2.



Rys. 3.1. Przebieg zależności naprężeń przyczepności od poślizgu pręta.

Źródło: opracowanie na podstawie [64]



Rys. 3.2. Zjawiska towarzyszące zniszczeniu przyczepności

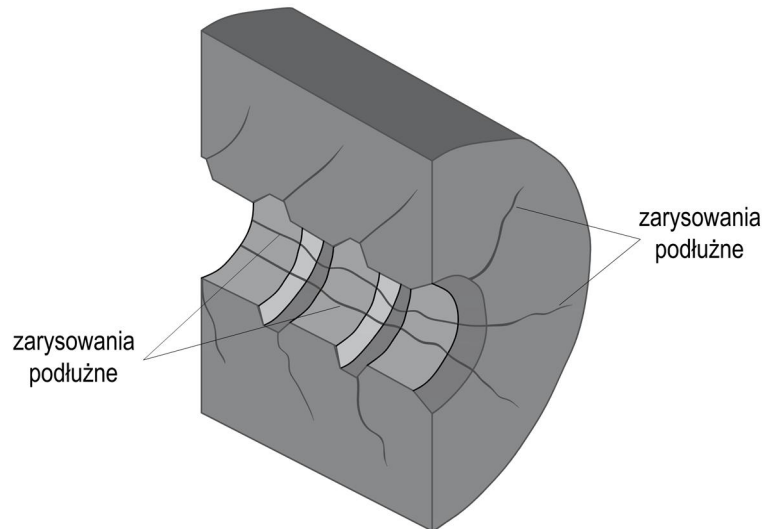
Źródło: opracowanie na podstawie [64–66]

W pierwszym etapie zniszczenia przyczepności beton pozostaje w stanie niezarysowanym, a naprężenia przyczepności osiągają wartość odpowiadającą w przybliżeniu 20 – 80% wytrzymałości betonu na rozciąganie. Stan ten zwany jest przyczepnością pierwotną, zatem czynnikiem sprawczym są adhezja chemiczna i fizyczna. Względny poślizg zbrojenia jest na tyle niewielki, że znajduje się w granicach odkształceń sprężystych. Wynika on przede wszystkim z lokalnych odkształceń występujących w betonie w pobliżu strefy kontaktowej aniżeli przemieszczenia samego pręta (w dosłownym znaczeniu tego sformułowania).

Adhezja w początkowej fazie ulega częściowemu zniszczeniu na tylnej ścianie żebra (w stosunku do siły wrywającej) i w miarę przyrostu odkształceń również na powierzchni między żebrami. Natomiast po przeciwległej stronie żeber występują naprężenia ściskające. W etapie drugim w konsekwencji wzrostu naprężeń ściskających oraz naprężeń rozciągających przy czole żebra powstaje podłużne mikrozarysowanie, które propaguje w kierunku odwrotnym do siły wrywającej. Zanika zjawisko adhezji, a naprężenia w betonie w pobliżu pręta znacznie wzrastają, co prowadzi do powstania poprzecznych, ukośnych mikrozarysowań będących przedłużeniem pierwotnych pęknięć. To z kolei umożliwia dalszy poślizg pręta zbrojeniowego, który jednak z uwagi na zjawisko zazębiania na żebrach nie powoduje rozłupania otuliny betonowej.

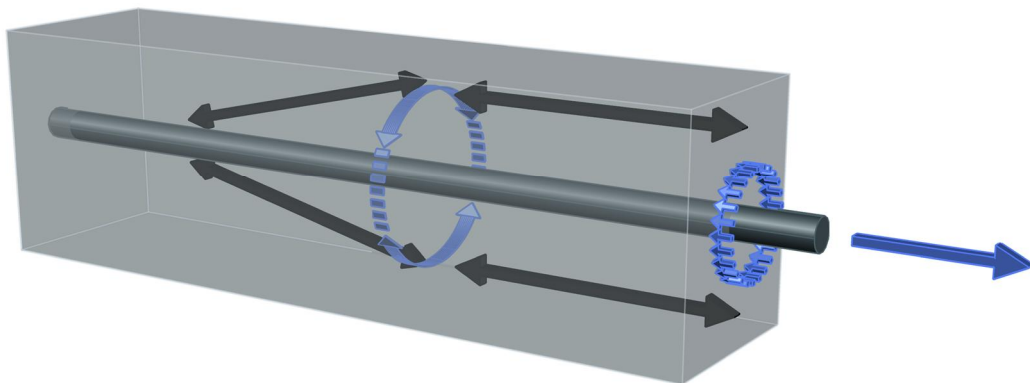
W etapie trzecim wzrasta składowa sił odpowiedzialna za rozłupywanie otuliny betonowej powodująca dalszą propagację rys poprzecznych do osi pręta. Jednocześnie wraz ze wzrostem naprężeń przyczepności (do zakresu $f_{ct} - 3f_{ct}$, związanym ze zjawiskiem zazębiania) oraz kruszeniem się betonu przed czołem żeber powstają i propagują rysy podłużne równoległe do osi zbrojenia (rysunek 3.3). Składowa zewnętrzna ciśnienia powstałego na czole żebra jest powstrzymywana przez naprężenia pierścieniowe w otaczającym betonie

(rysunek 3.4). W konsekwencji otulina betonowa wywiera na pręt działanie krępujące [67], a naprężenia przyczepności i sztywność przyczepności są przede wszystkim zapewnione przez zazębianie zbrojenia, fragmenty otuliny betonowej między zarysowaniami poprzecznymi i fragmentem nieuszkodzonego betonowego pierścienia zewnętrznego. Etap ten w swojej końcowej fazie odpowiada osiągnięciu maksymalnych naprężeń przyczepności.



Rys. 3.3. Przebieg zarysowań w otulinie betonowej – etap III mechanizmu zniszczenia przyczepności

Źródło: opracowanie na podstawie [64]



Rys. 3.4. Schematyczny model rozkładu naprężeń wokół pręta zbrojeniowego w betonie wypracowany przez Tepfersa

Źródło: opracowanie na podstawie [67]

W zależności od stopnia skrępowania pręta zbrojeniowego oraz jego geometrii obserwuje się różne warianty przebiegu etapu czwartego zniszczenia przyczepności. Dla prętów gładkich etap czwarty (etap 4a na rysunku 3.1) następuje poprzez wyrwanie pręta zbrojeniowego wraz utratą przyczepności pierwotnej. Transfer sił jest zapewniony przez tarcie

na styku materiałów i jest silnie uwarunkowany ciśnieniem poprzecznym w betonie – zatem skurczem betonu i chropowatością powierzchni stali zbrojeniowej.

Natomiast w przypadku prętów żebrowanych w etapie 4 można wyróżnić 3 typy mechanizmów zniszczenia przyczepności: przez rozłupanie otuliny betonowej, przez wyrwanie pręta zbrojeniowego oraz przez wyrwanie pręta zbrojeniowego wywołanego rozłupaniem otuliny. Mechanizmy te charakteryzują się mniej lub bardziej nagłą utratą przyczepności. W przypadku niskiego skrępowania w postaci otuliny betonowej (poniżej 3 średnic zbrojenia) lub małego stopnia zbrojenia poprzecznego (np. strzemion) zarysowania podłużne przecinają całą otulinę betonową i/lub odległość między kolejnymi prętami, a utrata przyczepności następuje w sposób nagły (etap IVb). Zniszczenie przyczepności mocno skrępowanych prętów żebrowanych następuje przez wyrwanie pręta z bloku betonowego, polegające na ścięciu otuliny betonowej na wysokości żebra. Znaczne skrępowanie może przejawiać się w postaci większych grubości otuliny (4-5 średnic pręta) lub dużego stopnia zbrojenia poprzecznego, które uniemożliwia rozłupanie otuliny. W następstwie ścięcia betonu pomiędzy żebrami, jedynym czynnikiem zapewniającym przyczepność staje się tarcie na styku beton-beton. Wraz z przyrostem obciążenia powierzchnia styku stal-beton ulega dalszemu niszczeniu, co skutkuje wyraźnym spadkiem naprężeń przyczepności przy przyspieszonym wzroście przemieszczeń. W przypadku dłuższych odcinków zakotwienia, przy pośrednim stopniu skrępowania pręta, utrata przyczepności prowadzi zazwyczaj do jego wyrwania. Ze względu na jednoczesne występowanie różnych etapów degradacji przyczepności wzdłuż długości pręta, proces ten najczęściej inicjowany jest przez rozłupanie otuliny betonowej. Graniczne naprężenia przyczepności (również zwane jako wytrzymałość przyczepności) osiągają poziom 30 – 50% wytrzymałości betonu na ściskanie. Im mniejszy jest stosunek grubości otuliny betonowej do średnicy pręta, tym bardziej dominująca jest forma zniszczenia przez rozłupanie otuliny.

Opisywane etapy zniszczenia dotyczą prętów zbrojeniowych otoczonych równomierną otuliną betonową wokół całego pręta. Natomiast w przypadku prętów zlokalizowanych w pobliżu krawędzi elementu żelbetowego, gdzie grubość otuliny będzie różna przy górnej i dolnej stronie pręta zbrojeniowego, utrata przyczepności może przebiegać przez wykruszenie się otuliny betonowej (z ang. *spalling of concrete cover*), inicjowanej przez rozłupanie [68]. Ponadto, dodatkowym mechanizmem obserwowanym szczególnie dla długich odcinków przyczepności w betonach wysokich wytrzymałości, w obecności silnego skrępowania prętów jest uplastycznienie i zerwanie stali zbrojeniowej przed osiągnięciem granicznych naprężeń przyczepności.

Opisywane etapy zniszczenia przyczepności odnoszą się do lokalnych warunków przyczepności, natomiast w ujęciu globalnym zniszczenie to wynika z nałożenia się na siebie poszczególnych etapów. Co do zasady z uwagi na to, że lokalne warunki przyczepności odnoszą się do wybranego idealnego odcinka pręta, a globalne do całego pręta, to należy rozpatrywać je oddzielnie. Należy również pamiętać, że właściwości i zachowanie przyczepności są często ujmowane w zestaw zależności, które są uważane za „prawa konstytucyjne” strefy kontaktowej stal-beton. W rzeczywistości zależności te zazwyczaj reprezentują zachowanie strukturalne i nie uwzględniają wszystkich aspektów, które wpływają na zjawisko przyczepności w rzeczywistych konstrukcjach żelbetowych.

3.2. Normatywne określenie zjawiska przyczepności stal-beton

Zjawisko przyczepności stali zbrojeniowej do betonu wpływa na wiele zjawisk występujących w konstrukcjach żelbetowych. Pre-norma Konstrukcji Betonowych Model Code 2010 (dalej zwany MC2010) [69] wskazuje, że w Stanie Granicznym Użytkowalności (SGU) przyczepność ma istotny wpływ na wielkość powstających zarysowań oraz ugięcia przy zginaniu. Natomiast w Stanie Granicznym Nośności (SGN) jest niezbędna do określenia nośności połączenia na zakład oraz długości zakotwienia prętów zbrojeniowych. W dodatku wpływa również na zdolność do obrotu w przegubie plastycznym. W tabeli 3.1 zestawiono wszystkie aspekty, na jakie wpływa to zjawisko w konstrukcji żelbetowej wraz z odpowiadającym mechanizmem zniszczenia przyczepności oraz innymi czynnikami, które będą wpływały na odpowiedź konstrukcji. Należy pamiętać, że dopuszczalne naprężenia w zbrojeniu, względny poślizg pręta i pozostałe czynniki będą różniły się w zależności od rozpatrywanego zjawiska. Ponadto nie każdy typ pręta będzie zachowywał optymalne właściwości w każdym aspekcie. Dla zjawisk w stanie granicznym użytkowalności korzystnym będzie zwiększenie sztywności przyczepności przy małych poślizgach. Natomiast zdolność do obrotu w przegubie plastycznym będzie największa, gdy utrata przyczepności nastąpi w rejonie zarysowań od zginania po rozpoczęciu plastycznej pracy konstrukcji, aby umożliwić jak największe wydłużenie pręta zbrojeniowego. Zatem pojedyncza miara przyczepności wydaje się nieadekwatna do określenia jej istoty w konstrukcji.

Tabela 3.1. Wpływ przyczepności stal-beton na zjawiska występujące w konstrukcji żelbetowej

Lp	Zjawisko w konstrukcji	Stan graniczny	Mechanizm zniszczenia przyczepności	Miara zjawiska	Odpowiadający względny poślizg pręta	Inne czynniki
1	Szerokość zarysowań powstający przy zginaniu	SGU	Nadmierny poślizg pręta	Średnia szerokość zarysowania	0,1 – 0,2 mm (OKP)	Grubość otuliny; Pole powierzchni zbrojenia; Rozstaw prętów; Skurcz; Pełzanie; Pręty ograniczające
2	Ugięcie	SGU	Nadmierne wydłużenie pręta	Wydłużenie prętów zakotwionych	0,1 – 0,2 mm (OKP)	Pole powierzchni zbrojenia; Moduł odkształcenia sprężystego betonu
3a	Wytrzymałość połączeń na zakład i zakotwień (mało skrępowane)	SGN	Rozłupanie otuliny	Wytrzymałość przyczepności	~0,1 mm (NKP) 0,3 – 0,5 mm (OKP)	Otulina; Zbrojenie krępujące; Ciśnienie krępujące; Położenie względem kierunku betonowania
3b	Zakotwienie prętów w podporach (silnie skrępowane)	SGN	Wyrwanie/ścięcie betonu	Wytrzymałość przyczepności	~1,0 mm	Otulina; Zbrojenie krępujące; Ciśnienie krępujące; Położenie względem kierunku betonowania
4	Zdolność do tworzenia przegubu plastycznego	SGN	Niewystarczające wydłużenie/poślizg	Wydłużenie prętów zakotwionych	~1,0 mm	Stopień zbrojenia; Możliwe wydłużenie zbrojenia; Stosunek f_u/f_y ; Stosunek rozpiętości do grubości

OKP – obciążony koniec pręta; NKP – nieobciążony koniec pręta; f_u – wytrzymałość na rozciąganie stali; f_y – granica plastyczności stali

3.2.1. Szerokość i rozstaw zarysowań w przekroju żelbetowym

Zjawisko przyczepności jest ściśle powiązane z przebiegiem wielu procesów w konstrukcjach żelbetowych, natomiast rozwiązania projektowe, które mają praktyczne zastosowania, muszą być obarczone pewnymi uogólnieniami i uproszczeniami. Przypadkiem zjawiska, które bezpośrednio łączy się z utratą przyczepności, a w określeniu normatywnym znajduje się jedynie pół empiryczne zależności, w których stosuje się śladowej wagi współczynniki uwzględniające mechanizm przyczepności, jest zarysowanie.

Pojawianie się zarysowań w konstrukcji żelbetowej jest procesem naturalnym i dopuszczalnym, a szerokość powstających rys jest ograniczana normowo ze względu na szczelność konstrukcji lub zagrożenie korozyjne zbrojenia. Szerokość zarysowań jest następstwem różnicy odkształceń w stali zbrojeniowej i betonie (za wyjątkiem rys skurczowych). W zależności od miejsca powstania, zarysowania można podzielić na: rysy pierwszego rzędu powstające przy powierzchni zewnętrznej elementu i propagujące w kierunku

zbrojenia oraz rysy drugiego rzędu powstające w bezpośrednim sąsiedztwie zbrojenia i rozwijające się w kierunku powierzchni elementu. Zarysowania równoległe do osi zbrojenia tworzące się jako efekt sił rozłupujących, powstających podczas procesu niszczenia przyczepności, również mogą przy równoczesnym uplastycznieniu stali zbrojeniowej propagować aż do powierzchni elementu. Tworzenie się zarysowania powoduje lokalną utratę przyczepności pierwotnej, która inicjuje mechanizmy przyczepności wtórnej oraz poślizg zbrojenia. Na tym etapie pracy konstrukcji można stosunkowo poprawnie określić zmiany odkształceń w obu materiałach, które są powiązane ze względnym poślizgiem pręta zbrojeniowego zależnością 3.2.

$$\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x) = \frac{ds}{dx} \quad (3.2)$$

Obliczając całkę zależności 3.2 w granicach długości odcinka przyczepności, na którym została naruszona przyczepność pierwotna (od $x = 0$ do $x = l_b$) i podwajając otrzymany wynik, można określić szerokość rozwarcia rysy. Podwojenie wartości związane jest z faktem, że poślizg następuje po obu stronach zarysowania. Rozstaw rys jest w literaturze identyfikowany z długością odcinka naruszenia przyczepności [65]. W przekroju zarysowanym odkształcenia w betonie spadają do zera, a gwałtownie wzrastają w stali zbrojeniowej. Idea identyfikacji rozstawu zarysowań i długości odcinka naruszenia przyczepności jest związana z przyrostem odkształceń betonu do poziomu niezarysowanego dzięki siłom przyczepności w przestrzeni pomiędzy rysami. Porównując odkształcenia w stali przed i po zarysowaniu betonu, możliwe jest określenie rozstawu rys z uwagi na fakt, że wynikająca z tego zmiana siły w zbrojeniu powinna być równoważona przez naprężenia przyczepności działające na obwodzie pręta i na odcinku pomiędzy rysami. W analizie zarysowania w stanie granicznym użyteczności zgodnie z normą PN-EN 1992 [70] zjawiska przyczepności są uwzględnione we wzorze (3.3) na maksymalny rozstaw rys ($s_{r,m,cal}$).

$$s_{r,m,cal} = 1,5 \cdot c + \frac{k_{fl} \cdot k_b}{7,2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \leq \frac{1,3}{k_w} (h - x) \quad (3.3)$$

Gdzie c – grubość otulenia zbrojenia podłużnego, ϕ – średnica zbrojenia, $\rho_{p,eff}$ – efektywny stopień zbrojenia, k_{fl} – współczynnik uwzględniający rozkład naprężeń przed zarysowaniem, k_b – współczynnik zależny od warunków przyczepności zbrojenia, k_w – współczynnik konwertujący średnią szerokość rysy na maksymalną, h – wysokość przekroju, x – wysokość strefy ściskanej.

Współczynnik k_b przyjmuje się równy 0,9 dla dobrych warunków przyczepności lub 1,2 dla słabych warunków przyczepności.

3.2.2. Długość zakotwienia prętów zbrojeniowych

Niezwykle istotnym aspektem projektowym, który bezpośrednio łączy się ze zjawiskiem przyczepności, jest zakotwienie prętów zbrojeniowych. Długość zakotwienia prętów zbrojeniowych jest określona jako dodatkowy odcinek pręta zbrojeniowego wykraczający poza wymagany z uwagi na nośność przekrój, na którym panuje idealna przyczepność. Zbrojenie powinno być zakotwione na taką odległość, aby siły przyczepności były przekazywane bezpiecznie na beton, nie wywołując podłużnego zarysowania lub odpryskiwania betonu [71]. Zagadnienie zakotwienia prętów zbrojeniowych można podzielić na przypadki: kotwienia prętów dolnych przy podporach (istotny wpływ siły poprzecznej), kotwienia prętów górnych w przęsłach oraz określania długości zakładów prętów.

Dotychczasowe wytyczne normowe obowiązujące w Polsce do 2024 roku PN-EN 1992-1-1:2008 [71] bazują na Prenormach z poprzedniego stulecia [72, 73], a ostatnia poprawka do normy została wydana w roku 2018. Obliczanie długości zakotwienia lub zakładu sprowadzała się w niej do obliczenia wartości obliczeniowej granicznego naprężenia przyczepności f_{bd} ze wzoru 3.4, a następnie wyznaczenia podstawowej długości zakotwienia $l_{b,rqd}$ ze wzoru 3.5 i na jej podstawie obliczeniowej długości zakotwienia l_{bd} ze wzoru 3.6 lub obliczeniowej długości zakładu l_0 ze wzoru 3.7.

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{cta} \quad (3.4)$$

Gdzie f_{cta} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie, η_1 – współczynnik zależny od jakości warunków przyczepności i pozycji pręta w czasie betonowania, η_2 – współczynnik zależny od średnicy pręta.

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.5)$$

Gdzie σ_{sd} – naprężenie obliczeniowe w miejscu, od którego odmierza się długość zakotwienia.

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \quad (3.6)$$

Gdzie α_1 – współczynnik zależny od kształtu prętów, α_2 – współczynnik zależny od najmniejszego otulenia betonem, α_3 – współczynnik zależny od wpływu skrępowania betonu przez zbrojenie poprzeczne, α_4 – współczynnik uwzględniający wpływ prętów poprzecznych przyspojonych na obliczeniowej długości zakotwienia, α_5 – współczynnik uwzględniający wpływ nacisku poprzecznego do płaszczyzny rozłupywania wzdłuż obliczeniowej długości zakotwienia.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \quad (3.7)$$

Gdzie α_6 – współczynnik zależny od udziału zbrojenia połączonego na zakład na wyznaczonym obszarze

W trakcie przygotowania niniejszej rozprawy opracowana została tzw. druga generacja Eurokodów. W połowie 2024 roku została opublikowana aktualna wersja Eurokodu 2: PN-EN 1992-1-1:2024-05 [70], w której zawarte są odmienne wytyczne do obliczania długości zakotwienia i zakładów prętów zbrojeniowych. Zmienione podejście do wyznaczania tych długości przejawia się brakiem rozgraniczenia pomiędzy nimi oraz odejściem w obliczeniach od określania granicznych naprężeń przyczepności. Wzory te opierają się na semi-empirycznym podejściu przedstawionym w MC2010 [69] uwzględniającym średnie naprężenie w stali zbrojeniowej. Długość zakotwienia i długość zakładów zgodnie z aktualną wersją normy oblicza się zgodnie z zależnością 3.8.

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5\phi}{c_{d,con,f}} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \quad (3.8)$$

Gdzie k_{lb} – współczynnik kalibracyjny ustalany w Załączniku Krajowym (proponowana wartość $k_{lb} = 50$), k_{cp} – współczynnik uwzględniający jakość warunków przyczepności (1,2 dla słabych warunków przyczepności), n_σ – wykładnik stosunku naprężeń ustalany w Załączniku Krajowym (proponowana wartość $n_\sigma = 1,5$), $c_{d,con,f}$ – minimalne otulenie uwzględniające efekt skrępowania.

Co więcej, w tym samym czasie opublikowano również kolejną wersję Prenormy Konstrukcji Betonowych *fib Model Code for Concrete Structures 2020* (dalej zwanym MC 2020) [74]. Biorąc pod uwagę rozwój norm europejskich, można przypuszczać, że w przyszłości po szerszej weryfikacji proponowanych metod, MC 2020 również posłuży jako baza do kolejnych wersji Eurokodu 2. W MC 2020 rozwinięto i uproszczono obliczanie długości zakotwienia i zakładów prętów zbrojeniowych, rozszerzono zapisy dla modelowania lokalnych warunków przyczepności oraz zaproponowano standardową metodę do badań zakotwień. W przypadku obliczania długości zakotwienia i zakładów zaproponowano dwa poziomy kalkulekacji. Dla prętów zbrojeniowych o średnicach od 8 mm do 50 mm, betonu wytrzymałości 20 – 75 MPa, minimalnemu stosunkowi otuliny do średnicy pręta równemu 1,5 oraz minimalnej granicy plastyczności stali równej 500 MPa, długość zakotwienia można wyliczyć zgodnie z zależnością 3.9.

$$l_{bd} = \max [(k_{lbs} - k_{beb})\phi; k_{min}] \quad (3.9)$$

Gdzie k_{lbs} – współczynnik zakotwienia, który dla podanych warunków wylicza się zgodnie z zależnością 3.10, a dla innych warunków zgodnie z 3.11, k_{beb} – to współczynnik uwzględniający udział zagięć, a k_{min} – minimalna długość zakotwienia obliczona zgodnie z zależnością 3.12.

$$k_{lbs} = k_{lbs,0} \cdot k_{fck} \cdot k_{\sigma sd} \quad (3.10)$$

Gdzie $k_{lbs,0}$ – podstawowy współczynnik zakotwienia zależny od średnicy pręta zbrojeniowego, k_{fck} – współczynnik zależny od wytrzymałości na ściskanie, $k_{\sigma sd}$ – współczynnik zależny od naprężeń w stali zbrojeniowej i warunków przyczepności.

$$k_{lbs} = \frac{67 \cdot m \cdot k_{tcSP} \cdot \left(\frac{\gamma_c}{1,5}\right)^{0,65} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{0,45} \cdot \left(\frac{\phi}{25}\right)^{0,35}}{k_{conf}} \quad (3.11)$$

Gdzie m – współczynnik naprężeń w stali zbrojeniowej na długości zakotwienia, k_{conf} – współczynnik uwzględniający udział skrępowania od minimalnej otuliny i rozstawu prętów zbrojeniowych, zbrojenia poprzecznego i ciśnienia poprzecznego, k_{tcSP} – współczynnik zależny od warunków przyczepności: 1,0 dla dobrych i 1,2 dla słabych warunków przyczepności

$$k_{min} = \max \left(10\phi; 100 \text{ mm}; \frac{\sigma_{sd} \cdot k_{tcPO}}{8 \cdot f_{ck}^{0,4}} \phi \right) \quad (3.12)$$

Gdzie k_{tcPO} – współczynnik zależny od warunków przyczepności: 1,0 dla dobrych i 2,0 dla słabych warunków przyczepności

W normie amerykańskiej ACI 318-19 [75] długość zakotwienia rozciąganych prętów zbrojeniowych można określać przy pomocy dwóch metod: uproszczonej i szczegółowej. Metoda uproszczona zakłada różne współczynniki dla prętów dwóch grup średnic oraz różnych warunków skrępowania prętów kotwionych, a wartość długości zakotwienia uzależnia m.in od parametrów materiałowych stali i betonu oraz średnicy zbrojenia. Metoda szczegółowa wprowadza więcej współczynników korelacyjnych, dzięki czemu jest uniwersalna dla różnych średnic i warunków skrępowania. Zależność opisującą długość zakotwienia, obliczaną zgodnie z metodą szczegółową, przedstawiono we wzorze 3.13.

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{\phi} \right)} \right) \phi \quad (3.13)$$

Gdzie λ – współczynnik dla betonów lekkich, f_y – granica plastyczności stali, f_c' – wytrzymałość betonu na ściskanie, ψ_t – współczynnik położenia pręta względem warstwy betonu pod prętem, ψ_e – współczynnik uwzględniający powłokę epoksydową, ψ_s – współczynnik uwzględniający średnicę prętów, ψ_g – współczynnik uwzględniający klasę stali zbrojeniowej, c_b – otulina prętów zbrojeniowych, K_{tr} – współczynnik skrępowania określony według zależności 3.14.

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s \cdot n} \quad (3.14)$$

gdzie A_{tr} – pole powierzchni zbrojenia poprzecznego, s – rozstaw zbrojenia poprzecznego, n – liczba prętów przechodzących przez płaszczyznę rozłupania.

3.2.3. Warunki przyczepności w elementach żelbetowych

Niezależnie od przyjętej normy, w procesie obliczania długości zakotwienia wyróżnia się czynniki uwzględniające zmianę warunków przyczepności względem położenia pręta zbrojeniowego. Za warunki przyczepności odpowiada ułożenie pręta względem kierunku betonowania oraz w przypadku prętów prostopadłych do kierunku betonowania jego położenie względem grubości warstwy betonu pod i nad prętem zbrojeniowym. W ogólności przyjmuje się, że pręty położone w górnej części elementów otrzymują niższe naprężenia przyczepności w porównaniu do prętów położonych niżej. Obniżenie naprężeń przyczepności w górnych strefach elementów przypisuje się przyrostowi współczynnika wodno-cementowego wraz z wysokością elementu oraz powstawaniu pustek powietrznych pod prętami zbrojeniowymi, co jest związane z osiadaniem mieszanki betonowej, podczas gdy pręty są zabezpieczone przed przemieszczeniem pionowym. Efekt ten, zwany w literaturze „efektem górnego pręta” z angielskiego „*top bar effect*” lub „*top cast effect*”, został szerzej opisany w rozdziale 3.6 niniejszej rozprawy.

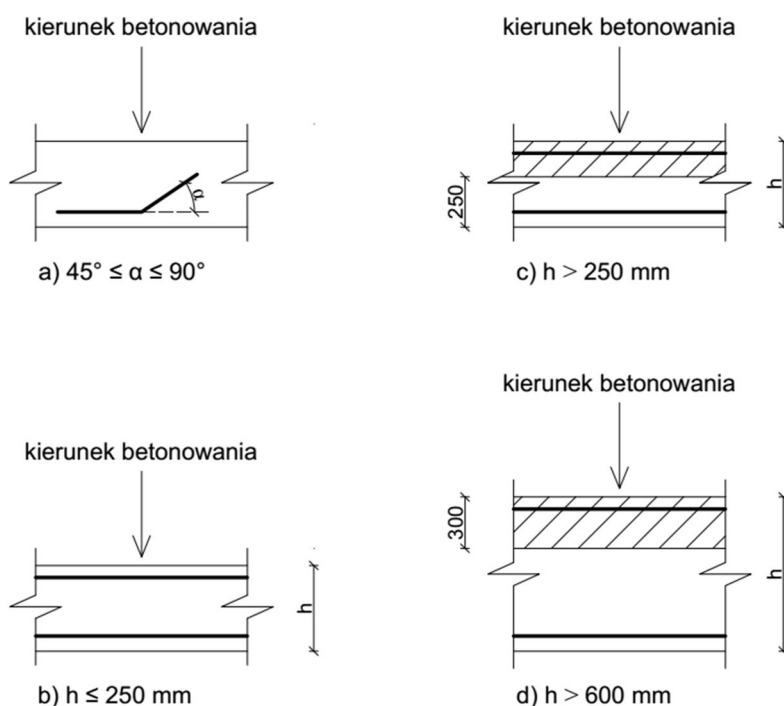
W dotychczasowej wersji normy PN-EN 1992-1-1:2008 [71] warunki przyczepności dzieliły się na „dobre” oraz „inne niż dobre” i uwzględniało się je w postaci współczynnika η_1 podczas obliczania granicznego naprężenia przyczepności.

Jako zlokalizowane w „dobrych” warunkach przyczepności określano:

- pręty o nachyleniu od 45° do 90° w stosunku do kierunku betonowania (rysunek 3.5a);

- pręty o nachyleniu od 0° do 45° w stosunku do kierunku betonowania, jeśli znajdują się: w elementach o wysokości mniejszej niż 250 mm (rysunek 3.5b); w odległości minimum 250 mm od dolnej powierzchni elementu o wysokości przekraczającej 250 mm (rysunek 3.5c); w elementach o wysokości wyższej niż 600 mm w odległości równej 300 mm poniżej górnej powierzchni elementu (rysunek 3.5d).

Pręty umiejscowione w innych konfiguracjach uznawane są za położone w „innych niż dobre” warunkach przyczepności. Ponadto warunki te przyjmuje się dla prętów w elementach konstrukcji wykonywanych w formach ślizgowych, o ile nie można wykazać inaczej.



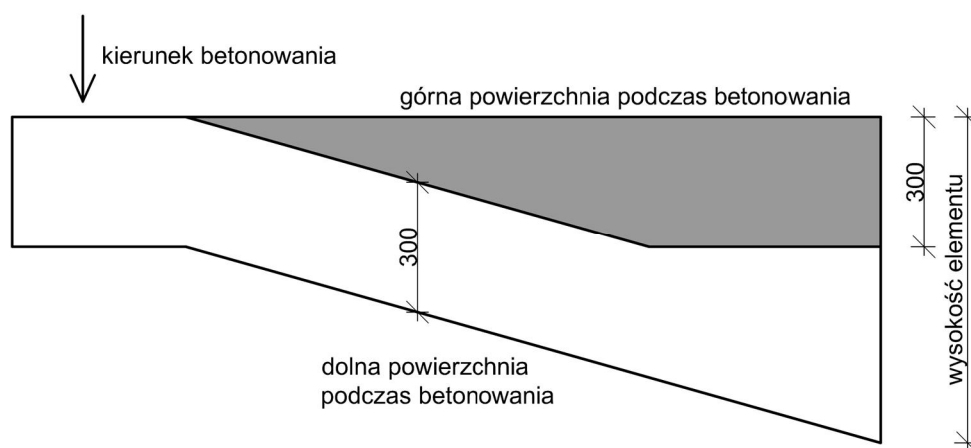
Rys. 3.5. Warunki przyczepności: a,b – „dobre” warunki przyczepności; c,d – strefa niezakreskowana: „dobre” warunki przyczepności, strefa zakreskowana: „inne niż dobre” warunki przyczepności

Źródło: opracowane na podstawie [71]

Współczynnik η_1 dla „dobrych” warunków przyczepności przyjmuje się równy 1,0, w pozostałych przypadkach wynosi 0,7. Obniżenie obliczeniowych granicznych naprężeń przyczepności powoduje wydłużenie obliczeniowej długości zakotwienia w przybliżeniu o 43%.

W drugiej generacji Eurokodu 2 [70] wyróżnia się „dobre” i „słabe” warunki przyczepności. Z uwagi na odejście od podejścia obliczania naprężeń przyczepności na rzecz bezpośredniego obliczania długości zakotwienia, zmienne warunki przyczepności uwzględnione są w postaci współczynnika k_{cp} . Współczynnik k_{cp} przyjmuje się jednostkowy

dla „dobrych” warunków przyczepności, dla „słabych” warunków przyczepności wynosi on 1,2, zatem długość zakotwienia wzrasta o 20% dla prętów położonych w tych strefach. „Słabe” warunki przyczepności ustalane są również dla wszystkich prętów używanych w formach ślizgowych, chyba że zostanie wykazane, że pionowe pręty nie mogą się przemieszczać podczas betonowania. Ogólne założenia „dobrych” i „słabych” warunków przyczepności ustalonych w obecnym Eurokodie 2 [70] przedstawiono na rysunku 3.6.



Rys. 3.6. Nowa definicja warunków przyczepności według Eurokodu 2: kolorem szarym oznaczone „słabe” warunki przyczepności

Źródło: opracowane na podstawie [70]

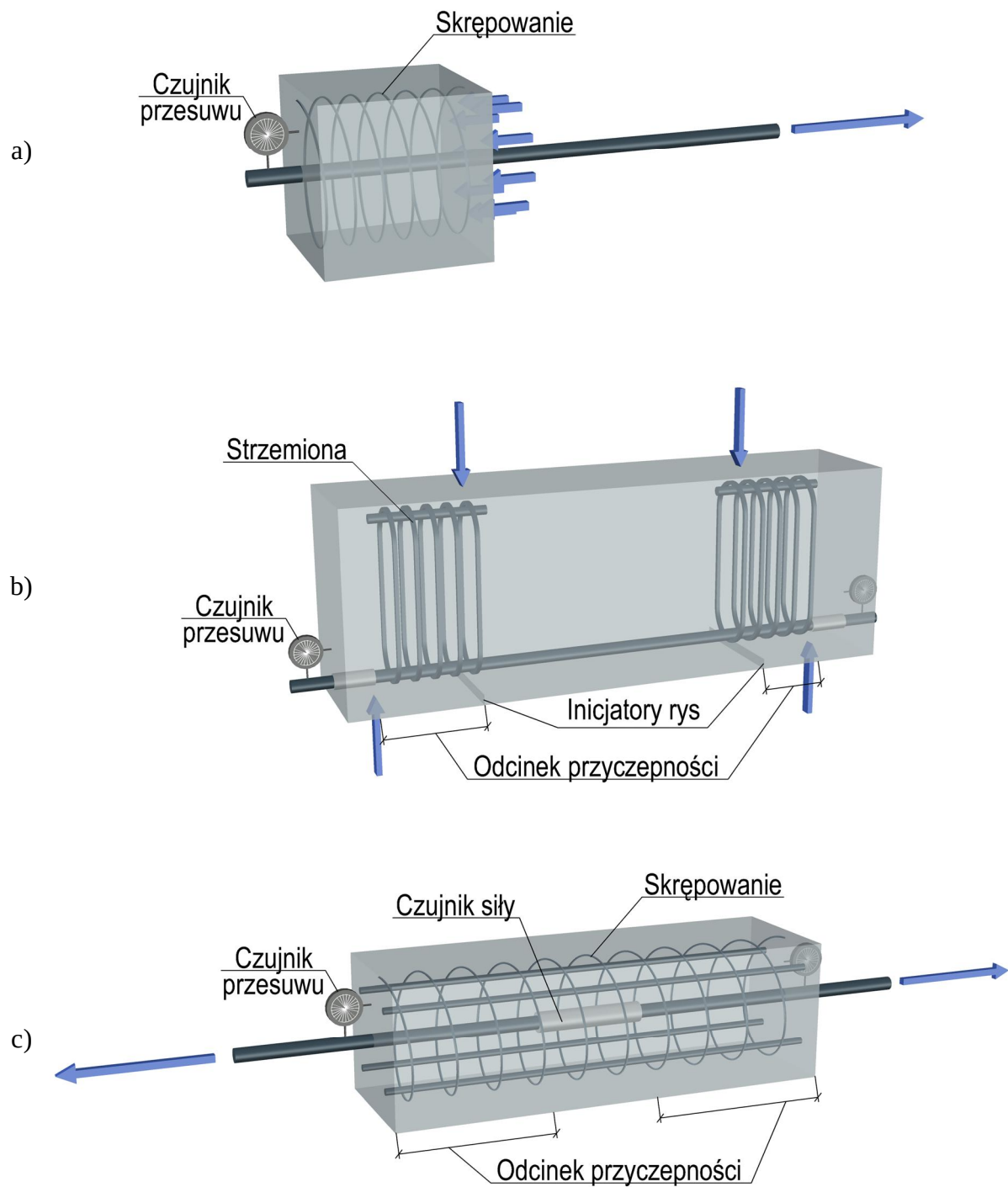
W Prenormie Konstrukcji Betonowych Model Code 2020 [74] zauważa się, że efekt, który wywołują zmienne warunki przyczepności, jest zależny od mechanizmu zniszczenia przyczepności. Jest on znacznie bardziej zauważalny dla mechanizmu wyrwania aniżeli dla mechanizmu rozłupania otuliny. Zatem w MC 2020 wyróżnia się dwa współczynniki uwzględniające wpływ warunków przyczepności: k_{tcpO} oraz k_{tcSP} . Dla mechanizmu zniszczenia przyczepności przez wyrwanie pręta zbrojeniowego, współczynnik k_{tcpO} w dobrych warunkach przyczepności wynosi 1,0, a w pozostałych przypadkach zwiększony jest do wartości 2,0. Natomiast współczynnik k_{tcSP} dla mechanizmu zniszczenia przyczepności przez rozłupanie otuliny betonowej wyliczany jest ze wzoru 3.12 uwzględniającego naprężenia w stali zbrojeniowej i wynosi maksymalnie 1,0.

Z kolei norma amerykańska ACI 318 [75], proponuje uwzględnienie efektu wywołanego przez zmianę warunków przyczepności w postaci współczynnika ψ_t . Norma zakłada, że pręty poziome, które usytuowane są w górnej części elementu, uzyskują niższą przyczepność, jeśli poniżej nich znajduje się warstwa betonu o grubości większej niż 12 in. (około 305 mm). Niższą przyczepność tych prętów rekompensuje się wzrostem współczynnika ψ_t do wartości 1,3, w porównaniu do prętów położonych w dolnej warstwie, dla których współczynnik ten jest jednostkowy.

3.3. Metody badania przyczepności

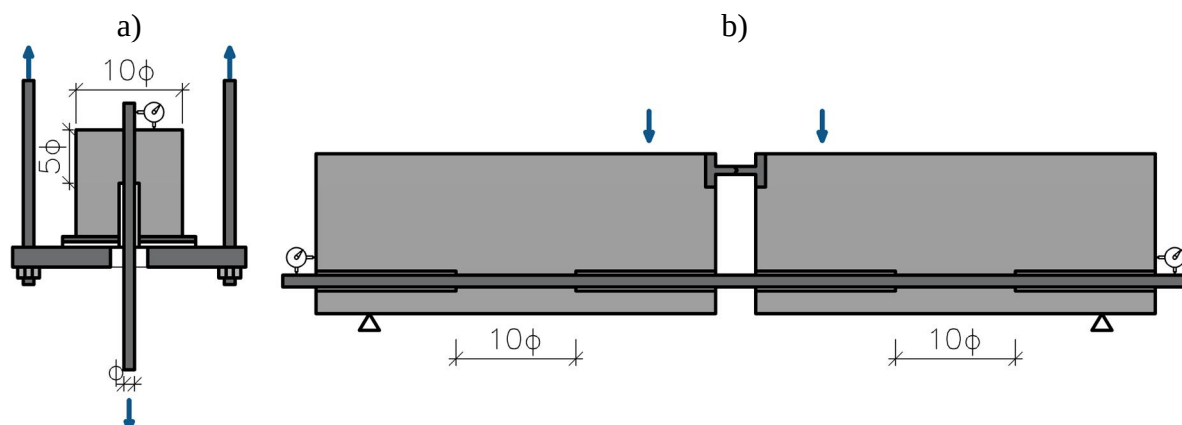
Badania przyczepności można podzielić na dwie główne kategorie uzależnione od sposobu przekazywania sił: badania transferowe oraz badania bazujące na zakotwieniu [76]. Zalecanymi badaniami zgodnie z obowiązującą w Polsce normą PN-EN 10080 [77] są badania wyciągania pręta (z ang. *pull-out test*) oraz badanie belki (z ang. *beam test*), które opierają się na wytycznych RILEM [78]. W wytycznych amerykańskich ACI 408 [79] do oceny właściwości przyczepności pomiędzy stalą a betonem również wykorzystuje się metody bazujące na wrywaniu pręta (*pull-out*) oraz badania na elementach belkowych (*beam end*, *beam anchorage* oraz *beam splice*).

W literaturze spotyka się wiele dostępnych wariantów badań przyczepności zalecanych normowo, ale niezależnie od przyjętego rozwiązania można zakwalifikować je do metod bazujących na zakotwieniu. Badanie takie opiera się na założeniu, że jeden wybrany koniec pręta zbrojeniowego jest poddany rozciąganiu, przy czym drugi koniec pozostaje nieobciążony, a równoważąca reakcja jest przekazywana przez beton. W badaniach transferowych oba końce pręta zbrojeniowego są poddane naprężeniom rozciągającym a siła nie jest bezpośrednio przykładana do betonu. Jednym z zastrzeżeń dla badań transferowych jest brak możliwości bezpośredniego pomiaru przenoszonej siły, co powoduje, że obliczenie naprężeń przyczepności jest skomplikowane do przeprowadzenia. Dodatkowo ta metoda badawcza jest silnie uzależniona od modułu sprężystości podłużnej betonu, zatem powtarzalność badań jest niezwykle trudna do osiągnięcia. Na rysunku 3.7 przedstawiono ogólne schematy modeli do badań przyczepności.



Rys. 3.7. Ogólne formy modeli do badań przyczepności: a) badanie wyciągania pręta, b) badania belki; c) badania transferowe

Na rysunku 3.8 przedstawiono schematy dwóch modułów do badań przyczepności proponowanych w obowiązującej w Polsce normie PN-EN 10080 [77].



Rys. 3.8. Moduły do badania przyczepności zalecane przez normę PN-EN 10080 oraz towarzystwo RILEM: a – badanie „pull-out”; b – badanie belki

Źródło: opracowane na podstawie [77]

Badanie przyczepności metodą „pull-out” ma swoją genezę w rozwiązaniu proponowanym na początku lat 60-tych XX wieku przez Rehma [80]. Polega ona na wrywaniu pręta zbrojeniowego osadzonego w sześcienniej lub cylindrycznej próbce betonowej. Przyjmowana długość odcinka przyczepności różni się w zależności od wytycznych: zgodnie z wytycznymi RILEM [78] i PN-EN 10080 [77] wynosi ona 5 średnic pręta, norma brytyjska [81] określają ją na poziomie 16,4 średnic pręta, a wytyczne ASTM jako 15 średnic pręta [82]. Długość odcinka przyczepności w tym badaniu jest ściśle powiązana z procesem przeprowadzania pomiaru. Wyróżnia się dwa podejścia do wykonywania tego badania: pomiar przyłożonej siły wrywającej w zakresie poślizgu pręta w określonej lokalizacji oraz przyłożenie określonej siły wrywającej i pomiar powstałego poślizgu w określonym miejscu. Pierwsze z tych podejść jest zazwyczaj stosowane w próbkach o krótszych długościach odcinka przyczepności, a odczyty są dokonywane w sposób ciągły w celu utworzenia zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta. Drugi typ pomiaru jest wykorzystywany do weryfikacji, czy pręt zbrojeniowy jest w stanie przenieść siłę przyczepności równą projektowanej wzdłuż wyznaczonego odcinka przyczepności. Pomimo że nie zapewnia on pełnego spektrum danych do stworzenia wspomnianej zależności, to określa rzeczywistą odpowiedź materiału na sytuację projektowaną w normie.

Badanie pull-out jest szeroko rozpowszechnioną metodą badania przyczepności przede wszystkim z uwagi na jasną reprezentację zjawiska zakotwienia pręta, ale również ze względu na prostotę i ekonomiczność modułu. Natomiast istnieją dwa główne zastrzeżenia dotyczące poprawności tej metody. Po pierwsze model badania zakłada obciążenie pręta siłą

rozciągającą, podczas gdy naprężenia ściskające kumulowane są w betonie. Niniejsza sytuacja nie pojawia się w rzeczywistych konstrukcjach. Po drugie działanie nośne żeber generuje siły rozrywające, które powodują rozłupanie otaczającego betonu. Próbka do badania pull-out charakteryzuje się znaczną grubością otuliny zbrojenia (w przybliżeniu 4,5 średnicy pręta), która powoduje istotne ograniczenie sił rozrywających w porównaniu do tych występujących w rzeczywistej konstrukcji. Przyjmowana w tym modelu grubość otuliny jest bezsprzecznie większa niż nominalna otulina przyjmowana w konstrukcjach żelbetowych. Dodatkowo tarcie występujące na obciążonym końcu próbki ogranicza występowanie lokalnych sił rozrywających. To wszystko powoduje, że graniczne naprężenia przyczepności określone na podstawie badań pull-out mogą być kilkukrotnie większe niż osiągnęte w rzeczywistości. Znajduje się natomiast korelację między naprężeniami przyczepności odpowiadającymi przesunięciu pręta o 0,1 mm w badaniu pull-out oraz naprężeniami przyczepności w badaniach prętów na zakład (z ang. *lap joint strength test*) [83].

Normową alternatywą do badania pull-out jest badanie belki [77–79, 84]. Próbka stosowana w tej metodzie składa się z dwóch półbelek połączonych stalowym przegubem w górnej części przekroju oraz prętem zbrojeniowym w dolnej części. Obciążenie zginające przykładane jest w schemacie 4-punktowym symetrycznie w stosunku do środka rozpiętości pręta. Podczas badania przemieszczenie pręta zbrojeniowego rejestrowane jest przy obu końcach pręta zbrojeniowego. Pomimo że występuje kilka wariantów tego badania, w ogólności zakłada ono dłuższy odcinek przyczepności – zgodnie z wytycznymi europejskimi 10-krotność średnicy pręta. Oryginalnie badanie to zostało zaprojektowane dla żebrowanych prętów zbrojeniowych, aby ocenić wpływ względnej powierzchni żeber [85]. W odróżnieniu od badania pull-out grubość otuliny jest semi-stała i określona na poziomie minimum 50 mm do osi pręta zbrojeniowego – powoduje to zmniejszenie stosunku otuliny do średnicy pręta wraz ze zwiększaniem średnicy prętów. Zaletą niniejszej metody jest bardziej realistyczny układ naprężeń w stosunku do badania wyrywania: oba materiały przenoszą naprężenia ściskające i rozciągające. Niemniej jednak, aby zminimalizować model zniszczenia belki przez ścinanie, próbka wymaga znacznego zbrojenia krępującego, zatem dla tego modelu badania zniszczenie przyczepności przez rozłupanie otuliny również jest trudne do zaobserwowania. Co warto podkreślić, na potrzeby projektowania znacznie bardziej istotne wydają się być wyniki badań przyczepności, której mechanizm zniszczenia przebiega przez rozłupanie otuliny, z uwagi na otrzymywane niższe graniczne naprężenia przyczepności i bardziej realistyczne zachowanie konstrukcyjne.

Niezależnie od przyjętej metody, żadne dotychczasowe badanie nie obejmuje w pełni złożoności zagadnienia przyczepności stali zbrojeniowej do betonu i czynników na nie wpływających. Dodatkowo szerokie porównanie obu metod [86] wskazuje na bardzo niską korelację wyników uzyskiwanych dla obu modeli badawczych (przeprowadzone dla próbek zgodnych z wytycznymi RILEM), zatem zestawianie ze sobą wyników eksperymentów prowadzonych w oparciu o inną metodę niż wykorzystywana w badaniach własnych nie jest zasadne.

Od dawna wskazuje się na konieczność usystematyzowania złożonej metodologii badań przyczepności, która powinna obejmować nową standaryzację elementów: określenie stopnia skrępowania, długości odcinka przyczepności, a także formę przeprowadzania samego testu oraz pomiarów, które powinny być przeprowadzane [76, 87]. Wydaje się to jeszcze bardziej uzasadnione z uwagi na ciągły rozwój technologii betonu i pojawianie się nowych betonów wprowadzanych do praktyki budowlanej. Niezależnie od wypracowanej procedury, standardowe badanie przyczepności nie musi w sposób ścisły odzwierciedlać rzeczywistej sytuacji konstrukcyjnej. Powinno przedstawiać ścisłą korelację między wynikami badań przyczepności na modelach a rzeczywistym zjawiskiem konstrukcyjnym, podobnie jak w przypadku wypracowanej procedury badania wytrzymałości na ściskanie betonu.

W Model Code 2020 [74] proponuje się nową metodę badań przyczepności dla zakotwień typu belkowego. Nowy typ badania został zaprojektowany z myślą o weryfikacji zachowania betonów nowej generacji (takich jak fibrobetony, betony z kruszywem z recyklingu czy betony ultrawysokowartościowe) w kontekście aktualnych wymogów normatywnych. Natomiast na jego podstawie nie jest możliwe określenie konstytutywnej zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta zbrojeniowego. Element badawczy ma ustalone wymiary, odcinek przyczepności jest projektowany tak, aby naprężenia w zbrojeniu osiągały wartość 435 MPa, a grubość otuliny przyjmowana jest jako 1,5 średnicy pręta. Dwa pręty zbrojeniowe są ułożone po przekątnej w narożnikach, aby określić ich zachowanie w różnych warunkach przyczepności. Użebrowanie prętów zbrojeniowych powinno być skierowane do naroża elementu, aby wywołać w nim rozłupanie otuliny.

3.4. Zjawisko przyczepności w betonach samozagęszczalnych

Zjawisko przyczepności w betonach samozagęszczalnych było przedmiotem szeregu publikacji naukowych. Pierwotnie skupiano się na porównaniu betonów samozagęszczalnych z betonami tradycyjnymi (NVC – z ang. *normally vibrated concrete*), jednak wnioski z dotychczasowych badań są rozbieżne. Wyniki badań różnych autorów wskazują zarówno na obniżenie, jak i istotne zwiększenie właściwości przyczepności betonów samozagęszczalnych w porównaniu z betonami tradycyjnymi, jak również na przypadki wykazujące podobne zachowanie obu typów betonu.

Niemniej jednak większość badaczy zgadza się, że w ogólności przyczepność prętów zbrojeniowych do betonu samozagęszczalnego jest wyższa niż do betonu zwykłego, pomimo że wyniki są zróżnicowane. W jednych z pierwszych badań w tym temacie, Gibbs i Zhu [88] odnotowali różnicę pomiędzy dwoma typami betonu na poziomie 32%, z kolei Sonebi i Bartos [42] pomiędzy 16% – 40% na korzyść betonu samozagęszczalnego. W późniejszych badaniach potwierdzają to między innymi: Zhu i inni [89] otrzymując wzrost naprężeń przyczepności prętów w betonach SCC w granicach 31% – 44%, Valcuende i Parra [48] odnotowujący wzrost od 1% do 17% oraz Sabău i inni [90], których badania wskazywały na wzrost granicznych naprężeń przyczepności o aż 131% w porównaniu do betonów zagęszczanych tradycyjnie. Natomiast tacy badacze jak między innymi Schiessl i Zilch [91], König i inni [31] lub Looney i inni [92] obserwowali wzrost granicznych naprężeń przyczepności o 15% dla prętów w betonach tradycyjnych w porównaniu z betonami SCC. Opisywane różnice są bezpośrednim porównaniem obserwowanych naprężeń przyczepności niezależnie od wytrzymałości betonu na ściskanie. W tabeli 3.2 przedstawiono przegląd wyników badań przyczepności na podstawie przeliczonych znormalizowanych naprężeń przyczepności w oparciu o dostępne dane wytrzymałości betonu na ściskanie. Szerzej o normalizacji naprężeń przyczepności napisano w rozdziale 6.1.

Tabela 3.2. Przegląd wyników badań przyczepności w wybranej dotychczasowej literaturze

Źródło	Stosunek naprężeń przyczepności prętów w betonie SCC do NVC $\tau_{b,sc} / \tau_{b,nvc}$	Metoda badania przyczepności	Średnica pręta ϕ [mm]	Wytrzymałość na ściskanie betonu zwykłego $f_{c,nvc}$ [MPa]	Wytrzymałość na ściskanie betonu samozagęszczalnego $f_{c,sc}$ [MPa]
Gibbs i Zhu [88]	1,17	bd	12	37	47
Sonebi i Bartos [42]	1,26 1,07	Pull-out	12 20	38	45
Schiessl i Zilch [91]	0,00 – 0,60	bd	bd	30 – 33	36 – 39
König i in. [43]	0,88	Pull-out	10	45	55
Chan i in. [45]	1,45	Pull-out	32	nd	nd
Zhu i in. [89]	1,17 – 1,27 1,16 – 1,18	Pull-out	12 20	37 – 62	47 – 80
De Almeida i in. [93]	1,13 0,97	Pull out	10 16	61	57
Collepari i in. [90]	1,54 – 1,70	Pull-out	nd	66	82 – 83
Wang i Zheng [94]	1,06 – 1,09	Pull-out	16	67	48 – 68
Castel i in. [49]	1,08 – 1,09	Pull-out	12	34 – 49	30 – 44
De Almeida i in. [95]	1,03 – 1,28 0,85 – 1,24 0,86 – 1,00	Pull out Beam test	10 16 10; 16	32 – 50	30 – 53
Foroughi-Asl i in. [96]	1,04 – 1,09	Pull out	10; 16; 20	39 – 58	40 – 62
Hossain i Lachemi [97]	1,08 – 1,55	Pull out	25	53	39 – 62
Valcuende i Parra [48]	1,09 – 1,12	Pull out	16	28 – 57	30 – 61
Desnerck i in. [98]	1,30 1,11 1,14 1,09 1,05	Beam test	12 20 25 32 40	52	57,5
Boel i in. [99]	1,25 1,14 1,02	Pull out	8 12 16	56	61
Hassan i in. [100]	1,05 – 1,19	Pull out	20	47	45
Looney i in. [92]	1,16 1,12 0,94 0,91	Pull out	13 16 13 16	39 66	47 67
Pop i in. [101]	0,89 – 1,10 0,93 – 1,18 0,82 – 1,17	Pull out	10 12 14	54 – 72	52 – 78
Sfikas i Trezos [102]	0,68 – 2,05	Pull out	16	45 – 51	43 – 61
Golafshani i in. [103]	1,05 – 1,21	Pull-out	16	48 – 65	45 – 60
Sabău i in. [104]	1,34 – 2,30	Pull-out	10 12	50	51

bd – brak danych

W większości publikacji wyższe wartości naprężeń przyczepności dla prętów w betonach SCC są przypisywane jego lepszej jednorodności i jakości w okolicy prętów zbrojeniowych. Zauważono również, że rozrzut wyników badań przyczepności był zdecydowanie niższy niż w przypadku betonów wibrowanych [45, 102, 105, 106]. Pomimo rozbieżności, wskazuje się również, że połączenie betonu samozagęszczalnego ze stalą zbrojeniową charakteryzuje się większą sztywnością. Zatem uzyskuje wyższe naprężenia przyczepności przy mniejszych poślizgach prętów. Jedną z możliwości porównania sztywności przyczepności jest weryfikacja naprężeń przyczepności na poziomie ustalonych poślizgów prętów, np. 0,01 mm, 0,1 mm, 0,25 mm. Valcuende i Parra [48] porównywali średnie i graniczne naprężenia przyczepności uzyskiwane przez pręty w betonach zwykłych i samozagęszczalnych o wytrzymałościach na ściskanie 30 – 65 MPa. Zauważyli oni, że średnie naprężenia przyczepności w przypadku próbek z betonów SCC były od 10% do 30% wyższe niż te z betonów tradycyjnych, natomiast graniczne naprężenia przyczepności od 1% do 17%. Proponowanym wytłumaczeniem takich wyników może być fakt, że jakość betonu w okolicy prętów zbrojeniowych istotniej wpływa na połączenie stal-beton na poziomie stanu granicznego użyteczności konstrukcji (w zakresie małych poślizgów pręta) niż sił niszczących. Drugim czynnikiem mogła też być wyższa wytrzymałość na rozciąganie betonów zagęszczanych mechanicznie w tym badaniu.

Większość badań zjawiska przyczepności stali zbrojeniowej do betonów samozagęszczalnych bazuje na metodzie wyrywania, której model badawczy przyjmuje krótszą długość odcinka przyczepności (zazwyczaj $3\phi - 5\phi$) aniżeli badania belkowe i transferowe. De Almeida i inni [95] podjęli się porównania wyników badań przyczepności otrzymywanych obiema metodami z wykorzystaniem betonów samozagęszczalnych. Badania te wykonano po 7 i 14 dniach dojrzewania betonu, który charakteryzował się wytrzymałością na ściskanie na poziomie odpowiednio 30 MPa i 45 MPa. Nie zaobserwowano znacznych różnic w wynikach granicznych naprężeń przyczepności dla obu metod, pod warunkiem, że mechanizm zniszczenia próbek był zgodny. Jednakże poślizg prętów zbrojeniowych względem otuliny betonowej był znacznie mniejszy w przypadku badań belkowych w porównaniu do badań wyrywania na tym samym poziomie naprężeń przyczepności. Porównanie metody wyrywania i badań transferowych pośrednio dokonali Castel i inni [107], stwierdzając, że wnioski z badań transferowych nie odbiegają od wykonywanych przez tych samych badaczy eksperymentów bazujących na wyrywaniu prętów [49].

W literaturze wyróżnia się również cały szereg publikacji dotyczących zjawisk przyczepności ciągien sprężających w betonach nowej generacji. Natomiast zasady działania

przyczepności w tych przypadkach są odmienne od tych opisywanych w niniejszym rozdziale. Tematyka ta nie będzie rozwijana w niniejszej rozprawie, jednak szersze informacje dotyczące badań na cięgnach przedstawiają m.in. Seruga [108], Derkowski i Dyba [109], Girgis i Tuan [110], Arezoumandi i inni [111] oraz Long i inni [112].

3.5. Czynniki wpływające na przyczepność stal-beton

Zjawisko przyczepności zbrojenia do betonu jest uzależnione od szeregu czynników technologicznych jak i środowiskowych. Czynniki technologiczne głównie odnoszą się do betonu (m.in. skład mieszanki, jakość mieszanki, parametry mechaniczne betonu, technologia betonowania) oraz do zbrojenia (m.in. typ zbrojenia, średnica pręta lub cięgna, użebrowanie, położenie).

Według Suwalskiego [113] przyczepność w betonach zwykłych zbrojonych stalą zbrojeniową jest uzależniona w ogólności od następujących czynników:

- adhezji – wzajemnej reakcji chemicznej przyległych warstw betonu i zbrojenia,
- docisku betonu do pręta stalowego w wyniku skurczu wysychającego betonu,
- ścinania połączenia pomiędzy żeberkami pręta stalowego i betonem,
- tarcia nierówności i żeberk pręta o beton spowodowanego przez małe przemieszczenia prętów rozciąganych,
- odporności na poślizg wywołanej przez tarcie zależne od naprężenia rozciągającego,
- wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie,
- mechanicznego zakończenia prętów w postaci pętli lub haków na odpowiedniej długości zakotwienia,
- średnicy i kształtu pręta oraz układu zbrojenia.

Niemniej jednak przyczepność pojedynczego pręta będzie również uzależniona od czynników subiektywnych, indywidualnych dla danej konstrukcji. W literaturze powstała mnogość badań doświadczalnych dotyczących określania wpływu różnych czynników na przyczepność zbrojenia do betonów zwykłych i nowej generacji:

- geometrii i rozmieszczenia zbrojenia, w tym:
 - względnej powierzchni żeber (f_r): Rehm [114], Darwin i Graham [115], Zuo [116], Metelli i Plizzari [117],
 - średnicy zbrojenia: de Larrard i inni [118], Zhu i inni [89], Boel i inni [99], Desnerck i inni [119],
 - ułożenia prętów w deskowaniu (odległość od dna formy i położenie względem kierunku betonowania: prostopadłe, równoległe): Martin i Noakowski [120], Jirsa

- i Breen [121], Jeanty i inni [122], Esfahani i inni [123], Hamad i Itani [124], Dybeł i Furtak [125], Trezos i inni [106], Dybeł i inni [126], Suryanto i inni [127],
- długości zakotwienia: Ferguson i Thompson [128], Soroushian i Choi [129], Ichinose i inni [130], Gromysz [131], Cairns [132]
- warunków środowiskowych, w tym:
 - oddziaływania niskiej i wysokiej temperatury: Wandewalle [133], Van der Veen [134], Arel i Yazici [135], Jin i inni [136], Muciaccia i Consiglio [137]
 - korozji zbrojenia: Almusallam i inni [138], Stanish [139], Soylev i François [140], Wang i inni [141]
- stanu naprężenia w otaczającym betonie: Gambarova, Rosati [142], Nagatomo i Kaku [143], Giurani i inni [144], Lv i inni [145]
- charakteru obciążenia, w tym:
 - zmęczenia: Tepfers [146], Eligehausen [147]
 - obciążenia cyklicznego: Eligehausen i inni [148], König i inni [43]
- otuliny betonowej: Orangun i inni [149], Tepfers [150], Gambarova i inni [151].

Mnogość czynników, które wpływają na zjawisko przyczepności, ukazuje złożoność problematyki jej badań. Niektóre z tych aspektów będą istotniej wpływały na konkretny typ zbrojenia jak pręty gładkie, żebrowane, ciągła czy zbrojenie niemetaliczne. W następnych podrozdziałach przedstawiono najważniejsze czynniki wpływające na przyczepność prętów zbrojeniowych do betonów samozagęszczalnych.

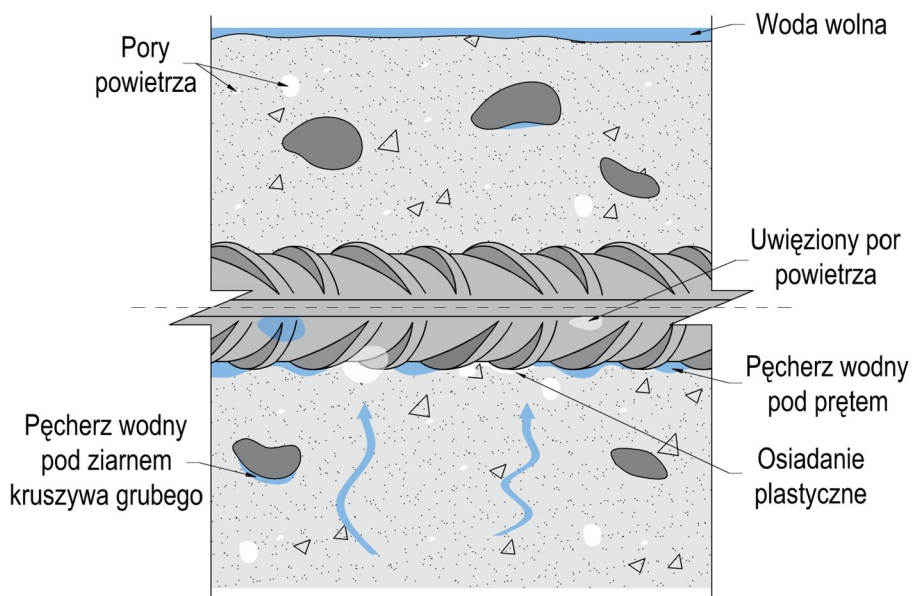
3.5.1. Jakość otuliny betonowej w strefie kontaktowej stal-beton

Na przenoszenie sił pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem znaczący wpływ ma jakość strefy styku oraz otuliny betonowej, która zapewnia m.in. poprawne mechaniczne zazębenie. Jedynie dobrej jakości otulina betonowa (zarówno pod kątem jej jednorodności jak i wytrzymałości) pozwala na otrzymanie wysokiej przyczepności do stali zbrojeniowej.

Podczas obciążenia żebra zbrojenia wywołują wieloosiowe naprężenia ściskające w otaczającym je betonie oraz ścinanie w strefie kontaktowej. Zatem zarówno wytrzymałość na rozciąganie jak i wytrzymałość na ściskanie betonu wpływa na mechanizm zniszczenia przyczepności w postaci rozłupania otuliny lub wyrwania pręta.

Jednorodność otuliny betonowej jest silnie uzależniona od zjawisk zachodzących w świeżej mieszance betonowej po jej wbudowaniu w formę, mianowicie procesami osiadania świeżej mieszanki (z ang. *plastic settlement*) i oddawania wody wolnej (z ang. *bleeding* i w dalszej części pracy obie formy językowe są używane zamiennie) [3]. Na rysunku 3.9

przedstawiono ich graficzną interpretację dla pręta położonego prostopadłe do kierunku układania mieszanki betonowej.



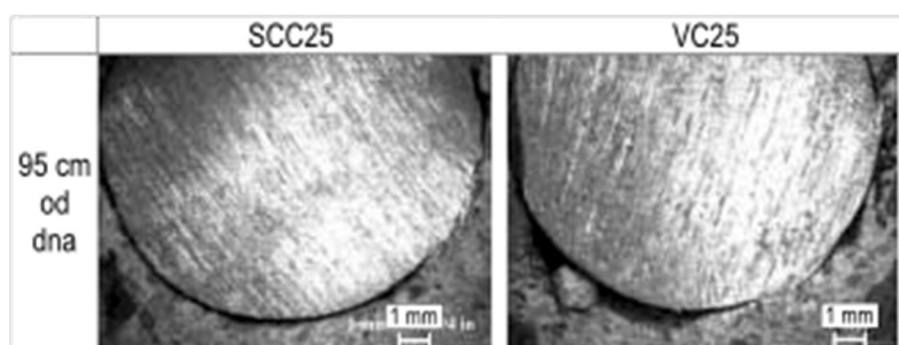
Rys. 3.9. Zjawiska występujące w okolicy pręta zbrojeniowego w młodym betonie

Zjawisko oddawania wody wolnej jest to ruch wody w kierunku wolnej powierzchni betonu, który powoduje jej akumulację przy górnej powierzchni [152] i powstanie warstwy mleczka cementowego. Powoduje również wzrost porowatości betonu na styku stal-beton i kruszywo-matryca zwłaszcza w znacznych odległościach od dna formy, a tym samym obniża właściwości wytrzymałościowe betonu [153], w tym wytrzymałość na rozciąganie, co znacząco wpływa na siły wiązania.

Świeży beton zachowuje się jak nasycony grunt, dlatego pod wpływem sił grawitacyjnych cząstki stałe, w tym ziarna kruszywa, opadają, wypierając wodę w kierunku górnej części elementu, powodując zjawisko zwane osiadaniem plastycznym [3]. Pomimo, że zjawisko to nie przyczynia się bezpośrednio do istotnego spadku właściwości mechanicznych samego betonu, powoduje ono powstawanie pustek pod rozmieszczonymi poziomo prętami zbrojeniowymi, które są zabezpieczone przed pionowym przemieszczeniem. W kontekście przyczepności powoduje to zredukowanie strefy kontaktowej, a w konsekwencji mechanicznego zaangażowania żeber i pogorszenie transferu sił pomiędzy dwoma materiałami [49]. W przypadku prętów zorientowanych zgodnie z kierunkiem betonowania woda może kumulować się jedynie pod żeberkami, dlatego wpływ tego zjawiska będzie mniejszy na ich przyczepność do betonu. Intensywność bleedingu można złagodzić poprzez dodanie adekwatnych domieszek (zwiększających lepkość i superplastyfikatorów) i materiałów

o bardzo drobnej frakcji (np. dodatków mineralnych) lub poprzez zwiększenie rozdrobnienia składników mieszanki [154, 155].

Biorąc pod uwagę specyfikę wymienionych procesów, a także takie czynniki jak wysokość elementu, położenie prętów zbrojeniowych względem kierunku układania betonu, orientację uźebrowania prętów oraz właściwości mieszanki betonowej, należy zauważyć, że mają one istotny wpływ zarówno na jakość i właściwości stwardniałego betonu, jak i na właściwości strefy kontaktowej stal-beton, a tym samym na przyczepność [156]. Betony samozagęszczalne ze względu na unikatowe właściwości mieszanki (znaczną płynność przy jednoczesnym zachowaniu wysokiej stabilności i braku konieczności zagęszczania wibracyjnego) charakteryzują się zmniejszoną podatnością na oddawanie wody wolnej i osiadanie plastyczne [49, 140]. Porównanie widoku przekrojowego przez pręt zbrojeniowy osadzony w betonie samozagęszczalnym i tradycyjnym wykonanych z użyciem wideomikroskopu przedstawiono na rysunku 3.10.



Rys. 3.10. Widok strefy kontaktowej stal – beton z wykorzystaniem wideomikroskopu
Źródło: opracowano na podstawie [49]

3.5.2. Geometria zbrojenia

Geometria zbrojenia jest jednym z czynników wpływających na jakość połączenia pręt zbrojeniowy – beton, można ją interpretować jako średnicę pręta oraz typ jego uźebrowania. Do cech geometrycznych uźebrowania prętów zbrojeniowych zalicza się wysokość, rozstaw i szerokość żeber oraz kąt nachylenia płaszczyzny czołowej żebra do osi pręta. Parametrem, który opisuje wzajemne oddziaływanie tych cech oraz jest uważany za główny wpływający na przyczepność [114, 115, 157], jest względne pole powierzchni żebra, które oblicza się zgodnie z normą PN-EN ISO 15630-1 [158]. W ogólności można je zdefiniować jako stosunek powierzchni wyizolowanego żebra rzutowanej na płaszczyznę prostopadłą do osi pręta, do nominalnej powierzchni pręta między dwoma sąsiednimi żebrami. Pomiar wielkości geometrycznych żeber powinno się dokonywać przy pomocy czułych urządzeń laserowych.

Minimalne względne pole powierzchni żeber wymagane ze względu na wystarczającą przyczepność zależy od średnicy pręta i wynosi odpowiednio:

- 0,045 dla $\phi = 8$ mm,
- 0,052 dla $\phi = 10$ mm,
- 0,056 dla prętów o średnicach $\phi \geq 12$ mm.

Standardowo w sprzedaży są pręty zbrojeniowe, których względne pole powierzchni żebra mieści się w zakresie 0,05 – 0,1. Wartość taka zapewnia kompromis pomiędzy dobrą przyczepnością, wrażliwością na zerwanie a wymaganiami wykonawczymi. Dotychczasowe badania wskazują na to, że naprężenia przyczepności rosną wraz z wzrostem względnego pola powierzchni żeber [115]. Dodatkowo efekt ten jest bardziej widoczny w przypadku prętów zbrojeniowych o większej średnicy ze względu na silniejszą interakcję między żebrami a otaczającym betonem. Poprawa przyczepności jest tłumaczona mniejszym działaniem klinującym generowanym przez pręty o wysokim stopniu uźebrowania, co ogranicza szerokość rys wzdłużnych, a zatem zmniejsza ryzyko wystąpienia zniszczenia przez rozłupanie otuliny [117].

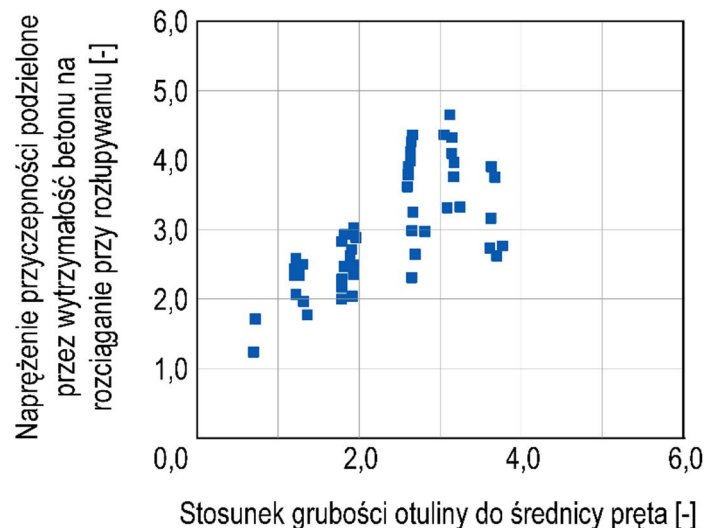
W ujęciu ogólnym możliwe jest sformułowanie, iż wraz ze zmniejszaniem średnicy prętów zbrojeniowych obserwuje się tendencję do wzrostu wartości naprężeń przyczepności. Wskazują na to wyniki dotychczasowych badań na betonach zwykłych o normalnej i wysokiej wytrzymałości [117, 159] oraz betonach samozagęszczalnych o normalnej i wysokiej wytrzymałości [89, 98].

3.5.3. Długość odcinka przyczepności i grubość otuliny w stosunku do średnicy pręta

W ogólności rozkład naprężeń przyczepności wzdłuż długości pręta jest daleki od stałego. Osiągając maksimum w początkowej części odcinka zakotwienia, dąży do zera z tendencją nieliniową w kierunku zakończenia pręta. Jednak w przypadku małych wartości stosunku długości odcinka przyczepności do średnicy pręta zbrojeniowego rozkład naprężeń przyczepności można bezpiecznie przybliżyć jako jednorodny [137]. Z uwagi na ten nieliniowy przebieg zmian, długość odcinka przyczepności wpływa na maksymalne naprężenia przyczepności odnotowywane w badaniach doświadczalnych. Dla niższych długości odcinków przyczepności od 5ϕ do 15ϕ , wpływ jest ten niewielki [120]. Natomiast dla odcinków przyczepności na poziomie $18\phi - 40\phi$ zauważalny był redukcyjny trend wraz ze wzrostem długości odcinka przyczepności [128]. Warto w tym miejscu zauważyć, że badania na długich odcinkach przyczepności w przypadku betonów nowej generacji o podwyższonych właściwościach mechanicznych mogą być niemożliwe do przeprowadzenia. Dzieje się tak

z uwagi na fakt, że wraz z wyższą wytrzymałością na ściskanie betonu obserwuje się również wyższe naprężenia przyczepności. Dla betonów o wysokich wytrzymałościach naprężenia rozciągające w stali w momencie utraty przyczepności zbliżają się do granicy plastyczności bądź ją przekraczają, powodując zerwanie pręta przed osiągnięciem pełnego zniszczenia przyczepności [160]. Dlatego też w przypadku wyznaczania pełnych lokalnych zależności naprężeń przyczepności do poślizgu pręta, długość odcinka przyczepności powinna zostać dostosowana z uwzględnieniem wytrzymałości na ściskanie otaczającego betonu [85].

Grubość otuliny betonowej jest determinantą mechanizmu zniszczenia przyczepności prętów zbrojeniowych do betonu szczególnie w przypadku braku obecności dodatkowego skrepowania. Dla większych grubości otuliny zniszczenie jest spowodowane postępującym kruszeniem i wzdłużnym zarysowaniem betonu pomiędzy żebrami prętów zbrojeniowych, natomiast dla niewielkich otulin betonowych, rysy zainicjowane na końcówkach żeber prętów z większą łatwością osiągają zewnętrzną powierzchnię próbki, powodując jej przedwczesne rozłupanie [64]. Na rysunku 3.11 zestawiono wyniki testów wyrywania dla próbek o małych stosunkach grubości otuliny do średnicy pręta, które zniszczyły się przez rozłupanie otuliny [150]. Wskazują one na tendencję wzrostową naprężeń przyczepności wraz ze zwiększaniem otuliny. Znaczny rozrzut wyników związany jest z kruchą naturą tego mechanizmu zniszczenia.



Rys. 3.11. Wpływ grubości otuliny betonowej na znormalizowane naprężenia przyczepności
Źródło: opracowano na podstawie [64, 150]

3.5.4. Czynniki środowiskowe

Do najważniejszych czynników środowiskowych wpływających na zjawisko przyczepności należy przypisać oddziaływania wysokiej i niskiej temperatury oraz korozję zbrojenia.

W przypadku podwyższonej temperatury lub warunków pożarowych następuje stopniowy spadek granicznych naprężeń przyczepności i sztywności przyczepności niezależnie od przyjętej grubości otuliny betonowej [137, 161]. Jednak wartość tego spadku jest uzależniona zarówno od grubości otuliny jak i obecności stalowych strzemion, które mają korzystny udział w zachowaniu przyczepności w podwyższonych temperaturach. Za główny czynnik odpowiadający za degradację przyczepności w podwyższonych temperaturach przyjmuje się typ kruszywa i jego wrażliwość na rozszerzalność cieplną powodującą uszkodzenia termiczne w otulinie betonowej.

Z kolei obecność obniżonej temperatury poprawia przyczepność prętów zbrojeniowych aż do temperatury na poziomie -120°C [133, 136]. Natomiast poziom zawilgocenia betonu stanowi kluczowy aspekt w niniejszej zależności. Obniżone temperatury mogą również wpływać na sposób zniszczenia przyczepności, zmieniając mechanizm zniszczenia przez wyrwanie w zniszczenie przez uplastycznienie pręta [134]. Dla małych stosunków otuliny betonowej do średnicy pręta (do wartości 3,75) w warunkach kriogenicznych nie obserwuje się tendencji do zmiany mechanizmu zniszczenia (rozłupanie otuliny betonowej występuje niezależnie od temperatury badania).

Mechanizmy korozyjne stali mają zmienny wpływ na przyczepność prętów zbrojeniowych do betonu. Podczas korozji zbrojenia następuje zauważalny spadek pola przekroju stali. W początkowym etapie, gdy na pręcie zbrojeniowym znajduje się jedynie rdzawy nalot korozyjny, siła wiązania wzrasta w wyniku tego procesu (ze względu na ekspansywny charakter tlenków żelaza). Następnie obserwuje się znaczny spadek naprężeń przyczepności z uwagi na tworzenie się miękkiej warstwy luźnych produktów korozji na powierzchni pręta, co redukuje profil żeber i obniża mechanizm zazębienia, a ponadto wokół pręta powstają dodatkowe rysy korozyjne [138].

3.5.5. Kierunek podawania mieszanki

Za pojęciem kierunku podawania mieszanki rozumie się zewnętrzny obiektywny kierunek układania mieszanki w stosunku do całego elementu: tradycyjnie jest on wykonywany od góry deskowania lub formy, a w przypadku mieszanek samozagęszczalnych może być on alternatywnie realizowany od spodu deskowania z użyciem dedykowanego zaworu. Szerzej na temat technologii podawania mieszanek samozagęszczalnych napisano w rozdziale 2.6 niniejszej rozprawy.

W literaturze nie znajduje się szczegółowych badań dotyczących czynnika technologicznego, jakim jest podawanie mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania na

zjawisko przyczepności. Wnioski technologiczne z realizacji na budowach i badań laboratoryjnych (podwyższone parcie na deskowanie) oraz zalecenia dotyczące konstruowania elementów żelbetowych w tej technologii są zawarte w międzynarodowych normach i pracach naukowych [16, 29, 53, 55, 59, 162, 163]. Biorąc pod uwagę, że zgodnie z dotychczasowymi badaniami, pompowanie mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania sprzyja bardziej efektywnemu odpowietrzeniu i w konsekwencji jednorodności betonu, założono, że technologia ta może poprawiać jakość otulenia prętów.

W ramach badań własnych pilotażowych przeprowadzono wstępne badania dotyczące tematu w zakresie betonów samozagęszczalnych wysokich i zwykłych wytrzymałości [4–7]. Przeprowadzone analizy potwierdziły występowanie zależności pomiędzy technologią betonowania a zjawiskiem przyczepność stal-beton zarówno w przypadku mieszanek zawierających dodatki mineralne (pył krzemionkowy lub popiół lotny) jak i tych opartych w całości na cemencie. Wstępnie zidentyfikowano korzystny udział układania betonu od dołu w ujednoliceniu warunków przyczepności na całej wysokości elementów kolumnowych i belkowych.

3.6. Położenie zbrojenia w czasie betonowania

Położenie zbrojenia w czasie betonowania jest to jeden z czynników technologicznych, który znacznie wpływa na jakość przyczepności stal-beton. Efekt ten jest rozumiany przede wszystkim jako odległość na jakiej umiejscowiony jest pręt zbrojeniowy w odniesieniu do dna deskowania. W takiej postaci będzie on wpływał na tak zwany „efekt górnego pręta” obecny w elementach wysokich (kolumny, ściany, wysokie belki), czyli na obniżenie jakości warunków przyczepności wraz ze wzrostem warstwy betonu pod prętem zbrojeniowym. Jako położenie zbrojenia w czasie betonowania wyróżnić można jeszcze efekt lokalizacji prętów zbrojeniowych względem punktu betonowania wzdłuż rozpiętości elementu. Może być to szczególnie istotny aspekt w betonach samozagęszczalnych, których technologia betonowania opiera się na minimalizacji punktów podawania mieszanki, rozlewającej się na znaczne odległości. Trzecim czynnikiem wyróżnionym pod pojęciem położenia zbrojenia w czasie betonowania jest jego orientacja względem kierunku podawania mieszanki betonowej: równoległa lub prostopadła, która warunkuje skalę negatywnych zjawisk mogących zaistnieć w okolicy prętów zbrojeniowych.

3.6.1. Efekt górnego pręta – *top bar effect*

Zjawisko pogorszenia się jakości warunków przyczepności wzdłuż wysokości elementów wysokich wyróżnione jest w literaturze przedmiotu jako „efekt górnego pręta”

(z ang. *top-bar effect* lub *top cast effect*). Związane jest ono z negatywnymi procesami powstającymi w otulinie prętów zbrojeniowych, mianowicie bleedingiem oraz osiadaniem plastycznym opisanymi w rozdziale 3.5.1. Dodatkowo efekt górnego pręta jest potęgowany przez występowanie osiadania powierzchni betonu wywołanego wspomnianymi procesami. Osiadanie powierzchni betonu może powodować przypowierzchniowe zarysowania w okolicy prętów zbrojeniowych położonych w górnej części elementu. Dzieje się tak z uwagi na to, że pręty mogą być traktowane jako elementy stałe w plastycznie odkształcającym się medium, jakim jest świeży beton. Zarysowania te powodują obniżenie jakości strefy kontaktowej pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem. Efekt ten jest bardziej wyraźny, gdy w betonie jest więcej wody wolnej, co prowadzi do zmniejszonej lepkości mieszanki i zwiększonego ryzyka występowania bleedingu i osiadania plastycznego. Ponadto więcej zarysowań powierzchniowych tworzy się w przypadku większych średnic prętów i mniejszych grubości otulin [155].

Pomimo że zjawiska te są w betonach samozagęszczalnych znacznie ograniczone, efekt górnego pręta jest zauważalny niezależnie od typu zagęszczenia mieszanki betonowej i jest intensywniejszy wraz ze wzrostem współczynnika wodno-cementowego. W światowych wytycznych normowych jest on uwzględniony w postaci współczynników długości zakotwienia prętów zbrojeniowych. Zgodnie z ostatnimi odkryciami [127, 132, 164] znaczenie efektu pręta górnego jest silnie uwarunkowane mechanizmem utraty przyczepności i w przypadku zniszczenia przez wyrwanie (krótkie długości odcinków przyczepności, znaczna grubość otuliny betonowej lub obecność zbrojenia poprzecznego wywołujących skrępowanie) jest on przeszacowany. W oparciu o wyniki analiz modeli zawartych w Model Code oraz badań wykorzystanych w bazie danych ACI Bond Test, stwierdzono, że im dłuższy jest odcinek przyczepności, tym mniej wyraźny jest efekt górnego pręta [132].

W licznych dotychczasowych pracach zauważono, że efekt górnego pręta występuje ze zmniejszoną intensywnością w betonach samozagęszczalnych w porównaniu z betonami wibrowanymi tradycyjnie [42, 48, 49, 97, 100, 123] i przypisuje się to poprawie stabilności, jednorodności i spójności mieszanki. W tabeli 3.3. przedstawiono zestawienie prac nad efektem górnego pręta w betonach samozagęszczalnych z wykorzystaniem żebrowanych prętów zbrojeniowych wraz z najwyższymi wynikami wskaźnika górnego pręta. Wszystkie eksperymenty zostały przeprowadzone metodą pull-out badania przyczepności. Biorąc pod uwagę, że zmiana naprężenia przyczepności wzdłuż wysokości elementu nie ma charakteru liniowego, wskaźnik górnego pręta został w tabeli ustalony jako stosunek granicznego

naprężenia przyczepności odnotowanego dla próbki znajdującej się najniżej w formie w stosunku do próbek znajdujących się ponad nią.

Tabela 3.3. Efekt górnego pręta obserwowany w betonach samozagęszczalnych

Źródło	Typ elementu badawczego	Wymiary elementu l×b×h [cm]	Oznaczenie mieszanki	Wytrzymałość betonu na ściskanie f_c [MPa]	Średnica pręta – ϕ [mm]	Długość odcinka przyczepności – l_b	Maks. wskaźnik górnego pręta
Khayat i in. (1997) [165]	Ściana	95×20×150	3%SF+20%FA 3%SF 100%C	42,0 39,0 38,0	20	2,5 ϕ	1,80 2,36 1,55
Castel, Vidal (2006) [49]	Ściana podzielona na kolumny	50×12×110	SCC25 SCC40	30,0 43,7	12	5 ϕ	1,52 1,67
Khayat i in. (2007) [166]	Ściana	110×20×154	SCC3 SCC4 SCC5 SCC6	bd	20	2,5 ϕ	1,59 1,24 1,33 1,30
Hassan i in. (2009) [100]	Ściana	400×30×120	SCC	45,0	20	7,5 ϕ	1,04
Hwang, Khayat (2012) [167]	Ściana	500×35×160	SCC60 SCC40 SCC30	77,0 52,0 31,0	20	2,5 ϕ	1,13 1,04 1,46
Kucharska, Dybeł [8]	Ściana	224×16×160	SCC	77,3	16	4 ϕ	1,45
Soylev, Francois [168]	Panel	20×15×200	SCC40 SCC50	43,9 57,1	10	5 ϕ	2,73 1,89
Esfahani i in. (2008) [123]	Kolumna	20×10×90 30×10×90	SCC SCC	62,0 68,0	25	4 ϕ	3,00 1,85
Hossain, Lachemi (2008) [97]	Kolumna	20×10×90	FA SCC SC SCC VMA SCC	62,0 39,0 47,0	25	4 ϕ	1,29 1,18 1,06
Valcuende, Parra (2009) [48]	Kolumna	15×15×150	S-65-32 S-55-32 S-55-42 S-45-42	30,2 35,8 50,2 61,2	12	5 ϕ	2,21 2,13 1,96 1,47
Desnerck i in. (2011) [119]	Kolumna	45×20×170	SCC1	71,6	10 12 16	3 ϕ	1,05 1,21 1,11
			SCC2	62,1	10 12 16	3 ϕ	1,37 1,06 1,18
Trezos i in. (2014) [106]	Kolumna	20×20×60	SCC1 SCC2 SCC3 SCC4 SCC5	61,3 60,1 58,7 49,5 43,0	16	5 ϕ	1,35 0,94 0,99 1,36 1,32
Golafshani i in. (2014) [103]	Kolumna	20×20×140	SCC1 SCC2	44,9 59,8	16	3 ϕ	1,17 1,10
Dybeł, Kucharska (2019) [169]	Kolumna	16×16×48	HPSCC-0 HPSCC-5 HPSCC-10 HPSCC-15	81,5 90,7 83,9 81,4	16	3 ϕ	1,29 1,22 1,10 1,05

Źródło	Typ elementu badawczego	Wymiary elementu l×b×h [cm]	Oznaczenie mieszanki	Wytrzymałość betonu na ściskanie f_c [MPa]	Średnica pręta – ϕ [mm]	Długość odcinka przyczepności – l_b	Maks. wskaźnik górnego pręta
Dybeł, Kucharska (2019) [169]	Kolumna	16×16×80	HPSCC-0 HPSCC-5 HPSCC-10 HPSCC-15	81,5 90,7 83,9 81,4	16	3 ϕ	1,44 1,31 1,19 1,16
		16×16×160	HPSCC-0 HPSCC-5 HPSCC-10 HPSCC-15	81,5 90,7 83,9 81,4	16	3 ϕ	1,60 1,30 1,17 1,24
Thrane i in. (2010) [170]	Belka	240×25×40	S1 S2 S3 S4 S5 S6	bd	12	6 $\frac{2}{3}$ ϕ	1,12 1,35 1,16 1,12 1,17 1,05
Kucharska, Dybeł (2020) [6]	Belka	160×16×48	SCC	45,0	16	3,75 ϕ	1,56

bd – brak danych

Valcuende i Parra [48] analizowali efekt górnego pręta w kolumnach o wysokości 1,5 m wykonanych z mieszanek betonu samozagęszczalnego i zwykłego o różnym współczynniku wodno-cementowym. Efekt ten analizowali na prętach o średnicy 12 mm zlokalizowanych na 6 różnych poziomach wzdłuż wysokości kolumn. Pod uwagę wzięli średnie oraz graniczne naprężenia przyczepności. Porównując wybrane naprężenia przyczepności, odnotowali spadek o 40 – 61% i 32 – 55% odpowiednio dla średnich i granicznych naprężeń przyczepności w kolumnach wykonanych z betonów SCC oraz analogicznie 79 – 86% i 60 – 74% w przypadku wykorzystania betonów wibrowanych. Autorzy przypisują tę różnicę zmniejszonej intensywności bleedingu w mieszankach samozagęszczalnych, co prowadziło do lepszej jakości przyczepności. Ponadto warto zauważyć, że zjawisko bleedingu ma mniejszy wpływ na graniczne naprężenia przyczepności aniżeli na średnie naprężenia przyczepności. Jest to związane z tym, że jakość otuliny zbrojenia ma większy wpływ na początkowe stadium zniszczenia połączenia stal-beton. A metodyka obliczania średnich naprężeń przyczepności wykorzystuje również naprężenia przyczepności odnotowywane dla niewielkich poślizgów pręta, które będą niższe dla prętów w otulinie betonowej o wyższym współczynniku wodno-cementowym.

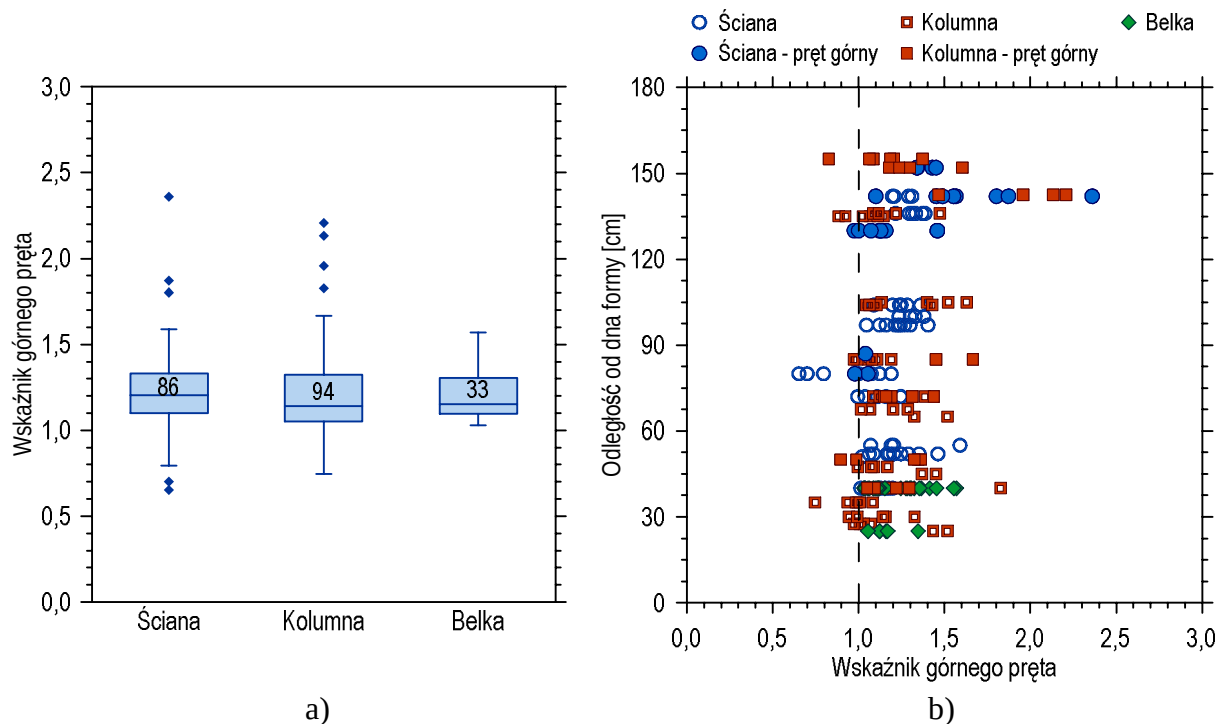
Hwang i Khayat w swoich badaniach [167] wykonali elementy ścienne o wysokości 1,6 m, wykorzystując betony samozagęszczalne o zwiększonej ilości dodatków mineralnych. Wyniki eksperymentów wykazały zarówno spadek (na poziomie 3% – 46%) jak i wzrost

(do 16%) znormalizowanych naprężeń przyczepności próbek górnych w stosunku do próbek dolnych. Warto nadmienić, że najwyżej położone pręty znajdowały się w tych badaniach 30 cm pod warstwą wierzchnią betonu, zatem na granicy europejskich wytycznych pomiędzy strefami warunków przyczepności.

Pojedyncze badania Esfahaniego i innych [123] na kolumnach o wysokości 90 cm wykonanych z betonu samozagęszczalnego wykazały znaczne wartości redukcji naprężeń przyczepności dla próbek górnych – wskaźnik górnego pręta równy 3,0. Niemniej jednak wyniki te są poddawane pod dyskusję [171], z uwagi na przyjętą niewielką otulinę zbrojenia, co skutkowało niewielkim skrępowaniem prętów i wyższym prawdopodobieństwem przedwczesnego rozłupania otuliny betonu aniżeli obserwacji pełnego mechanizmu wrywania. W konsekwencji, potencjalnie dlatego odnotowano niższe wartości granicznych naprężeń przyczepności.

Autorka przeanalizowała wartości współczynnika górnego pręta w elementach różnego typu [8] na podstawie badań własnych pilotażowych i literaturowych wykorzystujących betony samozagęszczalne [5, 6, 48, 49, 106, 119, 165, 167, 169, 170, 172]. Łącznie do analizy wykorzystano 213 wyników badań. Wszystkie eksperymenty wykonane zostały metodą wrywania. Wyniki analiz przedstawiono na wykresie pudełkowym (rysunek 3.12a) oraz jako zależność od odległości próbki od dna elementu (rysunek 3.12b). Do stworzenia wykresów pudełkowych zaimplementowano dane wskaźnika górnego pręta również dla próbek położonych pomiędzy najniższym i najwyższym położeniem, co jest konsekwencją obserwacji, że największy wskaźnik nie zawsze jest odnotowywany dla górnego pręta. Długość pudełek wyznaczał rozstęp ćwiartkowy, a długość wąsów jego 1,5-krotność. Linia pośrednia wyznaczona została przez medianę każdego zestawu danych.

Pomimo występowania pojedynczych wartości odstających w wysokich elementach (ścianach, słupach), efekt górnego pręta będzie ogólnie niezależny od wysokości elementu. Odstające w grupie wyników na elementach ściennych pochodziły z badań wykonanych ponad 25 lat temu [165], a w grupie elementów kolumnowych dla próbek wykonanych z betonów o niskich właściwościach wytrzymałościowych [48]. Efekt górnego pręta w elementach belkowych jest nieco niższy, natomiast liczba próbek dla tego typu elementów była znacznie mniejsza w analizowanym zestawie danych, a wszystkie wyniki wskazywały na obniżenie naprężeń przyczepności. Zbliżone wartości maksymalne wąsów (1,59, 1,67 i 1,57 odpowiednio dla ścian, słupów i belek) na wykresach pudełkowych sugerują, że zjawisko efektu górnego pręta występuje z podobną intensywnością niezależnie od typu elementu.



Rys. 3.12. Efekt górnego pręta w literaturze w podziale na typy elementów
Źródło: opracowanie własne na podstawie [8]

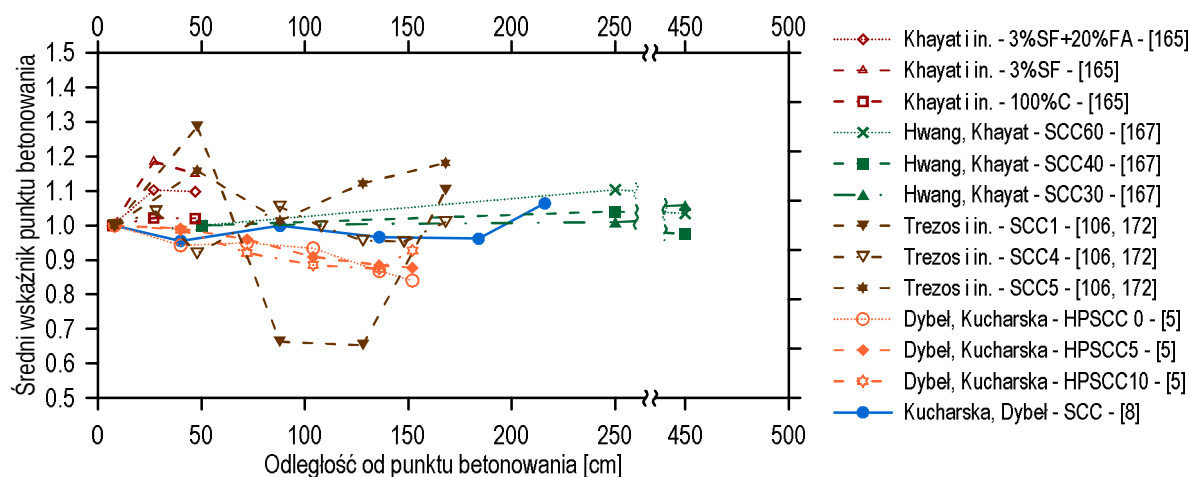
Analiza dotychczasowych doświadczeń na elementach wykonanych z betonów samozagęszczalnych o krótkich odcinkach przyczepności wykazała, że normy [70, 75] nie doszacowują redukcji naprężeń przyczepności w górnych warstwach elementów. Natomiast, jak wskazują badania przeprowadzone dla betonów zwykłych [132, 164] długość odcinka przyczepności ma wpływ na zjawisko górnego pręta, a w przypadku długich odcinków przyczepności (jakie występują w konstrukcjach żelbetowych) redukcja naprężeń przyczepności w górnych strefach elementów jest ograniczona.

3.6.2. Odległość od punktu betonowania

Mieszanki samozagęszczalne ze względu na swoje specyficzne właściwości powinny być układane w formie w taki sposób, aby umożliwić im rozpływ na odpowiednią odległość zapewniającą poprawne samooodpowietrzenie i samowypoziomowanie mieszanki [16, 29]. Stąd rekomendowaną metodą jest układanie mieszanki z jednego punktu betonowania [53]. Taki sposób układania mieszanki może powodować mniej lub bardziej istotne zmiany we właściwościach betonu oraz jego kontaktu ze stalą zbrojeniową. Badania w tym zakresie są w literaturze ograniczone i wpływ położenia zbrojenia względem punktu betonowania na zjawisko przyczepności nie został szczegółowo omówiony.

Dotychczasowe eksperymenty nie wskazują jednej konkretnej tendencji, a ich wyniki są raczej wykluczające [97, 106, 126, 170, 172]. Średnie wyniki wybranych badań na

elementach belkowych i ściennych zestawiono na rysunku 3.13. Na rysunku 3.13 wyniki eksperymentów przedstawiono w postaci średniego wskaźnika punktu betonowania, który jest stosunkiem naprężeń przyczepności próbki leżącej w wybranej odległości od punktu betonowania do naprężeń przyczepności próbki znajdującej się w najbliższej odległości punktu betonowania.



Rys. 3.13. Wpływ położenia zbrojenia względem odległości od punktu betonowania na zjawisko przyczepności

Źródło: opracowanie własne na podstawie [8]

Brak jednoznacznej tendencji zmian naprężeń przyczepności wzdłuż rozpiętości elementów obserwowano zarówno w elementach belkowych [106, 172] jak i ściennych [165, 167]. Natomiast Golafshani i inni [103] w badaniach na belkach odnotowali średni spadek naprężeń przyczepności o około 11% na długości elementów w stosunku do próbek zlokalizowanych w pobliżu punktu betonowania. Thrane i inni [170] zauważyli w swoich badaniach obniżenie wysokości powierzchni betonu (w odległości do 2,2 m od punktu betonowania), co w konsekwencji prowadziło do niewystarczającego otulenia prętów zbrojeniowych. Badania na wysokowartościowych betonach samozagęszczalnych prowadzone przez Dybłę i innych [126] wykazały średni spadek naprężeń przyczepności o 13,5%. Ciekawym spostrzeżeniem w tych badaniach było wystąpienie efektu odbicia. Efekt ten objawia się w zwiększonych naprężeniach przyczepności próbek znajdujących się przy przeciwległej ścianie formy w stosunku do punktu betonowania w porównaniu do próbek położonych bliżej tego punktu. Zjawisko to miało również miejsce w przeprowadzonych badaniach pilotażowych przeprowadzonych na elemencie ściennym [8] oraz w literaturze [106, 172]. Występowanie tego efektu jest związane z procesem betonowania i drogą, jaką przepływa mieszanka, wypełniając deskowanie.

W czasie betonowania elementu ściennego lub belkowego z jednego punktu, mieszanka samozagęszczalna w pierwszym etapie procesu rozlewa się wzdłuż formy. Kiedy dotrze do przeciwległej ściany, kolejne warstwy sukcesywnie mieszają się z poprzednimi, rozlewając się po nich lub je wypychając. Mieszanka, uderzając w przeciwległą ścianę formy, odbija się od niej, powodując dodatkowe przemieszczanie się mieszanki w tej strefie. Dzieje się tak do pewnej wysokości, co prawdopodobnie jest związane z technologią procesu betonowania mieszanek samozagęszczalnych. Wytyczne normowe mówią wprost o tym, że nie powinno dopuszczać się do przelania formy [53], zatem koniec procesu betonowania związany jest zazwyczaj ze zmniejszeniem prędkości podawania mieszanki. Ta zmiana powoduje, że kolejne partie mieszanki swobodnie przemieszczają się w formie, wytracając swoją prędkość, bez pojawienia się uderzenia w ściany deskowania.

3.6.3. Orientacja względem kierunku betonowania

Orientacja zbrojenia względem kierunku betonowania jest czynnikiem bezpośrednio rzutującym na jakość otuliny zbrojeniowej i jest związana z potencjalną strefą pojawienia się negatywnych zjawisk osiadania i bleedingu. Zbrojenie może być umieszczone w formie prostopadłe, równoległe lub pod dowolnym kątem do kierunku betonowania. W przypadku ułożenia zbrojenia równoległe do kierunku układania betonu, wspomniane zjawiska mogą zachodzić jedynie pod żebrami pręta zbrojeniowego, a nie wzdłuż całej jego długości jak w przypadku ułożenia prostopadłego. Dlatego też ułożenie prętów równoległe w stosunku do kierunku betonowania jest rekomendowaną technologią dla badań przyczepności [78].

Eliminacja lub redukcja negatywnych zjawisk w otulinie betonowej będzie niwelowała różnice pomiędzy prętami zorientowanymi w różny sposób w stosunku do kierunku betonowania. Potwierdzają to badania Castel i innych [49] oraz własne [173] na betonach samozagęszczalnych różnych wytrzymałości. Wyniki eksperymentów Castela i innych [49] wskazały, że dla betonów niskich wytrzymałości (zarówno samozagęszczalnych jak i wibrowanych), redukcja naprężeń przyczepności prętów prostopadłych w stosunku do równoległych wyniosła w przybliżeniu 25%, a dla betonu samozagęszczalnego o wyższej wytrzymałości (40 MPa) w przybliżeniu 6%. Badania własne przeprowadzone na betonach zwykłych i wysokowartościowych (HPC) oraz wysokowartościowych betonach samozagęszczalnych (HPSCC) [173] doprowadziły do podobnych spostrzeżeń. Dla betonów zwykłych o niskiej wytrzymałości zaobserwowano obniżenie naprężeń przyczepności prętów prostopadłych do kierunku betonowania w porównaniu do prętów równoległych w przybliżeniu o 18%, a dla betonów HPC i HPSCC o odpowiednio 7 i 9%.

3.7. Funkcja przyczepności

W literaturze spotyka się wiele modeli służących do przybliżonego opisu zjawiska przyczepność stal-beton w elementach zarysowanych przy zachowaniu nieskomplikowanej struktury. Modele te przewidują graniczne naprężenia przyczepności, odpowiadające im poślizgi pręta zbrojeniowego oraz przedstawiają wzory określające przebieg zależności naprężeń przyczepności i poślizgu pręta. Funkcje te w większości przypadków opierają się na parametrach takich jak średnica pręta, grubość otuliny i wytrzymałość na ściskanie betonu.

Większość dotychczasowych funkcji została wyznaczona z wykorzystaniem regresji liniowej lub nieliniowej wyników badań, biorąc pod uwagę szereg czynników. Jednak bazując jedynie na betonach wibrowanych o wytrzymałości na ściskanie w granicach 20 – 50 MPa [64]. Pojawiają się również badania na betonach wysokiej wytrzymałości [174], samozagęszczalnych [175] oraz wysokowartościowych betonach samozagęszczalnych [160].

Do opisu przebiegu całej krzywej zmian naprężeń przyczepności w stosunku do poślizgu pręta nie można użyć jednego równania. Zatem modele dostępne w literaturze są podzielone na sekcje, dla których są wyznaczone funkcje matematyczne. Funkcje są zależne od mechanizmu zniszczenia. W niniejszym rozdziale przedstawiono przede wszystkim funkcje przyczepności dla mechanizmu wrywania pręta. W przypadku predykcji zniszczenia przyczepności przez rozłupanie otuliny proponuje się np. model „*bearing angle*” [176].

Większość dostępnych funkcji przyczepności opiera się na założeniu osiowej symetrii pręta, pomijając kierunki radialne. Modele opisują zachowanie pojedynczego pręta zakotwionego w betonie. Przy tych założeniach następujące równania różniczkowe określają zjawisko przyczepności pręt zbrojeniowy – beton:

- Równowaga wokół pręta zbrojeniowego (rysunek 3.14a)

$$A_s \frac{d\sigma_s}{dx} = -C_0 \cdot \tau(s) \quad (3.15)$$

Gdzie A_s – pole przekroju pręta, C_0 – obwód pręta, σ_s – lokalne naprężenie stali zbrojeniowej, $\tau(s)$ – lokalne naprężenie przyczepności jako funkcja relatywnego poślizgu – s .

- Zależność odkształcenie – poślizg (rysunek 3.14b):

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c = -\frac{ds}{dx} \quad (3.16)$$

Gdzie ε_s – odkształcenie w stali zbrojeniowej, ε_c – średnie odkształcenie w otaczającym betonie

- Transfer naprężeń między stalą a betonem (rysunek 3.14c):

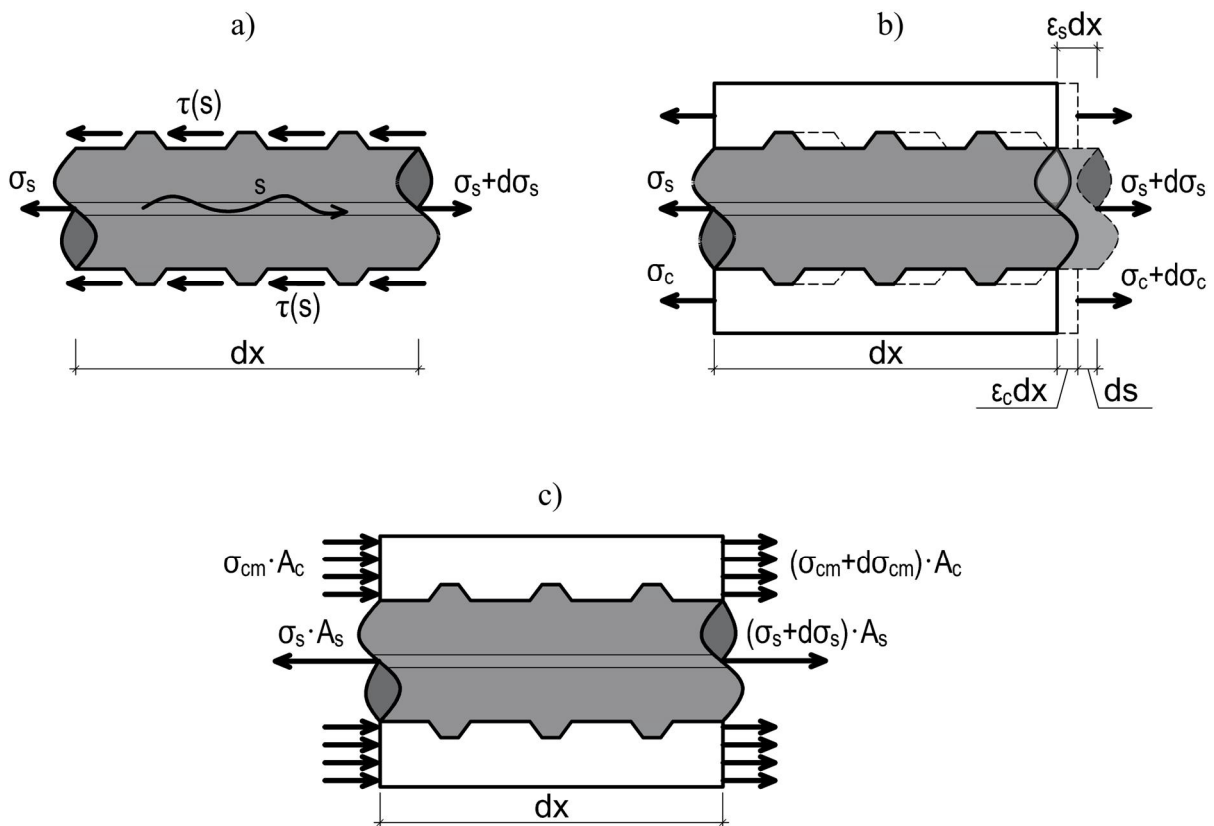
$$A_c \frac{d\sigma_{cm}}{dx} = -A_s \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (3.17)$$

Gdzie A_c – pole przekroju betonu, σ_{cm} – średnie naprężenie w przekroju betonowym A_c

- Lokalna zależność naprężenie przyczepności – poślizg pręta

$$\tau = \hat{\tau}[s(x)] \quad (3.18)$$

Ze względu na to, że wyrażenia 3.15 i 3.17 są równaniami równowagi, a wyrażenie 3.18 jest zależnością konstytutywną (łączy naprężenia przyczepności z poślizgiem zbrojenia), główny nacisk w rozważaniach naukowych jest położony na sformułowanie tej ostatniej zależności.



Rys. 3.14. Stan naprężeń, odkształceń i sił w przekroju żelbetowym: a) naprężenia w pręcie zbrojeniowym, b) naprężenia i odkształcenia w pręcie i otulinie betonowej, c) siły działające w pręcie i otulinie betonowej

Źródło: opracowane na podstawie [64]

Opracowane dotychczas modele przyczepności nie opisują w pełni zachodzących procesów i opierają się na funkcjach o różnym poziomie dokładności i skomplikowania. Niektóre bazują jedynie na wytrzymałości na ściskanie betonu, a inne wykorzystują również parametry pręta zbrojeniowego i jego usytuowania. Funkcje przyjęte w wytycznych normatywnych opierają się na badaniach eksperymentalnych w sposób uproszczony. Wybór

właściwej funkcji przyczepności jest istotny nie tylko ze względu na odwzorowanie samego zjawiska, ale również z uwagi na bazujące na nim analizy konstrukcji.

3.7.1. Funkcje przyczepności opracowane w literaturze

Rhem, Nilson oraz Mirza i Houde

Pierwszą propozycję matematycznego wyrażenia krzywej wznoszącej zależności naprężenia przyczepności i poślizgu pręta opracował Rehm [80]. Połączył on wielkość naprężeń przyczepności i odpowiadającego poślizgu pręta z wytrzymałością betonu na ściskanie określoną dla próbek sześciennych wraz ze stałymi teoretycznymi i empirycznymi w zależność 3.19.

$$\tau = f_{c,cube} \cdot (\varphi s^\alpha \pm \psi s) \quad (3.19)$$

Gdzie $f_{c,cube}$ – wytrzymałość na ściskanie kostek betonowych, φ, ψ, α – stałe

Nilson [177] oraz Mirza i Houde [178] zaproponowali bardziej rozbudowane funkcje, które jednak nie bazowały na wartości wytrzymałości na ściskanie i opracowane zostały na badaniach betonów niskich wytrzymałości.

Nilson (1968) [177]:

$$\tau = 998,4s - 584 \cdot 10^2 \cdot s^2 + 852,2 \cdot 10^3 \cdot s^3 \quad (3.20)$$

Mirza i Houde (1979) [178]:

$$\tau = 539,8s - 256,1 \cdot 10^2 \cdot s^2 + 592,2 \cdot 10^3 \cdot s^3 + 557,4 \cdot 10^4 \cdot s^4 \quad (3.21)$$

Funkcje te nie są jednak adekwatne dla betonów wysokich wytrzymałości, a tym bardziej betonów nowej generacji.

Eligehausen i inni, Huang i inni

W 1983 roku zespół pod kierownictwem Eligehausena [148] opracował pełny opis zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta wraz z przebiegiem pozniszceniowym. Model przedstawiono na rysunku 3.15a. Pierwszą część zależności (wzrastającą) opisuje wyrażenie 3.22:

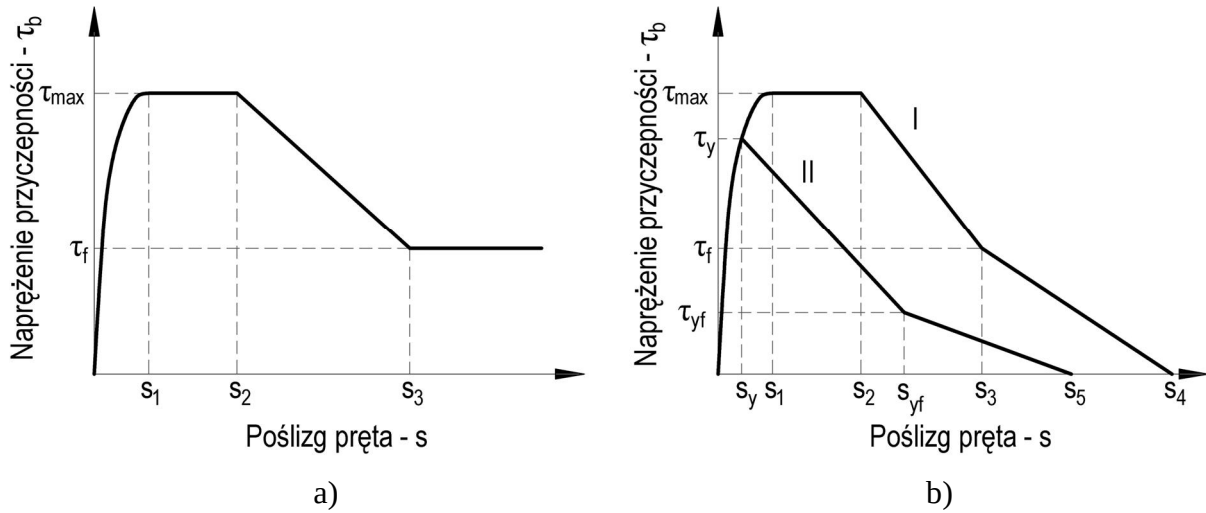
$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{dla } 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.22)$$

Następnie w przebiegu funkcji występuje wyrównanie na poziomie granicznych naprężeń przyczepności τ_{max} dla $s_1 \leq s \leq s_2$, po czym rozpoczyna się prosta spadkowa rozpoczynająca się w poślizgu s_2 i dążąca do rezydualnego naprężenia przyczepności τ_f dla poślizgu s_3 . Graniczne naprężenia przyczepności τ_{max} zostały uzależnione od wytrzymałości betonu na ściskanie.

Ten model został zmodyfikowany w 1996 roku przez zespół Huang [174] w oparciu o badania eksperymentalne na betonach normalnych i wysokich wytrzymałości (w zakresie 60 – 120 MPa). Dwa pierwsze etapy przebiegu funkcji pozostają bez zmian w stosunku do pracy Eligehausena i innych [148]. Natomiast według nowej koncepcji, rezydualne naprężenie przyczepności nie jest stałe, a zastępuje go dalsza malejąca funkcja liniowa o innym nachyleniu (rysunek 3.15b – funkcja I). Część malejącą funkcji przyczepności opisują zależności 3.23 i 3.24:

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot \frac{(s - s_2)}{(s_3 - s_2)} \quad \text{dla } s_2 \leq s \leq s_3 \quad (3.23)$$

$$\tau = \tau_f - \tau_f \cdot \frac{(s - s_3)}{(s_4 - s_3)} \quad \text{dla } s_3 \leq s \leq s_4 \quad (3.24)$$



Rys. 3.15. Modele przebiegu zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta według: a) Eligehausena i in. [148], b) Huang i in. [174]
Źródło: opracowano na podstawie [148, 174]

Funkcja II na rysunku 3.15b jest przebiegiem zniszczenia przyczepności w przypadku przedwczesnego zerwania stali zbrojeniowej. Otrzymane graniczne naprężenie przyczepności jest niższe niż dla prętów nienaruszonych. Zależność opisująca krzywą rosnącą pozostaje taka jak dla funkcji I, jednak jest ograniczona do naprężenia odpowiadającemu zerwaniu stali τ_y . Malejąca część funkcji II jest opisana wyrażeniami 3.25 oraz 3.26:

$$\tau = \tau_y - (\tau_y - \tau_f) \cdot \frac{(s - s_y)}{(s_{yf} - s_y)} \quad \text{dla } s_y \leq s \leq s_{yf} \quad (3.25)$$

$$\tau = \tau_{yf} - \tau_{yf} \cdot \frac{(s - s_{yf})}{(s_5 - s_{yf})} \quad \text{dla } s_{yf} \leq s \leq s_5 \quad (3.26)$$

Kolejne etapy poślizgu pręta są w proponowanym modelu uzależnione od rozstawu żeber c_0 . Szczegółowe parametry dla betonów normalnej i wysokiej wytrzymałości w dobrych i innych warunkach przyczepności przedstawiono w tabeli 3.4.

Tabela 3.4. Parametry opisujące zależność naprężenie przyczepności – poślizg pręta opracowaną przez Huanga i innych [174]

Parametr funkcji	Beton normalnej wytrzymałości		Beton wysokiej wytrzymałości	
	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności
s_1	1,0 mm		0,5 mm	
s_2	3,0 mm		1,5 mm	
s_3	c_0			
s_4	$3 \cdot c_0$			
s_5	$2 \cdot c_0$			
s_y	*			
s_{yf}	$s_y + 2,5 \text{ mm}$		$s_y + 0,25 \text{ mm}$	
α	0,4		0,3	
τ_{max}	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$
τ_f	$0,4 \tau_{max}$			
τ_{yf}	$0,2 \tau_{max}$			

* Początkowy punkt funkcji dla prętów zerwanych (τ_y, s_y) zależy od globalnej odpowiedzi regionu zakotwienia i powinien być określany dla każdego odcinka wzdłuż pręta zbrojeniowego z uwzględnieniem równowagi i zgodności.

Zmiana współczynników dla betonów wysokich wytrzymałości pozwala na lepszą predykcję przebiegu zależności naprężenie przyczepności – poślizg, która w tym przypadku charakteryzuje się większą sztywnością.

Orangun i inni, Harajli i inni oraz Esfahani i Rangan

Kwestią, której poświęcono wiele uwagi, było również określenie wartości granicznego naprężenia przyczepności i/lub odpowiadającego mu poślizgu pręta.

Orangun i inni [149] uzależnili dodatkowo przewidywaną wartość granicznych naprężeń przyczepności od grubości otuliny, średnicy pręta oraz długości odcinka przyczepności. Wartość tę przedstawia zależność 3.27:

$$\tau_{max} = \left[0,1 + 0,268 \left(\frac{c}{\phi} \right) + 4,4 \left(\frac{\phi}{l_d} \right) \right] \sqrt{f_{cm}} + U_{tr} \quad (3.27)$$

Gdzie wartość U_{tr} jest odpowiedzialna za wpływ poprzecznego skrępowania na wartość naprężeń przyczepności. Zwiększenie naprężeń przyczepności z uwagi na obecność dodatkowego skrępowania wylicza się ze wzoru 3.28:

$$U_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_y}{41,5 \cdot s_t \cdot n_s \cdot \phi} \sqrt{f_{cm}} \quad (3.28)$$

Gdzie A_{tr} – pole powierzchni skrępowanej, f_y – granica plastyczności, s_t – rozstaw stalowego zbrojenia poprzecznego przechodzącego przez potencjalną płaszczyznę rozłupania, n_s – liczba zakotwionych prętów w przekroju.

Zależności te jednak zostały ograniczone do przypadków, gdy spełniony jest warunek grubości otuliny $c/\phi \leq 2,5$.

Harajli i inni [179] zauważyli, że poślizg pręta odpowiadający granicznym naprężeniom przyczepności s_{max} jest uzależniony od rozstawu żeber i można go opisać równaniem 3.29:

$$s_{max} = 0,189c_0 + 0,18 \quad (3.29)$$

Badania na betonach niskich i wysokich wytrzymałości pozwoliły Esfahaniemu i Ranganowi [180] na zaproponowanie zależności granicznych naprężeń przyczepności od wytrzymałości na rozciąganie betonu (wyliczonej na podstawie wytrzymałości na ściskanie), grubości otuliny i średnicy pręta. Dla betonów niskich wytrzymałości (< 50 MPa) wartość granicznych naprężeń przyczepności można wyliczyć z zależności 3.30:

$$\tau_{max} = 4,9 \cdot f_{ct} \cdot \frac{\frac{c}{\phi} + 0,5}{\frac{c}{\phi} + 3,6} \quad (3.30)$$

Dla betonów wysokich wytrzymałości (50 – 75 MPa) wartość granicznych naprężeń przyczepności dodatkowo uzależniono od kąta nachylenia żeber pręta zbrojeniowego – β , co przedstawiono za pomocą zależności 3.31 i 3.32:

$$\tau_{max} = 8,6 \cdot f_{ct} \cdot \frac{\frac{c}{\phi} + 0,5}{\frac{c}{\phi} + 5,5} \quad \text{dla } 40^\circ < \beta < 47^\circ \quad (3.31)$$

$$\tau_{max} = 7,3 \cdot f_{ct} \cdot \frac{\frac{c}{\phi} + 0,5}{\frac{c}{\phi} + 5,5} \quad \text{dla } 23^\circ < \beta < 27^\circ \quad (3.32)$$

Desnerck, Sabău i inny oraz Dybeł – betony samozagęszczalne

Dostosowanie opracowanych dotychczas modeli przyczepności w betonach zwykłych do warunków betonów nowej generacji jest aktualnym problemem zajmującym naukowców.

Desnerck [85] w swojej rozprawie doktorskiej zaproponował nowe współczynniki dla modelu opracowanego przez Eligehausena i innych [148] dla betonów samozagęszczalnych. Uwarunkował wartość granicznych naprężeń przyczepności od minimalnej i maksymalnej

otuliny pręta, jego średnicy i wytrzymałości betonu na ściskanie (zależność 3.33). Wzorując się na Harajlim i innych [179], poślizg pręta odpowiadający granicznym naprężeniom przyczepności uzależnił od rozstawu żeber (zależność 3.34). Współczynnik α przyjął stały jako 0,3.

$$\tau_{max} = \left[1,15 + 0,062 \frac{c_{min}}{\phi} \left(\frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{\frac{3}{4}} \right] \sqrt{f_{cm}} \quad (3.33)$$

$$s_1 = 0,0032 \cdot c_0^2 + 0,041 \quad (3.34)$$

Z kolei Sabău i inni [104] na podstawie ponad 50 próbek sześciennych określili swoją propozycję dla wartości granicznych naprężeń przyczepności dla betonów samozagęszczalnych. Proponowane równanie (zależność 3.35) uwzględnia dodatkowo właściwości pręta zbrojeniowego (względna powierzchnia żeber), długość zakotwienia pręta, otulinę betonową i zbrojenie krępujące.

$$\tau_{max} = \left(1,03 \frac{\phi}{l_d} + 21 \frac{a_{max}}{c} + 0,1 \frac{c_{min}}{\phi} + 2,55 K_{tr} - 1,14 \right) f_{cm}^{0,55} \quad (3.35)$$

Dybeł [160] zaproponował modyfikację parametrów rosnącej części funkcji wypracowanej przez Eligehausena i innych [148] (zależność 3.23), opierając się na badaniach betonów HPC i HPSCC dla dobrych i innych warunków przyczepności. Zmienione wartości przedstawiono w tabeli 3.5.

Tabela 3.5. Parametry opisujące zależność naprężenie przyczepności – poślizg pręta opracowane przez Dybła [160]

Parametr funkcji	Beton HPC		Beton HPSCC	
	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności
s_1	0,4	0,8	0,5	0,7
α	0,3	0,35	0,35	
τ_{max}	$0,48 f_{cm}$	$0,37 f_{cm}$	$0,41 f_{cm}$	$0,33 f_{cm}$

Pędziwiatr i Styś

Pędziwiatr i Styś [181] zaproponowali, aby do sformułowania modelu przyczepności w strefie rozciąganej zastosować zależność uwzględniającą położenie przekroju względem lokalizacji powstającej rysy i występującego tam naprężenia w stali zbrojeniowej, które odpowiada poślizgowi w innych równaniach. Można ją opisać zależnością 3.36.

$$\tau(x) = g x^\alpha \sigma_s(x) \quad (3.36)$$

Gdzie: g , α – parametry empiryczne, x – odległość do rysy, σ_s – naprężenie w stali.

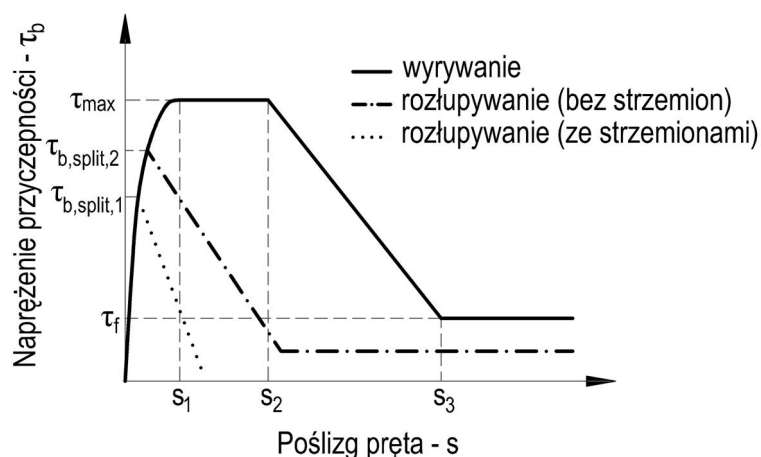
3.7.2. Funkcje przyczepności przyjęte w wytycznych normowych

Model Code 2020

Przyjmuje się, że gdy pręt stalowy pracuje w stanie sprężystym, do określenia zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta można wykorzystywać model opracowany przez Eligehausena i innych [148]. Parametry modelu proponowane przez Model Code 2020 [74] są rozróżnione dla obu mechanizmów zniszczenia przyczepności, dla położenia prętów zbrojeniowych w „dobrych” lub „innych” warunkach przyczepności, oraz dla różnych warunków skrupowania pręta (swobodne położenie lub skrupowanie strzemionami). Parametry przyjęte w Model Code 2020 [74] przedstawiono w tabeli 3.6. Na rysunku 3.17 przedstawiono przybliżone przebiegi funkcji przyczepności dla różnych warunków.

Tabela 3.6. Wartości parametrów zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta według Model Code 2020 [74]

Parametr funkcji	Wrywanie		Rozłupywanie			
	Dobre warunki przyczepności	Inne warunki przyczepności	Dobre warunki przyczepności		Inne warunki przyczepności	
			Nieskrępowany	Skrępowany	Nieskrępowany	Skrępowany
s_1	1,0 mm	1,8 mm	$s(\tau_{b,split})$			
s_2	2,0 mm	3,6 mm	s_1			
s_3	c_0		$1,2 s_1$	$0,5 c_0$	$1,2 s_1$	$0,5 c_0$
α	0,4					
τ_{max}	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$	$2,5\sqrt{f_{cm}}$		$1,25\sqrt{f_{cm}}$	
$\tau_{b,split}$	—		$7,0\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$8,0\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,0\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,5\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$
τ_f	$0,4 \tau_{max}$		0	$0,4 \tau_{b,split}$	0	$0,4 \tau_{b,split}$



Rys. 3.16. Zależność naprężenie przyczepności – poślizg według Model Code 2020 [74]
Źródło: opracowanie na podstawie [74]

Rozdział 4: Badania własne

4.1. Program badań

W celu określenia wpływu czynników technologicznych na zjawisko przyczepności stalowych prętów zbrojeniowych do betonu samozagęszczalnego opracowano program badań doświadczalnych obejmujący:

- 1) Zaprojektowanie dwóch typów elementów badawczych różniących się między sobą wymiarami z założeniem poziomego umiejscowienia prętów zbrojeniowych. Wymiary elementów zaprojektowano jako wielokrotności modułu do badania przyczepności rekomendowanego przez RILEM [78]. Wykonano elementy składające się z 36 modułów w dwóch wariantach prędkości podawania mieszanki samozagęszczalnej oraz elementy składające się ze 140 modułów. Wszystkie elementy badawcze wykonano w dwóch technologiach podawania mieszanki samozagęszczalnej: od dołu i góry formy. W celu porównania warunków przyczepności wykonano element referencyjny z pionowym ułożeniem prętów zbrojeniowych składający się z 10 modułów (w tym 6 przeznaczonych do badań przyczepności).
- 2) Określenie cech mieszanki betonowej oraz właściwości mechanicznych betonu samozagęszczalnego. Wykonano następujące badania:
 - konsystencji mieszanki samozagęszczalnej metodą rozplywu stożka,
 - przepływalności mieszanki samozagęszczalnej przez pręty zbrojeniowe metodą L-pojemnika,
 - podatności na segregację metodą wizualną,
 - wytrzymałości betonu na ściskanie (na próbkach sześciennych pobranych z elementów badawczych oraz kontrolnych próbkach sześciennych i walcowych),
 - wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu (na próbkach sześciennych pobranych z elementów badawczych oraz kontrolnych próbkach sześciennych i walcowych).
- 3) Wyznaczenie reprezentatywnych naprężeń przyczepności (w tym granicznych) wraz z przebiegiem funkcji przyczepności względem poślizgu pręta zbrojeniowego.
- 4) Określenie porowatości i występowania defektów w strukturze otuliny betonowej prętów zbrojeniowych z wykorzystaniem tomografii komputerowej.

4.2. Materiały

4.2.1. Beton samozagęszczalny

Do przygotowania elementów badawczych użyto mieszanki samozagęszczalnej zaprojektowanej i dostarczonej przez Górażdże-Beton Sp. z o.o. o deklarowanej klasie wytrzymałości na ściskanie C35/45. Skład mieszanki przedstawiono w tabeli 4.1.

Tabela 4.1. Skład laboratoryjny mieszanki samozagęszczalnej na 1 m³

Nazwa składnika	Pochodzenie	Ilość
Cement CEM III/A 42,5N – LH/HSR/NA	Górażdże - Dąbrowa	440 kg
Woda wodociągowa	-	160 kg
Piasek 0-2 mm	Wola Radłowska - Grądy	684 kg
Żwir 2-8 mm	Charzewice	510 kg
Żwir 8-16 mm	Charzewice	560 kg
Domieszki chemiczne		
Superplastyfikator Sikaplast 2545	SIKA	1,1% m.c. = 4,84 kg
Plastyfikator Masterpozzolith BV18 C	BASF	0,5% m.c. = 2,20 kg

Roboty betonowe wykonywane były w dwóch cyklach, nazwanych jako „A” i „B”. Mieszanka została stworzona na bazie cementu hutniczego o klasie wytrzymałości 42,5 N/mm² o normalnej wytrzymałości wczesnej (CEM III/A 42,5N – LH/HSR/NA). Wykorzystany cement charakteryzuje się niskim ciepłem hydratacji, wysoką odpornością na siarczany i niską zawartością alkaliów. Zgodnie z deklaracją właściwości użytkowych produkt spełniał wymagania normy PN-EN 197-1 [182]. Deklarowane właściwości wykorzystanego cementu otrzymane od wytwórcy zostały przedstawione w tabelach 4.1 i 4.2.

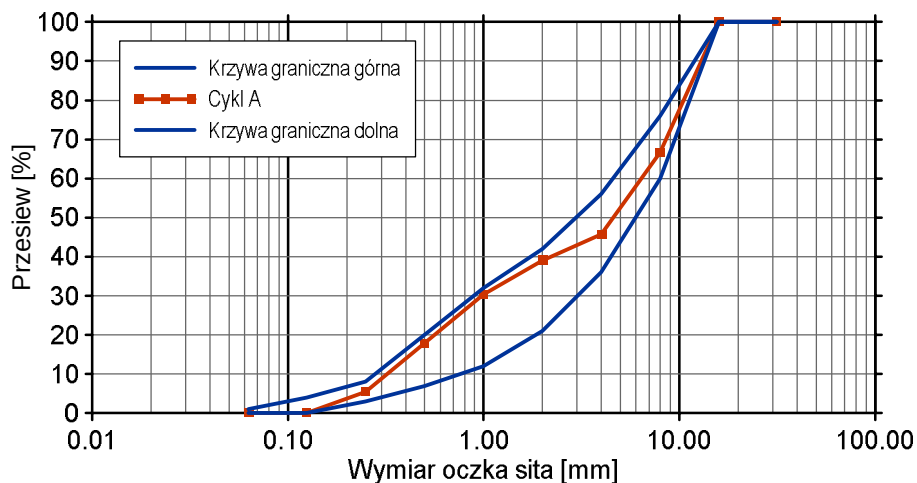
Tabela 4.2. Deklarowane właściwości cementu (cykl A)

Parametr	Jednostka	Wartość średnia	Wartość wymagana
Właściwości mechaniczne			
Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach	MPa	13,8	≥ 10,0
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach		49,8	≥ 42,5
			≤ 62,5
Właściwości fizyczne			
Początek czasu wiązania	min	225	≥ 60,0
Powierzchnia właściwa	cm ² /g	4463	-
Ciepło hydratacji	J/g	229	≤ 270,0
Właściwości chemiczne			
Zawartość SO ₃	%	2,23	≤ 4,0
Zawartość Cl ⁻		0,068	≤ 0,1
Strata prażenia		1,36	≤ 5,0
Pozostałość nierozpuszczalna		0,49	≤ 5,0

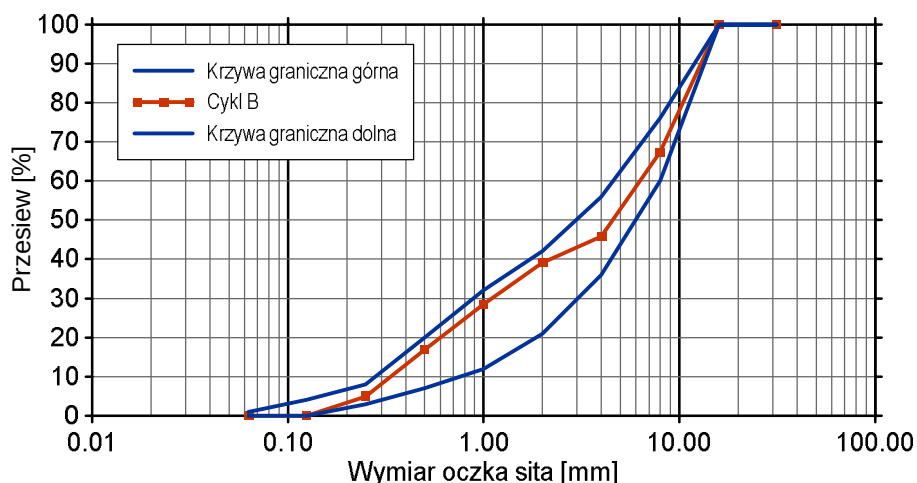
Tabela 4.3. Deklarowane właściwości cementu (cykl B)

Parametr	Jednostka	Wartość średnia	Wartość wymagana
Właściwości mechaniczne			
Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach	MPa	15,4	≥ 10,0
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach		53,6	≥ 42,5
			≤ 62,5
Właściwości fizyczne			
Początek czasu wiązania	min	233	≥ 60,0
Powierzchnia właściwa	cm²/g	4418	-
Ciepło hydratacji	J/g	244	≤ 270,0
Właściwości chemiczne			
Zawartość SO ₃	%	2,18	≤ 4,0
Zawartość Cl ⁻		0,072	≤ 0,1
Strata prażenia		0,86	≤ 5,0
Pozostałość nierozpuszczalna		0,54	< 5,0

Zastosowano kruszywo naturalne w trzech frakcjach: piasek o wymiarach ziarna 0 – 2 mm, żwir o wymiarach ziarna 2 – 8 mm oraz 8 – 16 mm. Łączna zawartość kruszywa wyniosła 1718 kg/m³ a punkt piaskowy ustalono na poziomie 39%. Kruszywa wykorzystywane przy produkcji mieszanki spełniały wymagania normy PN-EN 12620:2010 [183]. Na rysunkach 4.1 i 4.2 przedstawiono krzywe uziarnienia dla zastosowanych kruszyw udostępnione przez producenta betonu towarowego.



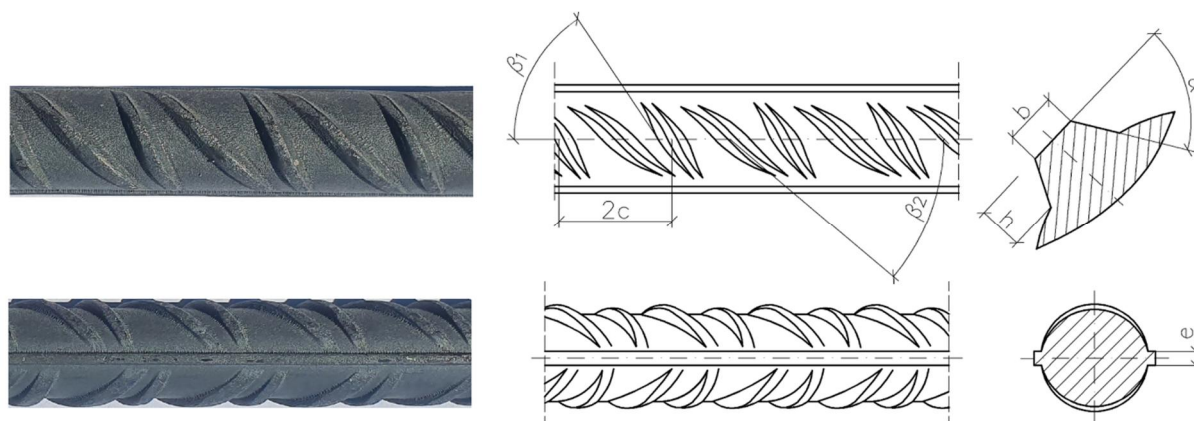
Rys. 4.1. Analiza sitowa kruszywa naturalnego (cykl A)



Rys. 4.2. Analiza sitowa kruszywa naturalnego (cykl B)

4.2.2. Stal zbrojeniowa

W programie badawczym zastosowano żebrowane pręty zbrojeniowe EPSTAL (gatunek B500SP) o średnicy 16 mm, która zgodnie z Tablicą C.1 Załącznika C normy PN-EN 10080 [77] jest średnicą reprezentatywną dla tzw. średnich średnic (10 – 20 mm). Geometrię wykorzystanych prętów zbrojeniowych przedstawiono na rysunku 4.3. Stal zbrojeniowa B500SP ma układ żeber składający się z dwóch rzędów żeber poprzecznych i dwóch żeber podłużnych. Żebra poprzeczne po obu stronach pręta są rozmieszczone naprzemiennie pod dwoma różnymi kątami β_1 i β_2 w stosunku do osi podłużnej. Pomiary właściwości geometrycznych wykonano na sześciu prętach. Średnie zmierzone wartości prętów B500SP o średnicy 16 mm zostały przedstawione w tabeli 4.4. Wykorzystana stal zbrojeniowa była w stanie produkcyjnym (tj. pozbawiona luźnej zendry walcowniczej oraz rdzy), dostarczona każdorazowo przed robotami betonowymi. W celu określenia średnich wartości właściwości mechanicznych prętów zbrojeniowych przeprowadzono badania na sześciu próbkach. Wartości średnie właściwości mechanicznych prętów zbrojeniowych B500SP przedstawiono w tabeli 4.5.



Rys. 4.3. Geometria prętów zbrojeniowych ze stali B500SP

Tabela 4.4. Właściwości geometryczne prętów zbrojeniowych

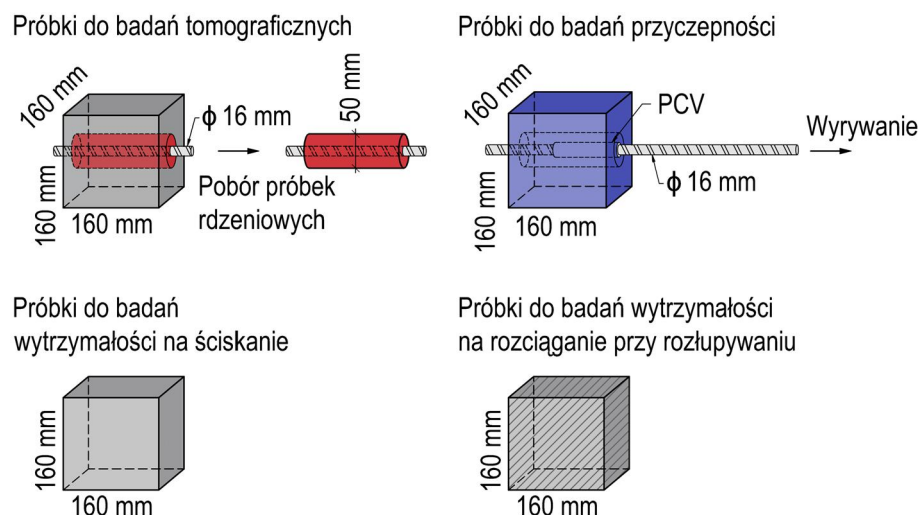
Parametr	Symbol	Jednostka	Wymagane wartości	Średnie zmierzone wartości
Nachylenie boku żebra	α	°	$\geq 45^\circ$	53°
Nachylenie uźebrowania	β_1	°	35° – 75°	63°
	β_2			42°
Średnica	ϕ	mm	-	16
Wysokość żeber	h	mm	$0,03\phi - 0,15\phi$	1,4
Rozstaw żeber	2c	mm	$0,4\phi - 1,2\phi$	18,3
Szerokość żeber	b	mm	-	1,4
Szerokość wzdłużnego uźebrowania	e	mm	-	2,1
Względne pole powierzchni żeber	f_r	–	$\geq 0,056$	-

Tabela 4.5. Właściwości mechaniczne prętów zbrojeniowych

Parametr	Oznaczenie	Jednostka	Wartość wymagana	Pomiar	
				Średnia	Odchylenie standardowe
Granica plastyczności	f_y	MPa	≥ 500	538	10,10
Wytrzymałość na rozciąganie	f_u	MPa	≥ 575	631	9,39
Współczynnik	f_u/f_y	–	1,15 – 1,35	1,17	0,05
Wydłużenie pod największym obciążeniem	A_{gt}	%	$\geq 8,0$	12,97	1,54

4.3. Charakterystyka elementów badawczych

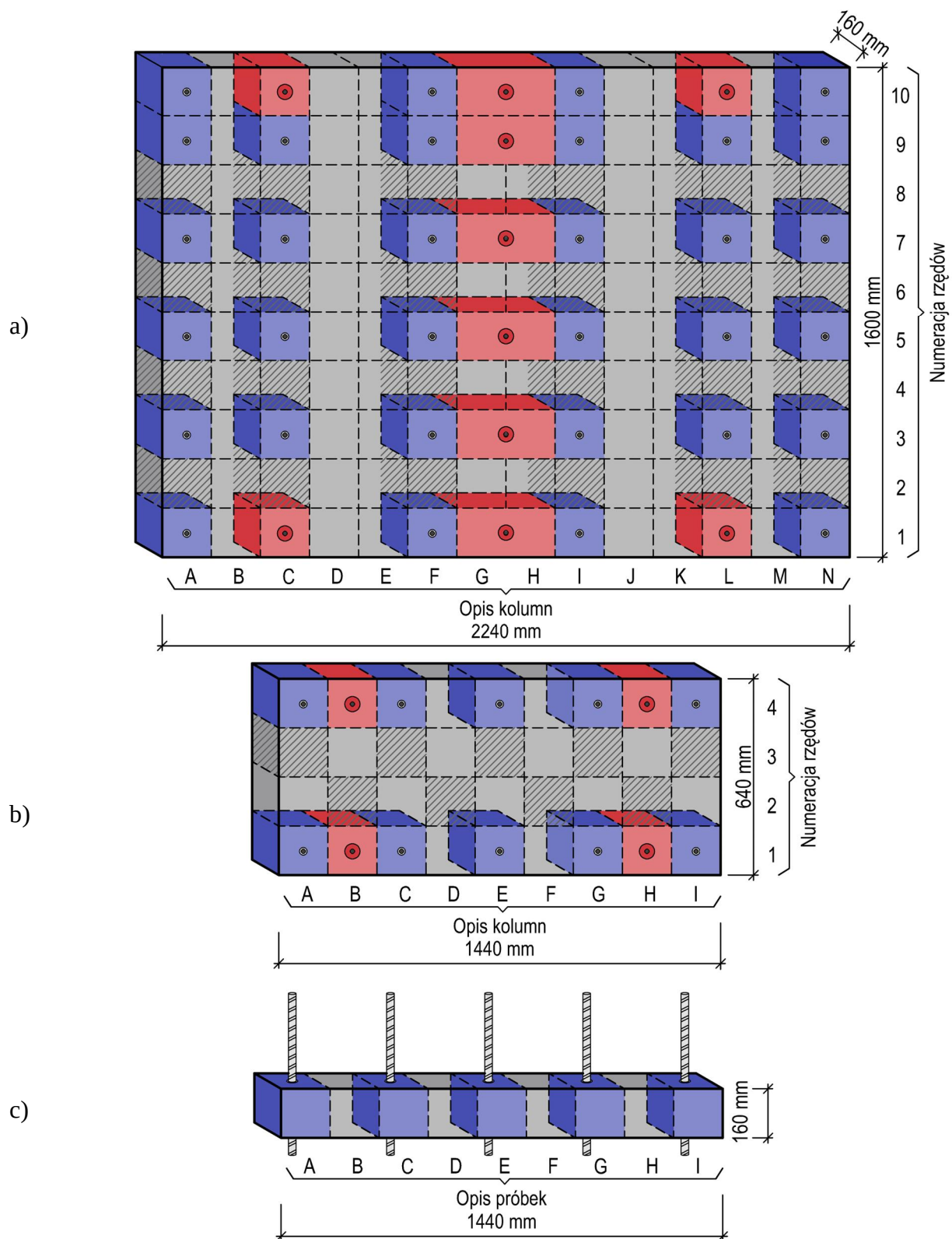
W celu określenia wpływu czynników technologicznych na zjawisko przyczepności stali zbrojeniowej do betonu samozagęszczalnego zaprojektowano trzy typy elementów badawczych: element typu ściana, element typu belka-ściana oraz element referencyjny. Elementy typu ściana oraz belka-ściana zostały skonstruowane tak, aby umożliwić weryfikację zmian wytrzymałości na ściskanie, wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu oraz zjawiska przyczepności wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów badawczych. Elementy badawcze podzielono na moduły do badań przyczepności, badań wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu oraz badań tomograficznych przedstawionych schematycznie na rysunku 4.4. Wymiary elementów badawczych stanowiły wielokrotność modułów do badania przyczepności rekomendowanych przez RILEM. Elementy ścienne oraz belek-ścian składały się ze wszystkich trzech typów próbek modułowych, natomiast element referencyjny belkowy nie zawierał modułów do badań tomograficznych. Aby zachować jednolite oznaczenia modułów, w elementach wydzielono kolumny (oznaczone alfabetycznie, rozpoczynając od punktu betonowania) oraz rzędy (ponumerowane od dołu elementów) (Rysunek 4.5).



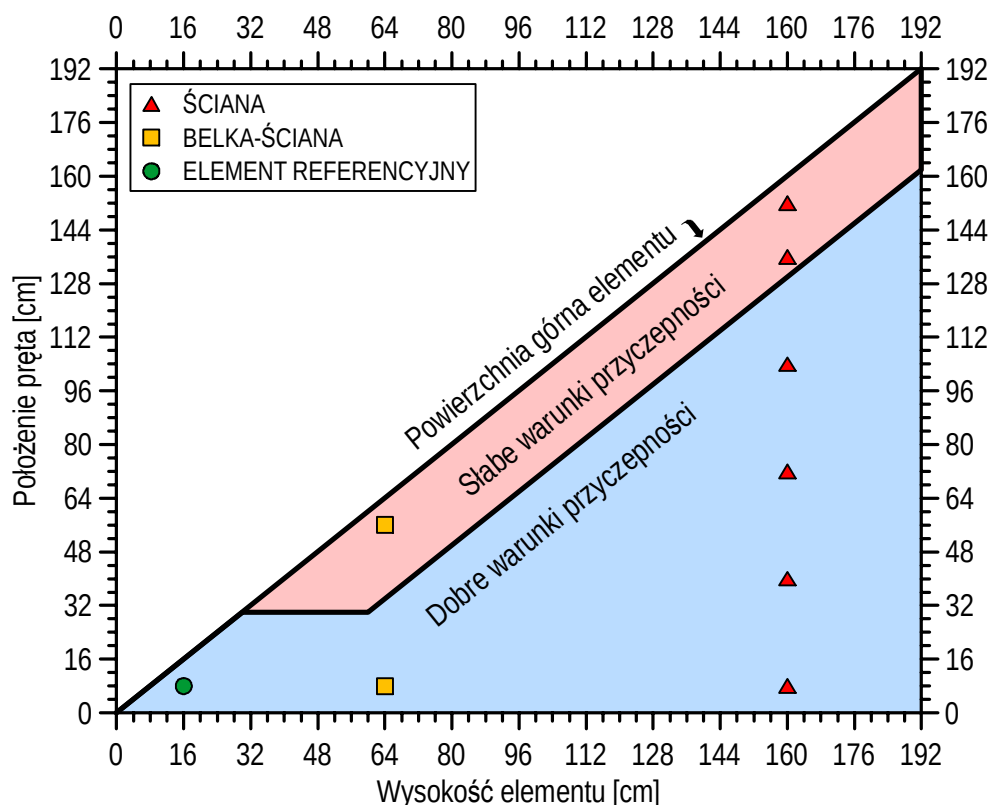
Rys. 4.4. Schemat próbek modułowych do badań objętych zakresem niniejszej pracy

Moduł do badania przyczepności jest sześcianem o wymiarze boku równym 10-krotności średnicy pręta z centralnie osadzonym prętem zbrojeniowym. Długość odcinka przyczepności w modelu normowym wynosi pięciokrotność średnicy pręta zbrojeniowego. W badaniach pilotażowych długość odcinka przyczepności była modyfikowana zgodnie z prognozowaną wytrzymałością betonu na ściskanie. Z uwagi na to, że dla betonów wyższych wytrzymałości, przy normatywnej długości odcinka przyczepności (5ϕ), siły przyczepności są tak wysokie, że stal zbrojeniowa ulega uplastycznieniu przed wystąpieniem wyrwania. Biorąc pod uwagę doświadczenia z badań pilotażowych, w badaniach właściwych długość odcinka przyczepności ograniczono do wartości $2,5\phi$. Długość odcinka przyczepności zapewniono za pomocą tulei z tworzywa sztucznego, szczelnie zaślepionych, nałożonych na żadaną część pręta. Moduł do badań tomograficznych jest próbką rdzeniową pobraną wokół wybranych prętów zbrojeniowych elementów badawczych. Średnica rdzenia wynosiła w przybliżeniu 50 mm. Zdecydowano się ograniczyć skanowaną objętość wyłącznie do próbki rdzeniowej, aby zapewnić odpowiednią jakość i rozdzielczość obrazów.

Na rysunku 4.6 wyróżniono dobre i słabe warunki przyczepności w elementach badawczych zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1992 [70]. Elementy badawcze typu belka-ściana i ściana zostały zaprojektowane tak, aby pręty zbrojeniowe znajdowały się jednoznacznie w strefach dobrych i słabych warunków przyczepności. W elemencie referencyjnym panują dobre warunki przyczepności zarówno ze względu na położenie pręta jak i jego orientację względem kierunku betonowania (równoległa).



Rys. 4.5. Schemat elementów badawczych: typu a) ściana, b) belka-ściana, c) element referencyjny



Rys. 4.6. Wyróżnienie dobrych i słabych warunków przyczepności w elementach badawczych zgodnie z PN-EN 1992 [70]

4.4. Wykonanie elementów badawczych

Elementy badawcze były wykonane w formach ze sklejki szalunkowej dodatkowo wzmocnionej konstrukcją wsporczą. Deskowanie na element ścienny zostało specjalnie zaprojektowane i zamówione, tak aby umożliwić pompowanie mieszanek samozagęszczalnych od dołu formy. W projekcie uwzględniono również otwory na pręty zbrojeniowe. Deskowanie zostało udostępnione przez firmę Doka Polska Sp. z o.o. Każdorazowo przed procesem betonowania było ono składane, konstrukcja wsporcza była skręcana, a koźły oporowe zabezpieczane kotwami klejonymi w podłożu. Deskowanie elementu ściennego było dodatkowo zabezpieczone 6 ściągami szalunkowymi. Szalunek był następnie poziomowany i pionowany, aby zachować odpowiednie wymiary elementu. Formy dla pozostałych elementów badawczych zostały skręcone i zabezpieczone krótkimi koźłami oporowymi, drewnianymi ramami oraz ściskami stolarskimi. Przygotowane deskowania do robót betonowych przedstawiono na rysunkach 4.7 i 4.8. Wewnętrzne ściany form były każdorazowo przed procesem betonowania pokrywane warstwą środka antyadhezyjnego.



Rys. 4.7. Przygotowane deskowanie dla elementu badawczego typu ściana



Rys. 4.8. Przygotowane formy dla elementów typu belka-ściana i referencyjnego

Pręty zbrojeniowe zostały usytuowane w deskowaniu żebrami podłużnymi w stronę ścian deskowania. Ze względu na różny kierunek uźebrowania poprzecznego po obu stronach

pręta, przyjęto zasadę stałego ukierunkowania żebrowania względem dna deskowania, a długość odcinka przyczepności była odmierzana od jednego, stałego żebra. Na długości odcinka przyczepności nie występowało również znakowanie prętów zbrojeniowych napisem EPSTAL. Zabieg ten pozwolił na eliminację wpływu zmiennego ukierunkowania żeber na wyniki przeprowadzanych badań. Zarówno pręty w modułach do badań przyczepności jak i badań tomograficznych miały zachowany w przybliżeniu jednakowy schemat użebrowania. Pręty osadzone w deskowaniu były zabezpieczone przed przesuwem i obrotem podczas prac betonowych za pomocą zaizolowanych tulei z tworzywa sztucznego. Aby zredukować możliwość zanieczyszczenia prętów zbrojeniowych środkiem antyadhezyjnym do form szalunkowych, stal była wprowadzana do deskowania po czynności malowania ścian deskowania. Ściagi szalunkowe na całej szerokości ściany były odseparowane od otaczającego betonu tulejami z tworzywa sztucznego.

Elementy typu ściana oraz belka-ściana zostały wykonane w dwóch wariantach podawania mieszanki betonowej: od dołu i od góry formy. Ustalono jeden stały punkt betonowania zlokalizowany w obrębie kolumny A. Element referencyjny wykonano bez stałego punktu podawania mieszanki, ale umożliwiono jej dostateczny rozptył z uwagi na poprawne samoodpowietrzenie. W związku z ograniczeniami laboratoryjnymi, badania wykonano w dwóch cyklach: cykl A podczas którego wykonano element ścienny betonowany od dołu oraz cykl B podczas którego wykonano element ścienny w technologii tradycyjnej oraz pozostałe elementy. W każdym cyklu robót betonowych przygotowano również formy do wykonania próbek kontrolnych (sześciennie i cylindryczne). Ponadto elementy typu belka-ściana wykonano w dwóch wariantach prędkości podawania mieszanki, stanowiącej dodatkowy czynnik technologiczny. Wysoką prędkość podawania mieszanki założono w przybliżeniu równą 2,5 l/s, a niską prędkość jako 0,5 l/s. Element typu ściana wykonano w przybliżeniu z prędkością 2,0 l/s.

Deskowanie przystosowane do podawania mieszanki od dołu jest wyposażone w dedykowany zawór odcinający umożliwiający podłączenie węża pompy (rysunek 4.9). Mieszanka sukcesywnie rozlewa się w formie, a po wypełnieniu deskowania na żadaną wysokość jest odcinana w zaworze. W przypadku belek-ścian zastosowano system orurowania zamocowany w deskowaniu, widoczny na rysunku 4.8. Mieszanka wypełniała formę od dołu, wykorzystując prawo naczyń połączonych.

Biorąc pod uwagę konieczność zachowania reżimu wykonawczego w kwestii wysokości spadku mieszanki samozagęszczalnej, betonowanie od góry przeprowadzono z wykorzystaniem rynny zsypowej, aby zapobiec wystąpieniu segregacji (rysunek 4.9).

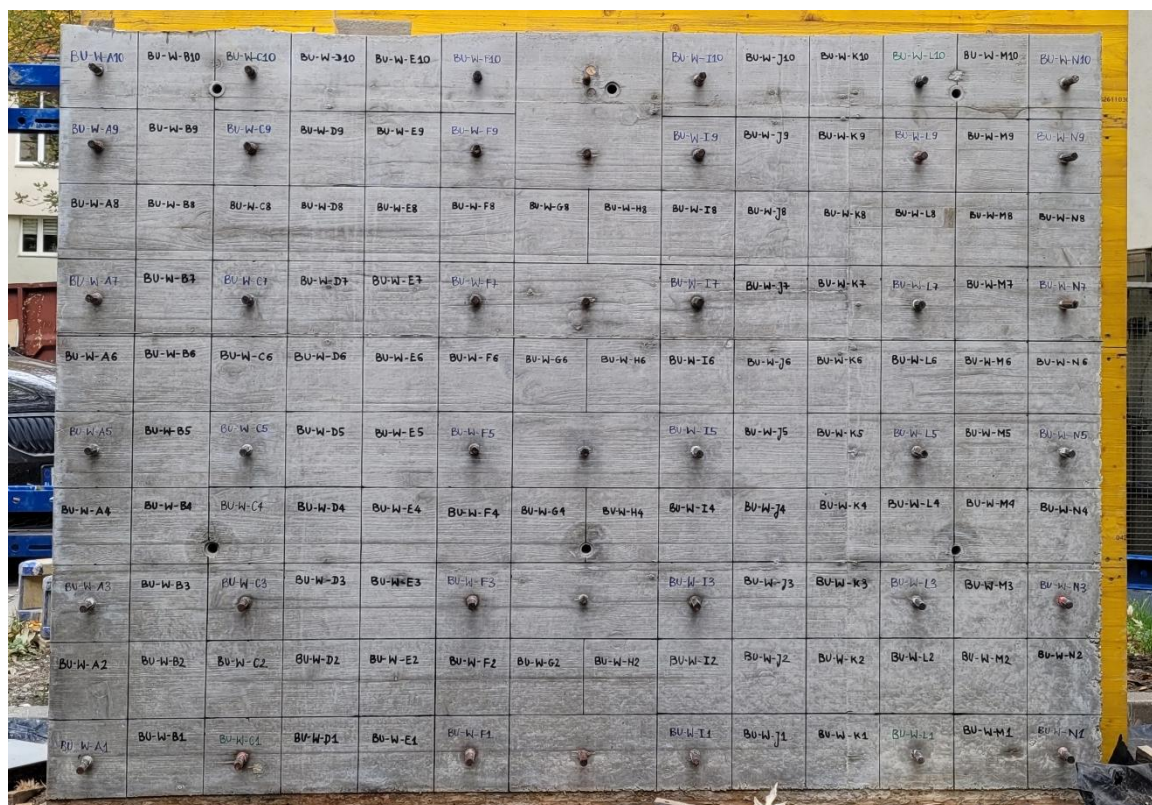
Z uwagi na szerokość elementu ściennego, wąż pompy nie mógł być umiejscowiony w środku formy.



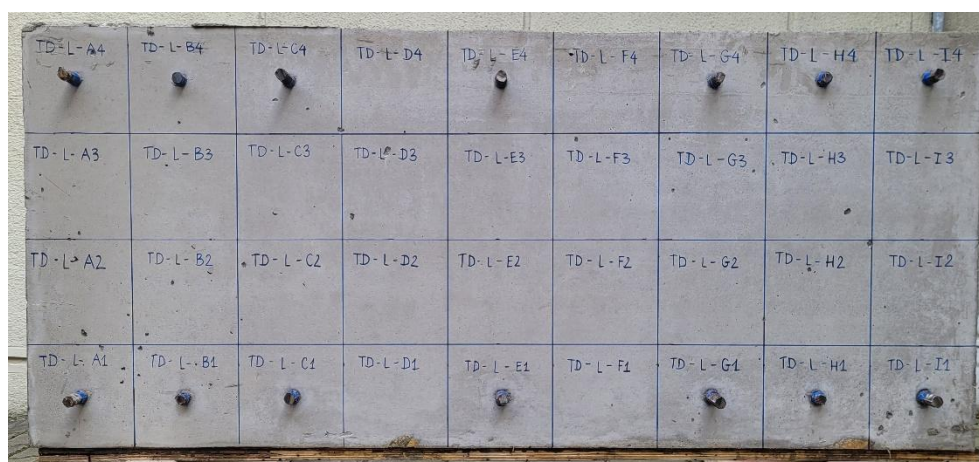
Rys. 4.9. Technologiczne rozwiązanie betonowania od dołu (z lewej) i od góry (z prawej) formy

Próbki kontrolne do badań wytrzymałościowych zgodnie z normą PN-EN 12390-2 [184] zostały po 24h rozformowane i utrzymywane w wodzie przez cały okres dojrzewania.

Przez okres pielęgnacji betonu deskowanie utrzymywane było w bezruchu, a górna powierzchnia elementów pozostawała stale wilgotna oraz zabezpieczona przed wysychaniem folią zgodnie z normą PN-EN 13670 [54]. Po rozdeskowaniu elementów badawczych (około 21 dni od zabetonowania), aby ułatwić podział elementów na moduły do badań, rozrysowano na nich mapę modułów wraz z przyjętą koncepcją numeracji. Na rysunkach 4.10 – 4.12 przedstawiono wybrane elementy badawcze z każdego typu przed pocięciem na elementy modułowe. Moduły do badań zostały wycięte przy pomocy piły tarczowej do betonu wyposażonej w tarczę diamentową.



Rys. 4.10. Widok elementu typu ściana



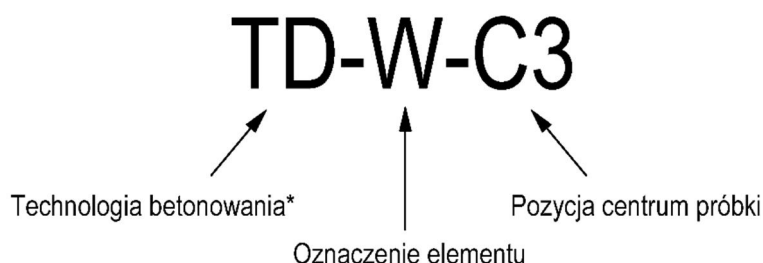
Rys. 4.11. Widok elementu typu belka-ściana



Rys. 4.12. Widok elementu referencyjnego

4.4.1. Oznaczenie elementów

W dalszej części pracy, z uwagi na znaczną liczbę zbadanych próbek, w celu ułatwienia ich jednoznacznej identyfikacji, przyjęto usystematyzowany sposób ich oznaczenia:



Technologia betonowania:

TD – technologia tradycyjna betonowania od góry deskowania (z ang. *Top-Down*)

BU – technologia betonowania od dołu deskowania (z ang. *Bottom-Up*)

* dla elementu referencyjnego pominięto aspekt technologii betonowania

Oznaczenie elementu:

R – element typu belka – element referencyjny

H – element typu belka-ściana wykonywany z wysoką prędkością betonowania (z ang. *High velocity*)

L – elementu typu belka-ściana wykonywany z niską prędkością betonowania (z ang. *Low velocity*)

W – element typu ściana (z ang. *Wall*)

Pozycja centrum próbki:

A – N: odległość centrum próbki od brzegu elementu, przy którym znajdował się punkt betonowania, odpowiednio: 80, 240, 400, 560, 720, 880, 1040, 1200, 1360, 1520, 1680, 1840, 2000 oraz 2160 mm.

1 – 10: odległość centrum próbki od dna formy, odpowiednio: 80, 240, 400, 560, 720, 880, 1040, 1200, 1360 oraz 1520 mm.

4.5. Metodyka wykonanych badań

4.5.1. Badania mieszanek samozagęszczalnych

Badania mieszanek samozagęszczalnych przeprowadzono w celu określenia ich właściwości oraz sprawdzenia warunków samozagęszczalności. Przeprowadzono badanie rozptyłu stożka, pozwalające na ocenę jakościową zarówno płynności, jak i lepkości mieszanki [35]. Mierzonymi parametrami były końcowa średnica rozptyłu oraz czas T_{500} , który jest związany z czasem rozptyłu do średnicy 500 mm. Zdolność przepływalności przez

pręty zbrojeniowe określono podczas testu L-pojemnika zgodnie z normą [39]. Właściwość ta jest określana na podstawie współczynnika L-pojemnika, który jest stosunkiem wysokości mieszanki po dwóch stronach aparatu badawczego. Ponadto segregację mieszanki oceniano wizualnie po przeprowadzeniu próby rozplywu stożka zgodnie z wytycznymi amerykańskimi [38]. Badania właściwości mieszanek wykonywano każdorazowo bezpośrednio przed rozpoczęciem betonowania.

4.5.2. Wytrzymałość na ściskanie

Wytrzymałość na ściskanie próbek betonowych badano zgodnie z normą EN 12390-3:2009 [185]. Wszystkie użyte próbki badawcze miały wymiary zgodne z wytycznymi normowymi [186]. Badania wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono dla próbek kontrolnych sześciennych o boku 150 mm oraz walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Probki kontrolne pobierano z każdego zarobu mieszanki samozagęszczalnej. Ponadto w celu weryfikacji zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów badawczych, zbadano próbki sześciennie o boku ~160 mm pochodzące z elementów badawczych. Probki pochodzące z elementów badawczych wybrane do badań wytrzymałości na ściskanie były zlokalizowane w tych samych położeniach dla wszystkich elementów danego typu jak przedstawiono na rysunkach 4.4 i 4.5. Łączną liczbę zbadanych próbek przedstawiono w tabeli 4.6.

Tabela 4.6. Zestawienie próbek poddanych badaniu wytrzymałości na ściskanie

Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Liczba próbek
Wytrzymałość na ściskanie	Kostka 150×150×150 mm	22
	Walec ϕ 150×300 mm	12
	Kostka ~160×160×160 mm	192

Badania wytrzymałości na ściskanie przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej Walter+bai (Rysunek 4.13). Pomiary wymiarów próbek dokonywano bezpośrednio przed oznaczaniem wytrzymałości. Wymiary próbek określono jako średnią z trzech pomiarów dla każdego boku z dokładnością do 1,0 mm. Probki każdorazowo umieszczano w ramie prasy uniwersalnej na dedykowanej płycie, aby zapewnić osiowy kierunek siły ściskającej. Obciążenie przykładano ze stałą prędkością przemieszczenia tłoka wynoszącą 0,5 MPa/s.



Rys. 4.13. Przykładowa próbka podczas badania wytrzymałości na ściskanie:
a) sześcienna, b) walcowa

Wytrzymałość na ściskanie określano z dokładnością do 0,01 MPa, korzystając ze wzoru:

$$f_{cc} = \frac{F_c}{a \cdot b} \quad (4.1)$$

Gdzie f_{cc} – wytrzymałość na ściskanie betonu, F_c – siła niszcząca, $a \cdot b$ – pole przekroju próbki.

4.5.3. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu

Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek betonowych badano zgodnie z normą EN 12390-6:2009 [187]. Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono dla próbek kontrolnych sześciennych o boku 150 mm oraz walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Próbki kontrolne pobierano z każdego zarobu mieszanki samozagęszczalnej. Ponadto w celu weryfikacji zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów badawczych, zbadano próbki sześciennie o boku ~160 mm pochodzące z elementów badawczych. Próbki pochodzące z elementów badawczych wybrane do badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu były zlokalizowane w tych samych położeniach dla wszystkich elementów danego typu jak przedstawiono na rysunkach 4.4 i 4.5. Łączną liczbę zbadanych próbek przedstawiono w tabeli 4.7.

Tabela 4.7. Zestawienie próbek poddanych badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu

Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Liczba próbek
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	Kostka 150×150×150 mm	12
	Walec $\phi 150 \times 300$ mm	10
	Kostka $\sim 160 \times 160 \times 160$ mm	84

Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej Controls (Rysunek 4.14). Pomiarów wymiarów próbek dokonywano bezpośrednio przed badaniem. Wymiary próbek określono jako średnią z trzech pomiarów dla każdego boku z dokładnością do 1,0 mm. Próbkę każdorazowo umieszczano w prasie uniwersalnej z wykorzystaniem dedykowanej ramy, co pozwalało na uzyskanie osiowego kierunku obciążenia skupionego na wąskim obszarze próbki, a tym samym wymuszało zniszczenie w określonej płaszczyźnie. Obciążenie przykładano ze stałą prędkością przemieszczenia tłoka wynoszącą 0,05 MPa/s.



Rys. 4.14. Przykładowa próbka podczas badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu: a) sześcienna, b) walcowa

Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu określano z dokładnością do 0,01 MPa, korzystając ze wzoru:

$$f_{ct,split} = \frac{2F}{\pi L d} \quad (4.2)$$

Gdzie $f_{ct,split}$ – wytrzymałość na rozciąganie przyrozłupywaniu, F – siła niszcząca, L – długość linii styku próbki, d – deklarowany wymiar przekroju poprzecznego.

4.5.4. Badanie przyczepności stal-beton metodą pull-out

Istnieje szereg różnych metod badania przyczepności stali do betonu, które opisano w rozdziale 3.3 niniejszej rozprawy. W opisywanych badaniach przyjęto metodę wyrywania pręta zbrojeniowego z bloku betonowego tzw. metodą pull-out. Metoda ta spełnia wymagania i zalecenia RILEM TC [78] oraz PN-EN 10080 [77] i jest przeprowadzana na modułowych próbkach sześciennych. Jest to podstawowa procedura oceny współpracy prętów zbrojeniowych z betonem w zależności od właściwości betonu i rodzaju prętów zbrojeniowych.

Mierzone wielkości obejmują obciążenie wyrywające pręt zbrojeniowy oraz jego względne przemieszczenie w stosunku do bloku betonowego. Obciążenie wyrywające przykładano stopniowo aż do punktu zniszczenia przyczepności z prędkością normową [77]. Pomiary poślizgu nieobciążonego końca pręta zbrojeniowego wykonano za pomocą cyfrowego czujnika przemieszczeń liniowych. Zastosowano system gromadzenia danych, które zapisywano w skoku co 1 kN. Schemat badania przedstawiono na rysunku 4.15.



Rys. 4.15. Widok stanowiska do badania przyczepności metodą pull-out

Główną zaletą przyjętej metody badania jest założenie liniowego odkształcenia wzdłuż długości pręta zbrojeniowego; zatem możliwe jest również założenie, że naprężenie przyczepności (τ) jest stałe i można je wyznaczyć przy użyciu zależności 4.3.

$$\tau = \frac{F}{\pi\phi L} \quad (4.3)$$

Gdzie τ – naprężenie przyczepności, F – siła wyrywająca, ϕ – średnica pręta zbrojeniowego, L – długość odcinka przyczepności.

Wyrywanie prętów przeprowadzono łącznie na 109 modułach.

W badaniach przeanalizowano reprezentatywne wartości naprężeń przyczepności:

- graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} (z ang. *ultimate bond stress* lub *bond strength*),
- średnie naprężenie przyczepności – τ_m ,
- jego składową odpowiadającą względnemu poślizgowi pręta o 0,1 mm – $\tau_{0,1}$ – zwaną reprezentatywnym naprężeniem przyczepności pierwotnej
- oraz naprężenie przyczepności przy względnym poślizgu pręta o 0,25 mm – $\tau_{0,25}$ – zwane również krytycznym naprężeniem przyczepności.

Analizę granicznych naprężeń przyczepności jako reprezentatywnych wybrano ze względu na ich popularność w literaturze, jasną definicję i prostotę w oznaczaniu [48, 49, 64].

Niemniej jednak za bardziej miarodajną miarę oceny przyczepności między stalą a betonem aniżeli graniczne naprężenia przyczepności, podaje się średnie naprężenia przyczepności [48]. Związane jest to z tym, że graniczne naprężenia przyczepności są zazwyczaj osiągane przy znacznych względnych poślizgach zbrojenia. Nadmierny poślizg prowadzi do utraty kompatybilności odkształceń stali i betonu, a zatem zmiany sztywności połączenia i tym samym do zmiany stanu naprężeń konstrukcji, który nie jest odpowiedni dla poprawnie zaprojektowanego przekroju żelbetowego. Średnie naprężenia przyczepności są również miarą rekomendowaną do rozpatrywania przez zalecenia normowe [77, 78].

Średnie naprężenie przyczepności obliczono zgodnie z zależnością 4.4.

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,10} + \tau_{1,00}}{3} \quad (4.4)$$

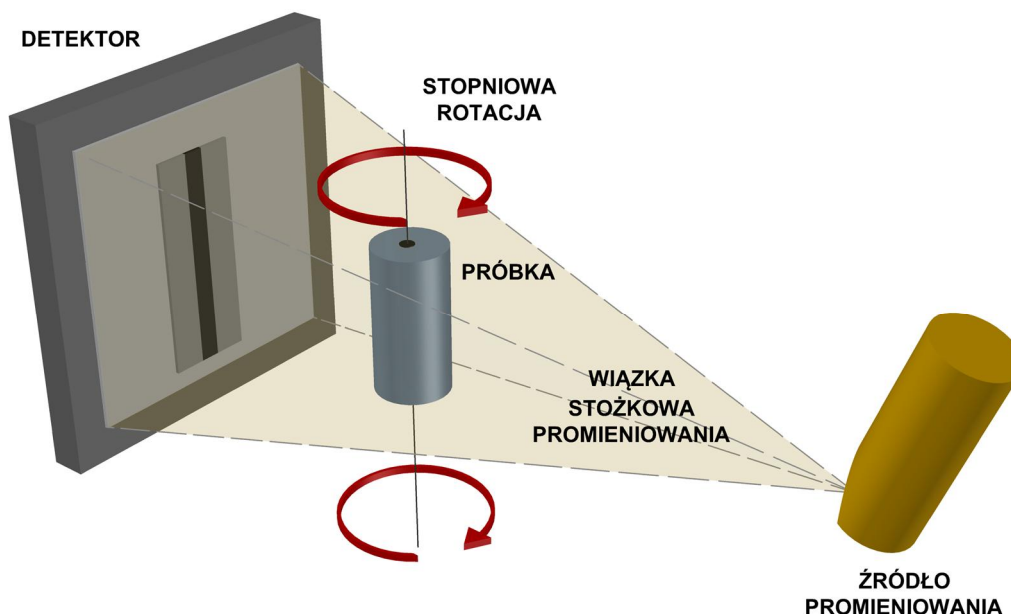
Gdzie τ_m – średnie naprężenie przyczepności, $\tau_{0,01}$ – naprężenie przyczepności przy względnym poślizgu pręta o 0,01 mm, $\tau_{0,10}$ – naprężenie przyczepności przy względnym poślizgu pręta o 0,1 mm – tzw. reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej, $\tau_{1,00}$ – naprężenie przyczepności przy względnym poślizgu pręta o 1,00 mm

Kolejnym reprezentatywnym naprężeniem przyczepności, które uważane jest za bardziej wiarygodne pod względem projektowym od granicznego naprężenia przyczepności, podaje się krytyczne naprężenie przyczepności występujące przy względnym poślizgu pręta o 0,25 mm – $\tau_{0,25}$. W ogólności przyjmuje się, że poślizg pręta wyrywanego jest wprost proporcjonalny do szerokości zarysowania obciążanego elementu. Dlatego też uważa się, że przyjmowanie granicznych naprężeń przyczepności do celów projektowych (np. przy wyznaczaniu długości zakotwienia) jest nieodpowiednie z uwagi na przeszacowanie jakości wiązania [75, 96], a większą korelację z wytycznymi projektowymi [75] otrzymuje się dla krytycznych naprężeń przyczepności.

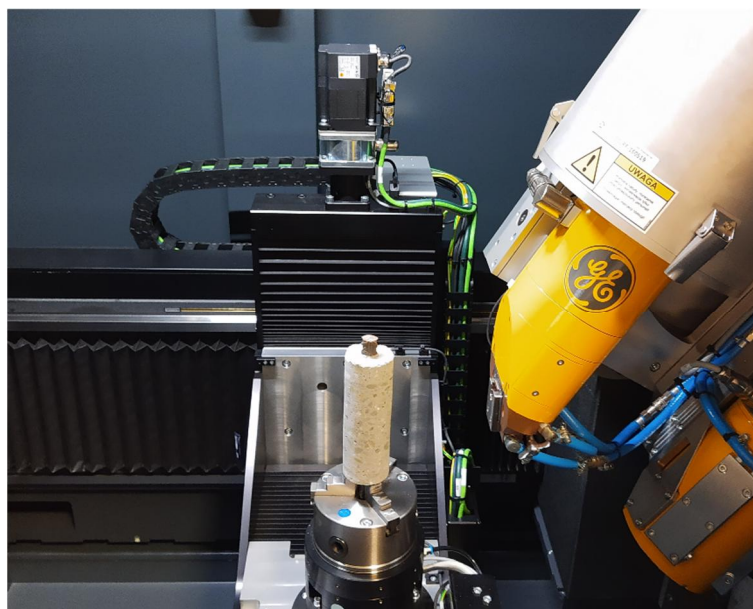
Ponadto przeanalizowano również reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$, które jest umowną granicą, powyżej której względny poślizg pręta w rzeczywistej konstrukcji prowadzi do powstania nieodwracalnych zmian związanych z pojawieniem się zarysowań w otulinie betonowej i zbliżenia się do stanu granicznego użyteczności. Umowne graniczne poślizgi prętów, przy których następuje utrata przyczepności w stanach granicznych nośności i użyteczności wyróżniono w tabeli 3.1. znajdującej się w rozdziale 3. W literaturze spotyka się również stwierdzenie, że jest to wartość reprezentatywna dla sztywności przyczepności [164].

4.5.5. Tomografia komputerowa

Badania z wykorzystaniem tomografu komputerowego GE Phoenix v-tome-x m umożliwiły weryfikację wewnętrznej struktury betonu w okolicy prętów zbrojeniowych, a także defektów powstałych po badaniu przyczepności. Schemat badania pokazano na rysunku 4.16. Na rysunku 4.17 przedstawiono wnętrze tomografu komputerowego wraz z próbką przygotowaną do badania.



Rys. 4.16. Schemat badania tomograficznego



Rys. 4.17. Przykładowa próbka podczas badania tomograficznego

Do wyemitowania promieniowania rentgenowskiego o energii wystarczającej do przeniknięcia przez próbkę żelbetową i trafienia w detektor użyto lampy mini focus 300 kV. Wizualizacja struktury wewnętrznej na obrazach 2D o rozdzielczości 0,05 mm/piksel była możliwa dzięki detekcji zmian gęstości w elemencie i była wnioskowana na podstawie intensywności promieniowania rentgenowskiego. W trakcie skanowania próbka jest obracana wokół własnej osi o 360 stopni z ustawionym krokiem mniejszym niż 1 stopień, a źródło promieniowania rentgenowskiego pozostaje nieruchome. Jest to odwrotna sytuacja do tej, którą obserwuje się w tomografach medycznych. W każdej pozycji ułożenia próbki wykonywano cyfrowe obrazy 2D. Czas pojedynczego skanu wynosił w przybliżeniu 90 minut. Następnie

surowe obrazy 2D zostały połączone w tomograficzny model 3D w procesie zwanym rekonstrukcją. Analizę obrazu przeprowadzono przy użyciu oprogramowania Volume Graphics VGSTUDIO MAX. Wygenerowane modele wykorzystano do określenia porowatości struktury w okolicy pręta zbrojeniowego, zmierzenia głębokości osiadania mieszanki pod prętem zbrojeniowym oraz znalezienia sieci zarysowań powstałych po próbie wyrywania. Łącznie wykonano badania tomograficzne na 36 dedykowanych modułach oraz na 14 wybranych próbkach rdzeniowych pobranych z modułów do badania przyczepności po wykonanych testach wyrywania.

Z uwagi na czasochłonność procesu obliczeniowego, analizę porowatości przeprowadzono na określonym obszarze wokół pręta zbrojeniowego. Region zainteresowania (ROI z ang. *region of interest*) ustalono jako pierścień wokół pręta zbrojeniowego o zewnętrznej średnicy równej 14 mm, wewnętrznej średnicy równej 7 mm i długości 75 mm. Analizę porowatości ograniczono do porów i pustek o objętości większej niż 0,2 mm³.

4.6. Wyniki badań laboratoryjnych

4.6.1. Badania mieszanek samozagęszczalnych

Właściwości mieszanek samozagęszczalnych były badane bezpośrednio przed ich zabetonowaniem w formach. Z uwagi na proces technologiczny i możliwości laboratoryjne, elementy badawcze wykonano w dwóch cyklach betonowania. Dlatego też wyniki badań podzielono na dwie mieszanki: A – cykl betonowania w roku 2022 oraz B – cykl betonowania w roku 2023. Pomimo zachowanego spójnego składu mieszanek samozagęszczalnych, zaobserwowano pomiędzy nimi nieznaczne różnice. Niemniej jednak obie mieszanki spełniały wszystkie kryteria stawiane mieszankom samozagęszczalnym: płynności, przepływalności przez ciasne otwory i stabilności. W tabeli 4.8 przedstawiono wyniki badań mieszanek samozagęszczalnych.

Tabela 4.8. Wyniki badań mieszanek samozagęszczalnych

Mieszanka	Rozpływ stożka [mm]	Klasa rozpływu stożka	Czas rozpływu stożka do średnicy 500 mm	Klasa lepkości	Współczynnik L-box	Klasa przepływalności	Wskaźnik wizualnej stabilności VSI
A	660	SF2	4	VS2	0,88	PL2	0
B	645	SF1	5	VS2	0,85	PL2	1

Mieszanka B była mniej płynna i wykazywała nieznaczny wyciek mleczka cementowego. Można było zaklasyfikować ją do klasy SF1, która jest odpowiednia dla

konstrukcji słabo zbrojonych, którym dodatkowo należy zapewnić im swobodny rozptyw. Mieszanka A charakteryzuje się płynnością na poziomie klasy SF2, która jest odpowiednia dla wielu standardowych zastosowań (płyty, belki, ściany, słupy). Obie mieszanki natomiast zaklasyfikowano do klasa lepkości VS2. Charakterystyczny dla niej wydłużony czas rozptywu sprzyja wzrostowi tiksotropowości, która zmniejsza parcie mieszanki na deskowanie. Jest to szczególnie istotne w przypadku technologii betonowania od dołu deskowania. Widok mieszanki samozagęszczalnej po badaniu rozptywu stożka przedstawiono na rysunku 4.18.



Rys. 4.18. Widok mieszanki A po badaniu rozptywu stożka

4.6.2. Badania wytrzymałości na ściskanie

Badania wytrzymałości na ściskanie na próbkach kontrolnych wykonano po 28 dniach dojrzewania betonu. Zestawienie średnich wyników wytrzymałości na ściskanie dla zarobów wykorzystanych w kolejnych cyklach betonowania przedstawiono w tabeli 4.9.

Tabela 4.9. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach kontrolnych

Cykl betonowania	Rodzaj próbki	Średnia	Liczba próbek	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
		$\bar{x}$ [MPa]	n [-]	σ [MPa]	CV [%]
A	Kostka 150×150×150 mm	59,97	11	1,76	2,94
	Walec ϕ 150×300 mm	54,41	6	1,94	3,56
B	Kostka 150×150×150 mm	73,03	11	4,33	5,93
	Walec ϕ 150×300 mm	64,29	6	3,24	5,03

Wszystkie próbki zniszczyły się w sposób prawidłowy. Wytrzymałość betonu samozagęszczalnego na ściskanie różniła się pomiędzy cyklami betonowania pomimo zachowania jednej receptury. Beton wykorzystany w cyklu B charakteryzował się wyższą

wytrzymałością na ściskanie w przybliżeniu o 22% i 18%, odpowiednio określonej na próbkach sześciennych i walcowych, w porównaniu do betonu z cyklu A. Na końcową wytrzymałość betonu na ściskanie wpływa wiele czynników, z czego najważniejsze to skład mieszanki, stosunek wodno-cementowy, właściwości wykorzystanego cementu oraz proces mieszania, transportu jak i warunki dojrzewania. Za główny powód wzrostu wytrzymałości na ściskanie zarobu cyklu B można wskazać podwyższone właściwości mechaniczne zastosowanej partii cementu.

Badania wytrzymałości na ściskanie na próbkach pobranych z elementów badawczych zostały wykonane po odpowiednio 40 dniach (element typu ściana i belka) i 68 dniach (element typu belka-ściana) od zabetonowania. Termin badań wytrzymałości na ściskanie był dostosowany do badań przyczepności i uwarunkowany procesem technologicznym wycinania modułów z większych elementów badawczych. W tabeli 4.10 przedstawiono średnie wyniki badań dla poszczególnych elementów.

Tabela 4.10. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach pobranych z elementów badawczych

Cykl betonowania	Rodzaj elementu	Średnia	Liczba próbek	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
		$\bar{x}$ [MPa]	n [-]	σ [MPa]	CV [%]
A	Ściana – BU-W	63,05	68	7,52	11,93
B	Ściana – TD-W	74,30	68	7,90	10,64
	Belka-ściana – TD-H	73,73	13	7,30	9,90
	Belka-ściana – TD-L	77,59	13	5,76	7,43
	Belka-ściana – BU-H	79,70	13	7,61	9,55
	Belka-ściana – BU-L	72,96	13	7,18	9,84
	Belka referencyjna – R	72,28	4	4,47	6,18

W porównaniu do wyników próbek kontrolnych można zauważyć, że wyniki badań wytrzymałości na ściskanie próbek pobranych z elementów badawczych charakteryzują się większym odchyleniem standardowym. Jest to związane przede wszystkim ze zmiennością wytrzymałości na ściskanie wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów badawczych, ale również nieidealnie sześciennym kształtem wyciętych próbek. Najwyższe średnie wytrzymałości na ściskanie otrzymano dla próbek z elementów typu belka-ściana wykonywanych z niską prędkością podawania mieszanki, odpowiednio 77,59 i 79,22 MPa dla elementu wykonywanego od góry i od dołu. Najwyższe rozrzuty wyników otrzymano dla elementów typu ściana, co jest związane z dużą wysokością i rozpiętością tych elementów. Szczegółowe wyniki dla każdego elementu przedstawiono w tabelach 4.11 – 4.16. W tabelach symbolem „*” oznaczono moduły przeznaczone do pozostałych badań.

Tabela 4.11. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu TD-H

TD-H											
Wytrzymałość na ściskanie – f_c [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
4	*			74,80	*	70,82	*			72,81	2,73
3	*	68,95	*	82,65	*	61,58	*	85,14	*	74,58	13,02
2	59,21	*	71,72	*	72,33	*	78,75	*	74,05	71,21	9,11
1	*			81,23	*	76,95	*			79,09	2,71

Tabela 4.12. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu TD-L

TD-L											
Wytrzymałość na ściskanie – f_c [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
4	*			75,58	*	66,1	*			70,84	6,69
3	*	76,61	*	79,21	*	70,18	*	78,64	*	76,16	4,71
2	73,78	*	83,67	*	85,60	*	80,21	*	72,49	79,15	6,60
1	*			86,62	*	79,98	*			83,30	3,99

Tabela 4.13. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu BU-H

BU-H											
Wytrzymałość na ściskanie – f_c [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
4	*			63,12	*	86,76	*			74,94	15,77
3	*	82,43	*	71,98	*	78,78	*	78,91	*	78,78	5,26
2	70,02	*	83,98	*	89,25	82,82	91,03	*	79,80	82,82	9,09
1	*			81,82	*	75,26	*			78,54	4,18

Tabela 4.14. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu BU-L

BU-L											
Wytrzymałość na ściskanie – f_c [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
4	*			59,90	*	65,19	*			62,55	4,23
3	*	74,91	*	84,47	*	67,34	*	79,74	*	76,62	8,27
2	63,82	*	73,93	*	75,37	*	75,15	*	68,15	71,28	6,40
1	*			79,43	*	81,06	*			80,25	1,02

Tabela 4.15. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu TD-W

TD-W										
Wytrzymałość na ściskanie – f_c [MPa]										
Rząd	Kolumna								$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	B	D	E	G	H	J	K	M		
10	51,92	60,06	72,21	*	*	80,00	82,24	66,41	68,80	15,53
9	80,52	70,52	78,95	*	*	77,39	75,93	82,77	77,68	4,98
8	80,68	80,93	75,90	89,97	82,75	74,91	79,85	88,17	81,65	6,06
7	84,58	75,55	77,44	*	*	68,19	69,79	75,85	75,23	7,12
6	84,35	68,42	76,64	78,22	85,47	69,20	66,36	81,23	76,24	9,14
5	83,00	71,46	76,96	*	*	87,00	78,78	86,24	80,57	6,77
4	79,18	61,47	71,11	77,15	78,72	75,06	76,56	82,42	75,21	8,02
3	61,72	61,16	72,29	*	*	72,20	67,98	70,22	67,59	6,79
2	81,98	69,01	74,31	56,64	57,41	76,93	78,34	83,46	72,26	13,47
1	64,71	66,36	67,39	*	*	65,88	65,10	60,58	65,00	3,32
$\bar{x}$ [MPa]	75,26	68,49	74,32	75,50	76,09	74,68	74,09	77,73		
CV [%]	14,47	9,20	4,52	15,89	14,52	7,90	7,93	11,19		

Tabela 4.16. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu BU-W

BU-W										
Wytrzymałość na ściskanie – f_c [MPa]										
Rząd	Kolumna								$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	B	D	E	G	H	J	K	M		
10	38,73	44,21	57,18	*	*	52,28	52,43	52,23	49,51	12,41
9	64,70	50,63	64,56	*	*	61,64	58,13	63,24	60,48	8,16
8	72,19	64,83	74,23	71,18	71,52	59,72	60,44	66,74	67,61	7,67
7	71,22	64,68	65,86	*	*	67,49	59,25	65,52	65,67	5,43
6	71,46	55,21	58,61	65,04	66,58	58,86	59,33	67,59	62,84	8,34
5	71,25	62,70	71,34	*	*	69,82	70,86	59,76	67,62	6,84
4	68,49	56,61	68,61	64,74	66,09	68,00	68,72	67,42	66,09	5,77
3	49,11	53,60	62,34	*	*	55,59	63,27	54,93	56,47	8,74
2	73,39	69,82	75,32	54,03	51,93	70,15	68,15	70,55	66,67	12,28
1	72,83	66,91	71,92	*	*	68,49	56,91	46,46	63,92	14,67
$\bar{x}$ [MPa]	65,34	58,92	67,00	63,75	64,03	63,20	61,75	61,44		
CV [%]	17,16	13,12	8,99	9,68	11,41	9,65	9,05	12,17		

4.6.3. Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu

Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach kontrolnych wykonano po 28 dniach dojrzewania betonu. Zestawienie średnich wyników wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla zarobów wykorzystanych w kolejnych cyklach betonowania przedstawiono w tabeli 4.17.

Tabela 4.17. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach kontrolnych

Cykl betonowania	Rodzaj próbki	Średnia	Liczba próbek	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
		$\bar{x}$ [MPa]	n [-]	σ [MPa]	CV [%]
A	Kostka 150×150×150 mm	2,79	6	0,40	14,15
	Walec ϕ 150×300 mm	3,94	5	0,51	13,01
B	Kostka 150×150×150 mm	3,85	6	0,40	10,39
	Walec ϕ 150×300 mm	4,41	5	0,84	19,02

Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu różniła się pomiędzy cyklami betonowania. Średnie wyniki dla betonu wykorzystanego w cyklu betonowania B są w przybliżeniu o 38% i 12% wyższe w porównaniu do betonu użytego w cyklu A odpowiednio dla badań na próbkach sześciennych i walcowych. Przebieg płaszczyzny zniszczenia można określić jako mieszany z dominującym mechanizmem rozłupania przez ziarna kruszywa grubego. Jest to typowy charakter zniszczenia dla betonów samozagęszczalnych. Na rysunku 4.19 przedstawiono typowy obraz powierzchni zniszczenia próbki sześciennej poddanej badaniom wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu.



Rys. 4.19. Obraz powierzchni zniszczenia kontrolnej próbki sześciennej po badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu

Badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono w czasie badań wytrzymałości na ściskanie, zatem po 40 i 68 dniach od zabetonowania, odpowiednio dla elementów typu ściana oraz typu belka-ściana. W tabeli 4.18 przedstawiono średnie wyniki badań wytrzymałości betonów na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzonych na próbkach pobranych z elementów badawczych.

Tabela 4.18. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach pobranych z elementów badawczych

Cykl betonowania	Rodzaj elementu	Średnia	Liczba próbek	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
		$\bar{x}$ [MPa]	n [-]	σ [MPa]	CV [%]
A	Ściana – BU-W	3,44	24	0,61	17,80
B	Ściana – TD-W	4,02	24	0,64	16,02
	Belka-ściana – TD-H	3,79	9	0,71	18,67
	Belka-ściana – TD-L	3,31	9	0,68	20,43
	Belka-ściana – BU-H	4,42	9	0,31	7,10
	Belka-ściana – BU-L	3,84	9	0,55	14,22

Wyniki wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu określonej na próbkach wyciętych z elementów badawczych są w większości przypadków nieco wyższe lub porównywalne do wyników dla próbek kontrolnych sześciennych. Brak jednoznacznego wzrostu mógł być spowodowany przede wszystkim znacznymi odchyleniami standardowymi próby, które wynikają zarówno ze specyfiki badania jak i położenia próbek względem punktu podawania mieszanki betonowej. Szczegółowe wyniki dla każdego elementu przedstawiono w tabelach 4.19 – 4.24. W tabelach symbolem „*” oznaczono moduły przeznaczone do pozostałych badań.

Tabela 4.19. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu TD-H

TD-H											
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu – $f_{ct,split}$ [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
3	4,27	*	3,77	*	3,68	*	4,09	*	4,68	4,10	8,80
2	*	3,52	*	4,64	*	2,30	*	3,18	*	3,41	24,58

Tabela 4.20. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu TD-L

TD-L											
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu – $f_{ct,split}$ [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
3	3,59	*	2,92	*	2,18	*	2,22	*	3,34	2,85	20,09
2	*	3,69	*	3,93	*	4,05	*	3,89	*	3,89	3,33

Tabela 4.21. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu BU-H

BU-H											
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu – $f_{ct,split}$ [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
3	4,27	*	3,91	*	4,18	*	4,71	*	4,54	4,32	6,47
2	*	4,69	*	4,02	*	4,84	*	4,61	*	4,54	6,86

Tabela 4.22. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu BU-L

BU-L											
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu – $f_{ct,split}$ [MPa]											
Rząd	Kolumna									$\bar{x}$	CV [%]
	A	B	C	D	E	F	G	H	I		
3	4,47	*	3,45	*	2,87	*	4,09	*	3,18	3,61	16,28
2	*	4,11	*	4,20	*	3,70	*	4,53	*	4,14	7,15

Tabela 4.23. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu TD-W

TD-W								
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu – $f_{ct,split}$ [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
8	3,10	3,52	4,25	3,50	4,20	3,51	3,68	11,18
6	3,33	4,44	4,90	3,49	2,68	3,66	3,75	19,43
4	3,32	4,85	4,72	4,78	4,46	4,30	4,40	11,80
2	3,81	4,69	3,43	4,27	5,11	4,19	4,25	12,92
$\bar{x}$ [MPa]	3,39	4,37	4,32	4,01	4,11	3,92		
CV [%]	7,63	11,69	13,16	13,60	21,70	8,61		

Tabela 4.24. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu BU-W

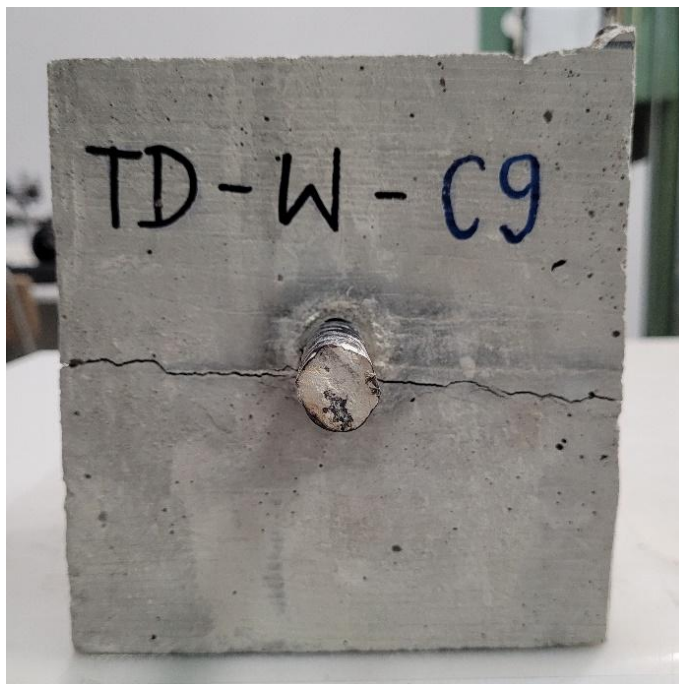
BU-W								
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu – $f_{ct,split}$ [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
8	2,21	3,58	3,41	2,76	3,41	3,62	3,16	16,16
6	4,00	2,97	2,91	3,91	2,41	2,52	3,12	19,95
4	3,70	3,64	3,95	3,77	4,29	2,51	3,64	15,09
2	4,52	3,12	3,67	3,80	3,99	3,90	3,83	10,83
$\bar{x}$ [MPa]	3,61	3,33	3,49	3,56	3,52	3,14		
CV [%]	23,80	8,70	10,94	13,03	20,39	20,04		

4.6.4. Badania przyczepności

Badania przyczepności przeprowadzono po 42 dniach (element typu belka i typu ściana) i 70 (elementy typu belka-ściana) dniach od zabetonowania. Termin badań był dostosowany do procesu technologicznego wycinania modułów z większych elementów badawczych.

Utrata przyczepności następowała przede wszystkim zgodnie ze schematem zniszczenia przez wyrwanie pręta zbrojeniowego z betonu. Jest to mechanizm spodziewany w przyjętym modelu badawczym o dużej grubości otuliny. W całym zakresie badań tylko trzy próbki uległy zniszczeniu przyczepności przez rozłupanie otuliny betonowej. Były to próbki pochodzące z elementów typu ściana. Jedna z nich wycięta została ze ściany wykonanej w technologii betonowania od dołu, która znajdowała się w obrębie zaworu podawczego. Jej zniszczenie przebiegło w sposób nagły przy niewielkim poślizgu pręta (poniżej 0,1 mm), a występujące zarysowanie było widoczne jako pojedyncza rysa prostopadła do osi zbrojenia wzdłuż całej szerokości próbki. Druga próbka pochodziła z elementu wykonanego tradycyjnie od góry i mieściła się w górnej części elementu (9 rząd). Jej zniszczenie było poprzedzone większym poślizgiem pręta (1,4 mm), jednak również przebiegło w sposób nieoczekiwany. Było to prawdopodobnie związane z propagacją rysy przez nieciągłość pierwotną w strukturze

betonu. Podobne zniszczenie zaobserwowano w próbce pierwszego rzędu BU-W zlokalizowanej w środku rozpiętości elementu (BU-W-I1). Widok próbki TD-W-C9 zniszczonej przez rozłupanie otuliny przedstawiono na rysunku 4.20.



Rys. 4.20. Widok próbki do badania przyczepności zniszczonej przez rozłupanie otuliny

Element typu belka (referencyjny)

Jak wspomniano w rozdziale 3.5.1 negatywne zjawiska występujące w wbudowanej mieszance betonowej, mogą niekorzystnie wpływać na jakość otuliny pod prętami ułożonymi poziomo oraz żebrami pionowo usytuowanych prętów zbrojeniowych. Dlatego zdecydowano się na przygotowanie elementu referencyjnego z prętami ułożonymi równolegle do kierunku betonowania, tak aby najlepiej odwzorować idealne warunki przyczepności. Badania wyrywania przeprowadzane były w kierunku przeciwnym do kierunku betonowania, zatem w tej konfiguracji ewentualne pustki nie wpływały na wyniki przyczepności. Taki schemat badania jest uważany w literaturze za najbardziej korzystny dla oceny przyczepności stalowych prętów żebrowanych do betonu [49].

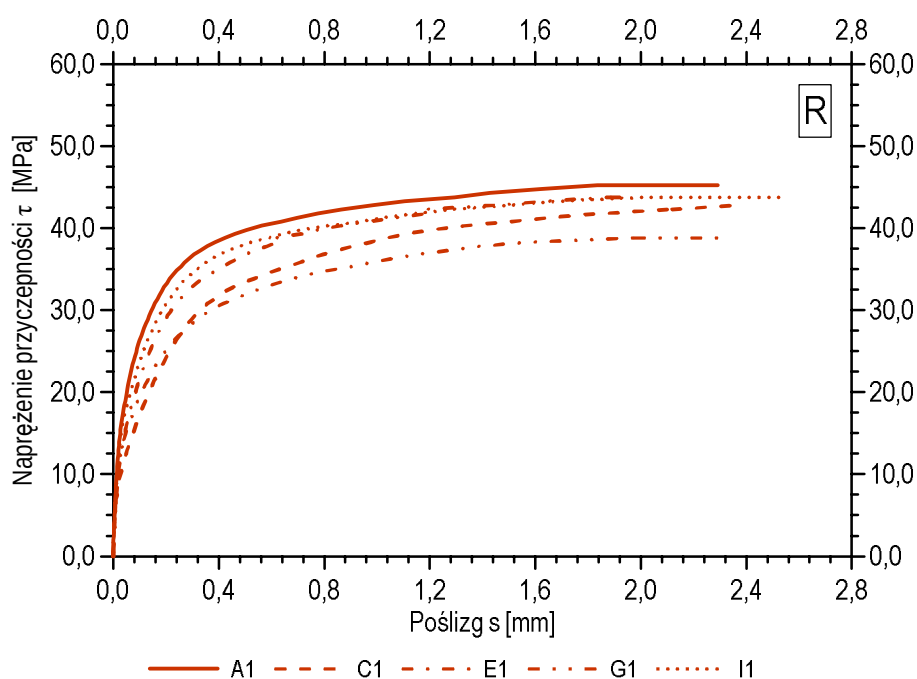
W tabeli 4.25 przedstawiono szczegółowe wyniki badań przyczepności, a na rysunku 4.21 przedstawiono zależności naprężenia przyczepności i poślizgu pręta zbrojeniowego dla modułów pochodzących z elementu referencyjnego.

Zniszczenie przyczepności modułów referencyjnych następowało przy granicznym naprężeniu wynoszącym średnio 42,87 MPa i średnim względnym poślizgu równym 2,01 mm. Największy współczynnik zmienności próby zaobserwowano dla reprezentatywnego naprężenia przyczepności pierwotnej. Warto jednak zauważyć, że wartości reprezentatywnego

naprężenia przyczepności pierwotnej i średniego naprężenia przyczepności są zbliżone. Przebiegi zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta miały charakter zgodny z teoretycznym.

Tabela 4.25. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka – element referencyjny

Belka referencyjna – R							
Parametr	Próbka					$\bar{x}$	CV [%]
	A	C	E	G	I		
Graniczne naprężenie przyczepności τ_{max} [MPa]	45,26	42,77	43,77	38,79	43,77	42,87	5,10
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności s_{max} [mm]	1,84	2,36	1,89	1,96	2,01	2,01	9,14
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ [MPa]	26,31	17,19	21,60	19,47	23,71	21,66	14,69
Krytyczne naprężenie przyczepności $\tau_{0,25}$ [MPa]	35,11	26,90	31,20	26,91	32,98	30,62	10,70
Średnie naprężenie przyczepności τ_m [MPa]	25,86	20,72	23,28	20,62	24,27	22,95	8,87



Rys. 4.21. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu referencyjnego typu belka

Elementy typu belka-ściana

Badania na elementach typu belka-ściana miały na celu przeanalizowanie następujących czynników technologicznych: technologii betonowania, prędkości układania mieszanki samozagęszczalnej, położenia pręta wzdłuż wysokości elementu, odległości pręta od punktu betonowania. W tabelach 4.26 – 4.29 przedstawiono szczegółowe wyniki badań przyczepności dla elementów typu belka-ściana.

Tabela 4.26. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z wysoką prędkością betonowania (TD-H)

Belka-ściana – TD-H							
Rząd	Kolumna					$\bar{x}$	CV [%]
	A	C	E	G	I		
Graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} [MPa]							
4	22,38	13,68	16,16	24,45	22,80	19,89	21,08
1	27,35	32,33	32,74	33,99	30,67	31,42	7,29
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności – s_{max} [mm]							
4	1,37	2,01	1,83	1,31	0,90	1,48	26,69
1	1,04	1,75	1,09	1,54	1,09	1,30	22,17
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej – $\tau_{0,1}$ [MPa]							
4	13,88	8,71	12,40	13,93	15,67	12,92	18,15
1	21,09	24,76	23,92	25,52	22,90	23,64	6,53
Krytyczne naprężenie przyczepności – $\tau_{0,25}$ [MPa]							
4	17,47	9,09	12,97	18,63	19,70	15,57	25,48
1	24,54	28,37	28,44	30,13	27,04	27,70	6,71
Średnie naprężenie przyczepności – τ_m [MPa]							
4	13,42	8,24	10,98	13,89	15,03	12,31	19,74
1	18,34	21,28	21,84	22,37	20,29	20,82	6,83

Tabela 4.27. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z niską prędkością betonowania (TD-L)

Belka-ściana – TD-L							
Rząd	Kolumna					$\bar{x}$	CV [%]
	A	C	E	G	I		
Graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} [MPa]							
4	33,82	35,81	26,86	35,81	31,33	32,73	10,28
1	43,27	40,78	40,78	42,77	41,78	41,88	2,42
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności – s_{max} [mm]							
4	1,31	1,92	0,70	1,45	1,66	1,41	29,00
1	1,69	1,84	1,01	1,88	1,95	1,67	20,58
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej – $\tau_{0,1}$ [MPa]							
4	14,24	11,94	10,09	12,37	6,53	11,03	23,66
1	27,99	29,63	28,76	31,45	30,84	29,73	4,29
Krytyczne naprężenie przyczepności – $\tau_{0,25}$ [MPa]							
4	22,88	21,75	18,82	19,49	11,97	18,98	20,02
1	34,63	34,87	35,29	37,07	36,15	35,60	2,53
Średnie naprężenie przyczepności – τ_m [MPa]							
4	17,50	16,62	13,31	17,39	12,46	15,46	13,84
1	26,11	26,83	26,16	27,54	27,02	26,73	2,02

Tabela 4.28. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z wysoką prędkością betonowania (BU-H)

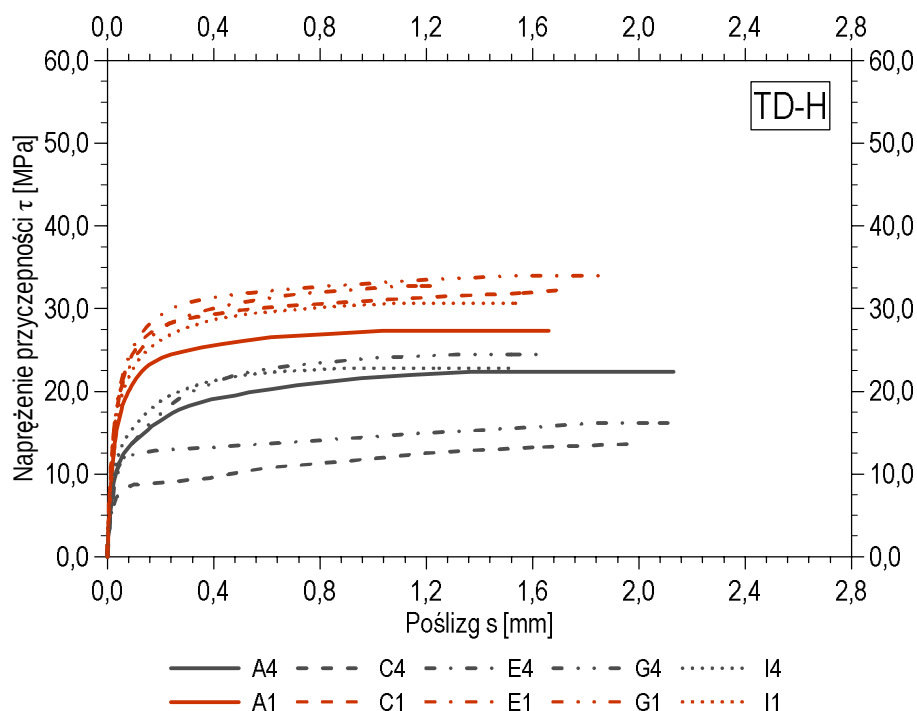
Belka-ściana – BU-H							
Rząd	Kolumna					$\bar{x}$	CV [%]
	A	C	E	G	I		
Graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} [MPa]							
4	31,83	33,32	28,85	28,85	26,36	29,84	8,23
1	36,31	40,78	41,78	41,78	38,30	39,79	5,42
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności – s_{max} [mm]							
4	1,83	1,74	1,20	1,03	1,11	1,38	24,31
1	1,38	1,40	1,92	1,44	1,26	1,48	15,32
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej – $\tau_{0,1}$ [MPa]							
4	22,74	23,56	21,09	20,14	19,53	21,41	7,12
1	30,01	30,42	32,19	28,72	30,18	30,30	3,66
Krytyczne naprężenie przyczepności – $\tau_{0,25}$ [MPa]							
4	27,61	29,69	25,00	24,77	22,15	25,85	10,00
1	33,94	36,05	37,45	34,53	34,11	35,22	3,82
Średnie naprężenie przyczepności – τ_m [MPa]							
4	20,76	21,48	18,86	18,39	17,54	19,41	7,63
1	25,07	26,51	27,63	26,37	25,65	26,24	3,29

Tabela 4.29. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z niską prędkością betonowania (BU-L)

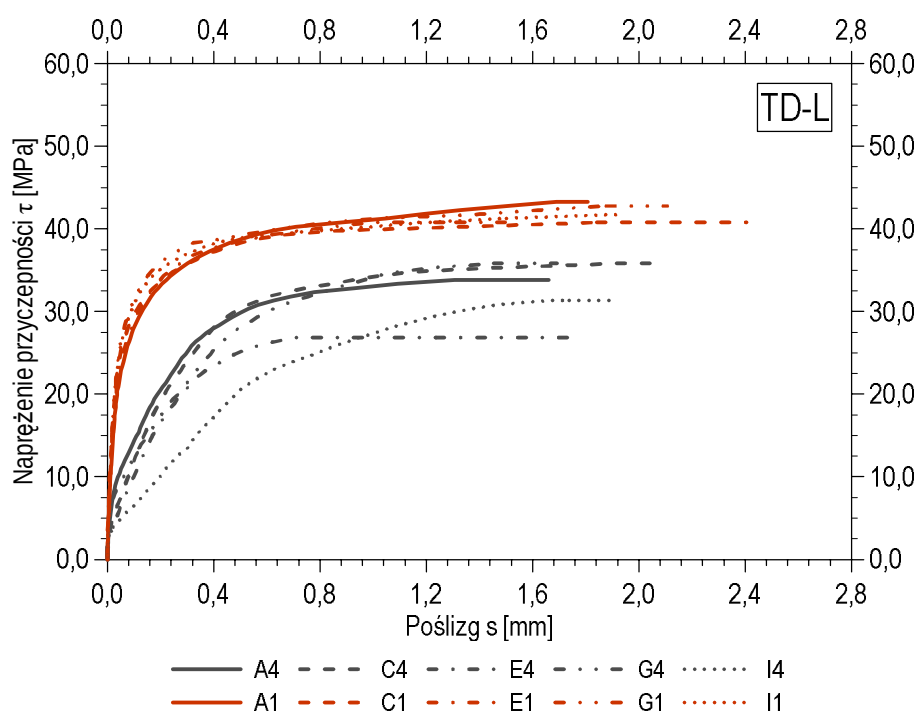
Belka-ściana – BU-L							
Rząd	Kolumna					$\bar{x}$	CV [%]
	A	C	E	G	I		
Graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} [MPa]							
4	21,39	25,86	30,34	29,84	26,36	26,76	12,07
1	34,82	34,82	37,30	39,29	34,82	36,21	5,02
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności – s_{max} [mm]							
4	1,17	1,78	1,85	2,19	1,80	1,76	18,81
1	1,02	2,17	2,07	1,71	1,54	1,70	24,12
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej – $\tau_{0,1}$ [MPa]							
4	11,30	15,67	21,59	19,01	16,63	16,84	20,45
1	26,92	21,92	27,35	26,38	24,87	25,49	7,73
Krytyczne naprężenie przyczepności – $\tau_{0,25}$ [MPa]							
4	14,60	18,37	25,52	22,82	20,19	20,30	18,41
1	31,84	26,59	31,22	32,35	30,10	30,42	6,77
Średnie naprężenie przyczepności – τ_m [MPa]							
4	12,75	15,71	18,36	18,07	16,18	16,21	12,43
1	23,55	21,23	23,57	24,33	22,75	23,09	4,56

Na rysunkach 4.22 – 4.25 przedstawiono wykresy zależności naprężeń przyczepności i poślizgu pręta dla modułów pochodzących z elementów typu belka-ściana. Przebiegi zniszczenia przyczepności miały charakter zgodny z teoretycznym. Na wykresach dolne moduły oznaczono kolorem czerwonym, a górne – kolorem szarym. Pomimo dość podobnego zachowania modułów dolnych z elementów TD-L i BU-H, moduły górne tych elementów

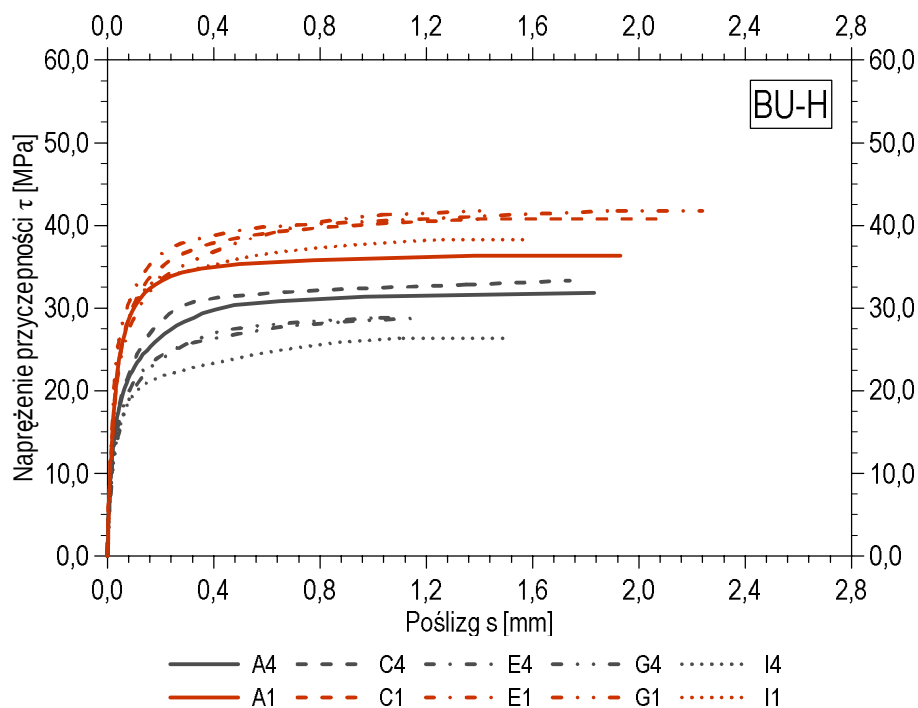
znacznie różnią się przebiegiem zniszczenia przyczepności. Próbki górne elementu BU-H charakteryzują się większą sztywnością przyczepności w porównaniu z tożsamymi próbkami elementu TD-L.



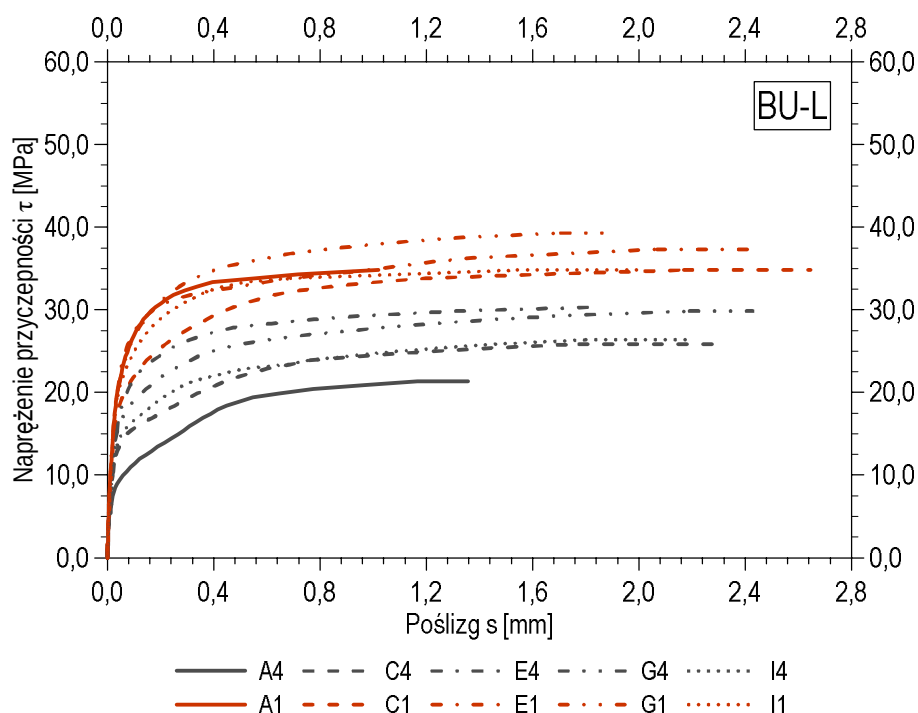
Rys. 4.22. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z wysoką prędkością (TD-H)



Rys. 4.23. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z niską prędkością (TD-L)



Rys. 4.24. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z wysoką prędkością (BU-H)



Rys. 4.25. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z niską prędkością (BU-L)

Elementy typu ściana

Badania na elementach typu ściana miały na celu weryfikację następujących czynników technologicznych: technologii betonowania, położenia pręta wzdłuż wysokości elementu oraz jego odległość od punktu betonowania w elemencie o gabarytach zbliżonych do rzeczywistych. W tabelach 4.30 – 4.34 przedstawiono szczegółowe wyniki badań przyczepności dla elementu wykonanego w technologii tradycyjnej (TD-W), a w tabelach 4.35 – 4.39 dla elementu wykonanego w technologii betonowania od dołu (BU-W). Moduły C1, C10, L1 i L10 w elementach typu ściana były przeznaczone do badań tomograficznych, które w kolejnych tabelach oznaczono symbolem „*”. Moduł BU-W-C3 uległ przedwczesnemu zniszczeniu przez rozłupanie otuliny, stąd nie wszystkie reprezentatywne naprężenia przyczepności można było wyznaczyć. Oznaczono je w tabelach symbolem „×”. Moduł ten został odrzucony w dalszej analizie.

Tabela 4.30. Zestawienie wartości granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)

TD-W								
Graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	17,41	*	21,88	16,91	*	21,88	19,52	12,14
9	38,30	27,85	27,85	18,90	36,31	36,80	31,00	22,09
7	40,29	44,26	38,79	38,79	41,28	39,29	40,45	4,74
5	41,78	39,29	42,28	44,76	39,29	40,78	41,36	4,57
3	42,77	42,28	39,29	37,80	37,80	43,27	40,53	5,70
1	46,75	*	49,74	44,76	*	38,30	44,89	9,35
$\bar{x}$ [MPa]	37,88	38,42	36,64	33,65	38,67	36,72		
CV [%]	25,11	16,54	25,16	34,06	4,76	18,89		

Tabela 4.31. Zestawienie wartości poślizgu pręta w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)

TD-W								
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności – s_{max} [mm]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [mm]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	1,14	*	1,54	1,77	*	1,73	1,54	16,10
9	1,42	1,41	1,72	1,75	1,21	1,14	1,44	16,00
7	1,29	1,46	1,33	1,33	1,08	1,42	1,32	9,07
5	1,20	1,64	1,06	1,78	1,09	1,23	1,33	20,71
3	1,44	1,38	1,41	1,48	2,05	1,02	1,46	20,73
1	1,30	*	1,09	1,10	*	1,50	1,25	13,47
$\bar{x}$ [mm]	1,30	1,47	1,36	1,54	1,36	1,34		
CV [%]	8,42	6,82	17,17	16,60	29,64	17,71		

Tabela 4.32. Zestawienie wartości reprezentatywnego naprężenia przyczepności pierwotnej dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)

TD-W								
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej – $\tau_{0,1}$ [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	9,80	*	7,60	4,26	*	9,65	7,83	28,58%
9	13,94	7,71	8,39	7,32	15,12	16,71	11,53	33,15%
7	25,12	24,62	21,88	20,47	22,81	26,54	23,57	8,71%
5	26,61	22,10	23,13	23,04	20,89	25,86	23,60	8,53%
3	26,09	22,48	23,97	21,39	20,97	27,19	23,68	9,79%
1	30,17	*	29,18	27,21	*	24,80	27,84	7,38%
$\bar{x}$ [MPa]	21,95	19,23	19,03	17,28	19,95	21,79		
CV [%]	33,70%	34,94%	42,71%	48,85%	14,49%	29,66%		

Tabela 4.33. Zestawienie wartości krytycznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)

TD-W								
Krytyczne naprężenie przyczepności – $\tau_{0,25}$ [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	12,23	*	11,89	8,07	*	9,73	10,48	16,10%
9	19,93	11,83	13,69	9,33	22,20	24,17	16,86	32,80%
7	34,09	35,59	31,58	29,77	30,76	31,83	32,27	6,14%
5	34,84	29,65	32,10	31,98	29,15	33,10	31,80	6,11%
3	34,47	31,65	31,56	28,95	28,41	35,31	31,73	8,05%
1	37,40	*	38,34	35,62	*	30,91	35,57	8,04%
$\bar{x}$ [MPa]	28,83	27,18	26,53	23,95	27,63	27,51		
CV [%]	32,41%	33,54%	37,71%	45,90%	11,76%	31,47%		

Tabela 4.34. Zestawienie wartości średniego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)

TD-W								
Średnie naprężenie przyczepności – τ_m [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	9,62	*	10,24	7,10	*	10,75	9,43	14,90%
9	19,20	12,66	13,02	9,45	18,99	19,47	15,46	25,38%
7	24,34	25,52	22,89	22,02	24,70	24,84	24,05	5,02%
5	25,84	22,10	24,86	24,12	22,64	25,30	24,15	5,64%
3	25,82	24,12	23,87	21,78	21,94	26,79	24,05	7,64%
1	28,66	*	29,60	26,85	*	23,34	27,11	8,83%
$\bar{x}$ [MPa]	22,25	21,10	20,75	18,55	22,07	21,75		
CV [%]	28,42%	23,81%	32,91%	40,36%	9,26%	24,92%		

Tabela 4.35. Zestawienie wartości granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)

BU-W								
Graniczne naprężenie przyczepności – τ_{max} [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	28,35	*	24,87	24,87	*	21,88	24,99	9,16%
9	35,81	30,84	32,83	30,34	31,33	33,32	32,41	5,70%
7	45,76	36,80	37,80	34,82	36,31	38,79	38,38	9,18%
5	44,26	47,25	41,78	44,76	40,29	46,25	44,10	5,47%
3	38,79 (×)	44,26	39,29	39,79	38,79	42,28	40,53	5,05%
1	50,23	*	40,29	37,80	*	39,79	42,03	11,49%
$\bar{x}$ [MPa]	40,53	39,79	36,14	35,40	36,68	37,05		
CV [%]	17,71%	16,13%	15,96%	18,22%	9,26%	21,09%		

Tabela 4.36. Zestawienie wartości poślizgu pręta w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)

BU-W								
Poślizg w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności – s_{max} [mm]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [mm]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	1,07	*	2,17	1,15	*	2,06	1,61	31,22%
9	1,28	1,96	1,27	2,14	1,90	1,38	1,65	21,31%
7	0,56	1,34	2,10	2,35	2,04	0,71	1,51	45,86%
5	0,78	1,43	1,40	0,78	1,14	1,14	1,11	23,54%
3	×	1,47	1,62	1,88	1,13	1,65	1,31	45,25%
1	1,21	*	1,61	0,99	*	1,12	1,23	18,91%
$\bar{x}$ [mm]	0,83	1,55	1,70	1,55	1,55	1,34		
CV [%]	50,12%	15,67%	19,61%	38,70%	27,07%	31,94%		

Tabela 4.37. Zestawienie wartości reprezentatywnego naprężenia przyczepności pierwotnej dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)

BU-W								
Reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej – $\tau_{0,1}$ [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	24,76	*	17,07	18,73	*	16,11	19,17	17,54%
9	26,03	21,33	22,01	21,82	23,56	23,94	23,12	6,94%
7	39,49	27,60	27,24	27,56	26,77	33,11	30,30	15,30%
5	37,09	34,62	29,70	36,09	29,57	35,81	33,81	9,00%
3	×	29,26	27,21	27,45	28,63	31,96	28,90	5,89%
1	38,05	*	28,21	26,41	*	30,40	30,77	14,42%
$\bar{x}$ [MPa]	33,08	28,20	25,24	26,35	27,13	28,55		
CV [%]	19,15%	16,80%	17,25%	20,57%	8,46%	23,25%		

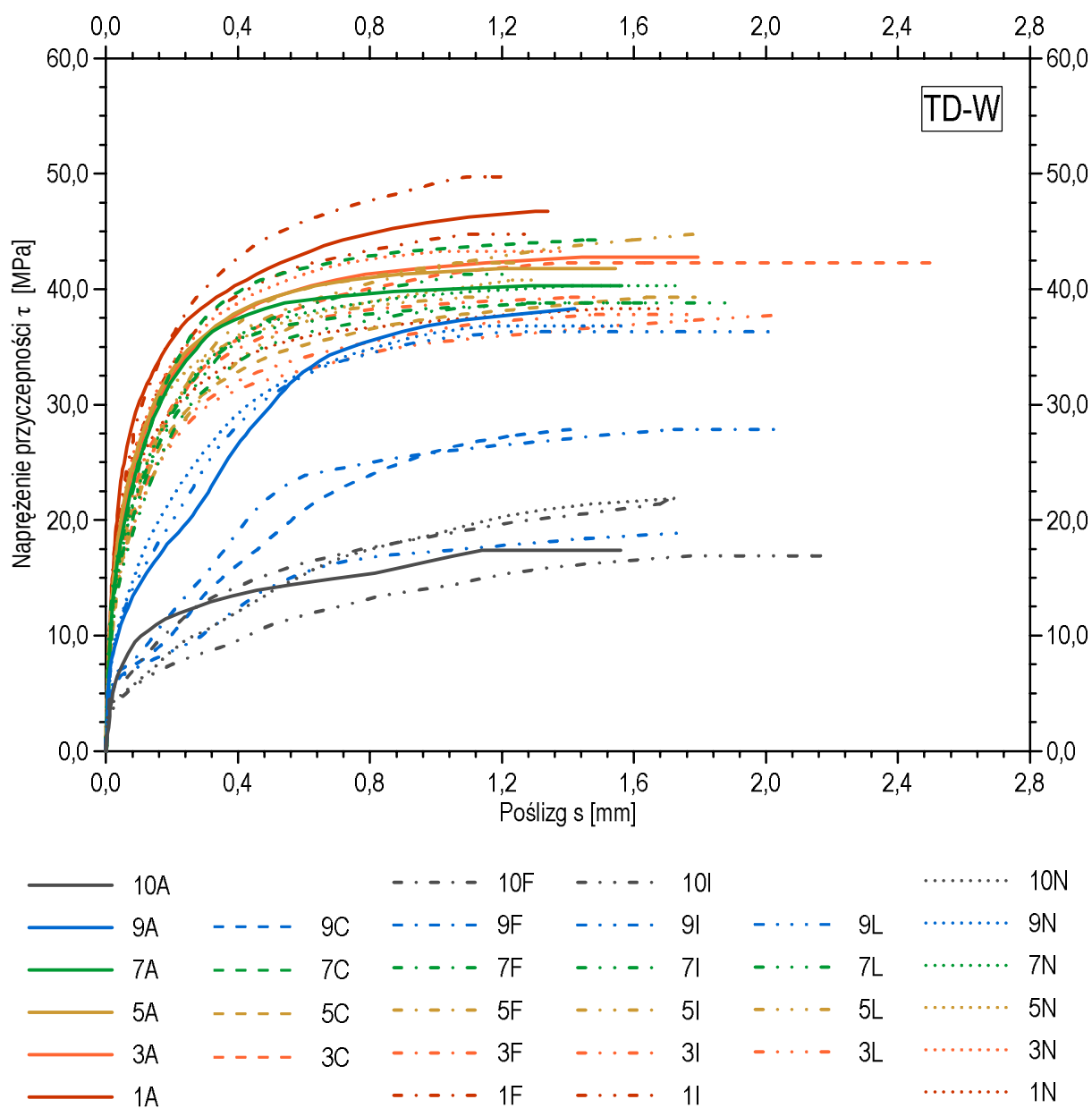
Tabela 4.38. Zestawienie wartości krytycznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)

BU-W								
Krytyczne naprężenie przyczepności – $\tau_{0,25}$ [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	25,95	*	18,57	21,11	*	17,09	20,68	16,28%
9	31,60	26,49	26,75	25,61	27,81	28,29	27,76	6,94%
7	44,65	32,41	31,45	30,60	30,03	36,65	34,30	14,88%
5	41,51	41,23	35,56	40,70	34,04	41,84	39,15	7,98%
3	×	35,98	32,35	32,22	33,94	36,90	35,03	6,88%
1	45,24	*	34,42	31,11	*	35,11	36,47	14,49%
$\bar{x}$ [MPa]	37,96	34,03	29,85	30,23	31,45	32,64		
CV [%]	18,49%	15,77%	19,30%	19,98%	8,43%	24,56%		

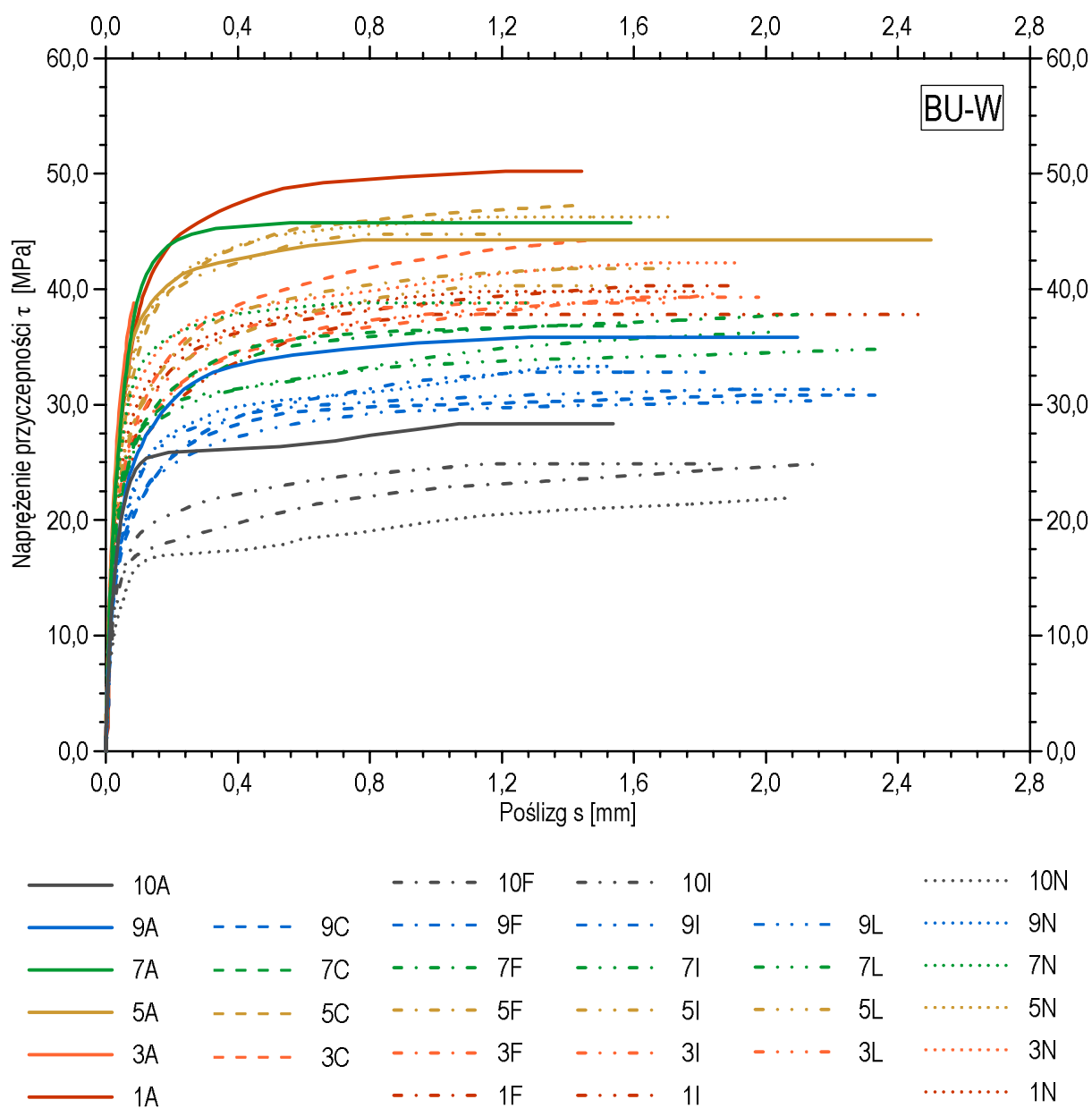
Tabela 4.39. Zestawienie wartości średniego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)

BU-W								
Średnie naprężenie przyczepności – τ_m [MPa]								
Rząd	Kolumna						$\bar{x}$ [MPa]	CV [%]
	A	C	F	I	L	N		
10	20,60	*	15,93	16,89	*	14,33	16,94	13,61%
9	23,13	20,17	20,40	20,26	20,84	21,56	21,06	4,92%
7	32,31	24,51	24,58	23,67	23,63	27,95	26,11	12,00%
5	30,68	31,18	27,06	30,93	26,81	31,14	29,64	6,47%
3	×	27,73	25,34	25,43	26,06	28,08	27,12	6,25%
1	31,97	*	26,00	24,80	*	26,70	27,37	10,02%
$\bar{x}$ [MPa]	28,13	25,90	23,22	23,66	24,34	24,96		
CV [%]	16,18%	15,68%	16,68%	18,47%	9,60%	22,22%		

Na rysunkach 4.26 i 4.27 przedstawiono wykresy zależności naprężeń przyczepności i poślizgu pręta dla modułów pochodzących z elementów typu ściana. Przebiegi zniszczenia przyczepności miały charakter zgodny z teoretycznym. W przypadku obu elementów zaobserwowano wyraźnie odmienne zachowanie modułów zlokalizowanych w ostatnim (10) i przedostatnim (9) rzędzie, przy czym zjawisko to jest bardziej widoczne w elemencie wykonanym w technologii betonowania od góry.



Rys. 4.26. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu ściennego wykonywanego od góry (TD-W)



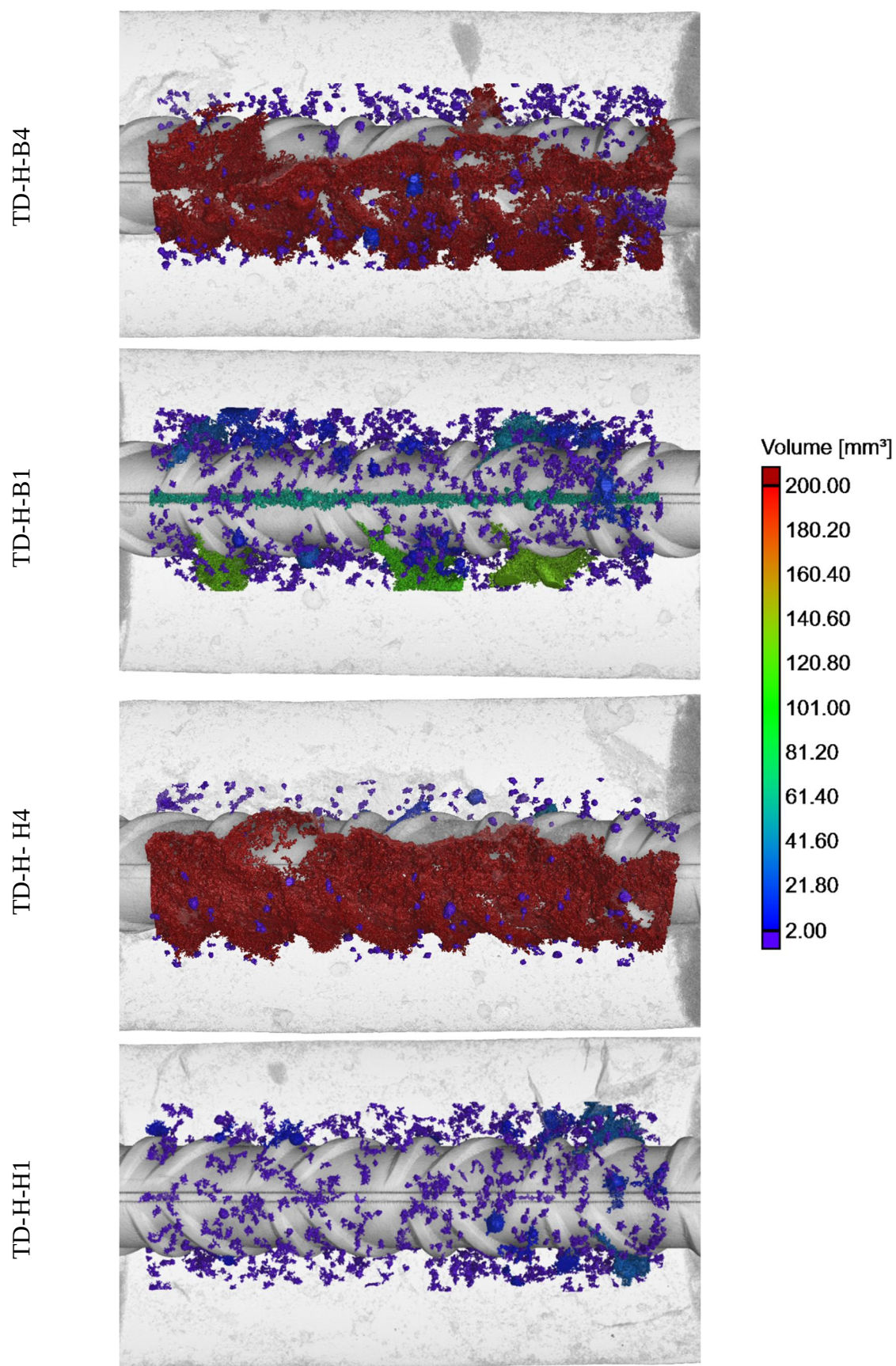
Rys. 4.27. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu ściennego wykonywanego od dołu (BU-W)

4.6.5. Badania tomograficzne

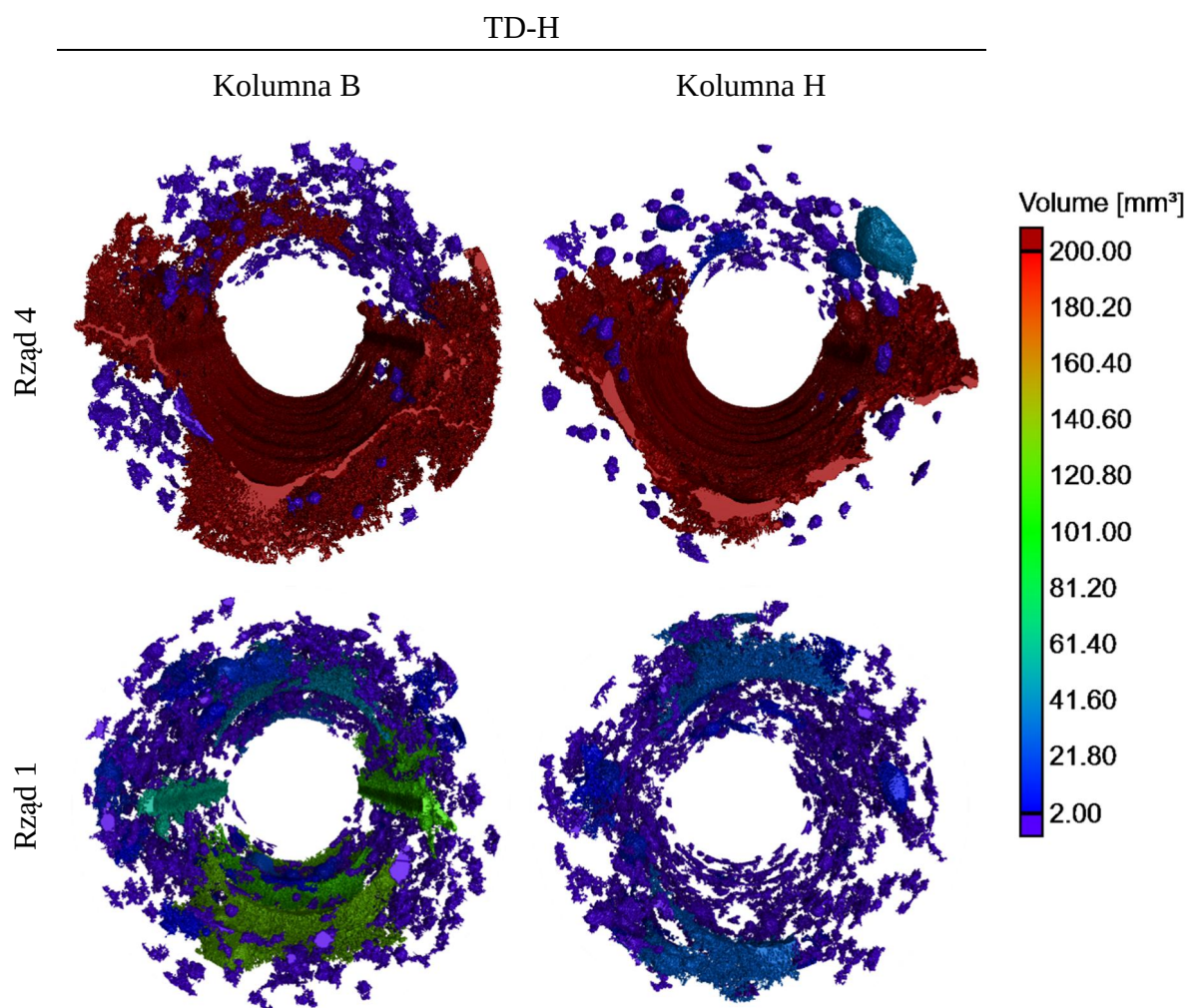
Podstawowym wynikiem badania tomograficznego jest trójwymiarowy model skanowanego materiału, na którym można przeprowadzić różnego rodzaju analizy obrazu. W niniejszym rozdziale przedstawiono wizualny rezultat analizy porowatości materiału w bezpośrednim sąsiedztwie pręta zbrojeniowego. Skala kolorów szeregowwała pustki wokół prętów zbrojeniowych według ich objętości w mm^3 . Skalę kolorów ujednolicono dla całego zakresu badań niniejszej rozprawy. Pory i pustki mniejsze niż 2 mm^3 i większe niż 200 mm^3 znajdowały się poza skalą kolorów i oznaczone były jednolitymi odcieniami niezależnie od wielkości.

Elementy typu belka-ściana

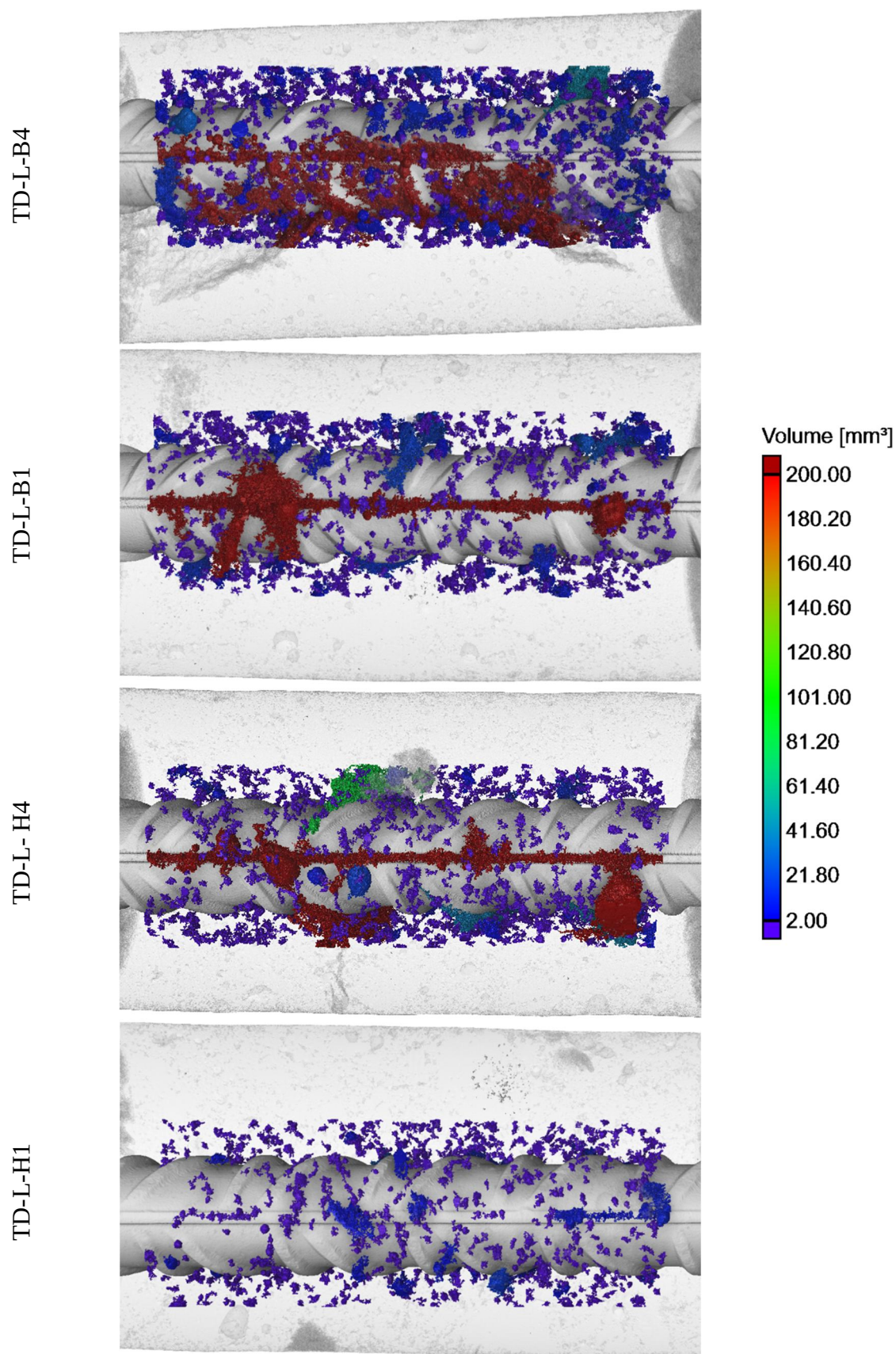
Na rysunkach 4.28 – 4.35 przedstawiono trójwymiarowe widoki przekrojowe przez moduły do badań tomograficznych pobrane z elementów typu belka-ściana. Zobrazowano przekroje podłużne i poprzeczne w stosunku do osi pręta zbrojeniowego. Pod górnymi prętami elementów typu belka-ściana (z wyjątkiem elementu BU-H) obserwowano znaczne osiadanie mieszanki betonowej. Obrazy porowatości wokół dolnych prętów zbrojeniowych elementów typu belka-ściana były do siebie zbliżone, niezależnie od technologii podawania mieszanki. W niektórych przypadkach można zauważyć pojedyncze większe pory lub pustki często zlokalizowane w pobliżu żeber podłużnych.



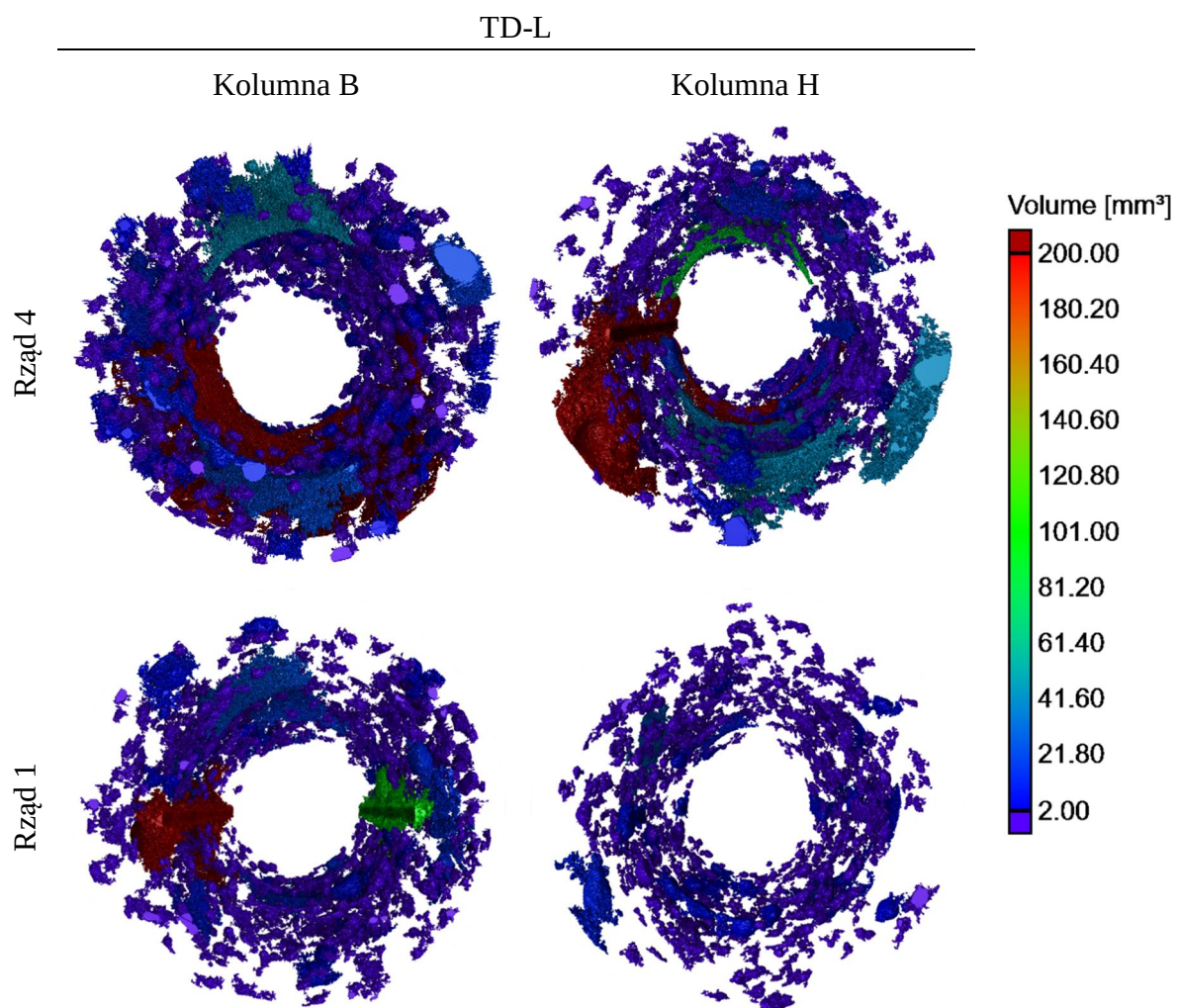
Rys. 4.28. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-H



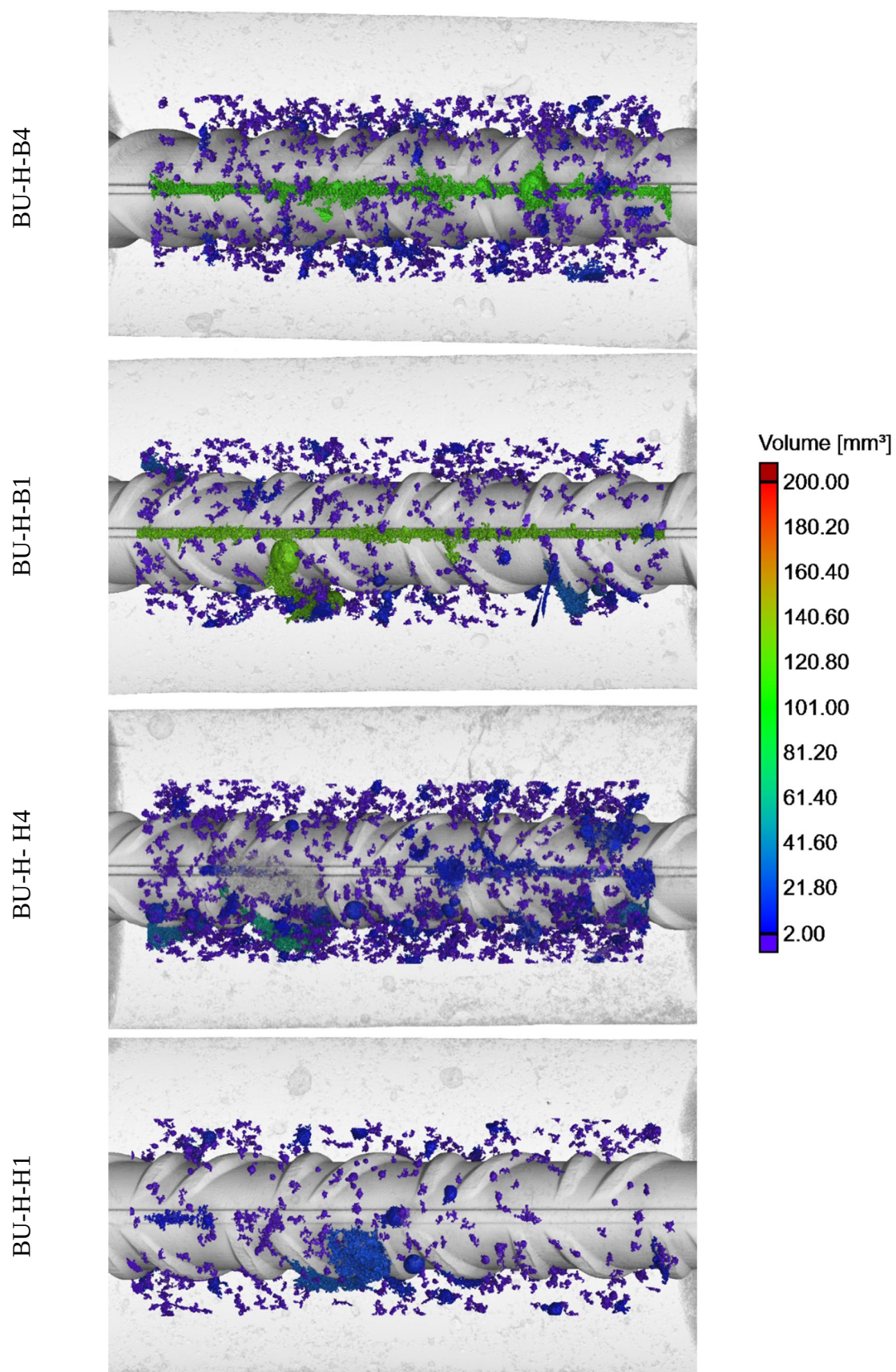
Rys. 4.29. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-H



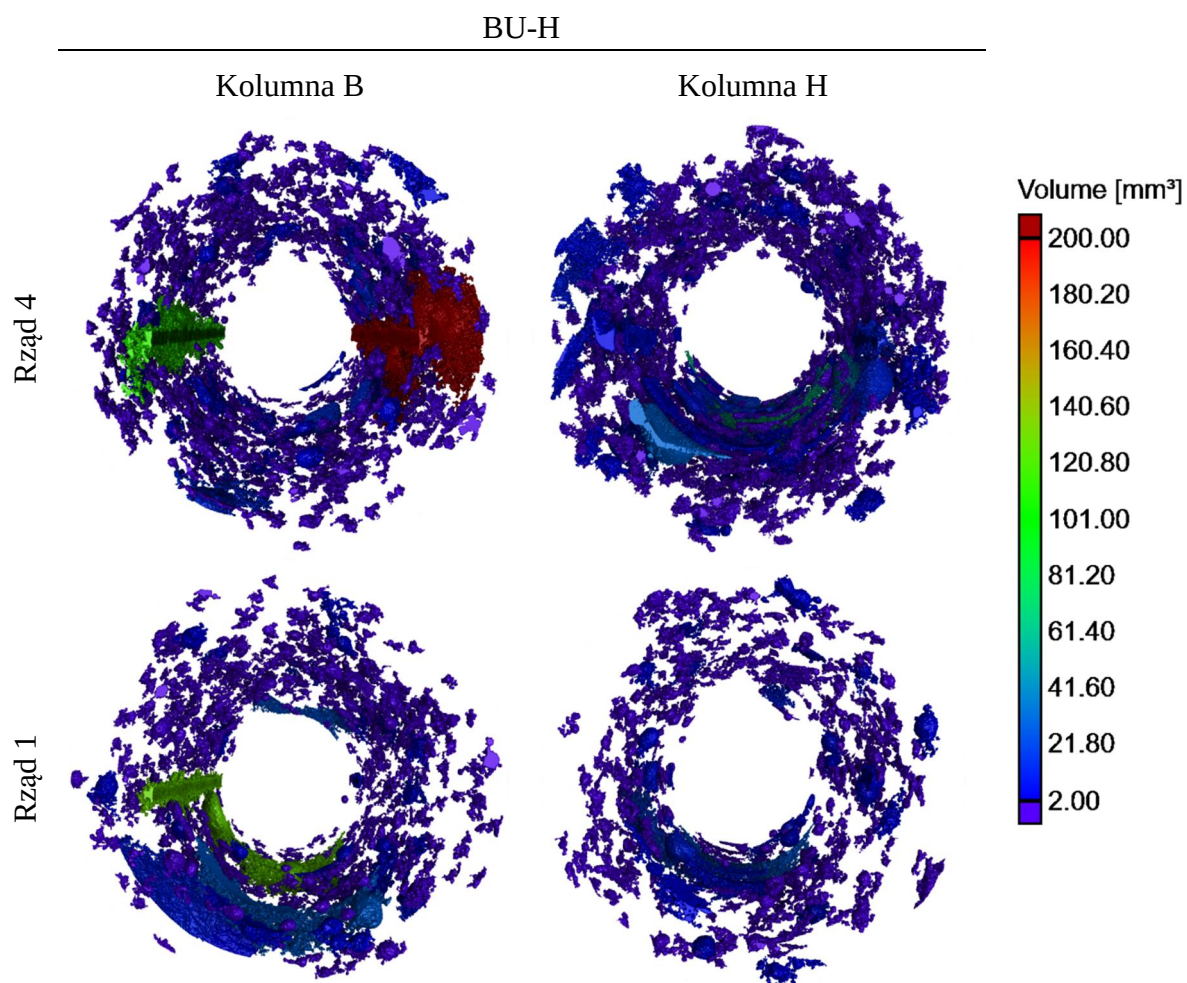
Rys. 4.30. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-L



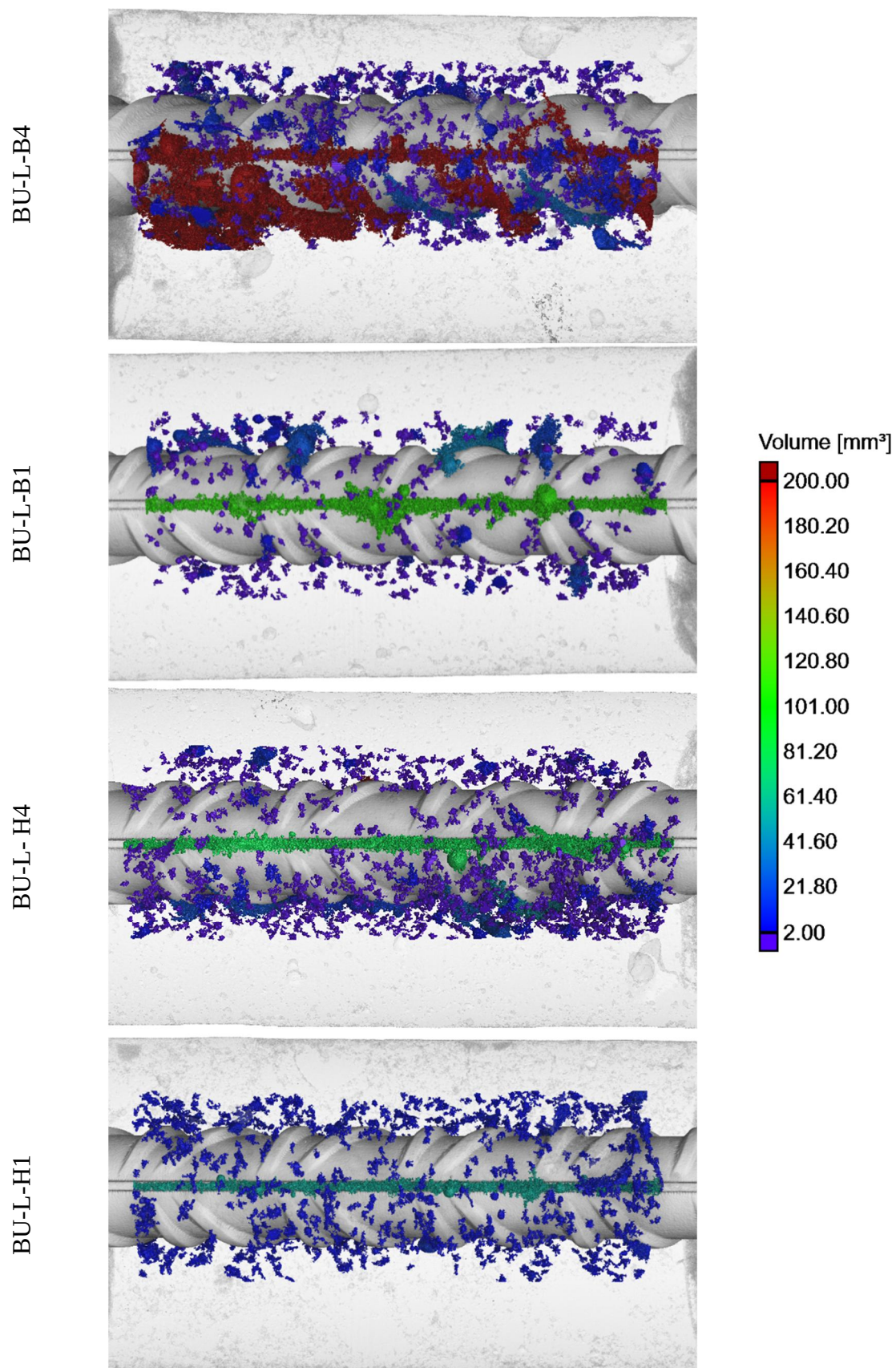
Rys. 4.31. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-L



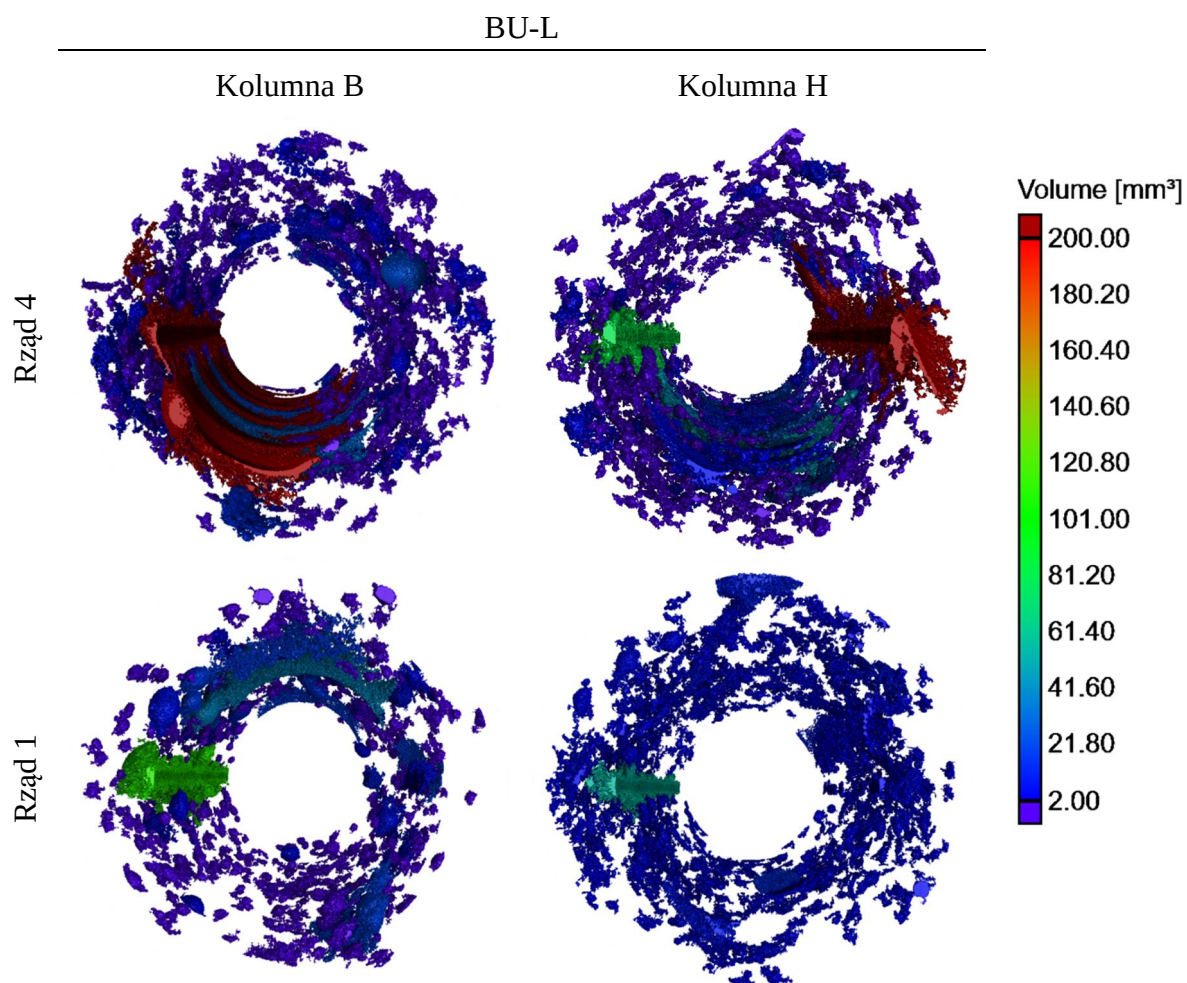
Rys. 4.32. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-H



Rys. 4.33. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-H



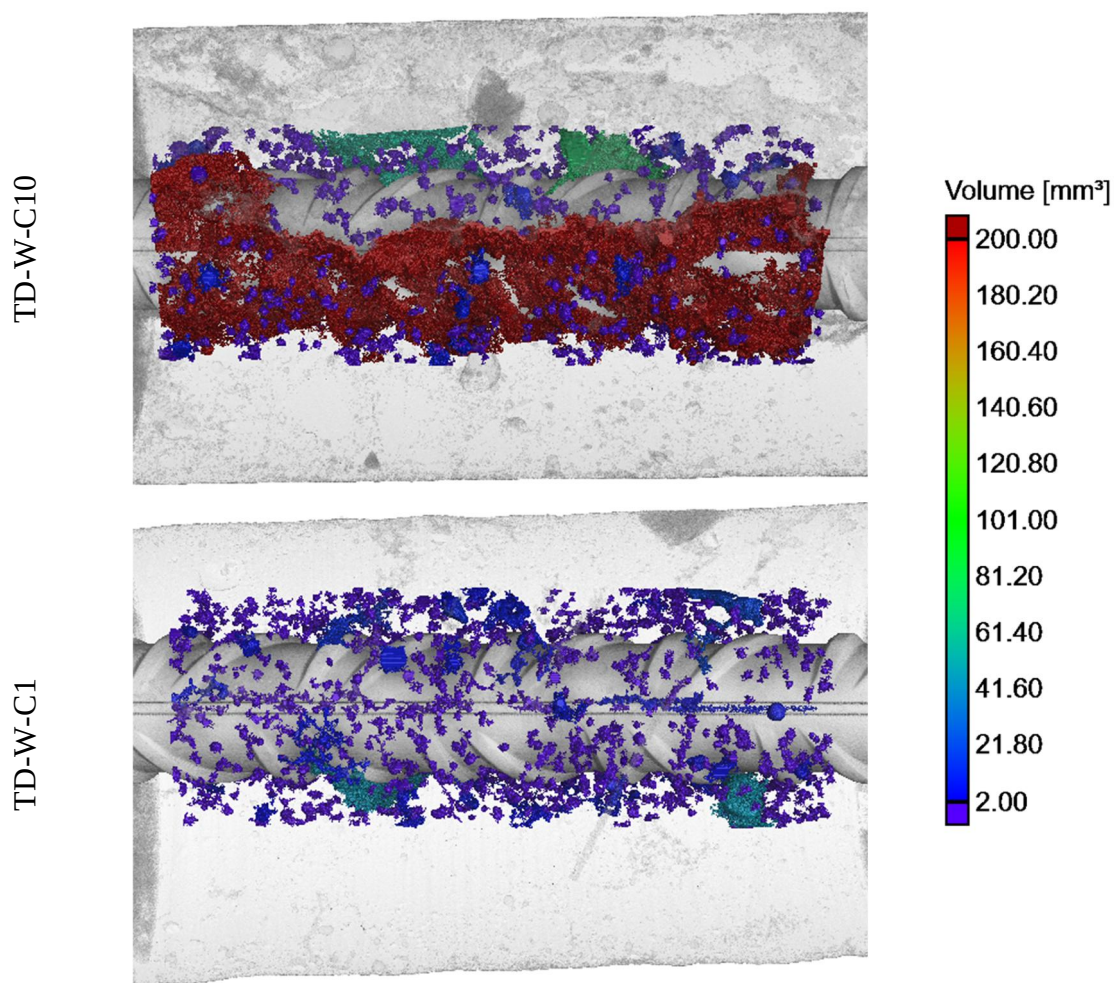
Rys. 4.34. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-L



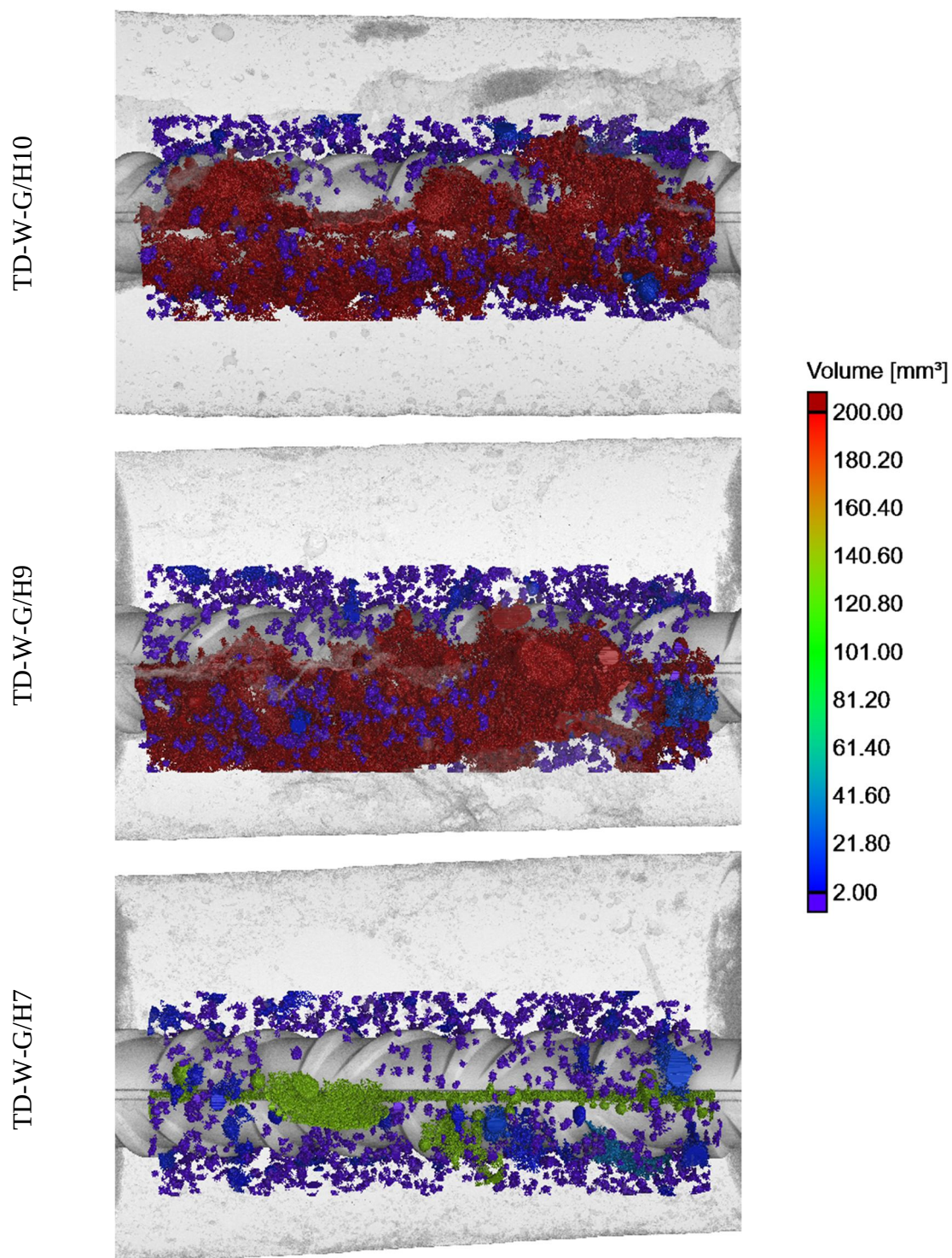
Rys. 4.35. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-L

Elementy typu ściana

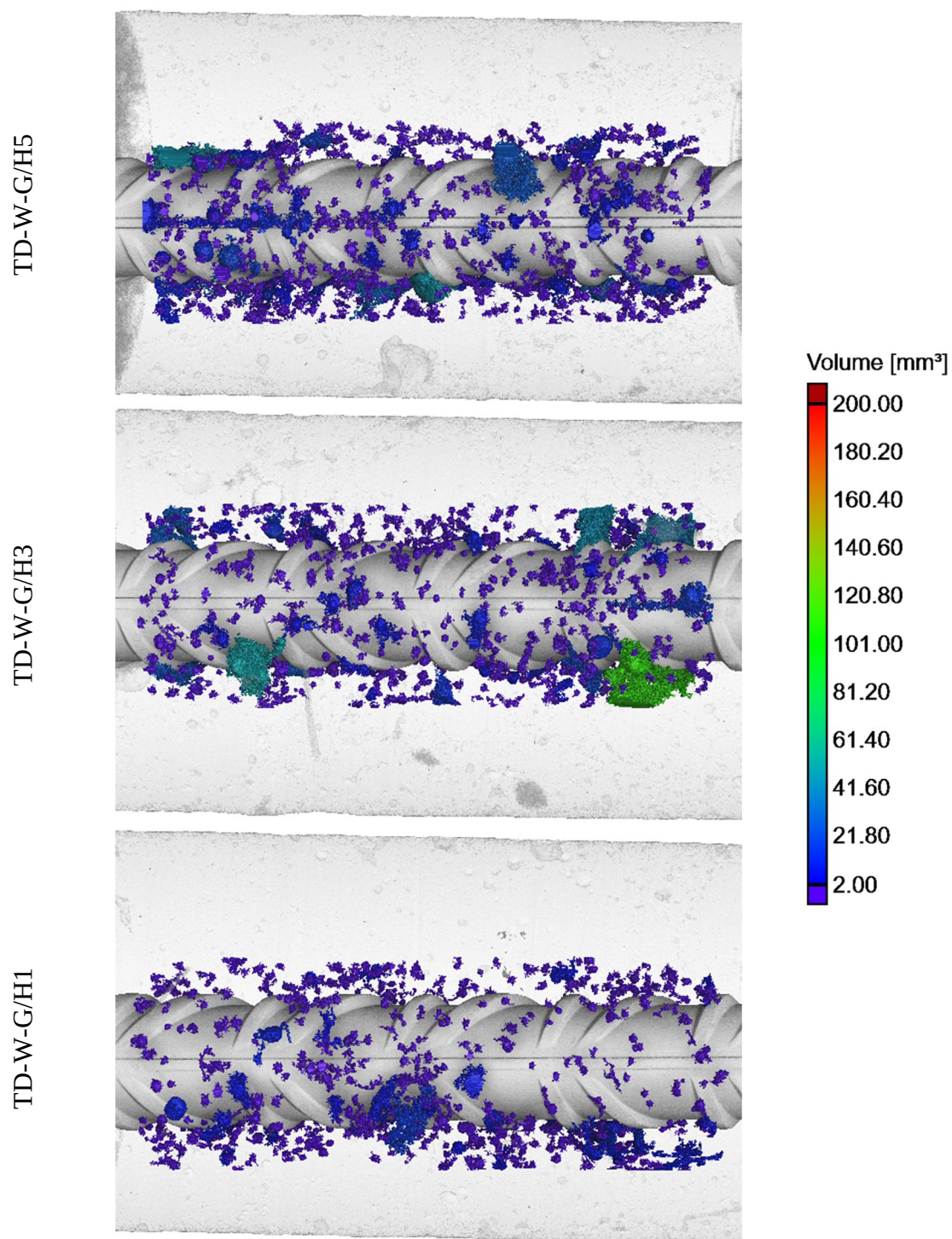
Na rysunkach 4.36 – 4.38 przedstawiono wyniki analizy porowatości wokół prętów zbrojeniowych elementu typu ściana wykonywanego w technologii betonowania od góry w postaci trójwymiarowego widoku podłużnego względem osi pręta, a na rysunkach 4.39 – 4.41 trójwymiarowych widoków poprzecznych. Pod prętami zbrojeniowymi znajdującymi się w rzędach 9 i 10 zauważalne są znaczne pustki wywołane osiadaniem mieszanki betonowej. W przypadku pozostałych modułów zaobserwowano pojedyncze większe pory zlokalizowane zarówno pod jak i nad prętami.



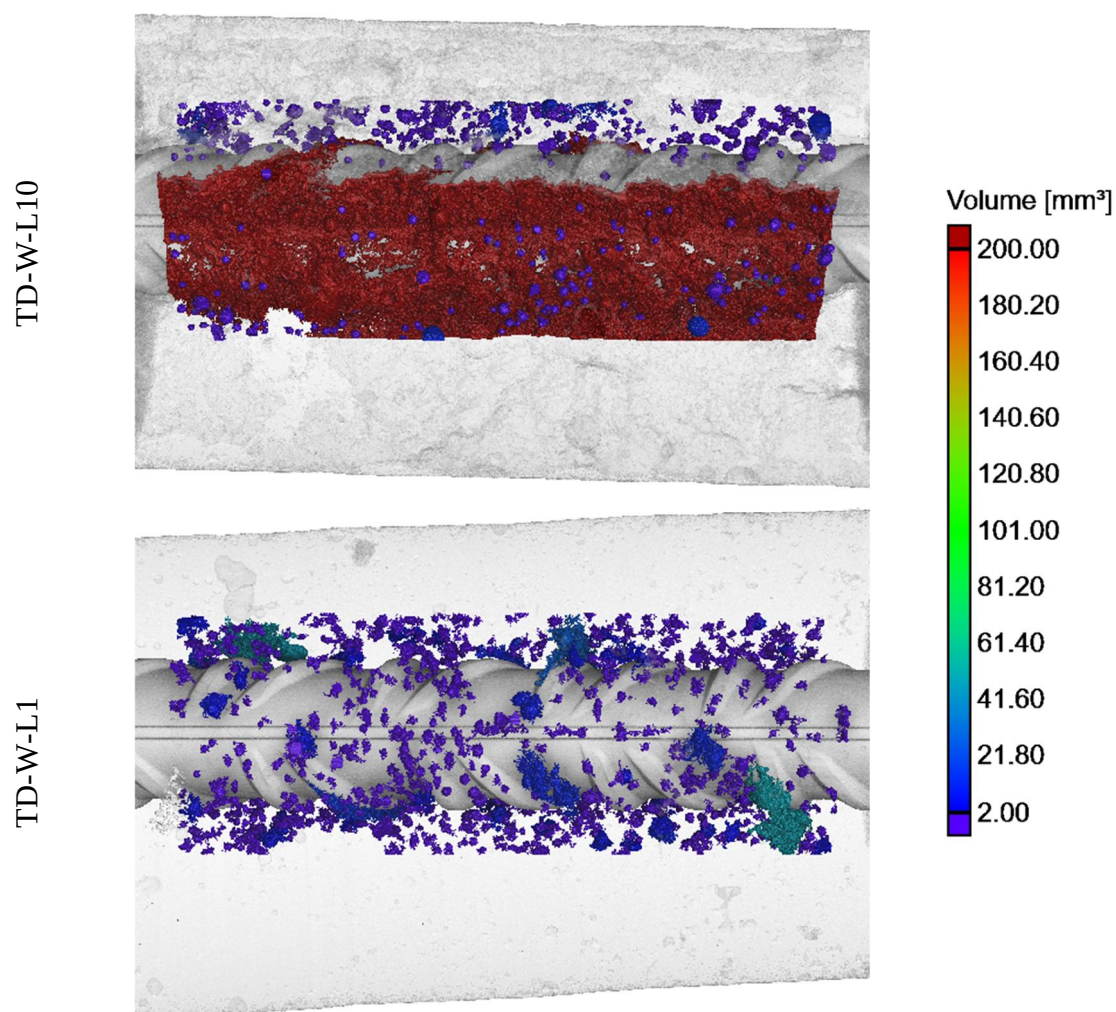
Rys. 4.36. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna C



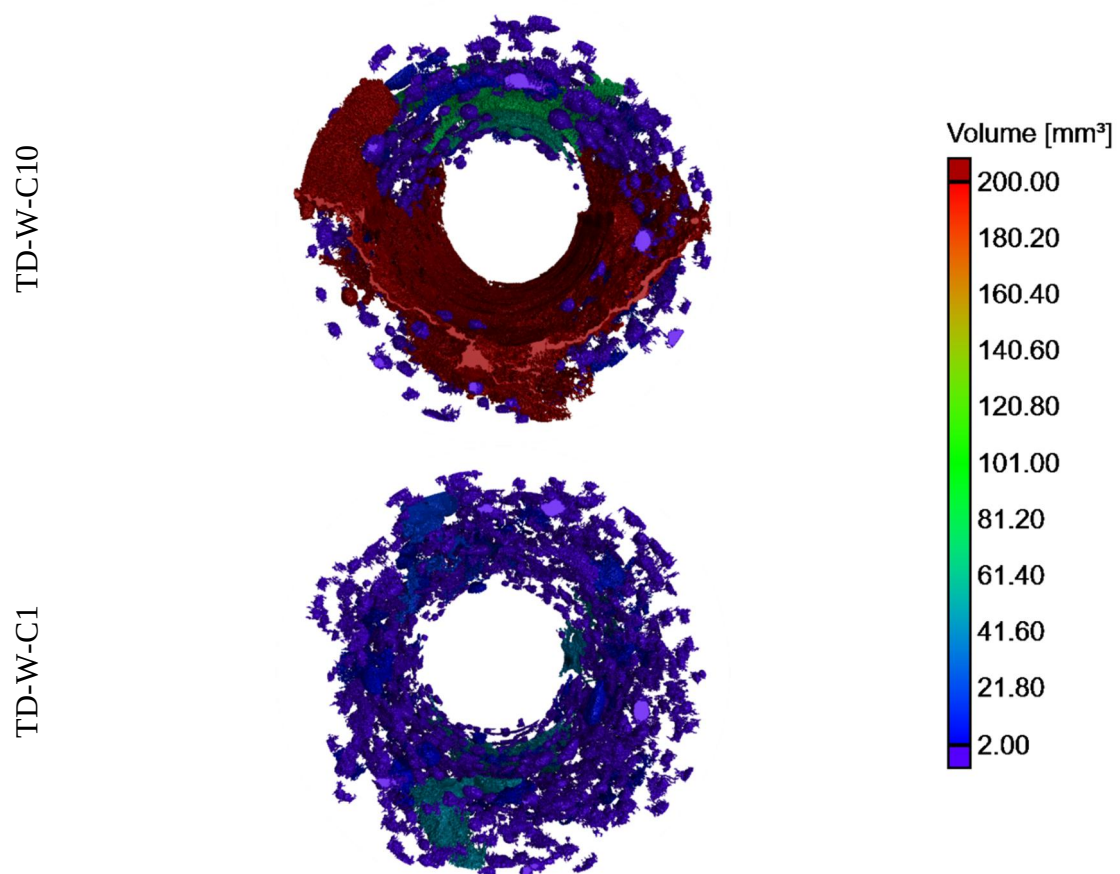
Rys. 4.37. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna G/H



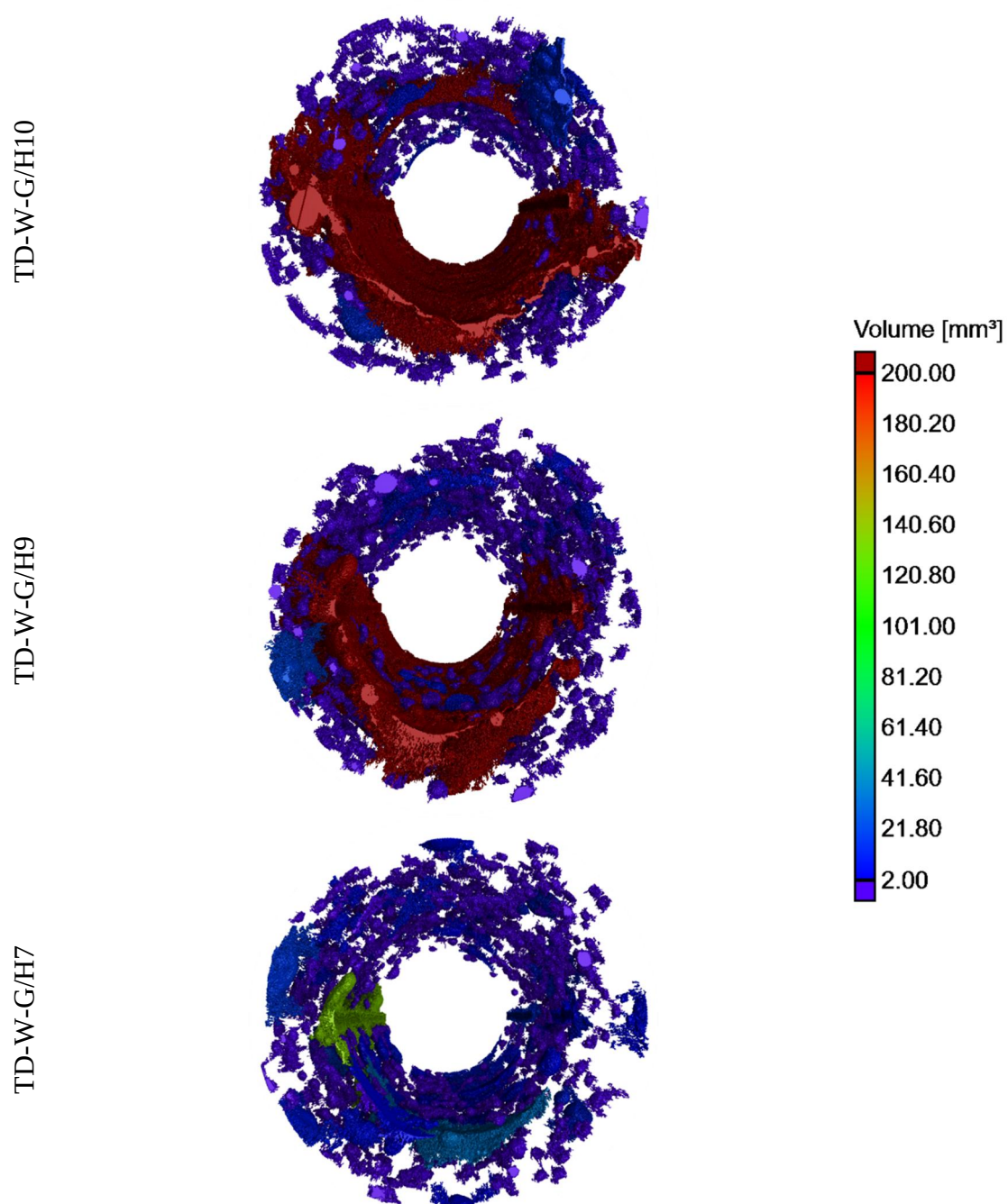
Rys. 4.37. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna G/H (cd)



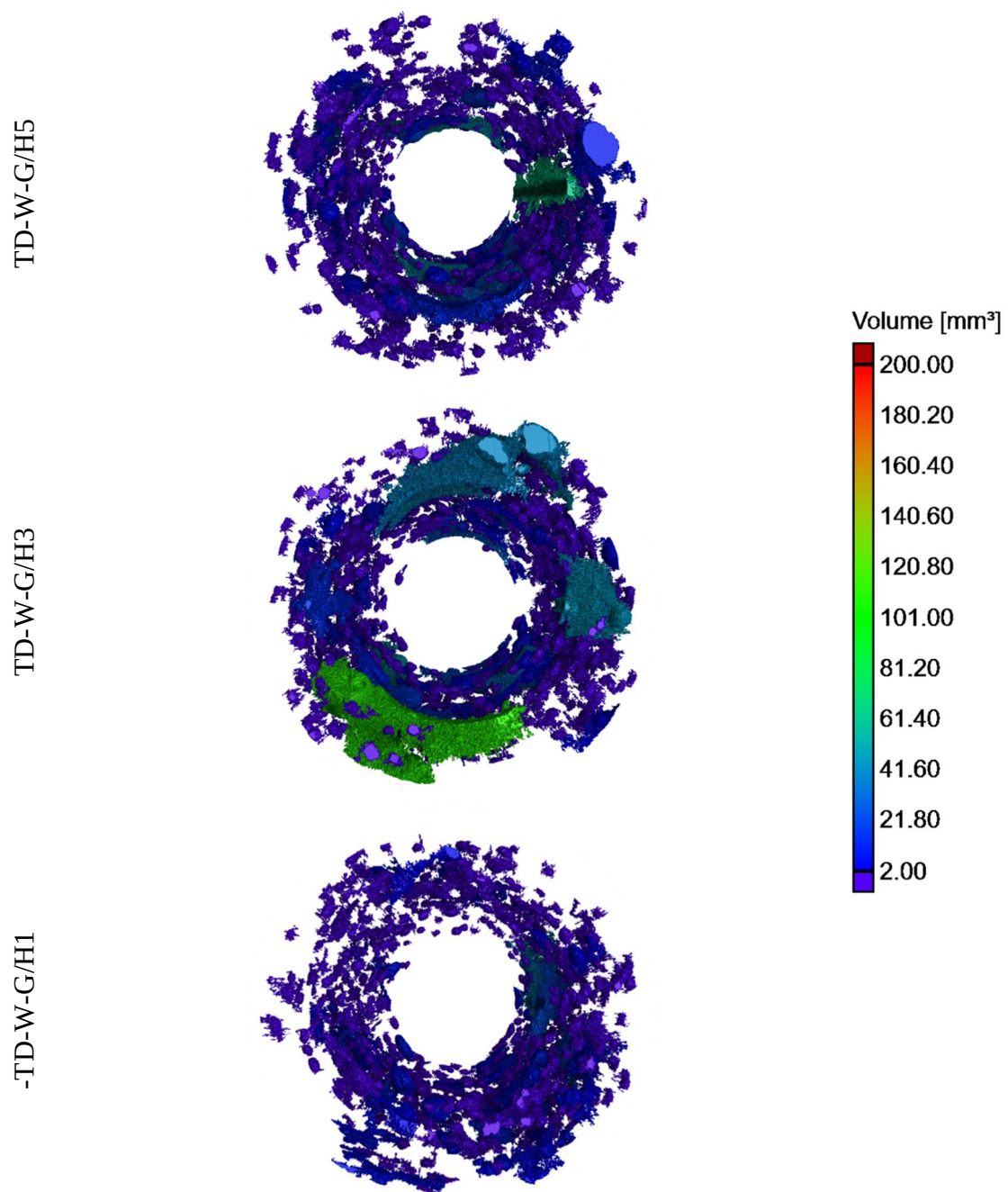
Rys. 4.38. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna L



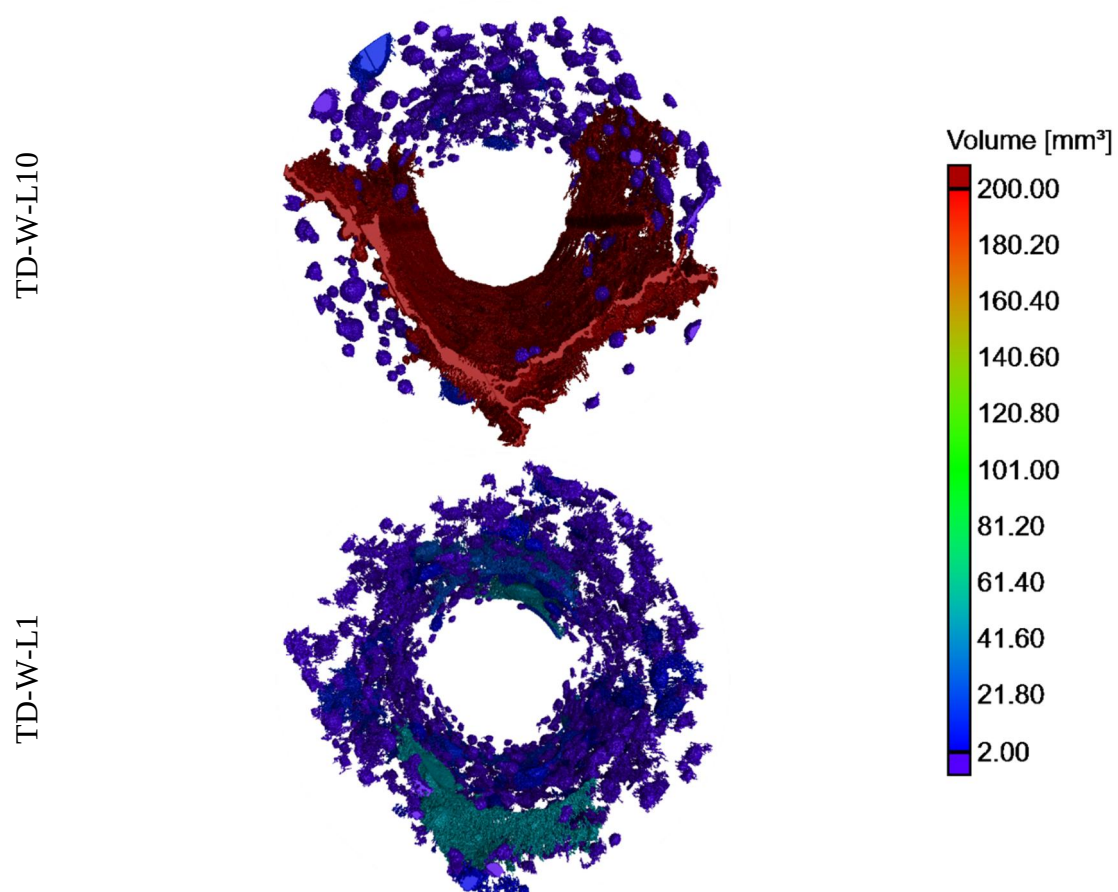
Rys. 4.39. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna C



Rys. 4.40. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna H/G

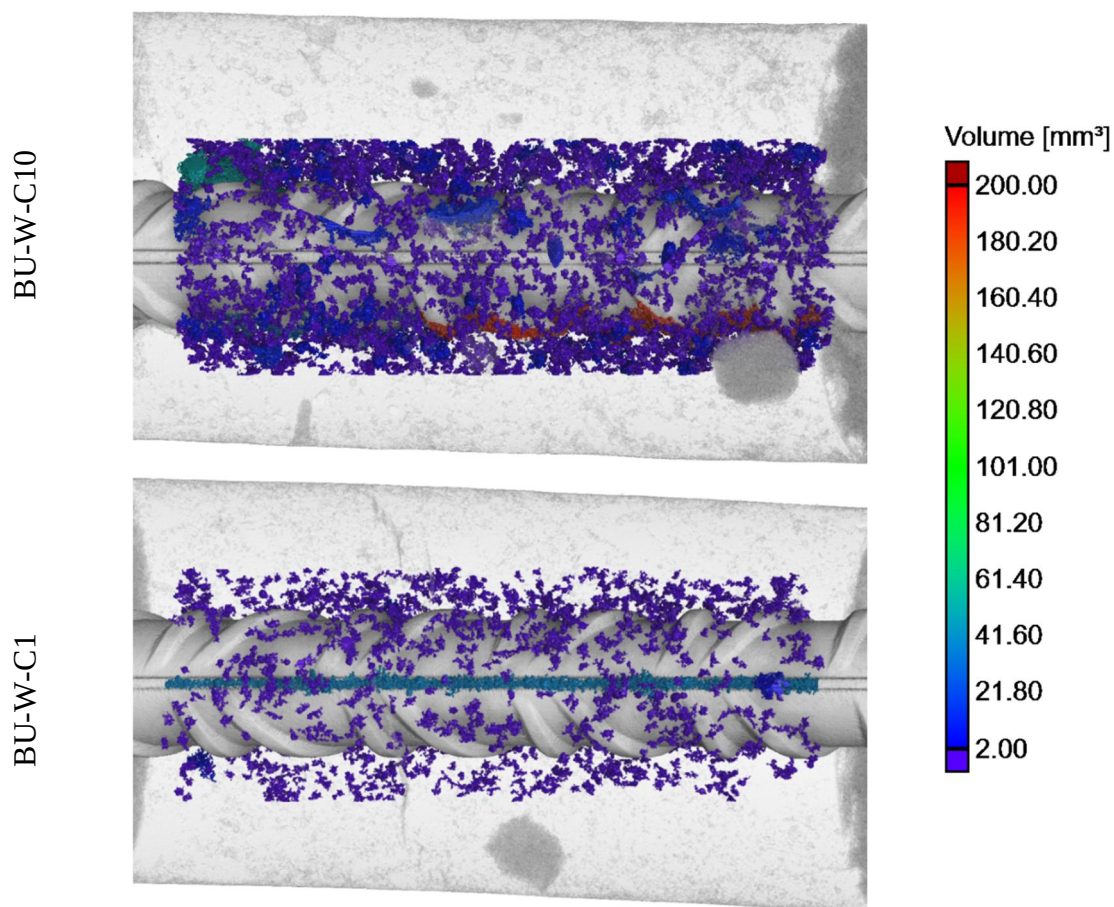


Rys. 4.40. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna H/G (cd)

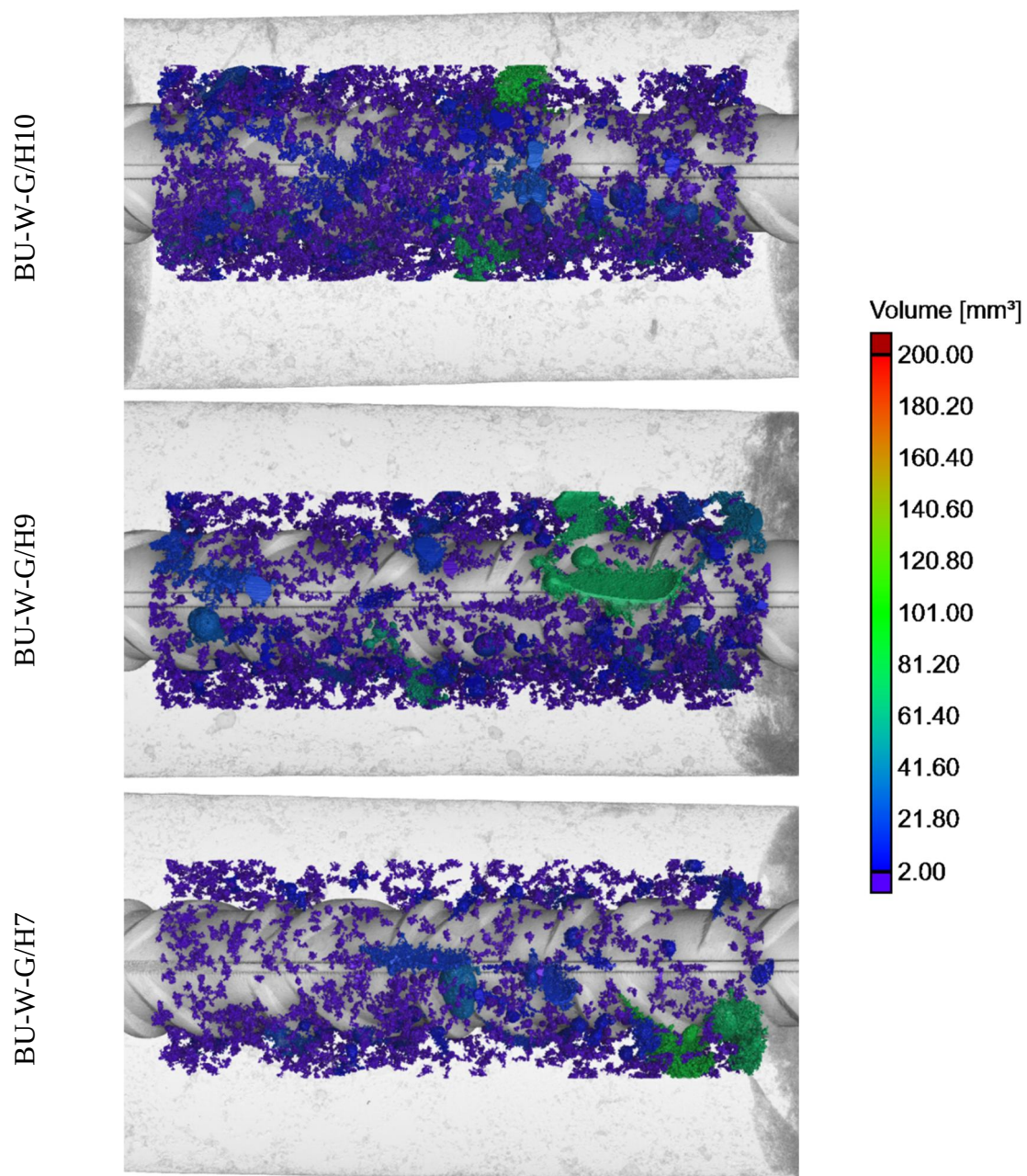


Rys. 4.41. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna L

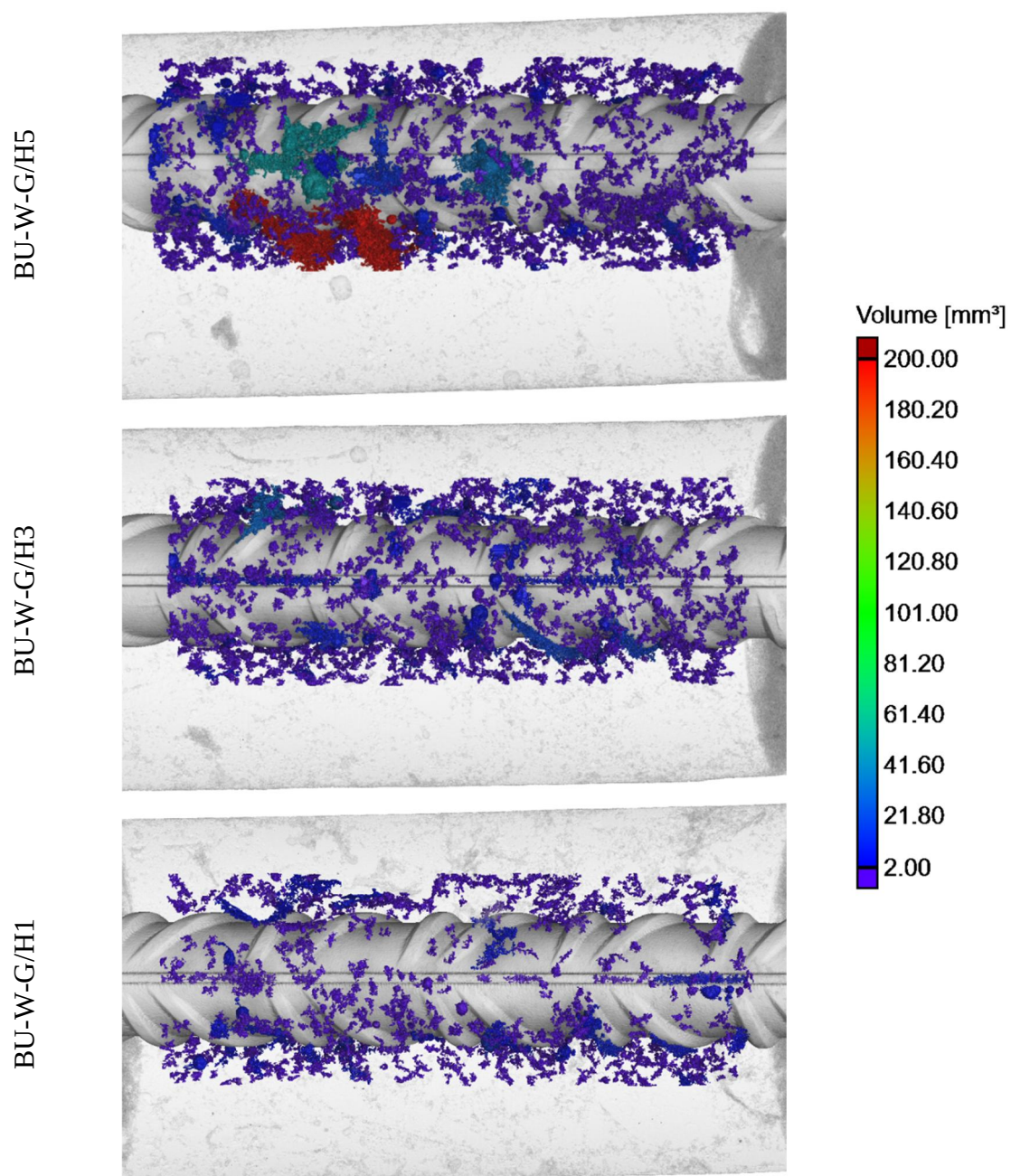
Na rysunkach 4.42 – 4.44 przedstawiono wyniki analizy porowatości wokół prętów zbrojeniowych elementu typu ściana wykonywanego w technologii betonowania od dołu w postaci trójwymiarowego widoku podłużnego względem osi pręta, a na rysunkach 4.45 – 4.47 trójwymiarowych widoków poprzecznych. Pustki wywołane osiadaniem mieszanki betonowej można było zauważyć jedynie w modułach znajdujących się w najwyższej zlokalizowanym rzędzie (10). W przypadku pozostałych modułów zaobserwowano pojedyncze większe pory zlokalizowane zarówno pod jak i nad prętami.



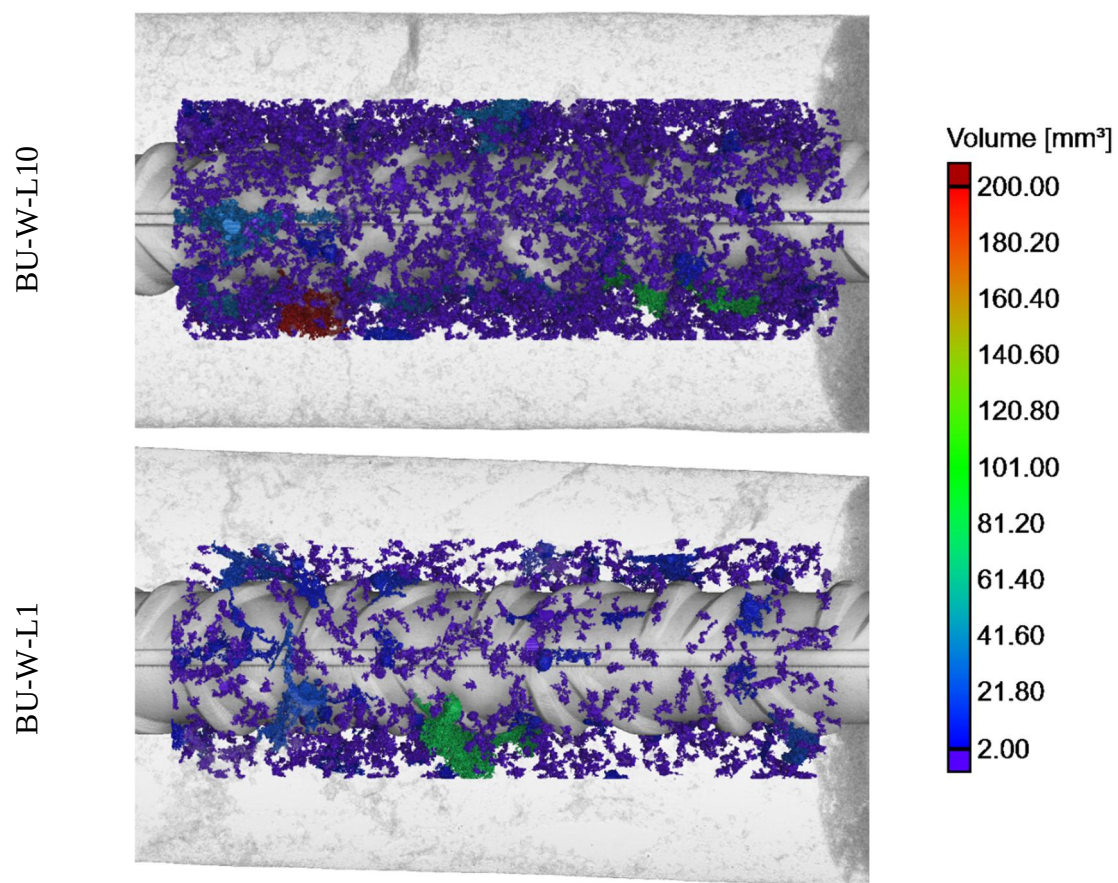
Rys. 4.42. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna C



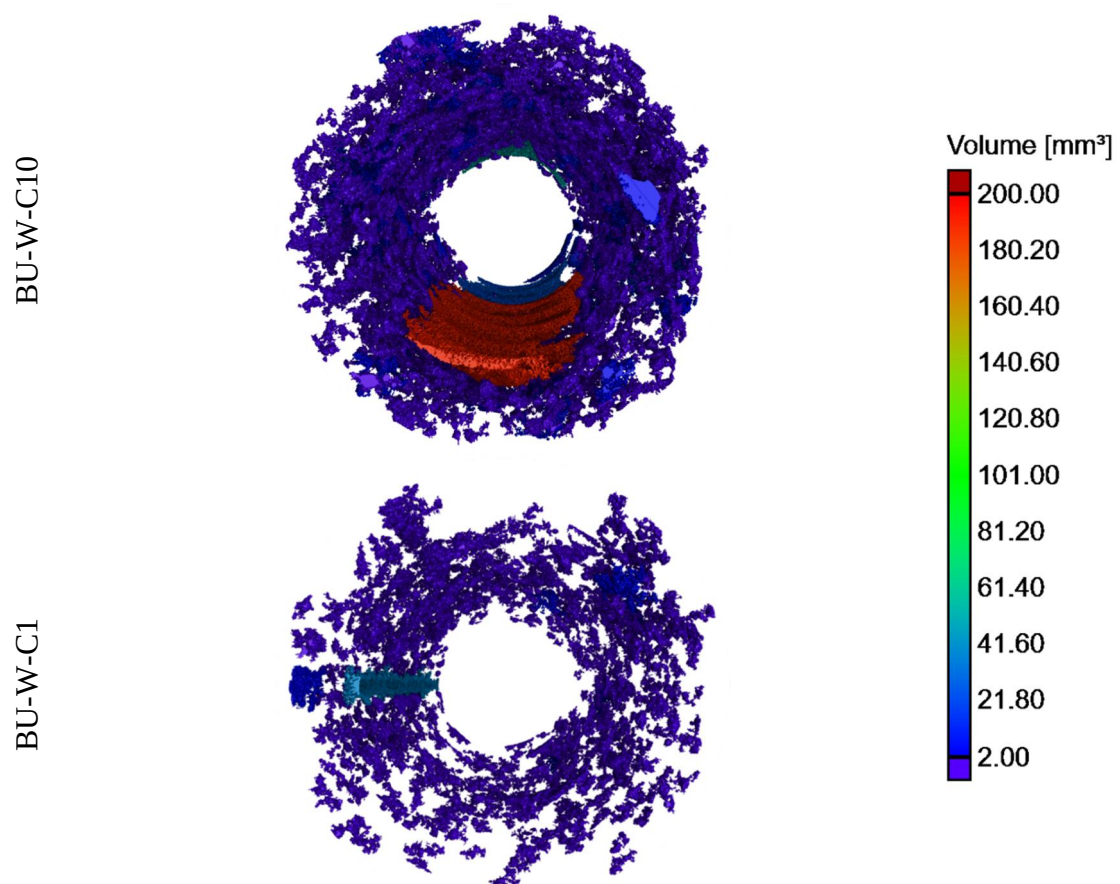
Rys. 4.43. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna H/G



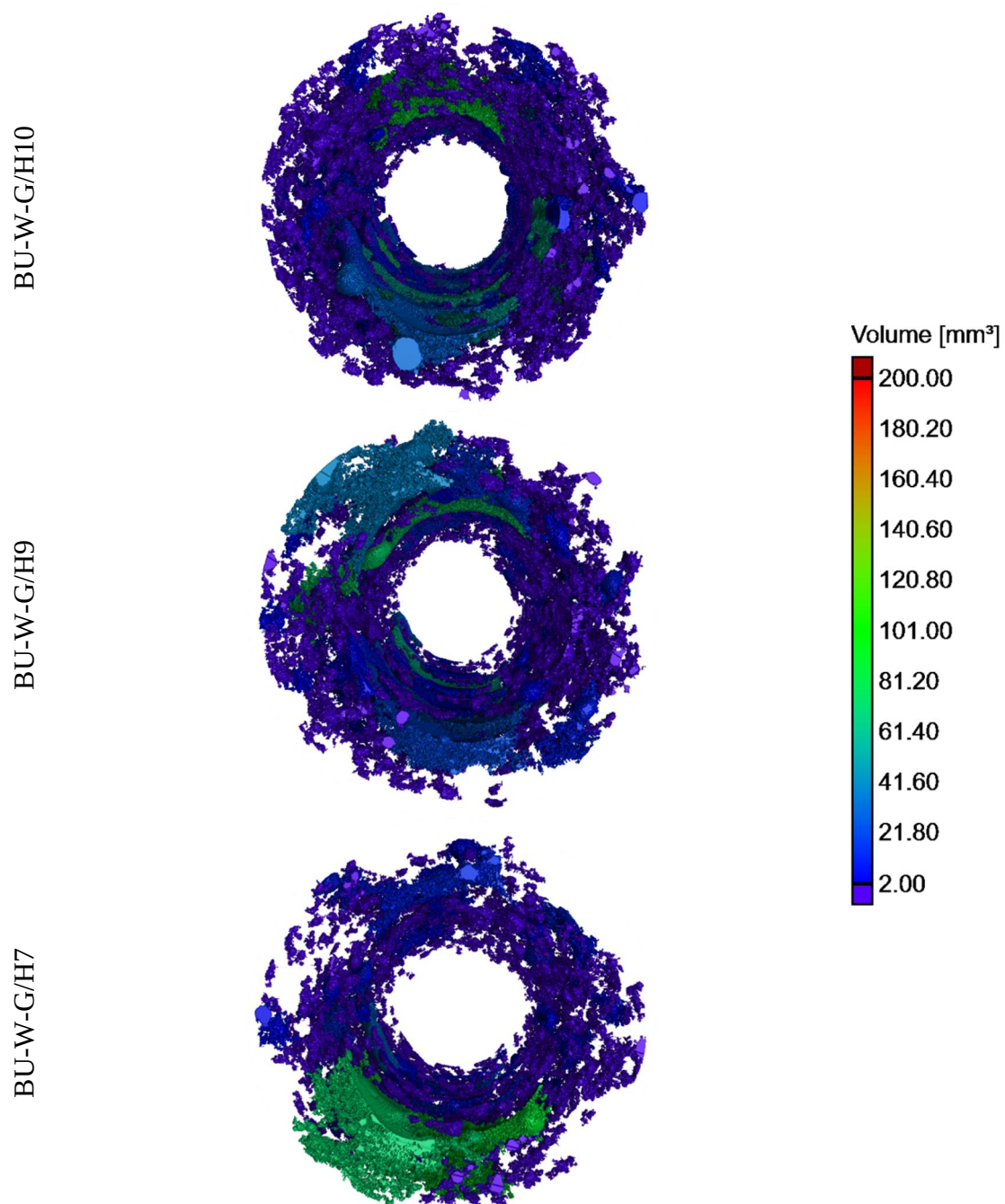
Rys. 4.43. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna H/G (cd)



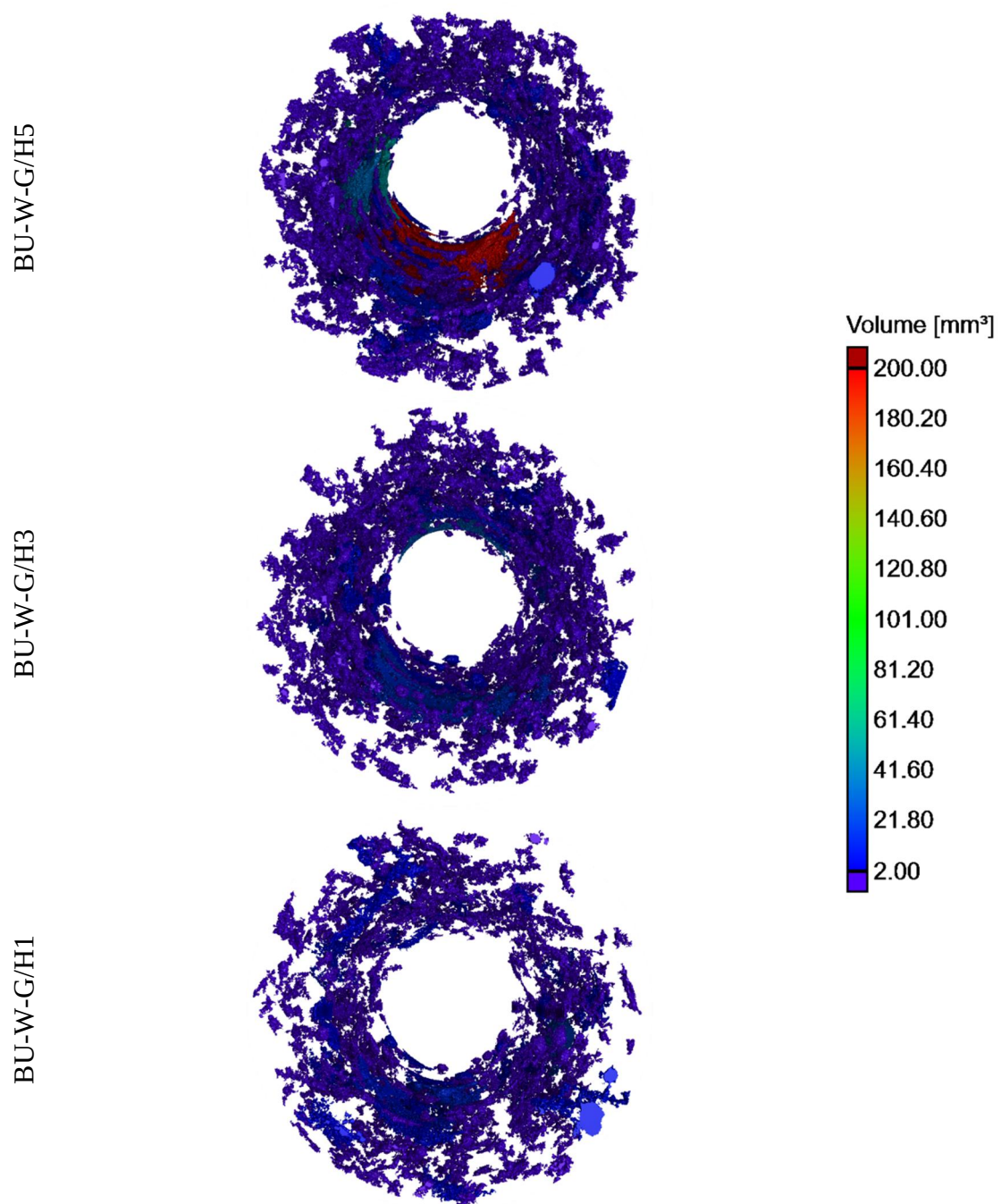
Rys. 4.44. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna L



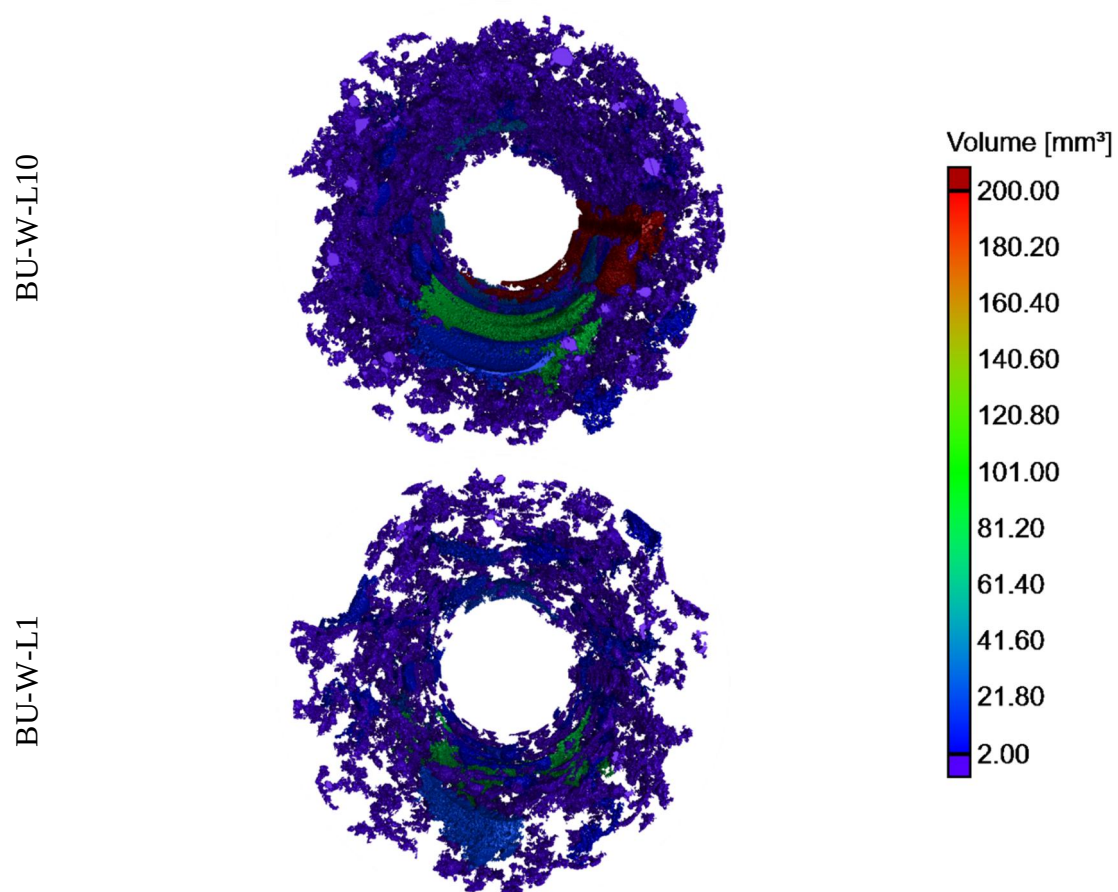
Rys. 4.45. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna C



Rys. 4.46. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna H/G



Rys. 4.46. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna H/G (cd)



Rys. 4.47. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna L

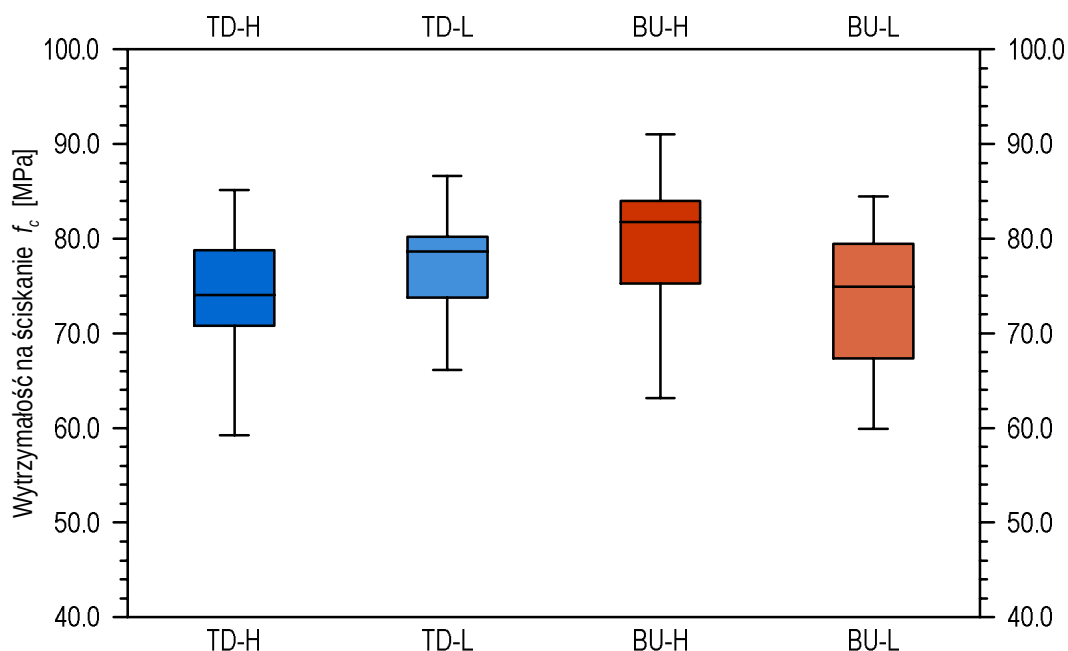
Rozdział 5: Analiza wyników badań wytrzymałościowych betonu

5.1. Analiza badań wytrzymałości na ściskanie

5.1.1. Wytrzymałość na ściskanie elementów typu belka-ściana

Analiza wyników badań wytrzymałości na ściskanie przeprowadzonych na modułach pobranych z elementów typu belka-ściana miała na celu określenie oddziaływania następujących czynników: technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej, prędkości betonowania, odległości próbki od punktu betonowania. Elementy typu belka-ściana były wykonywane w jednym cyklu betonowania, zatem zmienność wyników jest związana wyłącznie z czynnikami technologicznymi i rozrzutem wyników badań.

Na rysunku 5.1. przedstawiono wykresy typu ramka-wąsy przedstawiające wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie wykonanych na modułach pobranych z elementów typu belka-ściana z podziałem na technologie podawania mieszanki oraz prędkość betonowania. Na wszystkich wykresach pudełkowych przedstawionych w niniejszej rozprawie, linia pozioma wyznaczona jest przez medianę wyników, długość pudełka określa rozstęp ćwiartkowy ($Q_3 - Q_1$), a wąsy wartości minimalne i maksymalne próby.



Rys. 5.1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie dla elementów typu belka-ściana w postaci wykresów pudełkowych

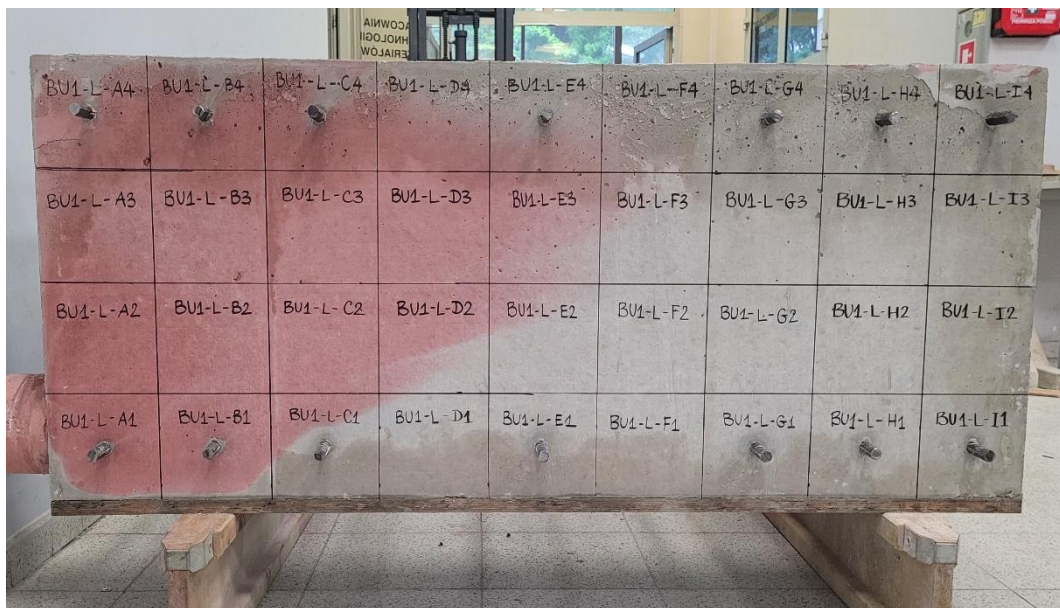
W ogólności wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów typu belka-ściana charakteryzują się znacznym rozproszeniem związanym z jej zmiennością wzdłuż wysokości

i rozpiętości elementów badawczych. Najwyższą wartość mediany wyników badań wytrzymałości na ściskanie otrzymano dla elementu BU-H, czyli wykonywanego od dołu deskowania z wysoką prędkością betonowania. Najniższą wartość mediany odczytano dla elementu TD-H, czyli wykonywanego od góry z wysoką prędkością betonowania. Bazując na wynikach testów nie można jednoznacznie określić wpływu technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej na wytrzymałość betonu na ściskanie bez uwzględnienia prędkości betonowania. Analizując elementy wykonywane z wysoką prędkością betonowania, wyższe wartości wytrzymałości na ściskanie obserwowane były dla elementu wykonywanego od dołu deskowania. Oba wykresy mają podobne rozproszenie, natomiast różnią się położeniem mediany. W przypadku elementu TD-H mediana znajduje się bliżej pierwszego kwartyla (Q1), zatem rozkład jest asymetryczny prawoskośny. W elemencie BU-H, mediana położona jest bliżej trzeciego kwartyla (Q3), co świadczy o tym, że większość wyników znajduje się powyżej niej, a rozkład jest asymetryczny lewoskośny. W obu elementach występują znaczne wartości odstające, a rozstęp między maksymalną a minimalną wartością wynosi prawie 30 MPa. Jest on związany ze znaną tendencją spadku wytrzymałości na ściskanie betonu wraz ze wzrostem odległości położenia próbki od spodu elementu [41], jak również z niedoskonałością próbek. Moduły do badań wytrzymałości na ściskanie były wycinane z elementów konstrukcyjnych przez co ich bryła nie była idealnym sześcianiem.

Odwrotną tendencję wpływu technologii podawania mieszanki na wytrzymałość betonu na ściskanie zaobserwowano w elementach wykonywanych z niską prędkością betonowania. Nieznacznie wyższe wyniki tej cechy otrzymano dla elementu wykonywanego w technologii tradycyjnej od góry deskowania. Próba elementu TD-L charakteryzowała się również mniejszym rozproszeniem wyników w porównaniu do elementu BU-L, pomimo że ostatecznie wartość mediany jest zbliżona. Rozkład wyników badań dla elementu TD-L jest zdecydowanie lewoskośny, a mediana znajduje się w bliskiej odległości Q3.

Analizując wpływ prędkości betonowania na wytrzymałość na ściskanie betonu, należy rozpatrywać go osobno dla wybranej technologii podawania mieszanki. W przypadku tradycyjnego układania mieszanki od góry formy, obserwuje się wyższe wartości wytrzymałości na ściskanie dla elementu wykonywanego z niską prędkością. Rozrzut wyników jest znacznie mniejszy niż w przypadku elementu betonowanego z wysoką prędkością. Niska prędkość betonowania od góry sprzyja bardziej efektywnemu odpowietrzeniu mieszanki, a w konsekwencji lepszym właściwościom wytrzymałościowym. Odwrotny efekt prędkości betonowania odnotowano dla elementów wykonywanych od dołu. Znacznie wyższe wartości wytrzymałości na ściskanie zaobserwowano w przypadku elementu BU-H. Może to być

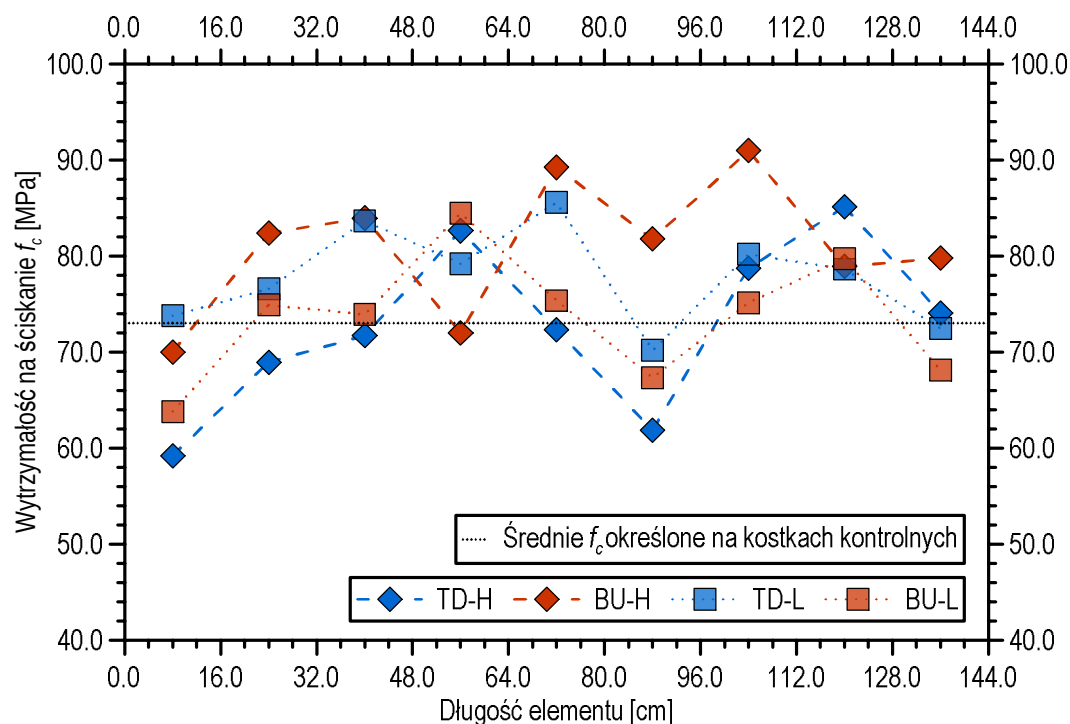
związane z tym, że mieszanka samozagęszczalna podawana od dołu wypycha ułożoną już wcześniej mieszankę. Im wyższa prędkość podawania mieszanki, tym większe ciśnienie wywierane jest na mieszankę znajdującą się w deskowaniu, a zatem bardziej jednorodne ich wymieszanie. Do mieszanki samozagęszczalnej w połowie wykonywania elementów belek-ścian w technologii betonowania od dołu został wmieszany czerwony barwnik (rysunek 5.2). Dodanie barwnika nie rzutowało ani na właściwości mieszanki ani betonu, co zostało zweryfikowane we wcześniejszych badaniach [188]. Zabarwienie betonu miało na celu lepsze zobrazowanie, w jaki sposób wypełnia deskowanie mieszanka samozagęszczalna podawana od dołu.



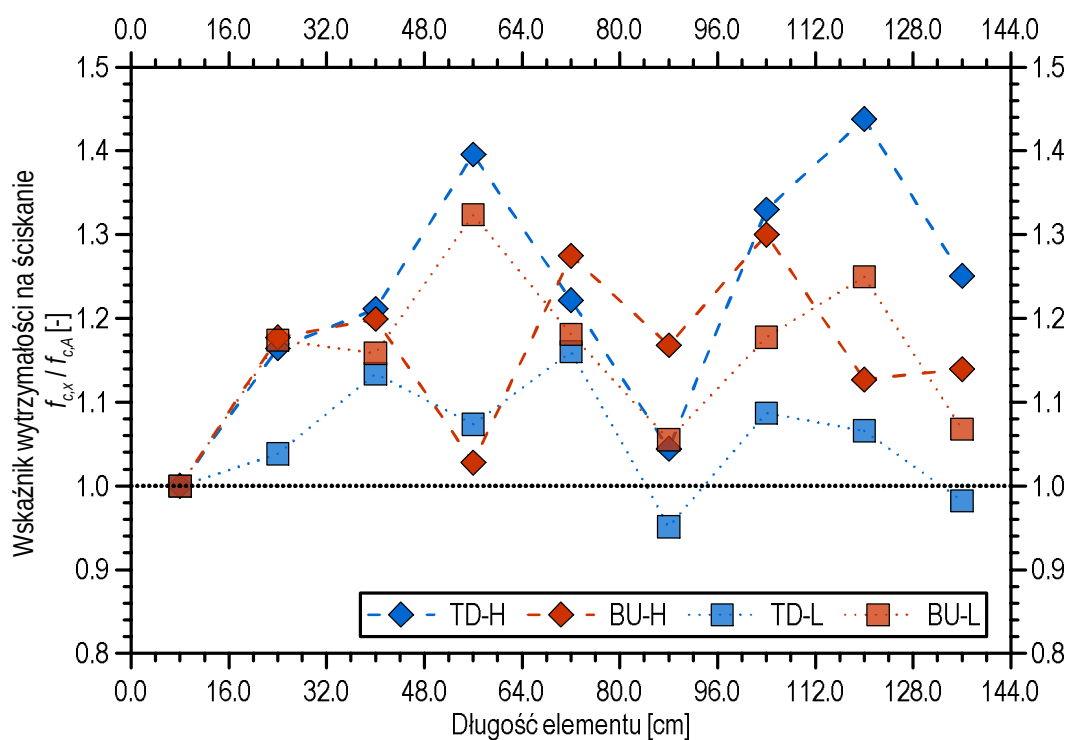
Rys. 5.2. Element typu belka-ściana wykonywany w technologii podawania mieszanki od dołu

Na rysunku 5.3 przedstawiono zmianę wytrzymałości na ściskanie w zależności od położenia próbki względem punktu betonowania w elementach typu belka-ściana. Wyniki badań przedstawione na niniejszym wykresie zostały określone na próbkach pochodzących z drugiego i trzeciego rzędu. Nie zaobserwowano wyraźnego trendu zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż rozpiętości elementów typu belka-ściana. Aby lepiej zobrazować tendencje zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż elementu typu belka-ściana, wprowadzono pojęcie wskaźnika wytrzymałości na ściskanie. Wskaźnik ten przyjęto jako stosunek wartości wytrzymałości na ściskanie analizowanej próbki do wytrzymałości na ściskanie próbki w kolumnie A (punkt betonowania). Zmianę tego wskaźnika przedstawiono na rysunku 5.4. Na podstawie tej analizy, zauważalne jest, że w przypadku większości elementów (z wyłączeniem TD-L) najniższe wartości wytrzymałości na ściskanie odnotowano w obrębie punktu

betonowania. Wyniki te potwierdzają wnioski z badań pilotażowych na wysokowartościowych i zwykłych betonach samozagęszczalnych [5, 6], w których również nie obserwowano zmian wytrzymałości na ściskanie w zależności od odległości od punktu betonowania.



Rys. 5.3. Zależność wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana



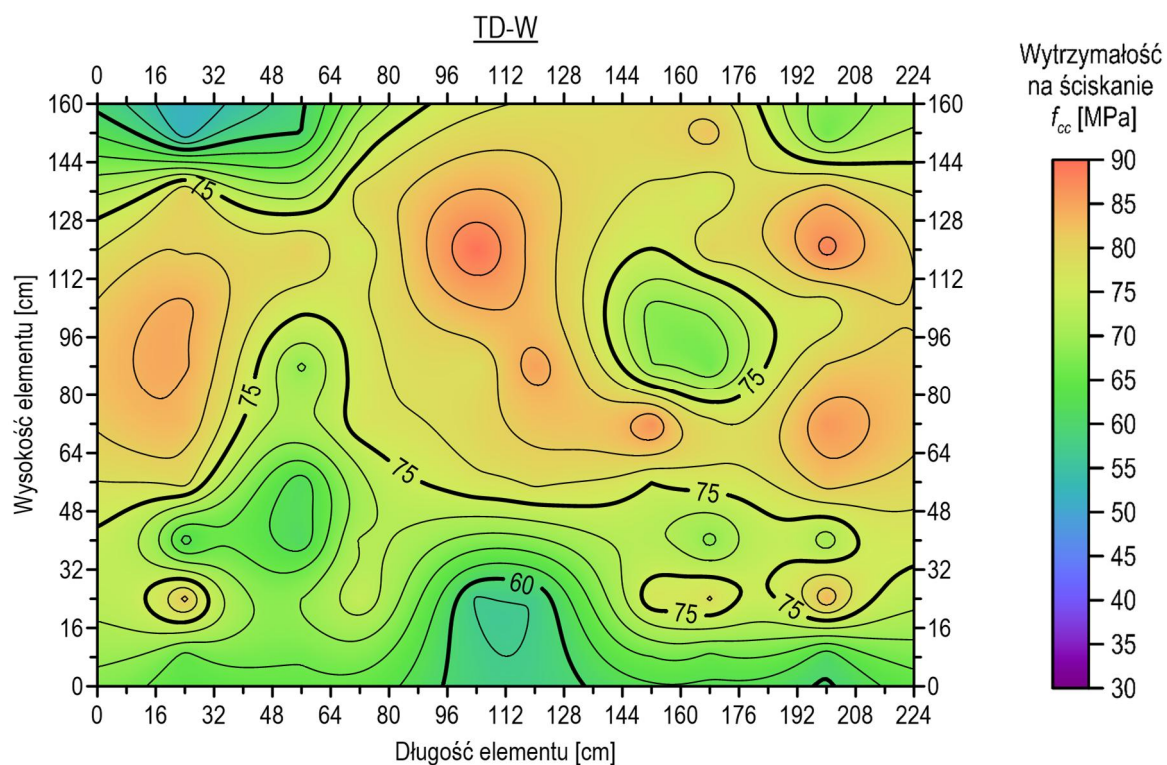
Rys. 5.4. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana

5.1.2. Wytrzymałość na ściskanie elementów typu ściana

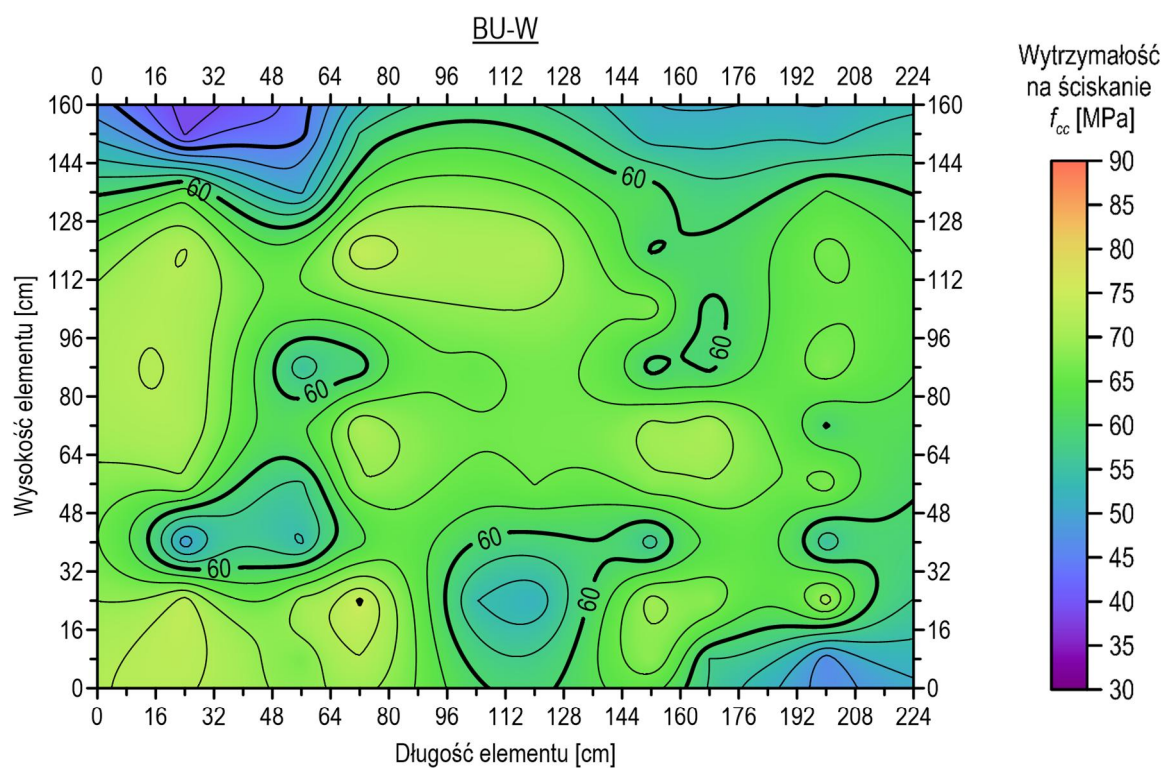
Analiza wyników badań wytrzymałości na ściskanie przeprowadzonych na modułach pobranych z elementów typu ściana miała na celu określenie oddziaływania następujących czynników: technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej, położenia próbki wzdłuż wysokości elementu, odległości próbki od punktu betonowania. Elementy typu ściana wykonywane były w dwóch cyklach betonowania, w których mieszanka betonowa, pomimo stałej receptury, różniła się pod względem właściwości, w tym końcowej wytrzymałości na ściskanie. Zatem zasadnym jest rozpatrywanie różnic wyników w obrębie pojedynczych elementów w zależności od przyjętych czynników technologicznych, a nie bezpośrednie porównywanie wartości wytrzymałości betonu na ściskanie.

Na rysunkach 5.5 i 5.6. przedstawiono zmianę wytrzymałości na ściskanie w obrębie elementów typu ściana w postaci izolinii i map kolorów. Zastosowano metodę interpolacji Kriging, aby odwzorować możliwe zmiany wartości wytrzymałości na ściskanie pomiędzy poszczególnymi próbkami. Metoda ta umożliwia również ekstrapolację poza obszar danych, dzięki czemu możliwe było odzwierciedlenie przybliżonej mapy zmian wytrzymałości na ściskanie dla całego elementu. Przyjęto stałą skalę kolorów mapy dla obu elementów, a skok izolinii przyjęto równy 3,0 MPa. Analizując mapy zmian wytrzymałości na ściskanie elementów typu ściana wykonywanych w obu technologiach podawania mieszanki, zauważa się bardzo zbliżony obraz zmian. Miejsca obniżonej wytrzymałości na ściskanie pokrywają się w obu elementach i są związane z możliwymi niedoskonałościami na powierzchni betonu. Wady powierzchniowe, których nie dało się usunąć przy oszlifowaniu próbek, mogły spowodować zaburzenia w rozkładzie naprężeń ściskających. Obniżenie wytrzymałości w środkowej dolnej części elementu związane jest z występowaniem w tym miejscu zaworu do podawania mieszanki od dołu formy. Obszary o zwiększonej wytrzymałości na ściskanie znajdują się w centralnej części elementów.

Zatem technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej zdaje się w ogólności nie wpływać na zmianę wytrzymałości na ściskanie w obrębie elementu typu ściana.

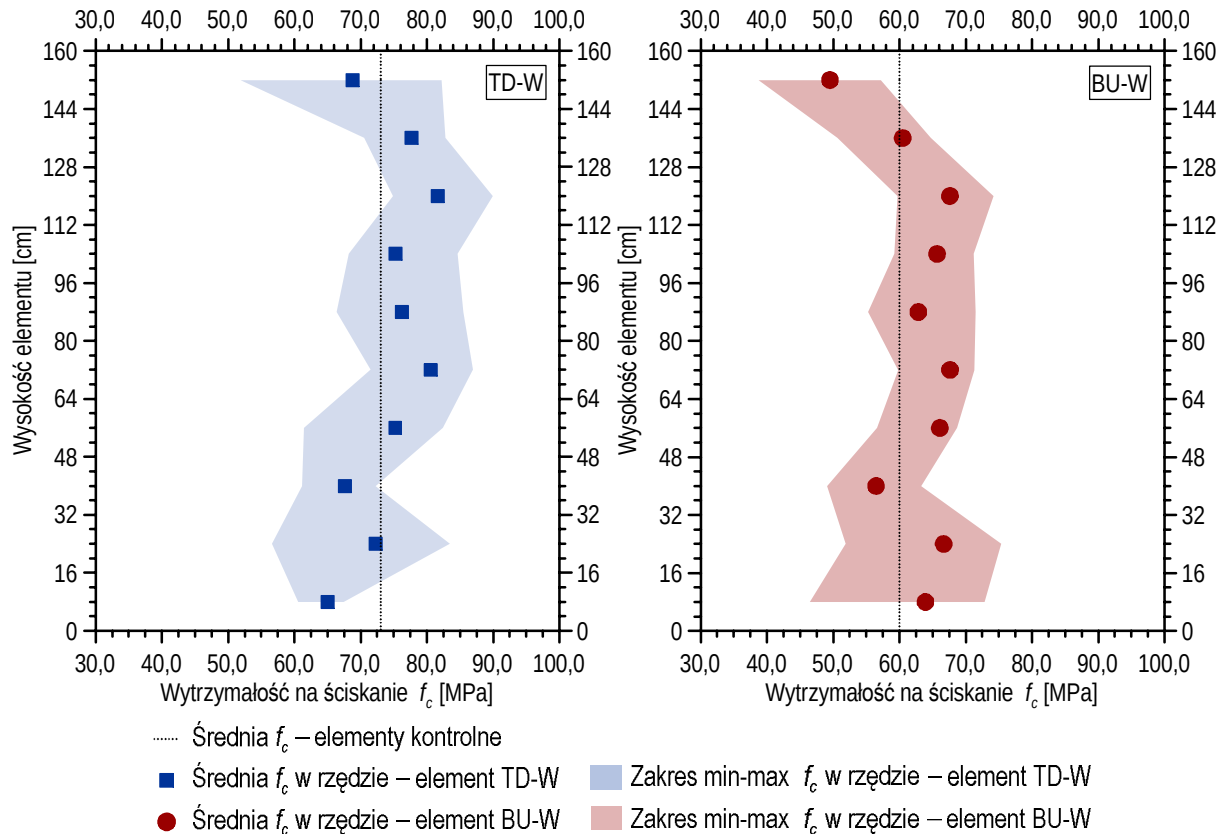


Rys. 5.5. Mapa zmian wytrzymałości na ściskanie dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od góry (TD-W)



Rys. 5.6. Mapa zmian wytrzymałości na ściskanie dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od dołu (BU-W)

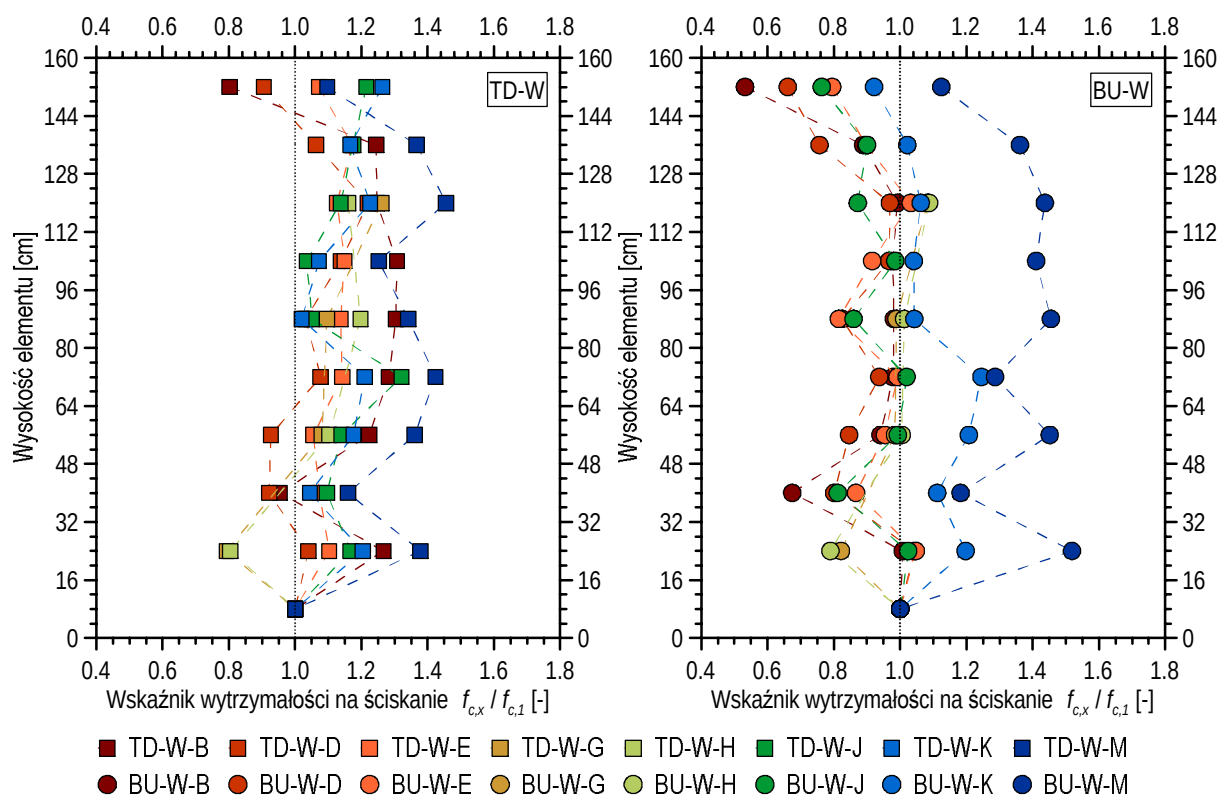
Na rysunku 5.7 przedstawiono wykres zależności wartości średniej wytrzymałości na ściskanie w rzędzie w odniesieniu do położenia wzdłuż wysokości elementu typu ściana wraz z minimalną i maksymalną wartością w danym rzędzie. Na wykresach zaznaczono również średnią wartość wytrzymałości na ściskanie określoną na kontrolnych próbkach sześciennych w danym cyklu betonowania.



Rys. 5.7. Zależność wytrzymałości na ściskanie od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana

W przypadku obu elementów wartości wytrzymałości na ściskanie oscylowały wokół średniej określonej na próbkach kontrolnych. Nie zaobserwowano jednoznacznej tendencji zmian wzdłuż wysokości elementów niezależnie od ich technologii wykonywania. W elemencie BU-W zauważono spadek wytrzymałości na ściskanie w obrębie najwyższego rzędu. Natomiast w elemencie TD-W niższe wartości wytrzymałości na ściskanie odnotowano zarówno w najwyższym jak i w najniższym rzędzie.

Aby zobrazować tendencje zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż wysokości elementów w obrębie każdej kolumny na rysunku 5.8 wykorzystano pojęcie wskaźnika wytrzymałości na ściskanie. W tym wypadku określony jest on przy pomocy stosunku wytrzymałości na ściskanie analizowanej próbki ($f_{c,x}$) do wytrzymałości na ściskanie próbki rzędu 1 danej kolumny ($f_{c,1}$).

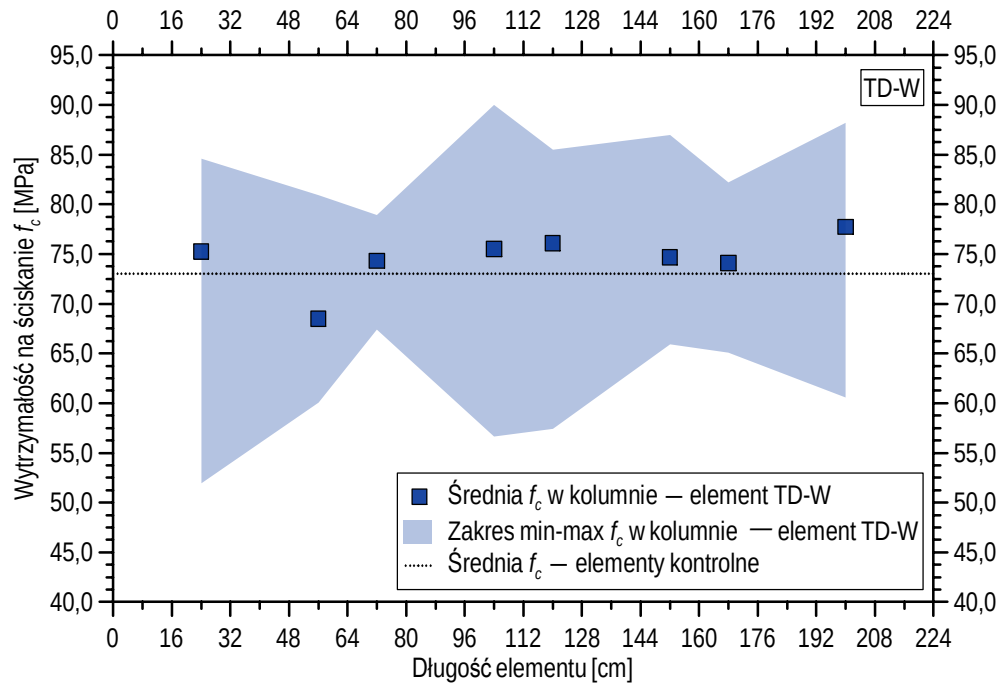


Rys. 5.8. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana

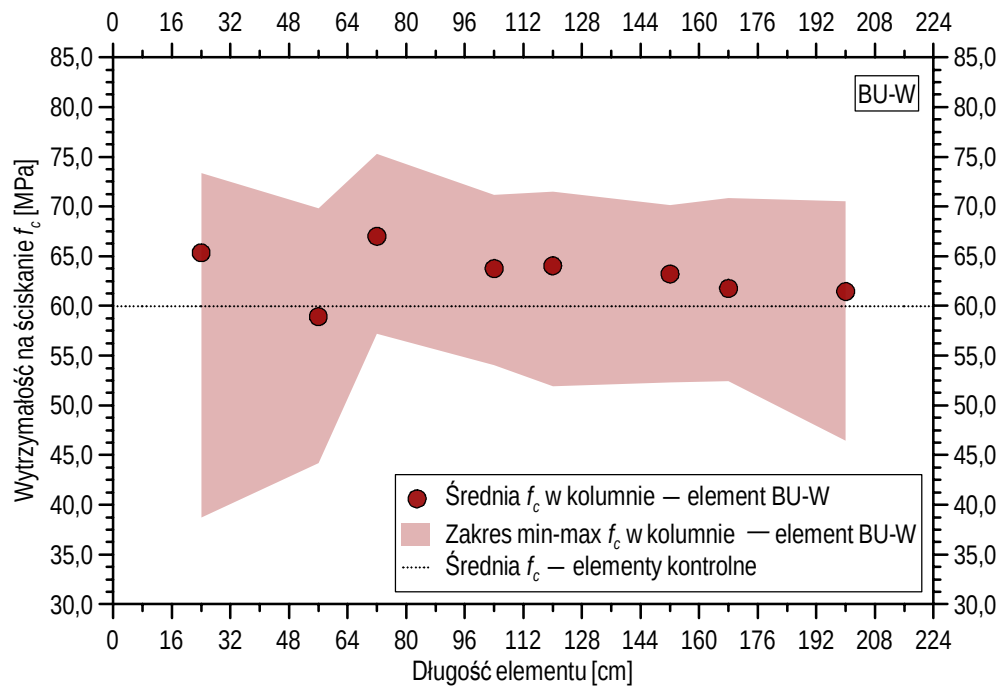
W przypadku kolumny G i H (znajdujących się w środkowej części rozpiętości elementów), dla których próbki rzędu nr 1 przeznaczone były do badań tomograficznych, wartości analizowanych próbek odnoszono do średniej wytrzymałości na ściskanie rzędu nr 1 danego elementu. W elemencie BU-W zauważalny jest nieznaczny trend obniżenia wytrzymałości na ściskanie wraz z wysokością elementu, przy czym największe spadki zanotowane zostały w ostatnim rzędzie. Przebieg zmian wskaźnika wytrzymałości na ściskanie wzdłuż wysokości elementów są w obu technologiach podobne. Różnice wynikają przede wszystkim z niskich wytrzymałości na ściskanie rzędu nr 1 elementu TD-W, które nie są obserwowane w elemencie BU-W.

Kolejnym czynnikiem technologicznym rozpatrywanym w niniejszej rozprawie jest odległość próbki od punktu betonowania. Na rysunkach 5.9 i 5.10 przedstawiono średnią wytrzymałość na ściskanie wzdłuż długości elementów typu ściana wraz z minimalną i maksymalną wartością w danej kolumnie i średnią wartością otrzymaną na sześciennych próbkach kontrolnych wykonywanych w danym cyklu betonowania. Na rysunkach 5.11 i 5.12 przedstawiono zmianę wskaźnika wytrzymałości na ściskanie w zależności od położenia wzdłuż rozpiętości elementu dla każdego rzędu. Wskaźnik ten określono jako stosunek wytrzymałości na ściskanie danej próbki ($f_{c,x}$) do wytrzymałości na ściskanie próbki

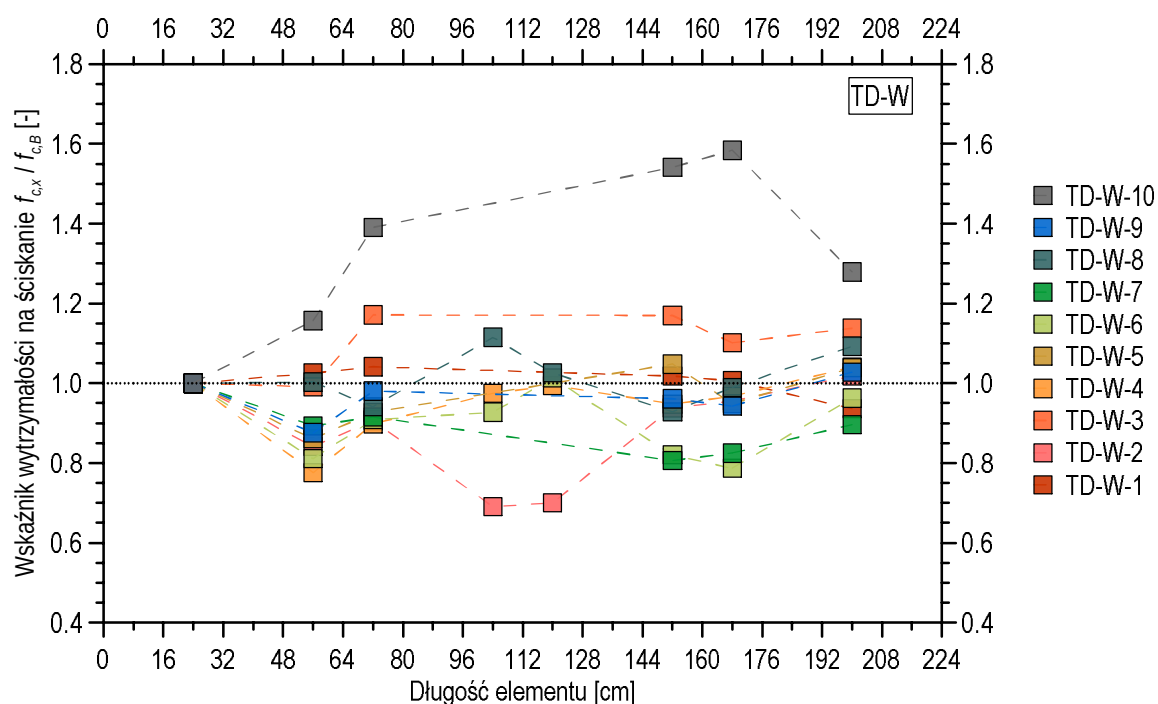
w kolumnie B danego rzędu ($f_{c,B}$). Elementy badawcze zostały zaprojektowane tak, że próbki przeznaczone do badań wytrzymałości na ściskanie znajdujące się najbliżej punktu betonowania zlokalizowane były w kolumnie B (rysunki 4.4 i 4.5).



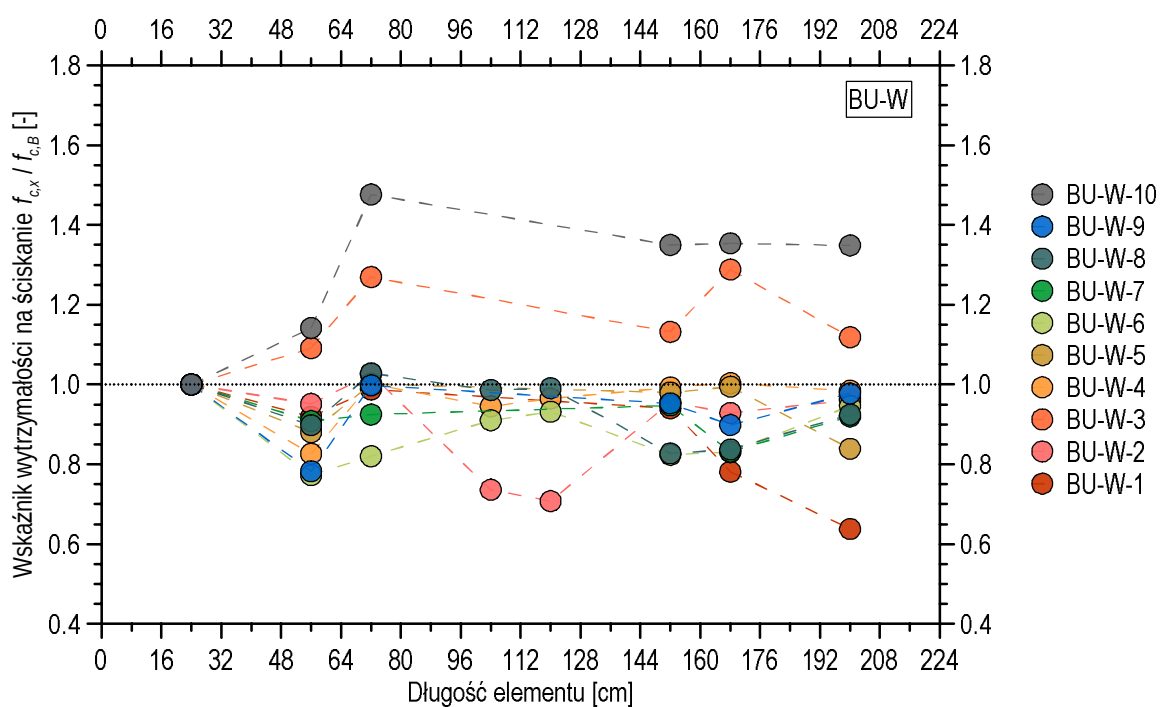
Rys. 5.9. Zależność wytrzymałości na ściskanie od odległości od punktu betonowania dla elementu TD-W



Rys. 5.10. Zależność wytrzymałości na ściskanie od odległości od punktu betonowania dla elementu BU-W



Rys. 5.11. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementu TD-W



Rys. 5.12. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementu BU-W

Nie zaobserwowano żadnej jednoznacznej tendencji zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż długości elementów typu ściana, a zatem i jej zależności od odległości od punktu betonowania. Zauważa się jednak niewielki wzrost wytrzymałości na ściskanie w przeciwległej części elementu względem punktu betonowania w obrębie środka wysokości niezależnie od technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej. Możliwym powodem takich obserwacji jest dodatkowe przemieszczanie się mieszanki w tych obszarach, związane z efektem odbicia mieszanki od ściany deskowania. Niemniej jednak należy zwrócić uwagę na fakt, że w programie badawczym niniejszej rozprawy nie weryfikowano wytrzymałości na ściskanie próbek znajdujących się w ostatnich kolumnach.

5.1.3. Podsumowanie

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów typu belka-ściana oraz ściana przeanalizowano pod kątem wpływu następujących czynników technologicznych: technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej, odległości od punktu betonowania, położenia wzdłuż wysokości elementu oraz prędkości betonowania. Na podstawie wyników badań na elementach ściennych nie zauważa się wpływu technologii podawania mieszanki na zmianę wytrzymałości na ściskanie. Jak również nie określa się jednej tendencji zmiany wytrzymałości wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów ściennych. Obserwowane zmiany związane były przede wszystkim z niedoskonałościami w strukturze deskowania. W przypadku wyników badań na elementach typu belka-ściana dodatkowym analizowanym czynnikiem była prędkość betonowania. Stwierdzono, że wpływ tego czynnika należy interpretować łącznie z technologią podawania mieszanki. Korzystny wpływ na wytrzymałość na ściskanie elementów typu belka-ściana zaobserwowano dla wysokiej prędkości betonowania w technologii podawania od dołu deskowania oraz dla niskiej prędkości betonowania w technologii tradycyjnej (od góry). W elementach typu belka-ściana również nie określono jednoznacznej tendencji zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż długości elementów.

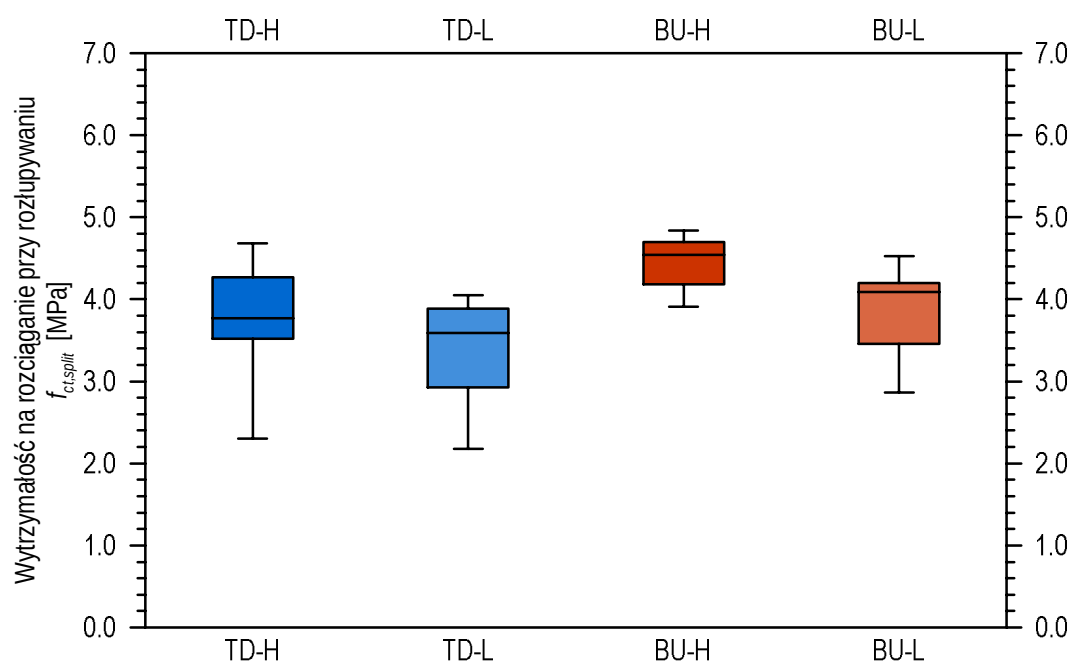
W literaturze spotyka się stwierdzenie, że beton samozagęszczalny przejawia dużą stabilność w zakresie wytrzymałości na ściskanie w obrębie całych elementów konstrukcyjnych, zarówno ściennych jak i belkowych [167, 189, 190]. Rozważania te jednak były bazowane na wielkoskalowych elementach, z których niszcząco zbadana została mała liczba próbek, ale również nie zauważono żadnych jednoznacznych tendencji zmian wytrzymałości na ściskanie wzdłuż długości elementów. Zmiana wytrzymałości na ściskanie wzdłuż wysokości elementów jest jednak niejednoznaczna. O ile dla betonów zwykłych typową tendencją jest spadek wytrzymałości na ściskanie wraz z wysokością położenia próbki [191],

tak dla betonów samozagęszczalnych wyniki są rozbieżne. Zatem istotne było zweryfikowanie zmian występujących w obrębie elementów badawczych wykonanych w ramach niniejszej pracy.

5.2. Analiza badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu

5.2.1. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu elementów typu belka-ściana

Analiza wyników badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wykonanych na modułach pobranych z elementów typu belka-ściana miała na celu określenie oddziaływania następujących czynników: technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej, prędkości betonowania, odległości próbki od punktu betonowania. Elementy typu belka-ściana były wykonywane w jednym cyklu betonowania, zatem zmienność wyników jest związana wyłącznie z czynnikami technologicznymi. Na rysunku 5.13 przedstawiono wykresy typu ramka-wąsy obrazujące wyniki badań wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu, wykonanych na modułach pobranych z elementów typu belka-ściana, z uwzględnieniem technologii podawania mieszanki oraz prędkości betonowania.

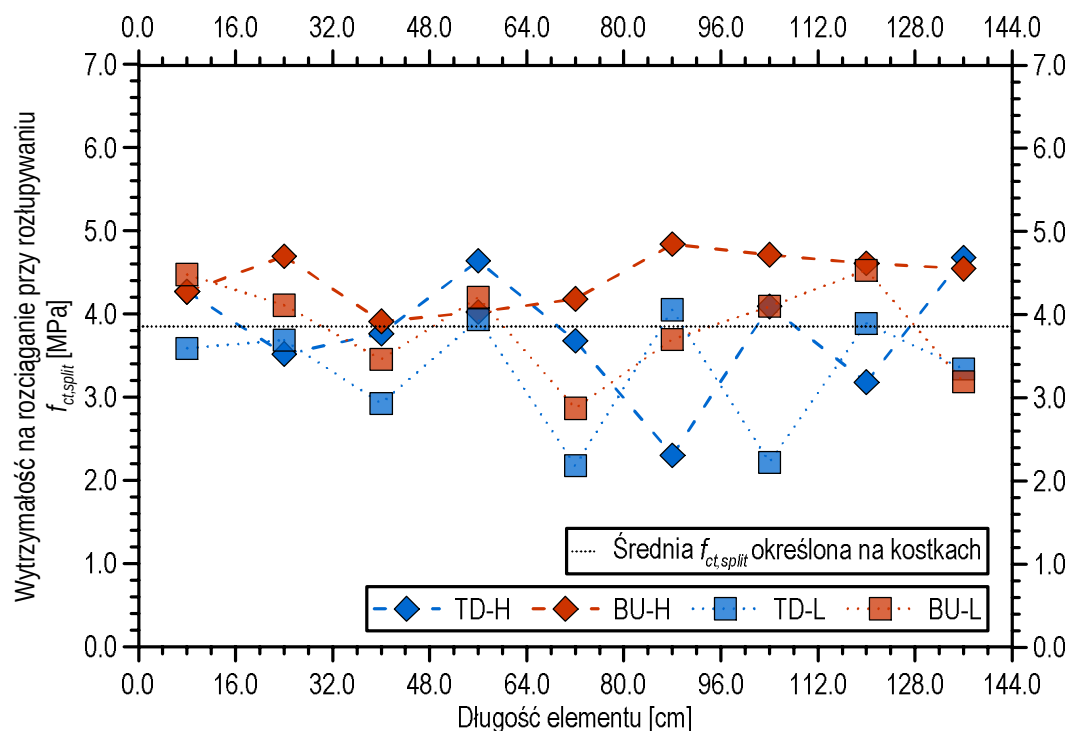


Rys. 5.13. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementów typu belka-ściana w postaci wykresów pudełkowych

Najwyższe wartości wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu otrzymano dla elementu BU-H, zatem wykonywanego w technologii podawania mieszanki od dołu z wysoką prędkością betonowania. Wyniki dla tego elementu miały również najmniejsze rozproszenie w całym zakresie badań na elementach typu belka-ściana. Nieznacznie niższe wyniki wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu otrzymano dla elementu BU-L przy jednoczesnym większym rozproszeniu. W obu przypadkach elementów betonowanych w technologii podawania od dołu mediana znajduje się w bliskiej odległości Q3, zatem rozkład wyników jest lewoskośny. Natomiast najniższe wyniki w obrębie elementów typu belka ściana odnotowano dla elementu TD-L. W ogólności elementy wykonywane w technologii tradycyjnej otrzymały niższe wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu ze znacznymi rozproszeniami. W elemencie TD-W pomimo wyższych wartości niż w TD-L, mediana znajduje się w bliższej odległości Q1, zatem większość wyników była od niej niższa. Prowadzi to do wniosku, że technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej ma wpływ na wartość wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na korzyść ujednolicenia i zwiększenia wytrzymałości w przypadku podawania mieszanki od dołu deskowania.

Wpływ prędkości betonowania jest zauważalny również w kontekście wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu. W przeciwieństwie do oddziaływania tego czynnika na wytrzymałość na ściskanie, jego efekt nie zależy od zastosowanej technologii podawania mieszanki. Elementy wykonywane z wyższą prędkością otrzymywały wyższe wartości zarówno mediany jak i ekstremów. Niemniej jednak różnice te są znacznie mniejsze w przypadku elementów wykonywanych w technologii tradycyjnej podawania mieszanki, co sugeruje, że wpływ tego czynnika jest niższy lub znikomy.

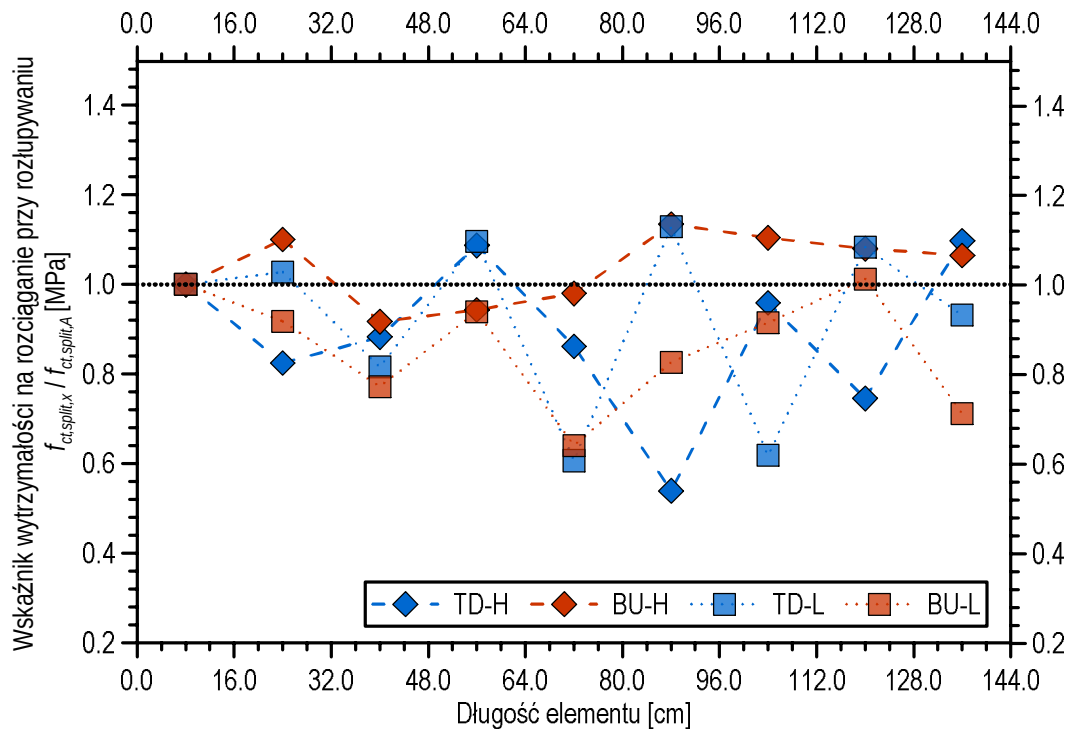
Kolejnym czynnikiem technologicznym, którego wpływ rozpatrywany jest w niniejszej pracy, jest odległość od punktu betonowania. Punkt podawania mieszanki samozagęszczalnej w elementach typu belka-ściana znajdował się w obrębie kolumny A. Na rysunku 5.14 przedstawiono zmianę wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wzdłuż rozpiętości elementów typu belka-ściana. Wyniki przedstawione na wykresie pochodzą z rzędów nr 2 i 3, z uwagi na brak jednoznacznej różnicy w wytrzymałościach pomiędzy tymi rzędami. Na rysunku zaznaczono również wartość średniej wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu oznaczonej na sześciennych próbkach kontrolnych dla cyklu betonowania B, w ramach którego powstały elementy typu belka-ściana.



Rys. 5.14. Zależność wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana

Nie zaobserwowano wyraźnego trendu zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wzdłuż rozpiętości elementów typu belka-ściana. Co warto zauważyć, wyniki dla elementu BU-H były na całej długości elementu typu belka-ściana wyższe niż wartość średnia określona na sześciennych próbkach kontrolnych.

Aby lepiej zobrazować tendencje tych zmian wzdłuż elementu typu belka-ściana, wprowadzono pojęcie wskaźnika wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu. Wskaźnik ten jest stosunkiem wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu analizowanej próbki ($f_{ct,split,X}$) do wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbki znajdującej się w kolumnie A ($f_{ct,split,A}$). W elementach wykonywanych od góry zauważa się pewne różnice w zmianach wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu między rzędami. W elemencie TD-L w drugim rzędzie wartości wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu są stosunkowo stałe, a znaczną zmienność obserwuje się w rzędzie nr 3. Odwrotną sytuację zauważono w elemencie TD-H, w którym większym rozrzutem charakteryzują się wyniki dla rzędu nr 2, podczas gdy w rzędzie trzecim wartości są na bardziej ustabilizowanym poziomie. Niemniej jednak zmienności tych nie łączy się z czynnikami technologicznymi.

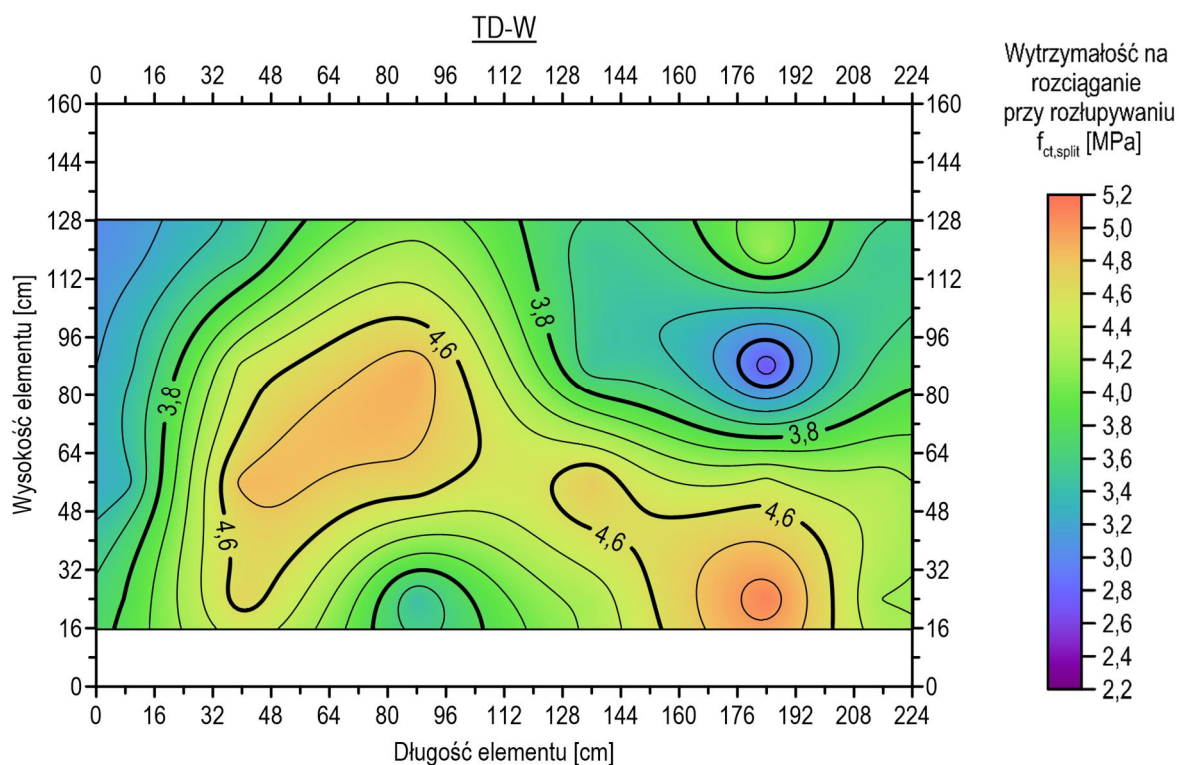


Rys. 5.15. Zależność wskaźnika wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana

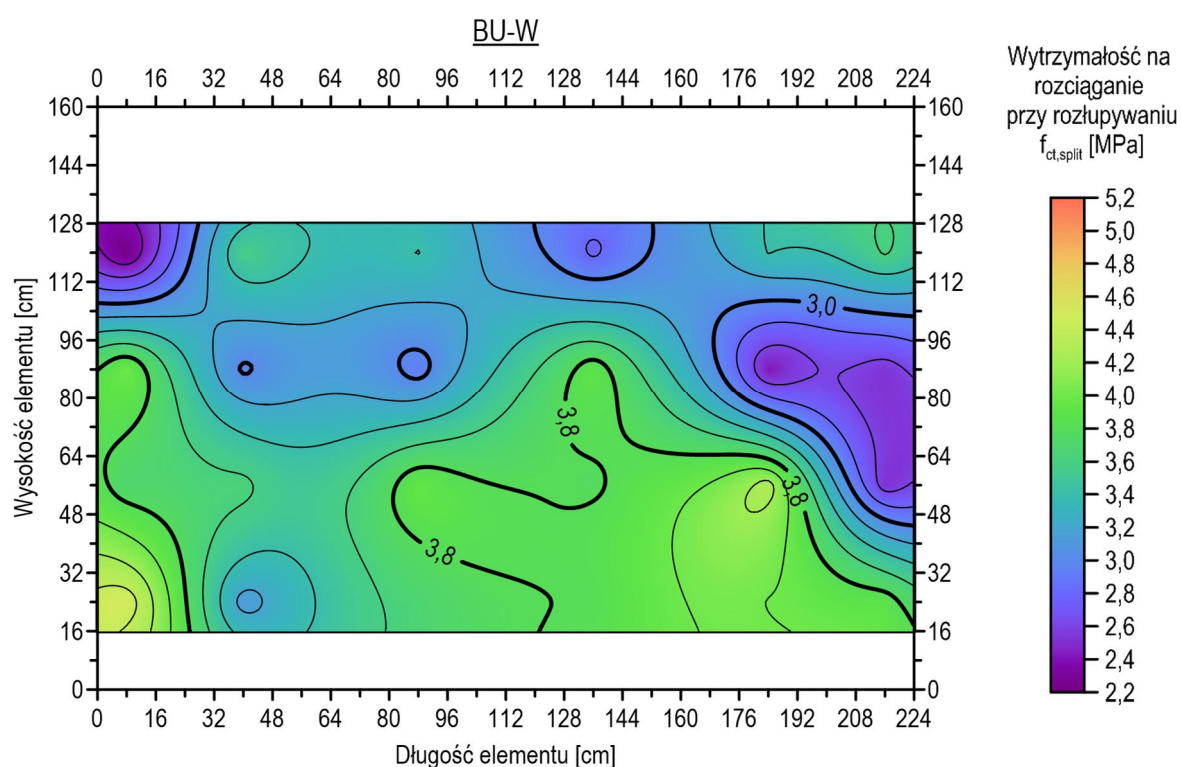
5.2.2. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu elementów typu ściana

Analiza wyników badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzonych na modułach pobranych z elementów typu ściana miała na celu określenie oddziaływania następujących czynników: technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej, położenia próbki wzdłuż wysokości elementu, odległości próbki od punktu betonowania. Elementy typu ściana wykonywane były w dwóch cyklach betonowania, w których mieszanka betonowa, pomimo stałej receptury, różniła się pod względem właściwości, w tym również końcowej wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu. Zatem, podobnie jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, zasadnym jest rozpatrywanie różnic wyników w obrębie pojedynczych elementów w zależności od przyjętych czynników technologicznych, a nie bezpośrednie porównywanie wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Na rysunkach 5.16 i 5.17 przedstawiono przybliżone mapy zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wraz z izoliniami zmian, wykonane metodą Kriging dla elementów TD-W oraz BU-W. Z uwagi na wykluczenie z badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek znajdujących się w rzędach 1, 9 i 10, przybliżony rozkład wyników ograniczono tylko do centralnej części elementów. Skalę kolorów przyjęto stałą dla obu elementów, a izolnie rozrysowano w skoku co 0,2 MPa.

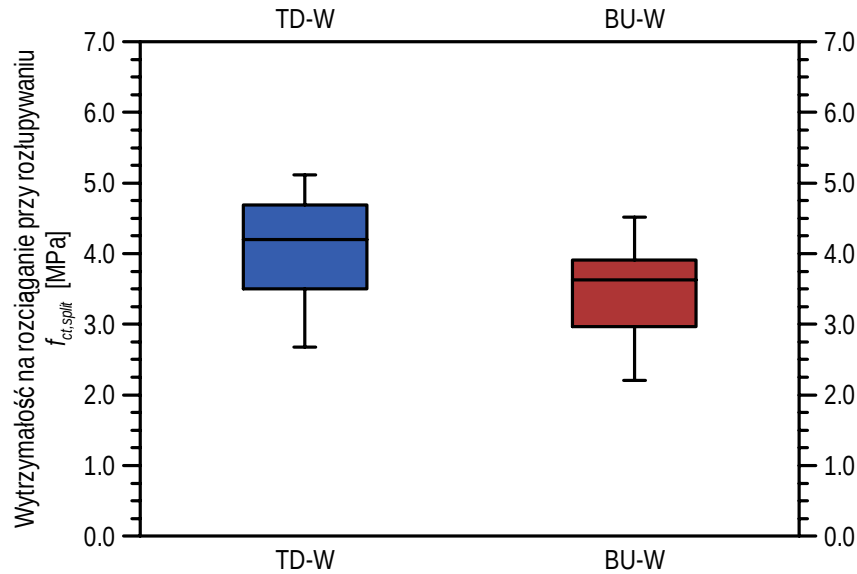


Rys. 5.16. Mapa zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od góry



Rys. 5.17. Mapa zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od dołu

Obserwując zmiany wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu, nie zauważono podobieństw między elementami, które były obecne w wynikach wytrzymałości na ściskanie. Nie obserwuje się również żadnych tendencji zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów typu ściana. Aby porównać rozkład wyników badań, zestawiono je również w postaci wykresów pudełkowych na rysunku 5.18.



Rys. 5.18. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementów typu ściana

Rozkład wyników wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu jest bardziej normalny w przypadku elementu wykonywanego od góry (TD-W). Mediana znajduje się w przybliżeniu w połowie rozstępu ćwiartkowego. W przypadku elementu BU-W rozkład jest lewostronny, a położenie mediany wskazuje na to, że większość wyników jest od niej wyższa. Rozproszenie wyników wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu jest również nieznacznie niższe w przypadku elementu wykonywanego w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania.

5.2.3. Podsumowanie

Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu elementów typu belka-ściana oraz ściana przeanalizowano pod kątem wpływu następujących czynników technologicznych: technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej, odległości od punktu betonowania, położenia wzdłuż wysokości elementu oraz prędkości betonowania. Na podstawie wyników badań zarówno na elementach typu ściana jak i belka-ściana nie zaobserwowano tendencji zmian wytrzymałości wzdłuż długości elementów. Elementy typu ściana nie wykazywały ponadto zmiany wartości wzdłuż swojej wysokości. Natomiast zaobserwowano, że wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu przejawiają

mniejsze rozproszenie w elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania. Efekt ten był bardziej wyraźny w elementach typu belka-ściana. Ponadto stwierdzono wzrost wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu elementów typu belka-ściana wykonywanych w technologii podawania od dołu w stosunku do elementów wykonywanych w technologii tradycyjnej niezależnie od prędkości betonowania. Wyniki wskazują również na pojawienie się wpływu prędkości betonowania na wartość tej właściwości. Elementy wykonywane z wyższą prędkością otrzymały wyższe wartości zarówno mediany jak i skrajnych wyników.

Rozdział 6: Analiza i dyskusja wyników badań przyczepności stal-beton samozagęszczalny

6.1 Normalizacja naprężeń przyczepności

Mając na uwadze, że wytrzymałość betonu (zarówno na ściskanie jak i rozciąganie) rzutuje na zjawisko przyczepności, analizę wyników badań przyczepności przeprowadzono po wykonaniu normalizacji. W niniejszej rozprawie zastosowano normalizację naprężeń przyczepności względem pierwiastka z wytrzymałości na ściskanie. Biorąc pod uwagę brak jednoznacznej tendencji zmian wytrzymałości na ściskanie w elementach wzdłuż ich wysokości i długości, do normalizacji wykorzystano średnią wartość z badań na modułach pobranych z danego elementu. Wykorzystanie wartości wytrzymałości na ściskanie do normalizacji naprężeń przyczepności jest powszechnie stosowaną praktyką. Taka normalizacja naprężeń przyczepności pozwala na miarodajne porównanie wyników badań z dostępną literaturą oraz minimalizacją różnic między zarobami.

6.2 Wpływ technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej

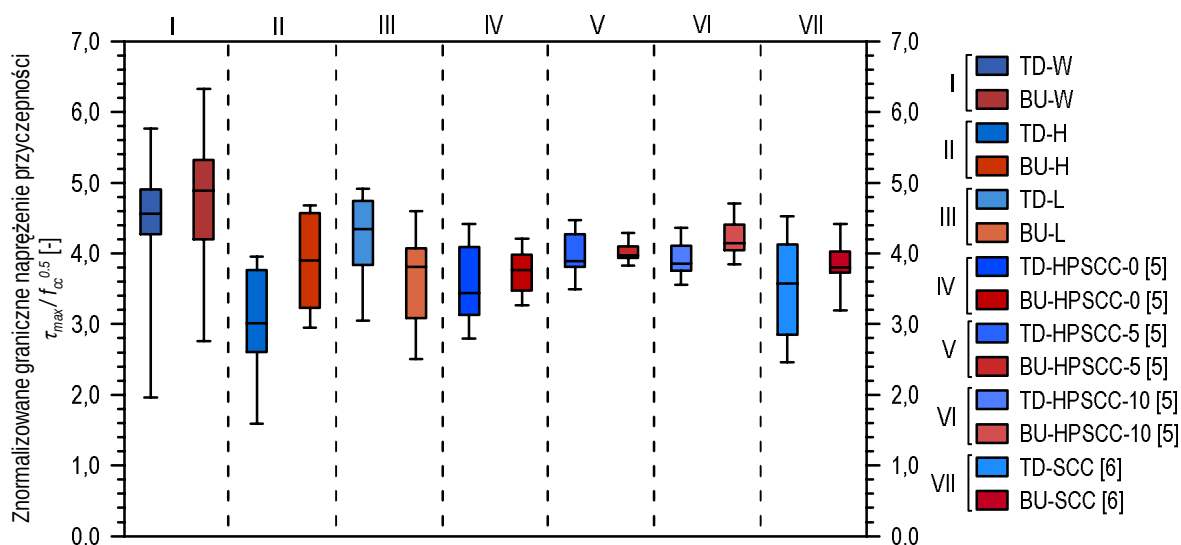
Wpływ technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej na zjawisko przyczepności zweryfikowano na podstawie elementów badawczych typu belka-ściana i ściana. W niniejszym podrozdziale przedstawiono wpływ tego czynnika na wartości znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności oraz przebieg zmiany znormalizowanego naprężenia przyczepności względem poślizgu pręta. Biorąc pod uwagę ograniczone źródła literaturowe dotyczące tego czynnika technologicznego i jego wpływu na przyczepność betonu do prętów zbrojeniowych, dyskusję wyników ograniczono do porównania z badaniami pilotażowymi [5, 6].

Dotychczasowe wnioski z badań pilotażowych wskazują, że technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania sprzyja ujednoliceniu warunków przyczepności w obrębie elementów belkowych i kolumnowych. Dodatkowo pręty znajdujące się w górnej części elementów betonowanych od dołu charakteryzowały się większą sztywnością przyczepności, zatem otrzymywały wyższe naprężenia przyczepności przy niższych względnych poślizgach pręta. Wśród zalet tej technologii betonowania wyróżnia się bardziej efektywne samoodpowietrzenie mieszanki, co sprzyja poprawie jakości otuliny betonowej prętów zbrojeniowych i minimalizacji efektów osiadania plastycznego i bleedingu [7, 188]. Obserwacje te były szczególnie widoczne w prętach zlokalizowanych przy górnej

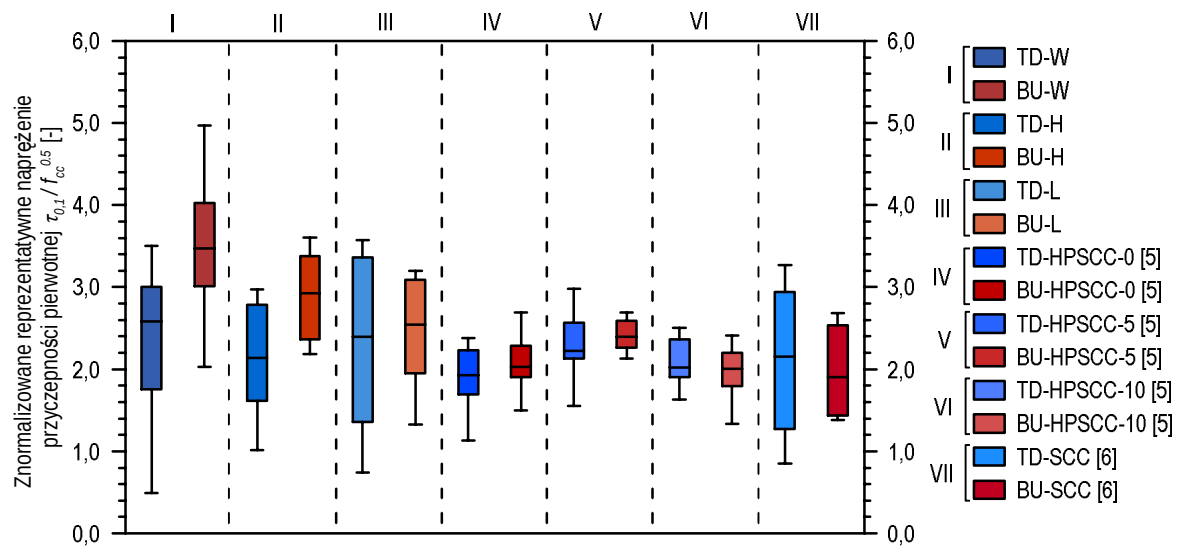
powierzchni elementu. Szerzej o zidentyfikowanych wadach i zaletach tej technologii podawania mieszanki napisano w rozdziale 2.6.

6.2.1 Reprezentatywne naprężenia przyczepności

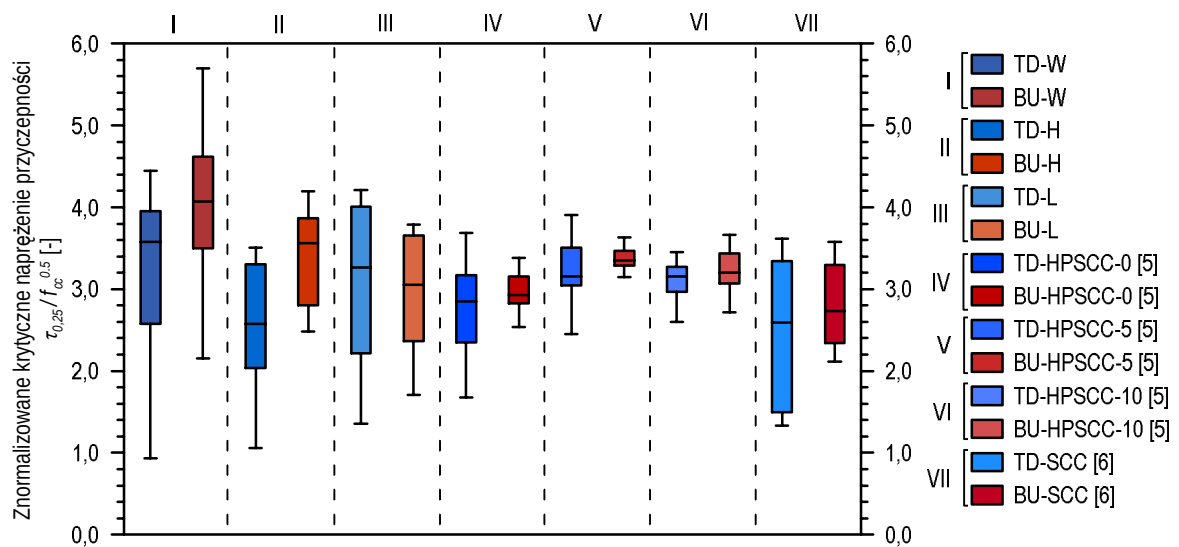
Na rysunkach 6.1 – 6.4 przedstawiono znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności – odpowiednio $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ – w formie wykresów pudełkowych dla elementów typu ściana i belka-ściana wraz z wynikami badań pilotażowych. Elementy pogrupowano tak, aby zestawione ze sobą były elementy tej samej kategorii. Za kategorię uważa się elementy o tych samych wymiarach, które wykonane zostały przy użyciu tej samej mieszanki betonowej o takiej samej prędkości betonowania. W analizie znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności pominięto badania pilotażowe bazujące na wysokowartościowych betonach samozagęszczalnych z uwagi na to, że w większości przypadków graniczne naprężenia przyczepności osiągnęły przed uzyskaniem naprężenia przy poślizgu wynoszącym 1,0 mm, które jest jedną ze składowych średniego naprężenia przyczepności.



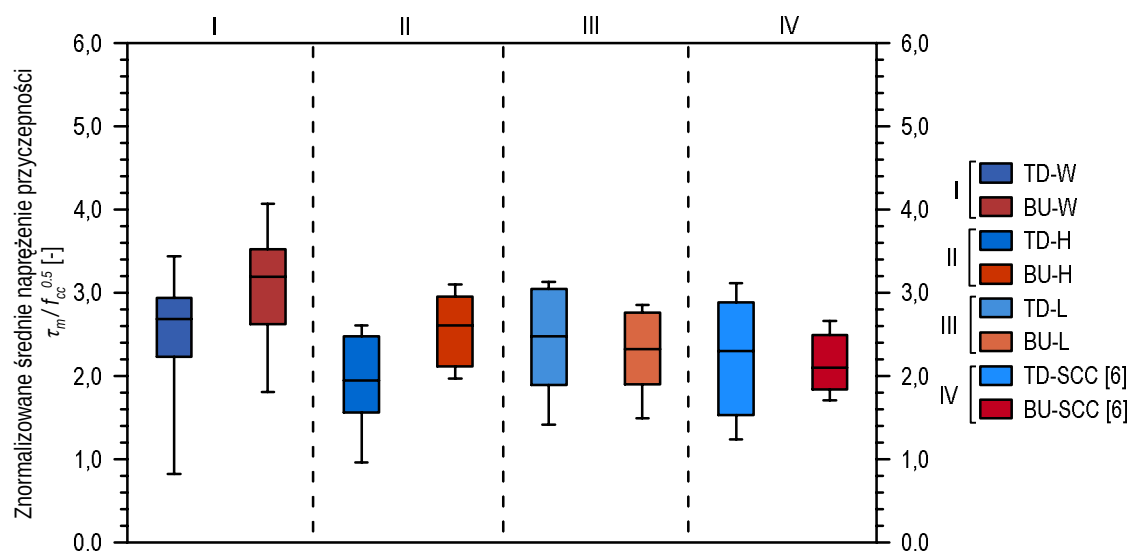
Rys. 6.1. Znormalizowane graniczne naprężenia przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej



Rys. 6.2. Znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej



Rys. 6.3. Znormalizowane krytyczne naprężenia przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej



Rys. 6.4. Znormalizowane średnie naprężenia przyczepności $\tau_m / f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki

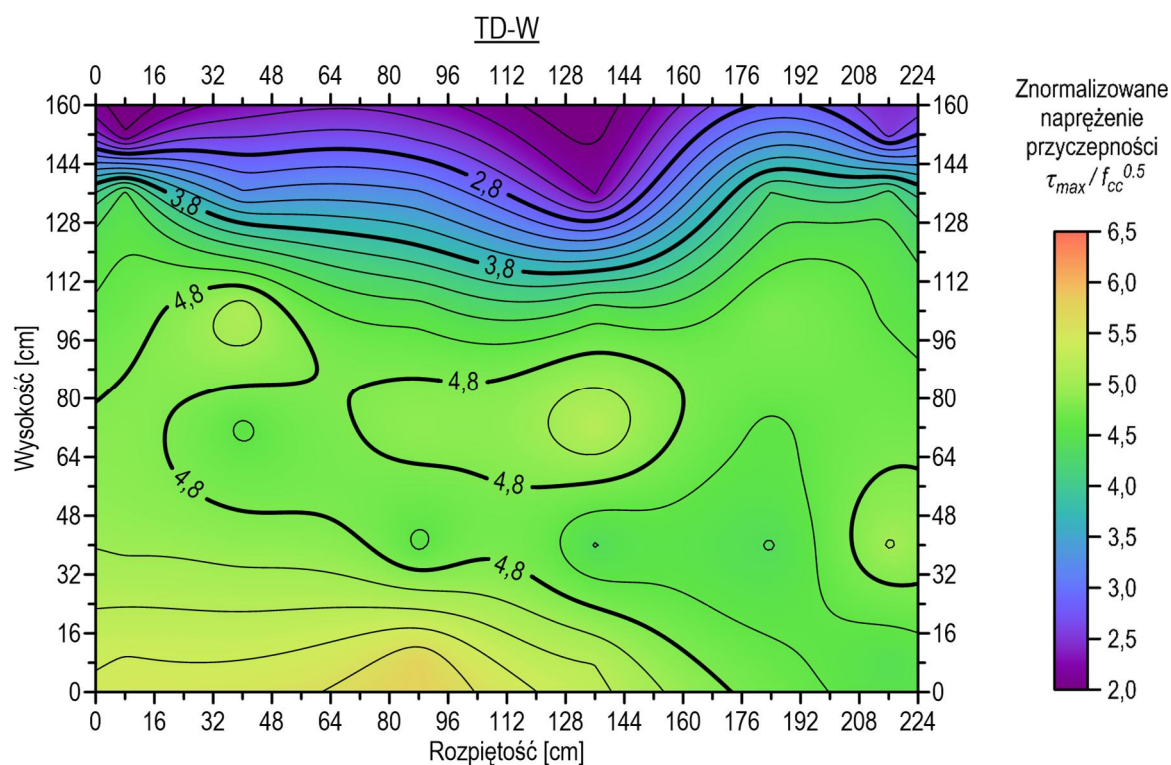
W ogólności zauważa się, że znormalizowane naprężenia przyczepności w elementach betonowanych od dołu są wyższe od tych odnotowanych w elementach wykonywanych w tradycyjnej technologii podawania mieszanki niezależnie od reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Jedynie w przypadku elementów typu belka-ściana betonowanych z niską prędkością trend ten jest niejednoznaczny. Jednak, jak zaobserwowano w rozkładzie wyników wytrzymałości na ściskanie, wpływ technologii podawania mieszanki na tę właściwość jest powiązany z prędkością betonowania, co znajduje odzwierciedlenie również w badaniach przyczepności. Co jednak warto zauważyć, analizując znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności pierwotnej ($\tau_{0,1} / f_{cc}^{0,5}$) w elementach tej kategorii, podawanie mieszanki od dołu deskowania sprzyja lepszemu połączeniu stal-beton, a zatem większej sztywności połączenia.

Ponadto w większości przypadków rozproszenie wyników badań przyczepności w elementach betonowanych od dołu jest mniejsze niż w elementach betonowanych od góry deskowania, co świadczy o bardziej jednorodnych warunkach przyczepności w tych elementach. Zjawisko to jest szczególnie widoczne w elementach o mniejszych wysokościach (typu belka-ściana i belka – badania pilotażowe), w których analiza opierała się na dwóch rzędach prętów – w dobrych i słabych warunkach przyczepności. W badaniach pilotażowych wykazano, że korzystny wpływ technologii betonowania od dołu na przyczepność stal-beton jest szczególnie widoczny dla prętów położonych w słabych warunkach przyczepności, a mniej rzutuje na przyczepność prętów znajdujących się przy spodzie elementów.

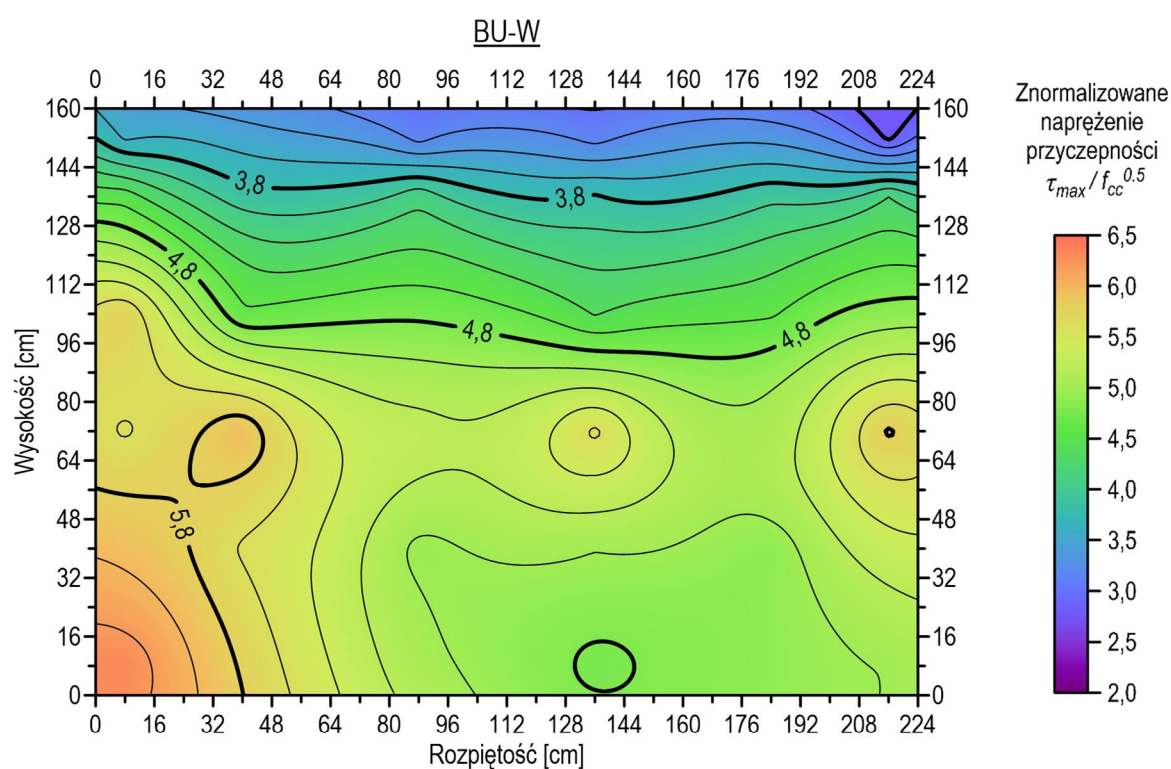
Niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności, największe różnice między wartościami minimalnymi i maksymalnymi zaobserwowano w elementach typu ściana. Zjawisko to wynika ze znacznie większych wymiarów tych elementów, a co za tym idzie – większej zmienności przyczepności prętów w zależności od ich położenia.

W celu lepszego zobrazowania tej zmienności w obrębie elementów typu ściana, w dalszej części rozdziału przedstawiono wyniki w postaci map kolorów z towarzyszącymi im izoliniami. Skala kolorów na mapach została ustalona jako stała dla obu elementów w ramach analizowanego znormalizowanego naprężenia przyczepności, a skok izolinii we wszystkich przypadkach wynosi 0,2. Na rysunkach 6.5 i 6.6 przedstawiono przybliżoną zmianę znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności w obrębie elementów TD-W (wykonanego w technologii podawania mieszanki od góry) i BU-W (wykonanego w technologii podawania mieszanki od dołu).

W przypadku elementu TD-W do wysokości około 120 cm panują stosunkowo ujednolicone warunki przyczepności (3,8 – 5,6), a w górnej części elementu drastycznie obniżają się do wartości 2,0. Jest to modelowy obraz zmiany warunków przyczepności zaproponowanych w Eurokodzie 2 [70]. Natomiast w elemencie BU-W przejście pomiędzy dobrymi i słabymi warunkami przyczepności jest mniej gwałtowne. Znaczniejszy spadek znormalizowanych naprężeń przyczepności zauważalny jest dopiero w najwyższym rzędzie prętów (10) i jest on mniejszy niż w elemencie TD-W (do wartości 2,8). Niemniej jednak rozkład naprężeń w dolnej i środkowej części ściany BU-W nie jest tak ujednolicony jak w elemencie TD-W (wartości pomiędzy 3,8 a 6,2), co wynika przede wszystkim ze wzrostu naprężeń przyczepności w rejonie punktu podawania mieszanki. Zawór do podawania mieszanki od dołu znajdował się na wysokości drugiego rzędu kolumny A. Zatem ciągłe parcie mieszanki na pręty w tym obszarze w trakcie betonowania spowodowało uszczelnienie struktury otuliny, a w konsekwencji lepsze połączenie na styku obu materiałów.

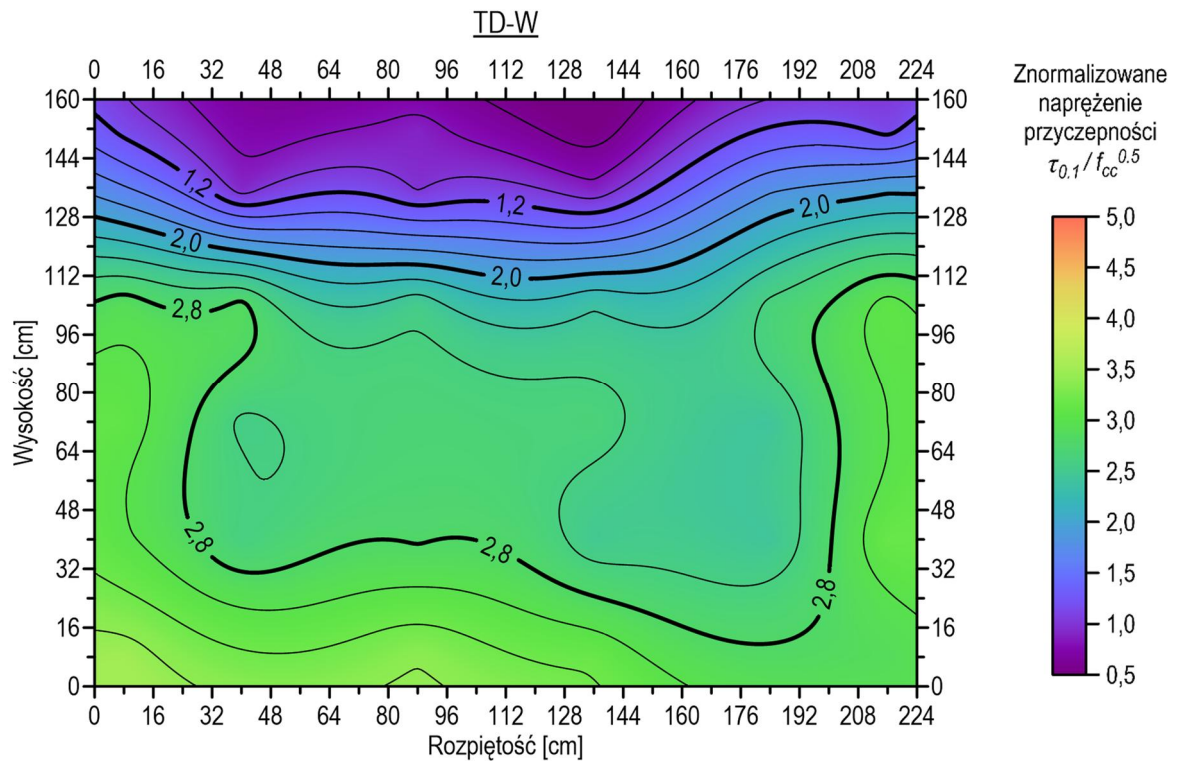


Rys. 6.5. Mapa zmian znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0.5}$ w obrębie elementu TD-W

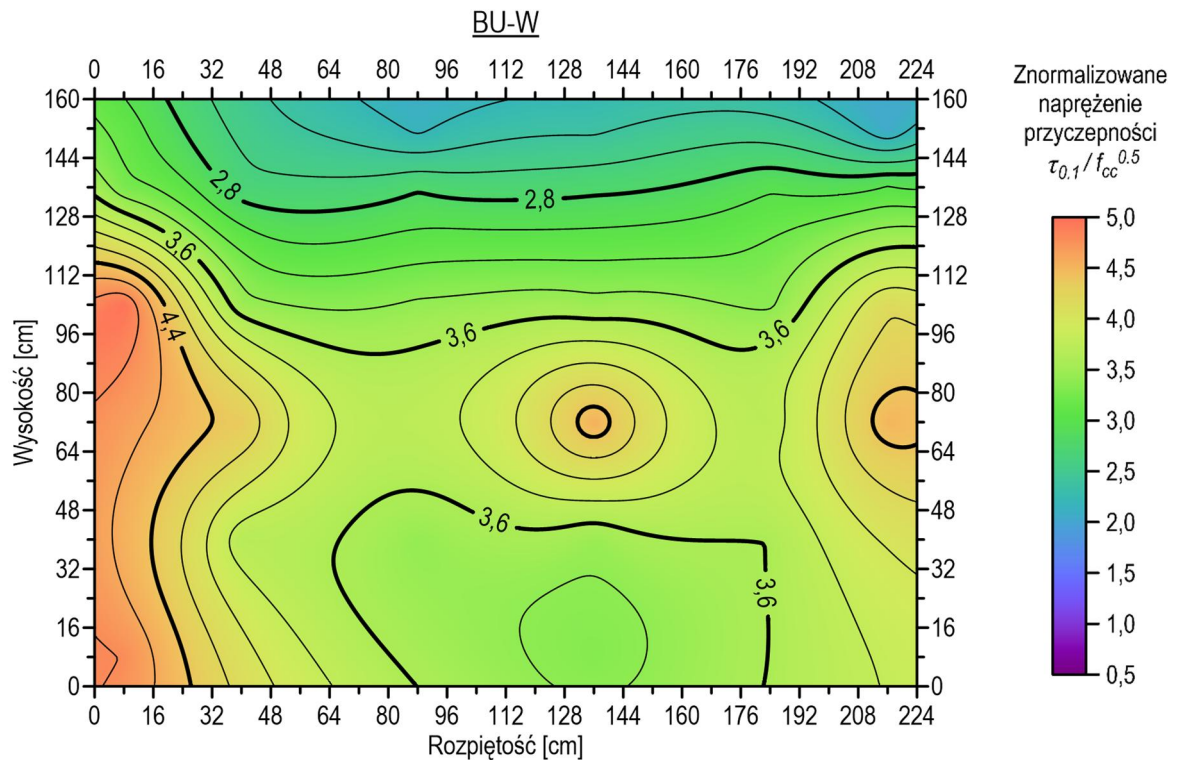


Rys. 6.6. Mapa zmian znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0.5}$ w obrębie elementu BU-W

Na rysunkach 6.7 i 6.8 przedstawiono przybliżoną zmianę znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej w obrębie elementów TD-W i BU-W.



Rys. 6.7. Mapa zmian znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu TD-W

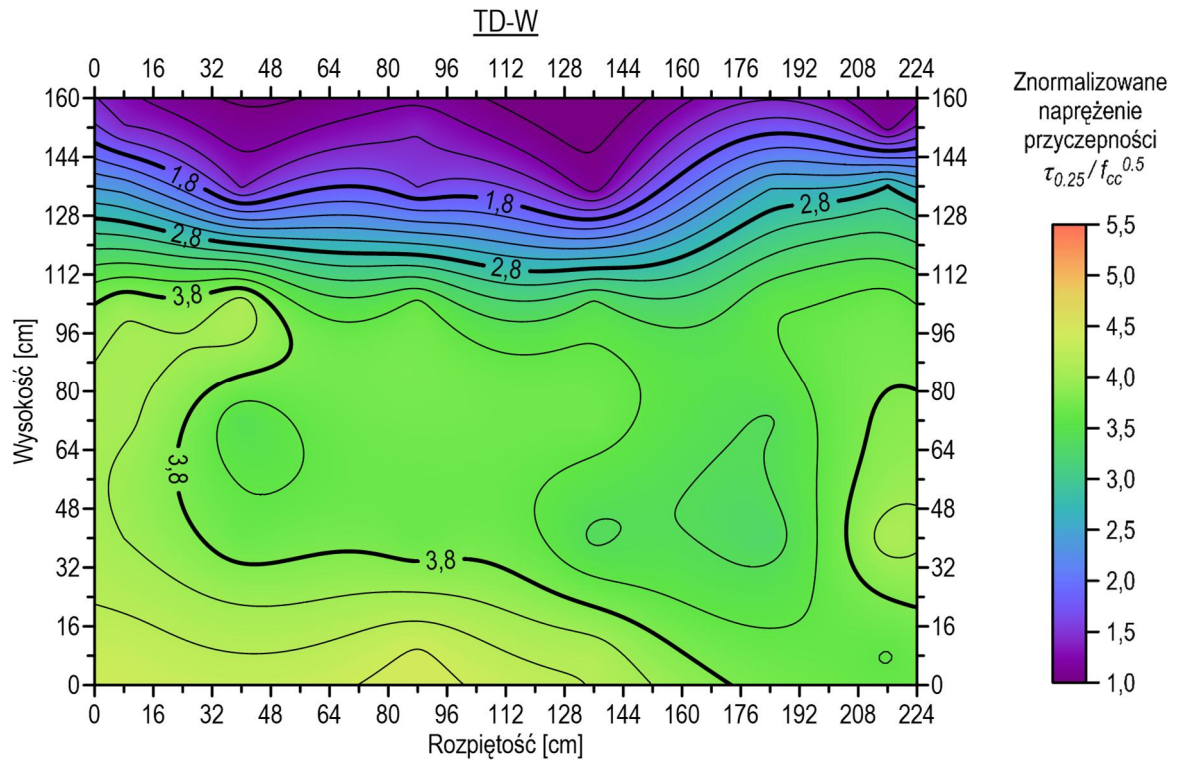


Rys. 6.8. Mapa zmian znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu BU-W

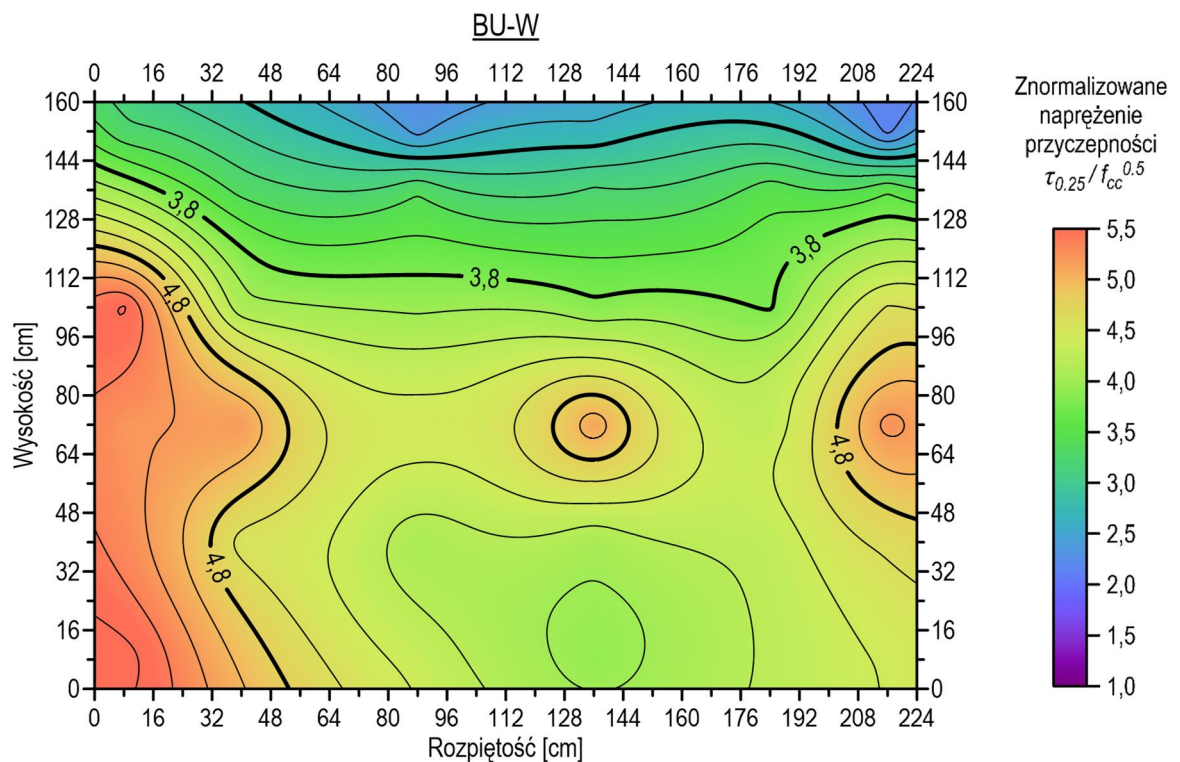
Porównując rozkład wyników znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej, zauważa się, że w obu elementach typu ściana następuje wzrost tych naprężeń w okolicy obu przeciwnych kolumn elementu (A i N) do wysokości około 112 cm (rzęd 7). Zjawiska tego nie zauważa się w rozkładzie znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności elementów TD-W i BU-W, jednak zostało ono zaobserwowane w badaniach pilotażowych na elemencie typu ściana wykonywanym w tradycyjnej technologii betonowania [8]. Założono, że efekt ten wynikał z drogi rozplywu mieszanki samozagęszczalnej w deskowaniu. Punkt betonowania podobnie jak w badaniach właściwych zlokalizowany był w obrębie kolumny A, zatem mieszanka znajdująca się w tej kolumnie była poddawana ciągłemu mieszanu w czasie procesu betonowania. Uznano również, że wyższe naprężenia przyczepności w kolumnie N zostały wywołane tzw. efektem odbicia. Mieszanka samozagęszczalna w trakcie procesu betonowania rozlewa się wzdłuż elementu. Po dotarciu na przeciwny koniec deskowania, odbija się od ściany i sukcesywnie wznosi się do góry. Uderzenie o ścianę deskowania powoduje dodatkowe przemieszanie mieszanki. Efekt ten może powodować bardziej jednolitą strukturę otuliny betonowej wokół znajdujących się tam prętów zbrojeniowych.

Zgodnie z obowiązującymi zapisami Eurokodu 2 [70], pręty znajdujące się w 9 i 10 rzędzie znajdują się w strefie słabych warunków przyczepności. W elemencie wykonywanym w technologii podawania mieszanki od dołu (BU-W) w strefie słabych warunków przyczepności próbki otrzymywały wartości $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ na poziomie poniżej 2,8. Przy czym w elemencie wykonywanym w technologii tradycyjnej TD-W, poziom znormalizowanych naprężeń przyczepności poniżej 2,8 występuje już od 3 rzędu (32 cm od dna elementu), a w strefie słabych warunków przyczepności wartości te spadają aż do poziomu poniżej 1,4.

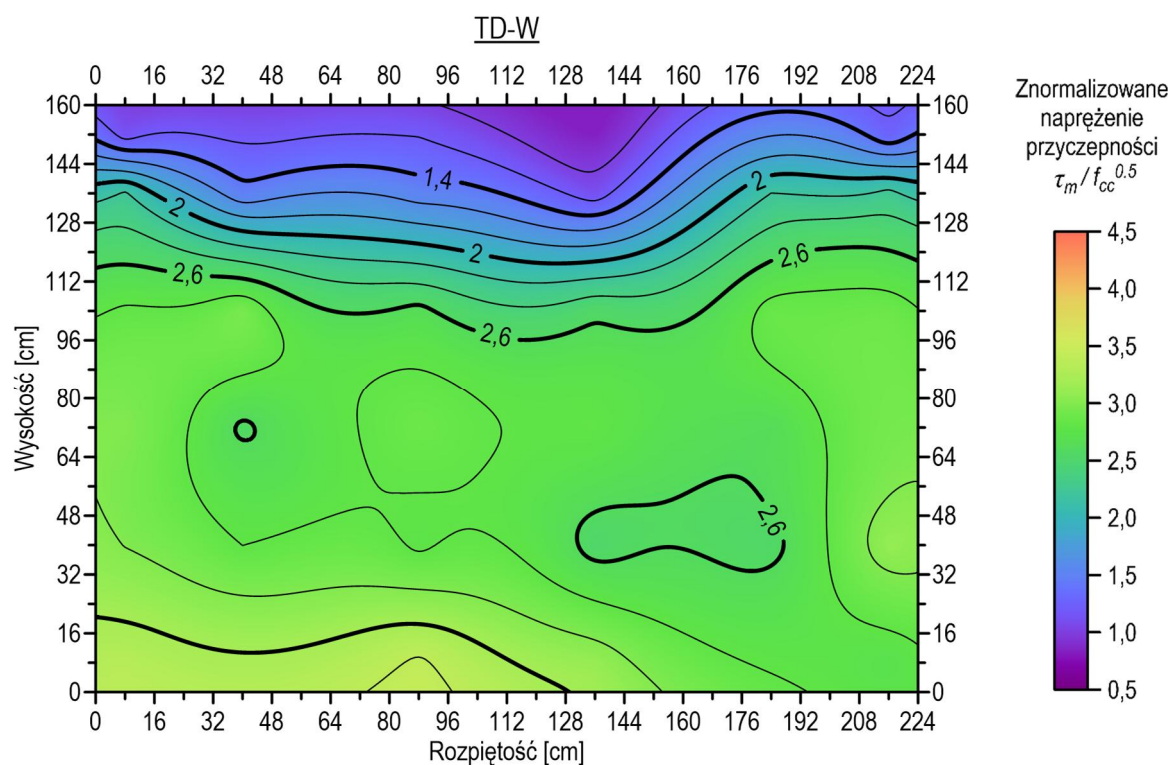
Na rysunkach 6.9 i 6.10 przedstawiono przybliżony rozkład znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności w obrębie elementów TD-W oraz BU-W, a na rysunkach 6.11 oraz 6.12 analogiczne mapy rozkładu dla znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności.



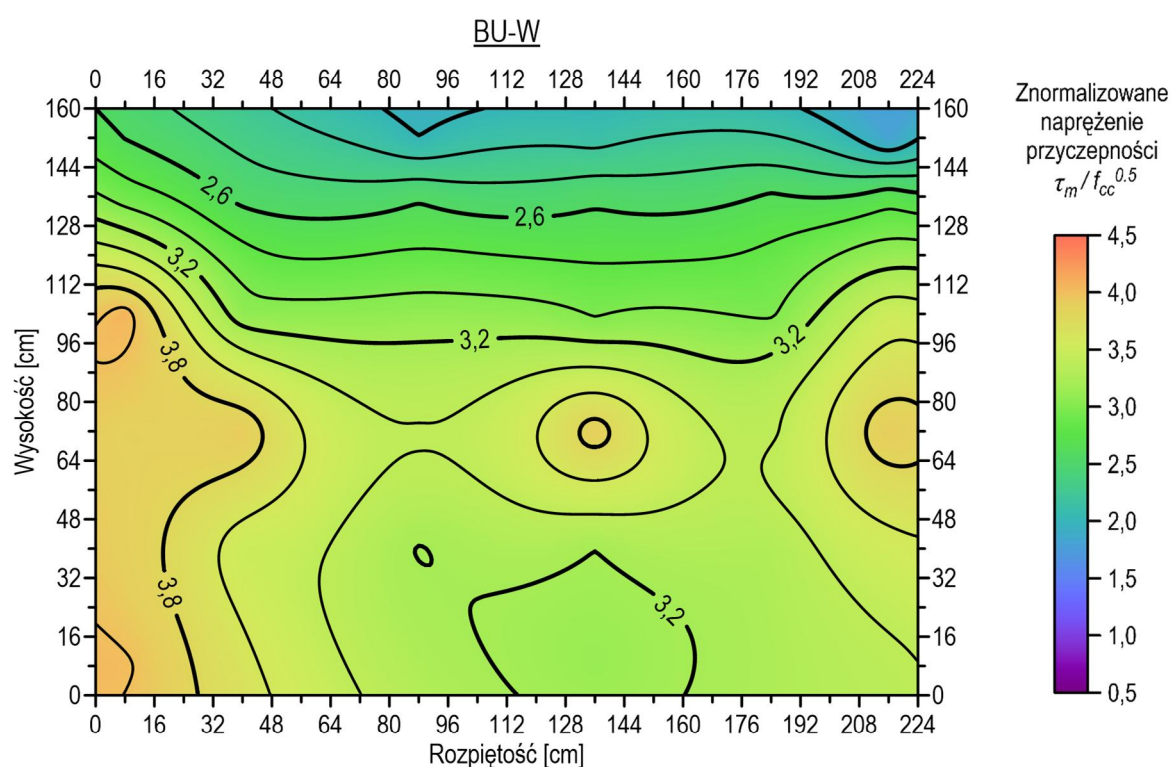
Rys. 6.9. Mapa zmian znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu TD-W



Rys. 6.10. Mapa zmian znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu BU-W



Rys. 6.11. Mapa zmian znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0.5}$ w obrębie elementu TD-W



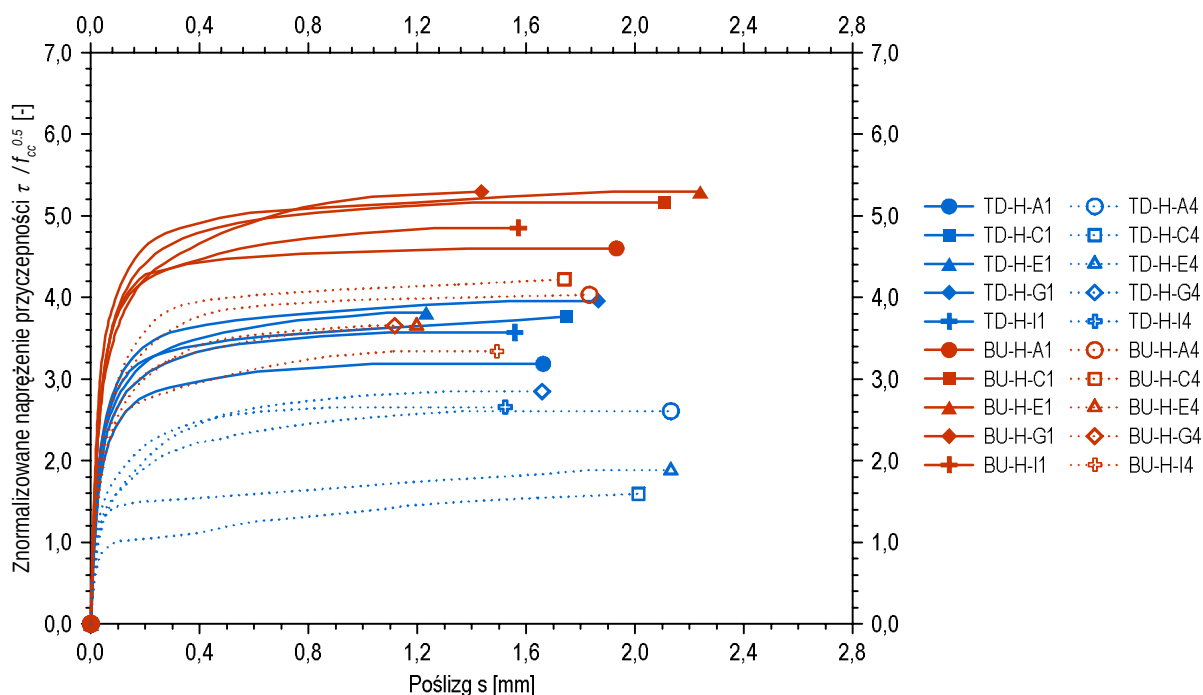
Rys. 6.12. Mapa zmian znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0.5}$ w obrębie elementu BU-W

Mapy zmian $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ są zbliżone do zmian znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej. Również zauważa się na nich wzrost naprężeń przyczepności w obrębie kolumn A i N do wysokości 7 rzędu związany z uszczelnieniem otuliny w tych rejonach. Natomiast w przypadku średnich naprężeń przyczepności, wzrost ten nie jest tak znaczny jak dla $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ czy $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$. Dzieje się tak z uwagi na to, że jakość otuliny ma bardziej istotny wpływ na przyczepność w zakresie małych poślizgów pręta, podczas gdy średnie naprężenie przyczepności w swojej definicji uwzględnia również naprężenia przy poślizgu równym 1,0 mm.

Rozkłady znormalizowanych średnich i krytycznych naprężeń przyczepności w przybliżeniu pokrywają się ze strefą słabych warunków przyczepności określoną w Eurokodzie 2 [70]. Natomiast różnica pomiędzy dwoma strefami warunków przyczepności jest znacznie bardziej wyraźna w elemencie TD-W niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności.

6.2.2 Zależność znormalizowanych naprężeń przyczepności od poślizgu pręta

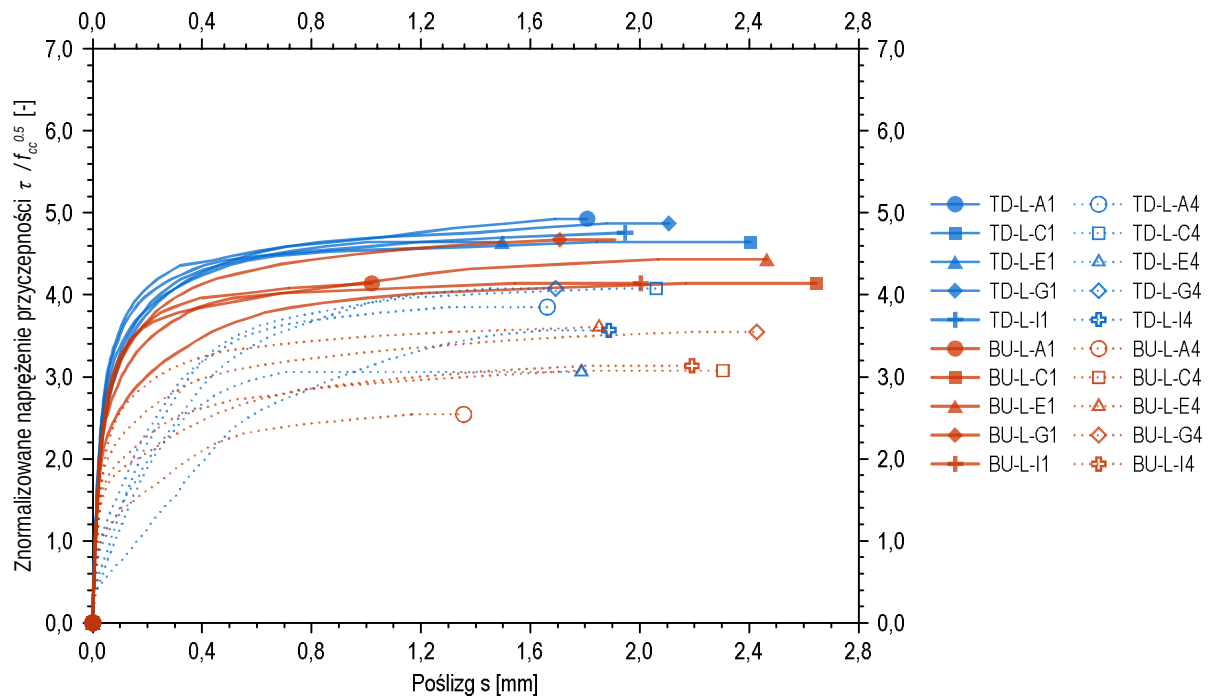
Badania przyczepności metodą wyrywania umożliwiają wyznaczenie zależności naprężeń przyczepności od poślizgu względnego pręta przy założeniu, że naprężenia przyczepności są stałe wzdłuż całej długości zakotwienia. Na rysunku 6.13 przedstawiono wykresy zależności znormalizowanego naprężenia przyczepności od poślizgu pręta dla próbek pochodzących z elementów typu belka-ściana wykonywanych z wysoką prędkością betonowania dla obu technologii betonowania. Zależności dla próbek położonych w strefie dobrych warunków przyczepności (rzęd 1) zostały na rysunkach zaznaczone linią ciągłą, a dla tych położonych w słabych warunkach przyczepności (rzęd 4) linią kropkowaną.



Rys. 6.13. Porównanie zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg dla prętów zlokalizowanych w strefie dobrych (rzęd 1) i słabych warunków przyczepności (rzęd 4) w elementach TD-H i BU-H

Porównując elementy belka-ściana wykonywane z wysoką prędkością betonowania, zauważa się, że przebieg wykresów zależności $\tau/f_{cc}^{0,5} - s$ próbek górnych elementu BU-H jest zbliżony do tych wyznaczonych dla próbek dolnych elementu TD-H. Charakteryzują się one podobną sztywnością przyczepności. Znacznie niższą sztywność połączenia obserwuje się w przypadku próbek z górnej części elementu TD-H, przy czym w większości przypadków utrata przyczepności następowała dopiero przy większych poślizgach pręta. Technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania z wysoką prędkością betonowania sprzyja zachowaniu wyższych znormalizowanych naprężeń przyczepności przy niskich poślizgach prętów w porównaniu do technologii tradycyjnej w obrębie całego elementu niezależnie od strefy warunków przyczepności.

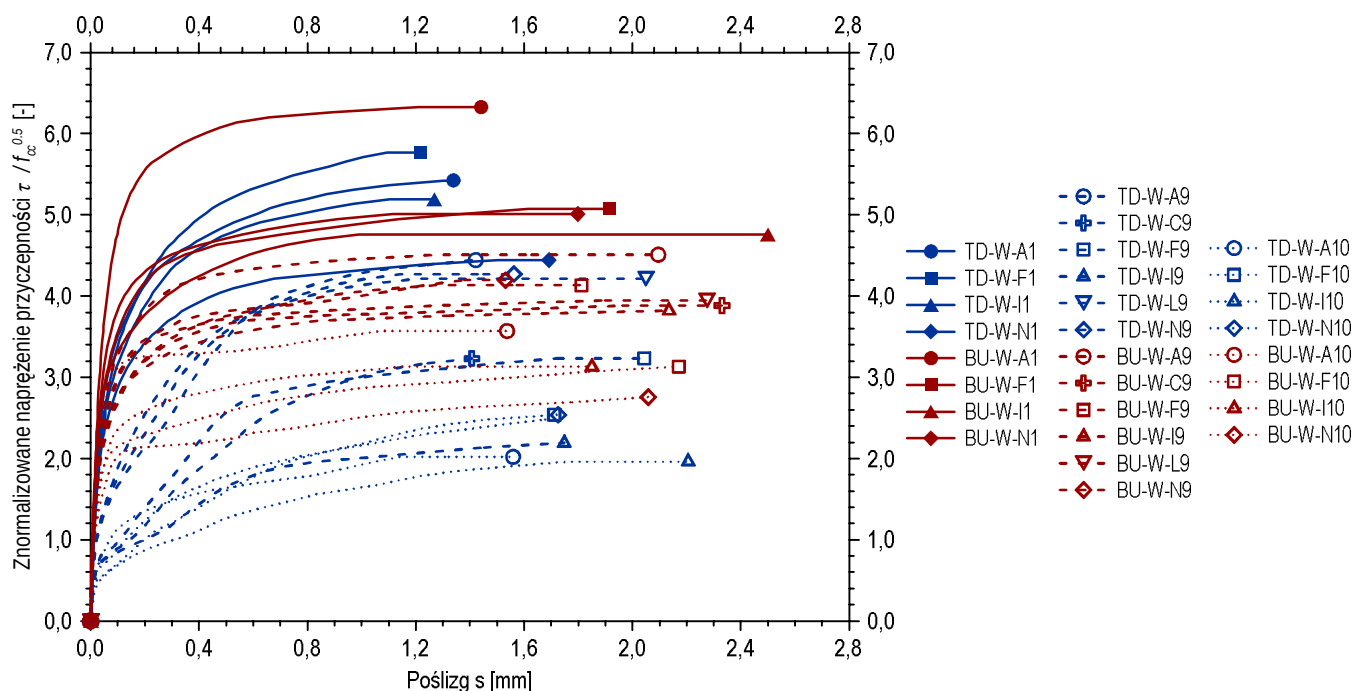
Na rysunku 6.14 przedstawiono wykresy zależności znormalizowanego naprężenia przyczepności od poślizgu pręta dla próbek pochodzących z elementów typu belka-ściana wykonywanych z niską prędkością betonowania.



Rys. 6.14. Porównanie zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg dla prętów zlokalizowanych w strefie dobrych (rząd 1) i słabych warunków przyczepności (rząd 4) w elementach TD-L i BU-L

Częściowo odmienne tendencje można zaobserwować w przebiegu zależności $\tau / f_{cc}^{0,5} - s$ próbek pochodzących z elementów wykonywanych z niską prędkością betonowania. W tym przypadku zbliżone do siebie są stosunkowo przebiegi zniszczenia przyczepności próbek dolnych obu elementów. Natomiast znaczną różnicę zauważa się w nachyleniu krzywych $\tau / f_{cc}^{0,5} - s$ próbek górnych. Pręty rzędu 4 elementu TD-L pomimo osiągania ogólnie wyższych granicznych naprężeń przyczepności, charakteryzowały się znacznie mniejszymi kątami nachyleniami wykresów, zatem niższą sztywnością połączenia. Różnica w przebiegu krzywej przyczepności prętów dolnych i górnych w początkowym stadium, potęguje efekt górnego pręta obserwowany dla znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej w elemencie TD-L.

Na rysunku 6.15 przedstawiono wykresy zależności znormalizowanego naprężenia przyczepności od poślizgu pręta dla wybranych próbek pochodzących z elementów typu ściana znajdujących się w strefie dobrych i słabych warunków przyczepności. Jako reprezentatywne dla dobrych warunków przyczepności przedstawiono próbki pochodzące z rzędu 1 elementów. Natomiast dla słabych warunków przyczepności uwzględniono wszystkie znajdujące się w nich pręty – rząd 9 i 10. Wykresy zależności $\tau / f_{cc}^{0,5} - s$ próbek rzędu 9 oznaczono linią przerywaną, a rzędu 10 linią kropkowaną.



Rys. 6.15. Porównanie zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg dla prętów zlokalizowanych w strefie dobrych (rzęd 1) i słabych warunków przyczepności (rzędy 9 i 10) w elementach TD-W i BU-W

Krzywe zniszczenia przyczepności w próbkach zlokalizowanych w dobrych i słabych warunkach przyczepności różnią się swoim przebiegiem w obu elementach. Jednak różnica tych zmian w elemencie wykonywanym w technologii podawania mieszanki od dołu jest mniej widoczna. Wykresy $\tau/f_{cc}^{0,5} - s$ dla prętów znajdujących się w dobrych warunkach przyczepności w swym przebiegu są zbliżone w obu elementach. W elemencie BU-W zauważa się jedną odstającą obserwację dla pręta zlokalizowanego w obrębie punktu betonowania (BU-W-A1) przy niewielkich zmianach przebiegu pozostałych próbek. W elemencie TD-W obserwuje się nieznacznie większe rozrzuty w nachyleniu krzywych znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg z również jedną odstającą obserwacją (TD-W-N1). Znacznie większe różnice w kształcie zależności $\tau/f_{cc}^{0,5} - s$ zauważalne są w strefie słabych warunków przyczepności przy porównaniu obu technologii podawania mieszanki. Dla prętów w rzędzie 9 elementu betonowanego od dołu zaobserwowano nieznacznie niższą sztywność przyczepności niż dla prętów zlokalizowanych w dobrych warunkach przyczepności. Natomiast w elemencie TD-W kąt nachylenia krzywej w początkowej fazie poślizgu jest znacznie mniejszy. Różnice te w niektórych prętach (A9, L9 i N10) zanikają przy znormalizowanych naprężeniach przyczepności odpowiadających poślizgowi ponad 0,5 mm i finalnie wartości znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności obu elementów są porównywalne. Natomiast pręty znajdujące się w środku rozpiętości elementu TD-W (C-9,

F-9 oraz I-9) charakteryzują się zarówno niższą sztywnością przyczepności jak i granicznymi naprężeniami przyczepności. Różnice w przebiegu krzywych przyczepności prętów rzędu 10 dla obu technologii są spotęgowane w porównaniu do rzędu 9. Znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności pierwotnej prętów w rzędzie 10 elementu BU-W są porównywalne, a nawet nieznacznie wyższe, od tych określonych dla rzędu 9 elementu TD-W. Przebiegi zniszczenia przyczepności próbek znajdujących się w 10 rzędzie elementu wykonywanego w technologii betonowania od góry charakteryzują się najmniejszym kątem nachylenia w zakresie małych poślizgów (do 0,1 mm) w elementach typu ściana, zatem najniższą sztywnością połączenia.

6.2.3 Podsumowanie

Analizę wpływu technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej na zjawisko przyczepności stal-beton przeprowadzono na podstawie porównania wyników badań przyczepności na elementach typu ściana, belka-ściana i belkowych (badania pilotażowe). Wyniki badań właściwych niniejszej rozprawy potwierdzają wnioski sformułowane na podstawie badań pilotażowych. W ogólności technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania powoduje wzrost wartości naprężeń przyczepności, w szczególności w strefie przypowierzchniowej elementów – zatem w strefie słabych warunków przyczepności. Zatem można zaobserwować niższe rozproszenie wyników badań przyczepności w obrębie całych elementów betonowanych od dołu w porównaniu do tych wykonywanych w technologii tradycyjnej w większości analizowanych przypadków. Korzystny wpływ technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu wynika z poprawy mikrostruktury otuliny betonowej wokół prętów w górnym obszarze elementów. Prowadzi to do zwiększenia przede wszystkim sztywności połączenia pręt zbrojeniowy – beton samozagęszczalny w stosunku do elementów betonowanych w technologii tradycyjnej, a zatem do wzrostu naprężeń przyczepności przy niewielkich poślizgach prętów, w tym reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej. Szerzej na temat wpływu technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej na mikrostrukturę strefy kontaktowej stal-beton obserwowanej na podstawie badań tomograficznych napisano w rozdziale 7.

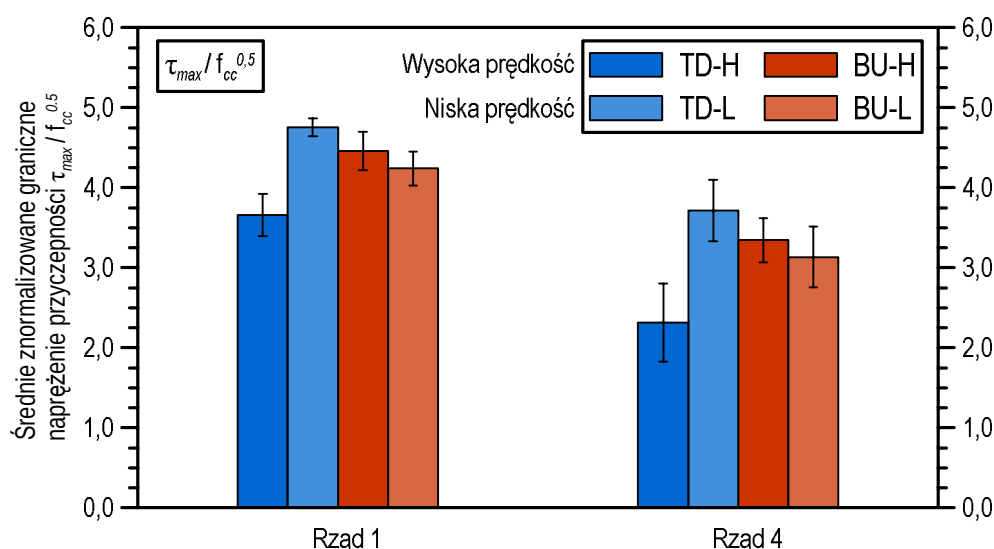
Ponadto w elemencie BU-W (typu ściana) zauważa się, że w obrębie strefy słabych warunków przyczepności sztywność przyczepności wyraźnie spada dopiero w przypadku prętów położonych najbliżej powierzchni elementu (rzęd 10). Natomiast dla prętów rzędu 9, które również zaliczane są do tej strefy według Eurokodu 2 [70], sztywność przyczepności jest porównywalna z tą występującą w strefie dobrych warunków przyczepności.

6.3 Wpływ prędkości betonowania

Wpływ prędkości betonowania mieszanki samozagęszczalnej na zjawisko przyczepności zweryfikowano na podstawie elementów badawczych typu belka-ściana. W niniejszym podrozdziale przedstawiono wpływ tego czynnika na wartości znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności oraz przebieg zmian znormalizowanego naprężenia przyczepności względem poślizgu pręta. Dotychczasowe badania dotyczące prędkości betonowania mieszanek SCC ograniczone były do jej wpływu na parcie na deskowanie [192–195]. Biorąc pod uwagę brak źródeł literaturowych dotyczących wpływu tego czynnika technologicznego na przyczepność betonu do prętów zbrojeniowych, wyniki badań opisano i przeanalizowano w obrębie niniejszego programu badawczego. Z uwagi na wielkość elementu za jednostkę prędkości podawania mieszanki przyjęto litr na sekundę w zamian za metry na godzinę. Wysoką prędkość podawania mieszanki założono w przybliżeniu równą 2,5 l/s (około 1 minuta betonowania), a niską prędkość jako 0,5 l/s (około 5 minut betonowania).

6.3.1 Reprezentatywne naprężenia przyczepności

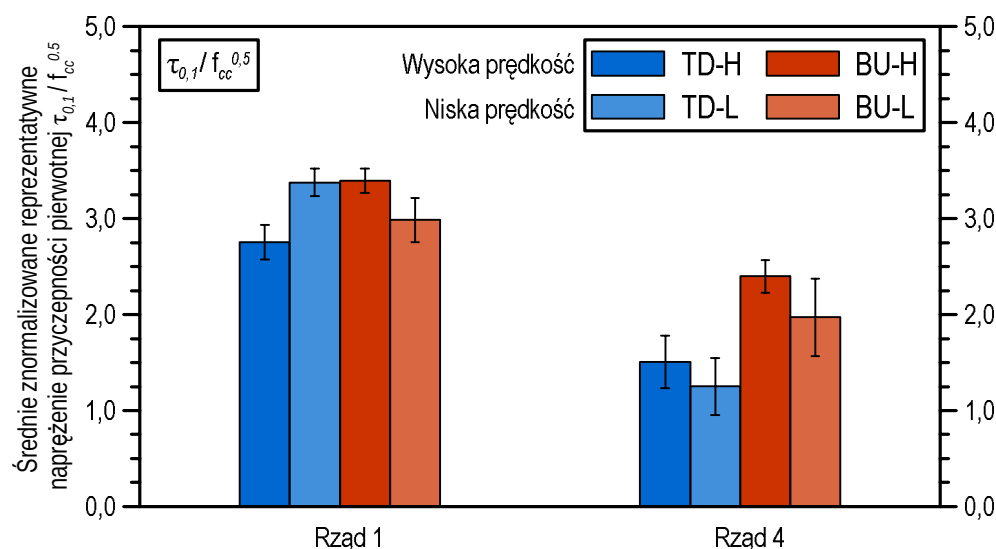
Jak zauważono w rozdziale 5 oraz 6.2 wpływ czynników technologicznych związanych z procesem betonowania: technologii i prędkości podawania mieszanki samozagęszczalnej, należy rozpatrywać łącznie. Oba te czynniki będą potencjalnie wpływały na jakość otuliny prętów zbrojeniowych. Na rysunku 6.16. przedstawiono porównanie średnich wartości znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności w dolnym (1) i górnym (4) rzędzie elementów typu belka-ściana wraz z odchyleniem standardowym wyników.



Rys. 6.16. Porównanie średnich znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max} / f_{cc}^{0.5}$ w elementach typu belka-ściana

Analizując wpływ prędkości betonowania na $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ zauważa się, że oddziałuje ona w mniejszym stopniu na elementy betonowane od dołu z uwagi na mniejszą różnicę w średnich wartościach między elementami BU-H i BU-L niż TD-H i TD-L. Wpływ ten jest jednak odwrotny w obu technologiach. W przypadku elementów betonowanych w technologii podawania mieszanki SCC od góry, wysoka prędkość betonowania powodowała obniżenie znormalizowanych naprężeń przyczepności w stosunku do elementu wykonywanego z niską prędkością o średnio 23,0% i 37,6%, odpowiednio dla dolnych i górnych prętów. W ogólności w elemencie TD-H obserwowano najniższe wartości $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ wśród elementów typu belka-ściana. Wysoka prędkość betonowania przy podawaniu mieszanki od góry deskowania sprzyjała wprowadzeniu większej ilości powietrza do mieszanki, a w konsekwencji powstawaniu większych pustek pod prętami zbrojeniowymi, co potwierdzono w badaniach tomograficznych. Mieszanka podawana od góry szybciej nie miała możliwości tak efektywnego samoodpowietrzenia jak mieszanka podawana wolniej, stąd niższe naprężenia przyczepności obserwowane były również w dolnych prętach elementu TD-H w porównaniu do pozostałych elementów. W przypadku podawania mieszanki od dołu, tendencja ta się odwraca i związane to jest z tym, że szybciej podawana mieszanka wywiera większe parcie na mieszankę ułożoną już w deskowaniu, wypierając ją i sprzyjając samoodpowietrzeniu. Średni wzrost znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności w elemencie BU-H w stosunku do BU-L wyniósł 4,9% i 6,3%, odpowiednio dla rzędu 1 i 4. Niezależnie od technologii podawania mieszanki i prędkości betonowania, w rzędzie 4 obserwowano niższe wartości $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ aniżeli w dolnych próbkach.

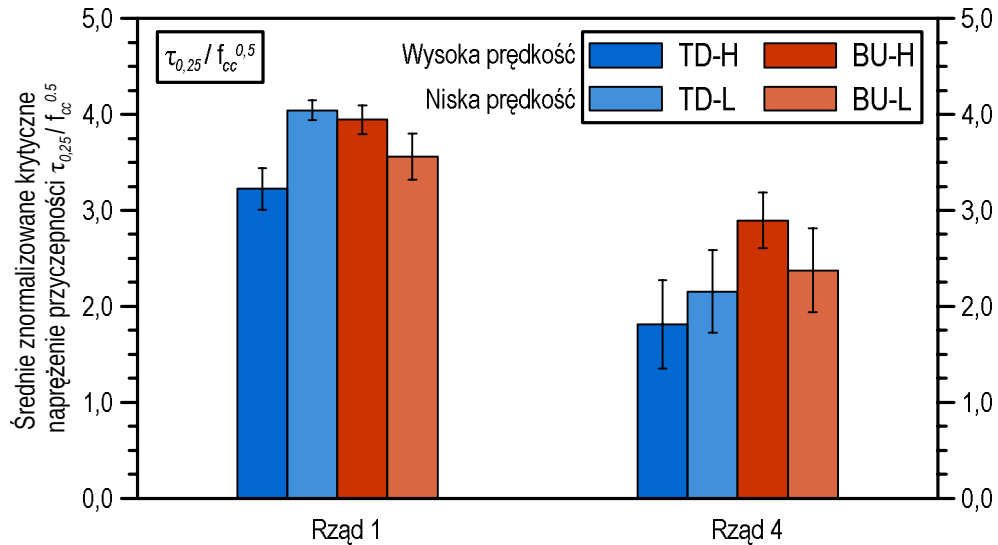
Na rysunku 6.17 przedstawiono porównanie średnich wartości znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej w dolnym (1) i górnym (4) rzędzie elementów typu belka-ściana wraz z odchyleniem standardowym wyników.



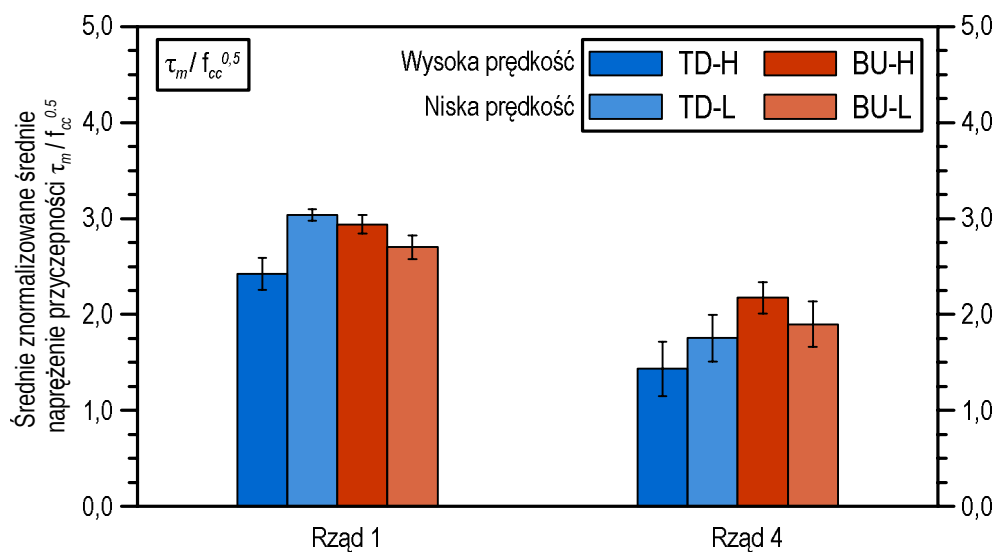
Rys. 6.17. Porównanie średnich znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana

Analizując wyniki próbek rzędu 1, wpływ prędkości betonowania na $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ jest analogiczny do wpływu na znormalizowane graniczne naprężenia przyczepności. W elementach betonowanych od góry średni spadek $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w elemencie TD-L wyniósł 18,4% w stosunku do TD-H. W elementach betonowanych od dołu zaobserwowano średni wzrost znormalizowanych naprężeń przyczepności pierwotnej o 12,1% w elemencie BU-H w stosunku do elementu BU-L. Analizując wyniki dla rzędu 4, oba elementy betonowane z wysoką prędkością (TD-H i BU-H) otrzymały wyższe znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności pierwotnej niż te betonowane z niską prędkością o średnio 16,8% i 17,8%, odpowiednio dla technologii TD i BU. Jest to związane z tym, że jakość betonu pod prętem zbrojeniowym szczególnie rzutuje na wartość naprężeń przyczepności przy niewielkich poślizgach. Jak wyjaśniono w rozdziale 3.1 w początkowym etapie niszczenia przyczepności, bazuje ona na zjawisku adhezji. Przy występowaniu poślizgu, mechanizm zniszczenia przyczepności opiera się na tarcii i mechanicznym zazębieniu na styku stal-beton i beton-beton. Gorszej jakości beton charakteryzuje się niższą adhezją chemiczną i fizyczną do stali zbrojeniowej. Z kolei występujące pustki powietrzne pod prętem zbrojeniowym, ograniczają udział dolnych żeber w przenoszeniu naprężeń i odkształceń. Będzie to szczególnie widocznie przy występowaniu pustek pomiędzy żebrami znajdującymi się od strony siły wyrywającej. Zjawisko to wynika z faktu, że w początkowym stadium zniszczenia przyczepności dochodzi do zmiążdżenia betonu przy czole pierwszych żeber, znajdujących się najbliżej punktu przyłożenia obciążenia. W dalszej fazie proces ten postępuje z udziałem kolejnych żeber, czemu towarzyszy powstawanie rys ukośnych i podłużnych.

Na rysunku 6.18 i 6.19 przedstawiono porównanie średnich wartości znormalizowanych krytycznych i średnich naprężeń przyczepności pierwotnej w dolnym (1) i górnym (4) rzędzie elementów typu belka-ściana wraz z odchyleniem standardowym wyników.



Rys. 6.18. Porównanie średnich znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana



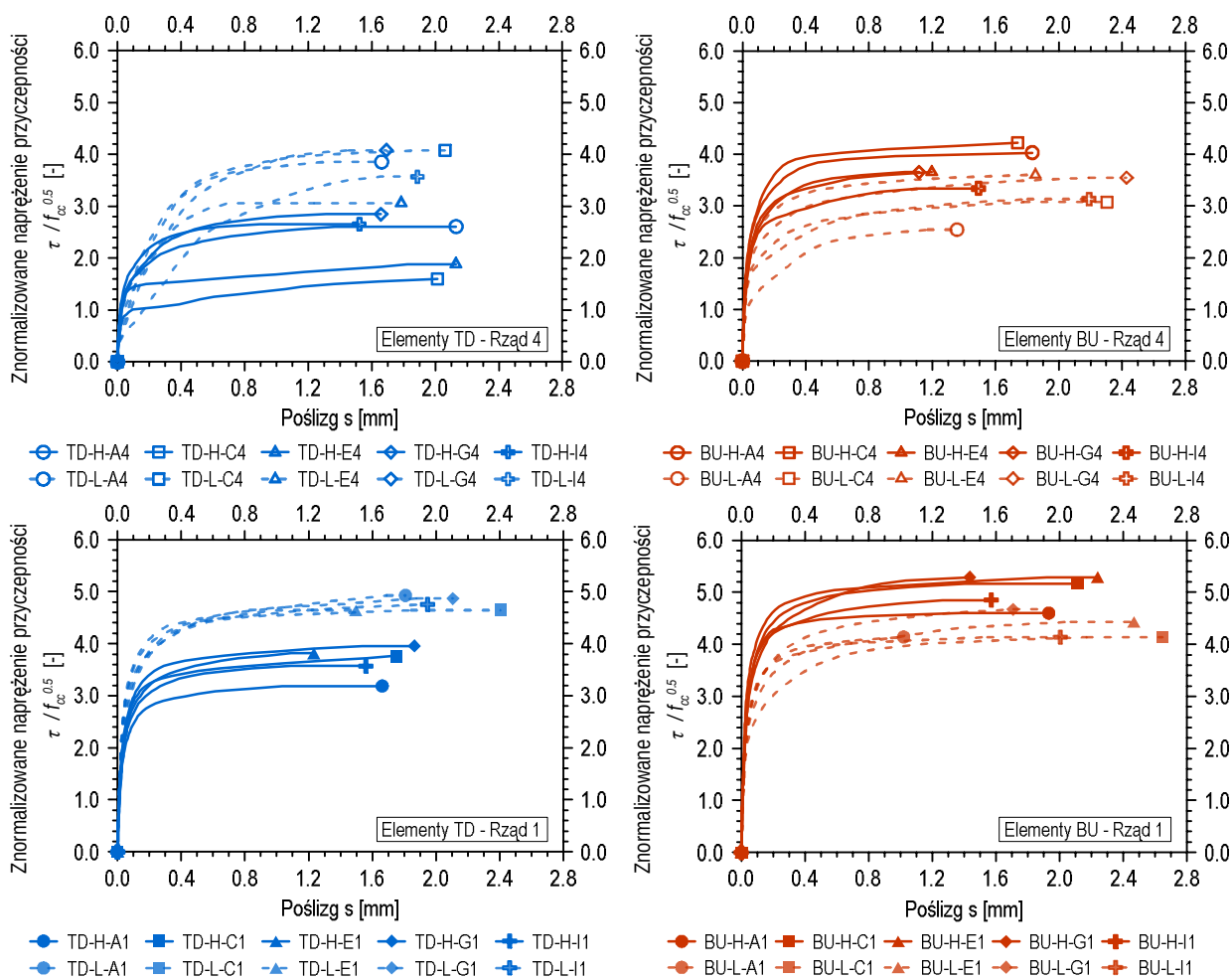
Rys. 6.19. Porównanie średnich znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana

Wpływ prędkości betonowania na średnie znormalizowane krytyczne naprężenia przyczepności, a także na średnie znormalizowane średnie naprężenia przyczepności jest analogiczny do wpływu na $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ zarówno dla próbek rzędu 1 jak i 4. Spadek znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności elementu TD-H w stosunku do TD-L wyniósł średnio 20,2% i 15,8% odpowiednio w rzędzie 1 i 4 oraz 20,1% i 18,3% w rzędzie 1 i 4, gdy analizuje się $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. W elementach betonowanych od dołu, obserwowano wzrost

o 9,7% i 17,9% odpowiednio dla prętów rzędu 1 i 4 w przypadku $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz 8,1% i 12,7% w przypadku $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. Występujące ewentualne pustki pomiędzy żebrami prętów zbrojeniowych będą mniej rzutować na naprężenia przyczepności przy większych poślizgach (graniczne, krytyczne i średnie) niż na $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ z uwagi na włączenie się do przenoszenia obciążeń kolejnych żeber na odcinku przyczepności.

6.3.2 Zależność znormalizowanych naprężeń przyczepności od poślizgu pręta

Analiza przebiegu zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg pręta pozwala na szersze spojrzenie na wpływ prędkości betonowania na zjawisko przyczepności, przede wszystkim na jej sztywność. Na rysunku 6.20 przedstawiono porównanie przebiegów zmian znormalizowanego naprężenia przyczepności od poślizgu pręta w elementach typu belka-ściana w zależności od warunków przyczepności i prędkości betonowania.



Rys. 6.20. Porównanie przebiegów zmian $\tau/f_{cc}^{0,5} - s$ w elementach typu belka-ściana w zależności od warunków przyczepności i prędkości betonowania

W przypadku elementów wykonywanych od dołu, można zaobserwować, że element wykonywany z niską prędkością betonowania charakteryzował się mniejszymi sztywnościami przyczepności zarówno prętów górnych jak i dolnych. Dla elementów wykonywanych w technologii tradycyjnej podawania mieszanki, wpływ prędkości betonowania na przebieg zniszczenia przyczepności był odwrotny. Warto jednak zauważyć, że nachylenie krzywych zależności $\tau/f_{cc}^{0,5} - s$ jest zbliżone w początkowym etapie dla próbek znajdujących się w strefie słabych warunków przyczepności (rzęd 4) obu elementów TD. Niemniej jednak różnice w przebiegu tych zależności pomiędzy elementami wykonywanymi z różnymi prędkościami są ogólnie mniejsze w technologii podawania mieszanki od dołu.

6.3.3 Podsumowanie

Analizę wpływu prędkości podawania mieszanki samozagęszczalnej na zjawisko przyczepności stal-beton przeprowadzono na podstawie porównania wyników badań przyczepności na elementach typu belka-ściana. Wyniki badań wskazują na to, że prędkość betonowania będzie różnie wpływała na naprężenia przyczepności w zależności od technologii podawania mieszanki. Jest to związane z możliwością wprowadzenia i uwięzienia większej ilości powietrza do mieszanki przez zbyt szybkie lub zbyt wolne podawanie. W przypadku podawania mieszanki od góry deskowania sugerowane jest podawanie jej możliwie wolno, aby zapewnić jej poprawne odpowietrzenie. Natomiast w przypadku podawania mieszanki od dołu deskowania, prędkość betonowania powinna być na tyle wysoka, aby mieszanka ułożona już w deskowaniu i wypychana w głąb formy przez kolejną partię mieszanki nie traciła swoich właściwości płynięcia i samoodpowietrzenia.

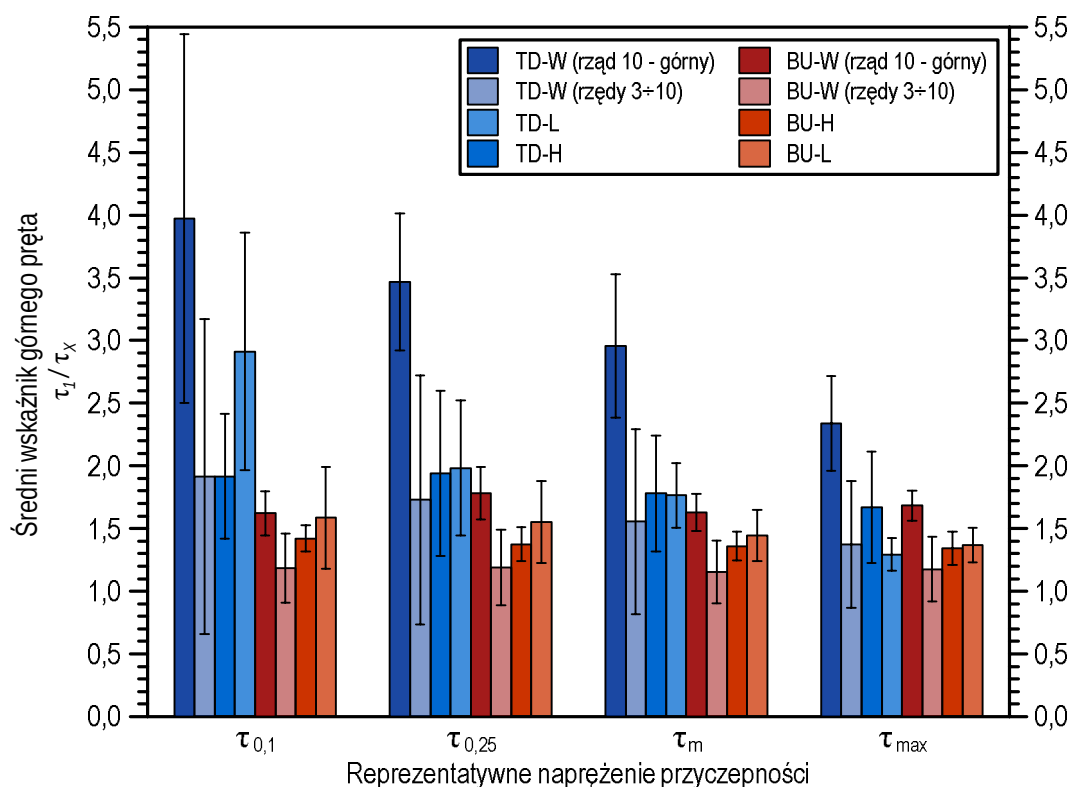
Poczynione obserwacje stanowią interesujący temat, który wymaga dalszego rozwoju w szerszym spektrum przypadków. W niniejszej pracy przeanalizowano jedynie dwie skrajne wartości prędkości podawania mieszanki, co ograniczyło możliwość jednoznacznego określenia wpływu tego czynnika na zjawisko przyczepności. Kolejnym krokiem w badaniach powinno być zatem uwzględnienie szerszego zakresu prędkości, co pozwoliłoby na wyznaczenie optymalnej wartości umożliwiającej ujednolicenie struktury otuliny prętów zbrojeniowych i w konsekwencji warunków przyczepności.

6.4 Wpływ położenia wzdłuż wysokości

Zjawisko przyczepności prętów zbrojeniowych do betonu jest silnie uwarunkowane mikrostrukturą strefy kontaktowej stal-beton. Negatywne zjawiska bleedingu i osiadania plastycznego, które mogą wystąpić w otulinie betonowej prętów zbrojeniowych, nasilają się

w przypadku prętów położonych w pobliżu górnej powierzchni elementu. Stąd otrzymują one niższe naprężenia przyczepności w porównaniu do prętów znajdujących się bliżej spodu elementu. Zjawisko to nazywane jest w literaturze efektem górnego pręta. W niniejszej pracy jest ono ilościowo opisane wskaźnikiem górnego pręta, który stanowi stosunek naprężeń przyczepności próbek rzędu 1 (τ_1) do naprężeń przyczepności próbek wyżej położonych w elementach (τ_x). Im większy jest wskaźnik górnego pręta, tym większe jest obniżenie naprężeń przyczepności prętów górnych.

Na rysunku 6.21 przedstawiono średnie wartości wskaźnika górnego pręta w elementach badawczych określonym na podstawie różnych reprezentatywnych naprężeń przyczepności wraz z odchyleniem standardowym wyników. Z uwagi na to, że w literaturze występowały przypadki [166], w których wskaźnik górnego pręta w środku wysokości elementu był wyższy niż przy górnej powierzchni, w elementach typu ściana wyróżniono dwa podejścia do wyliczenia jego średniej wartości. Pierwszym było określenie średniego wskaźnika górnego pręta tylko dla próbek z najwyższego rzędu (10) w stosunku do próbek położonych w rzędzie 1, a drugim obliczając średnią dla całej wysokości elementu.



Rys. 6.21. Średni wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana i belka-ściana w zależności od reprezentatywnych naprężeń przyczepności

W niniejszym programie badań w elementach typu ściana nie zaobserwowano znacznego obniżenia naprężeń przyczepności w środkowych położeniach prętów. Najmniejsze wartości reprezentatywnych naprężeń przyczepności odnotowano w rzędzie położonym przy

górnej powierzchni elementów (10). Dlatego w dalszych rozważaniach pominięto podejście obliczania wskaźnika górnego pręta jako średniej dla wszystkich rzędów.

W ogólności niższe wskaźniki górnego pręta odnotowano dla elementów wykonywanych w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu w całym zakresie badań. Najwyższe średnie wskaźniki górnego pręta zaobserwowano w elemencie typu ściana TD-W przy porównaniu wyników rzędu 1 i 10, niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Natomiast najniższe w elemencie BU-H (belka-ściana wykonywana z wysoką prędkością podawania mieszanki od dołu deskowania) z wyjątkiem granicznych naprężeń przyczepności.

Analizując wskaźniki górnego pręta dla $\tau_{0,1}$, zauważyć można znaczne obniżenie wskaźnika górnego pręta w elementach betonowanych od dołu w stosunku do tych wykonywanych w technologii tradycyjnej: o 59,2% w elementach typu ściana i średnio o 37,7% w elementach typu belka-ściana dla obu prędkości betonowania. Dla wskaźników górnego pręta obliczonych dla $\tau_{0,25}$ i τ_m , obniżenie to wyniosło odpowiednio 48,6% i 44,9% dla elementów typu ściana oraz średnio o 25,4% i 20,8% dla elementów typu belka-ściana. Wskaźnik górnego pręta określony na podstawie wyników granicznych naprężeń przyczepności ulega obniżeniu dla elementów betonowanych od dołu w stosunku do tradycyjnej technologii o 28,1% w przypadku elementów typu ściana i średnio o 8,5% dla elementu typu belka-ściana. Mniejsza różnica w elementach typu belka-ściana wynika z niejednorodnego zachowania elementów betonowanych z niską i wysoką prędkością.

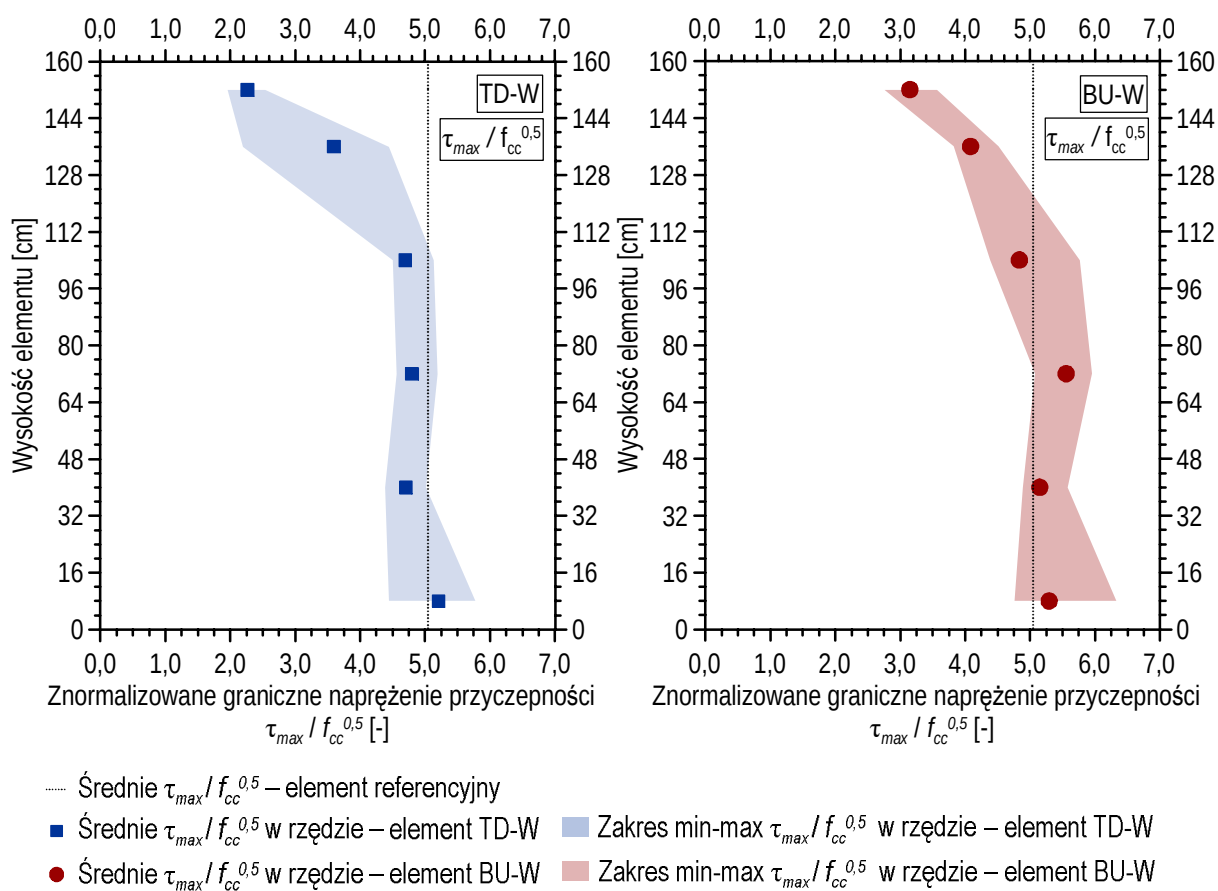
Analizując wpływ prędkości podawania mieszanki na wskaźniki górnego pręta w elementach betonowanych od dołu, zauważa się, że w całym zakresie badań wysoka prędkość betonowania powodowała obniżenie wskaźnika górnego pręta o średnio 10,4%, 11,4%, 6,0% i 1,9% odpowiednio dla $\tau_{0,1}$, $\tau_{0,25}$, τ_m i τ_{max} . W przypadku technologii tradycyjnej podawania mieszanki dla reprezentatywnych naprężeń $\tau_{0,1}$ i $\tau_{0,25}$ tendencja ta jest taka sama jak w elementach BU i przy wysokiej prędkości betonowania obniżenie wskaźnika wynosi średnio 34,2% i 2,1%. Dla reprezentatywnych naprężeń τ_m i τ_{max} wpływ prędkości podawania mieszanki na wskaźnik górnego pręta jest odwrotny i wysoka prędkość powoduje wzrost wskaźników o średnio 0,9% i 22,5%.

Z uwagi na budowę elementów typu-belka ściana (ograniczona liczba prętów wzdłuż wysokości), w dalszej części rozdziału przedstawiono analizy wpływu niniejszego czynnika wyłącznie dla elementów typu ściana. Pręty w elementach typu ściana rozłożone były na sześciu

poziomach wzdłuż wysokości: +8 cm, +40 cm, +72 cm, +104 cm, +136 cm oraz +152 cm, gdzie poziom ± 0 cm to dolna powierzchnia elementu.

6.4.1 Graniczne naprężenia przyczepności

Na rysunku 6.22 przedstawiono wykresy zależności średnich znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności w rzędzie, w zależności od poziomego położenia wzdłuż wysokości elementów typu ściana. Pola zacieniowane wyznaczone są przez minimalne i maksymalne wartości w rzędzie. Na wykresach zaznaczono również średnią wartość znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności określoną na elemencie referencyjnym.

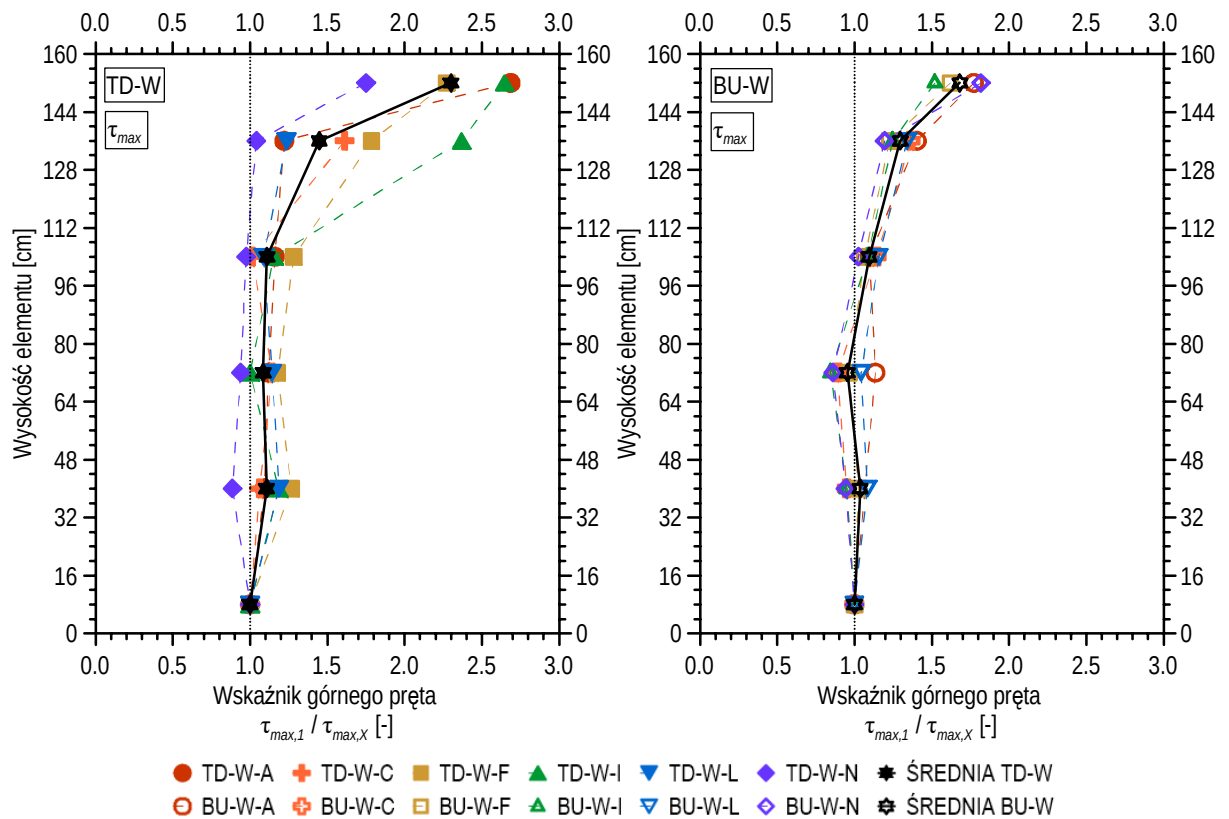


Rys. 6.22. Znormalizowane graniczne naprężenie przyczepności $\tau_{max} / f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana

Przebiegi zmian $\tau_{max} / f_{cc}^{0,5}$ wzdłuż wysokości elementów typu ściana są do siebie zbliżone, jednak ich wartości się różnią. W obu przypadkach obserwuje się znaczący spadek naprężeń przyczepności od rzędu 9 (+136 cm). Niemniej jednak w elemencie wykonywanym w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania wartości znormalizowanych naprężeń przyczepności są wyższe niż w elemencie TD-W o średnio 10,6% i aż do wysokości rzędu 5 (+72 cm) przewyższają również te wartości odnotowane dla elementu

referencyjnego. W elemencie TD-W jedynie w pierwszym rzędzie średnia wartość $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ jest wyższa od tej w elemencie referencyjnym.

Zmianę granicznych naprężeń przyczepności wzdłuż wysokości elementów przedstawiono również w postaci zależności wartości wskaźnika górnego pręta od położenia pręta wzdłuż wysokości z rozróżnieniem poszczególnych kolumn elementów typu ściana na rysunku 6.23. Wskaźnik górnego pręta definiuje stosunek naprężeń przyczepności próbek rzędu 1 (τ_1) do naprężeń przyczepności próbek położonych wyżej (τ_x).

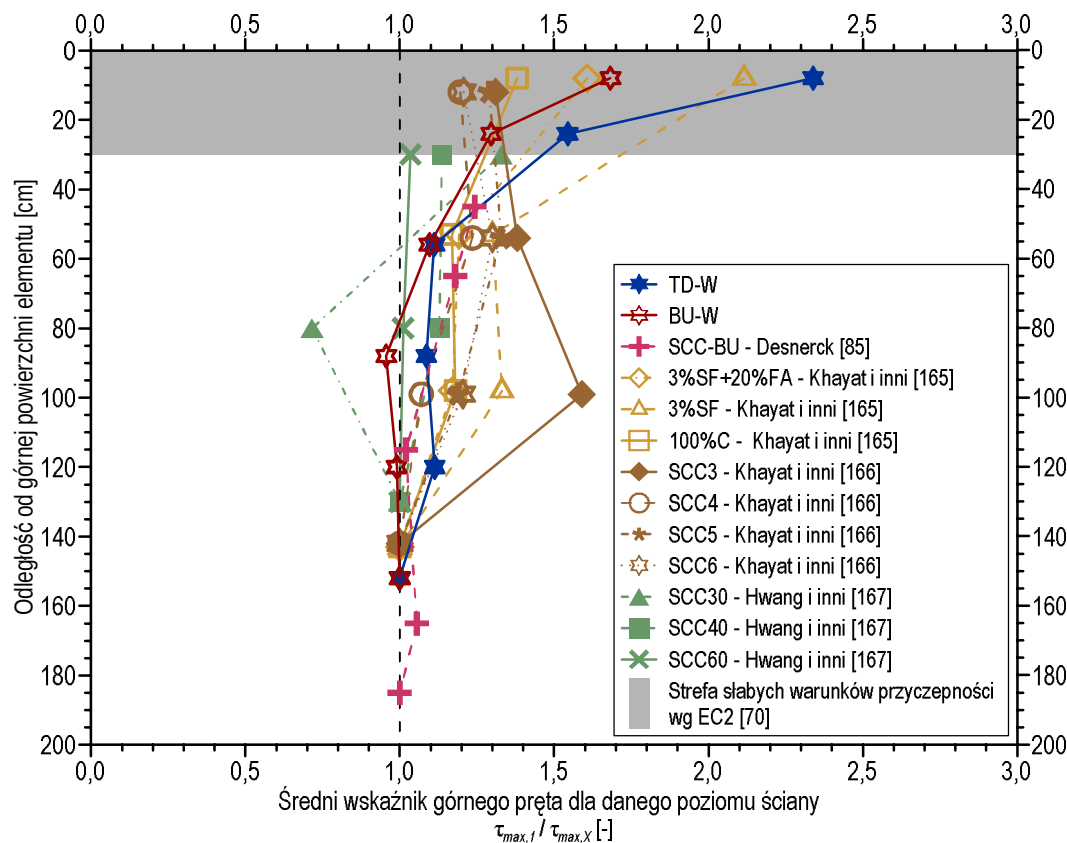


Rys. 6.23. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla τ_{max}

Większe rozbieżności w zmianie wskaźnika górnego pręta wzdłuż wysokości kolumn obserwuje się w elemencie wykonywanym w technologii tradycyjnej podawania mieszanki samozagęszczalnej. W elemencie BU-W wskaźniki górnego pręta w obrębie jednego rzędu są do siebie zbliżone. Świadczy to o bardziej jednorodnej zmianie granicznych naprężeń przyczepności wzdłuż wysokości elementu BU-W niezależnie od odległości od punktu betonowania. W obu elementach najwyższe wskaźniki górnego pręta otrzymano dla prętów położonych w najwyższym rzędzie (10). Wynosiły one średnio 2,34 dla elementu TD-W oraz 1,68 dla elementu BU-W. Są to wyniki porównywalne do badań wykonywanych na elementach kolumnowych o wysokości 150 cm z betonów samozagęszczalnych [48], w których wskaźniki

górnego pręta dla granicznych naprężeń przyczepności wahały się pomiędzy 1,47 a 2,22 w zależności od użytej mieszanki betonowej.

Na rysunku 6.24 przedstawiono porównanie średniej wartości wskaźnika górnego pręta określonego dla granicznych naprężeń przyczepności w rzędzie z wynikami badań literaturowych. Do porównania wykorzystano elementy typu ściana wykonywane zarówno w tradycyjnej technologii podawania mieszanki [165–167] jak i od dołu deskowania [85]. Z uwagi na zróżnicowaną wysokość elementów badawczych w badaniach literaturowych, porównanie wskaźników uzależniono od odległości prętów od górnej powierzchni elementu. Warto nadmienić, że niektóre elementy z badań literaturowych zaprojektowane były tak, że pręty położone najwyżej na wysokości danego elementu nie znajdowały się w słabych warunkach przyczepności określonych w Eurokodzie 2 [70].



Rys. 6.24. Porównanie zmian średniego wskaźnika górnego pręta określonego dla τ_{max} w zależności od położenia próbki wzdłuż wysokości w elementach typu ściana w badaniach własnych i literaturowych

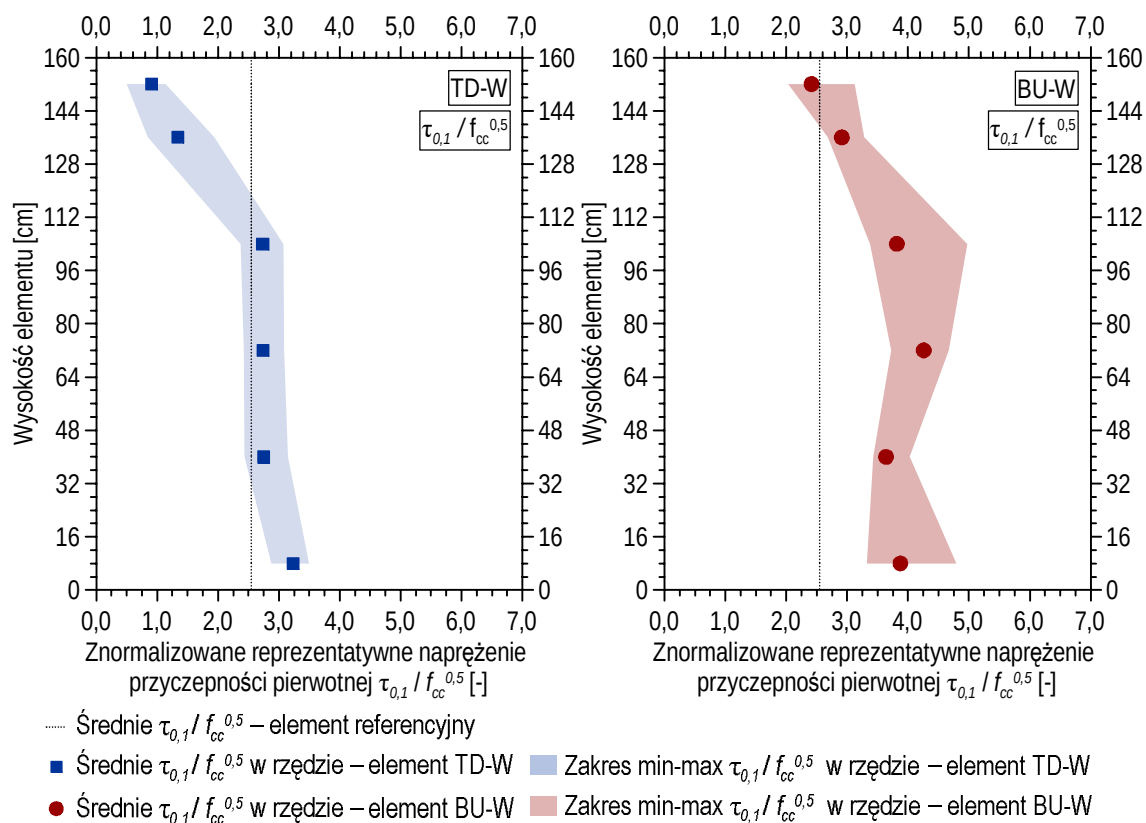
Porównując wartości wskaźników górnego pręta w elementach wykonywanych w technologii betonowania od góry, dla elementu TD-W obserwowano najwyższe wartości w strefie słabych warunków przyczepności. Jednak warto zauważyć, że elementy badane przez Khayata i innych [165, 166] miały znacznie mniejsze rozpiętości niż element wykonywany w niniejszym programie badawczym. Natomiast elementy wykonywane przez Hwanga i innych

[167] były zaprojektowane w taki sposób, że górne pręty znajdowały się na granicy dobrych i słabych warunków przyczepności według Eurokodu 2 [70], a dolne pręty znajdowały się 30 cm od dna. Takie ułożenie prętów będzie sprzyjało mniejszym wartościom wskaźnika górnego pręta, gdyż porównywane są pręty położone bliżej środkowej części elementów. Biorąc pod uwagę wszystkie te aspekty, można stwierdzić, że element TD-W wykonywany w ramach niniejszego programu badawczego nie odbiega znacząco od wyników badań literaturowych.

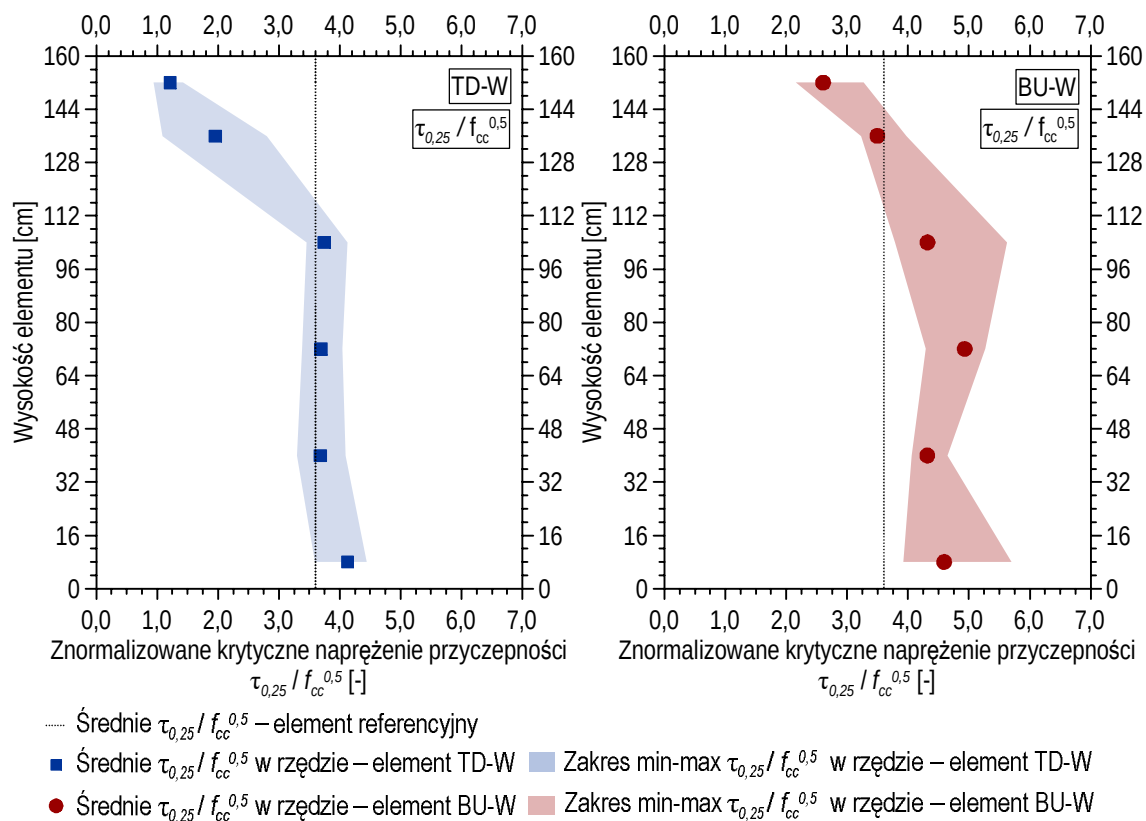
Analizując wskaźniki górnego pręta w elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania, wydaje się, że wyniki dla obu elementów (BU-W oraz wykonywanego przez Desnercka [85]) w strefie dobrych warunków przyczepności są do siebie zbliżone. Niestety w jedynym źródle literaturowym wykorzystującym tę technologię do wykonania elementów do badań przyczepności stal-beton, nie zaprojektowano prętów znajdujących się w strefie słabych warunków przyczepności.

6.4.2 Pozostałe reprezentatywne naprężenia przyczepności

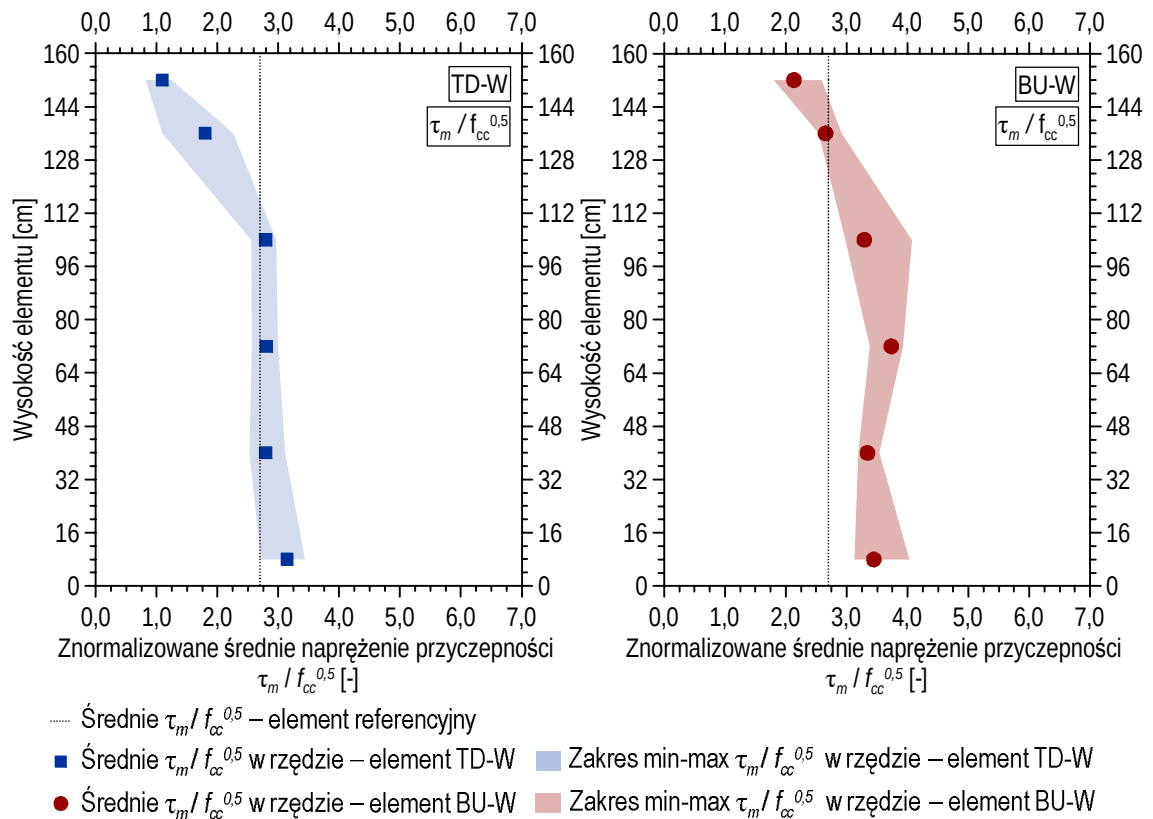
Na rysunkach 6.25 – 6.27 przedstawiono zmianę średniego znormalizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności w rzędzie wzdłuż wysokości elementów typu ściana, odpowiednio dla naprężeń: $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. Pola zacieniowane wyznaczone są przez minimalne i maksymalne wartości w rzędzie. Na wykresach zaznaczono również średnią wartość odpowiadających znormalizowanych naprężeń przyczepności określoną na próbkach elementu referencyjnego.



Rys. 6.25. Znormalizowane reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana



Rys. 6.26. Znormalizowane krytyczne naprężenie przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana

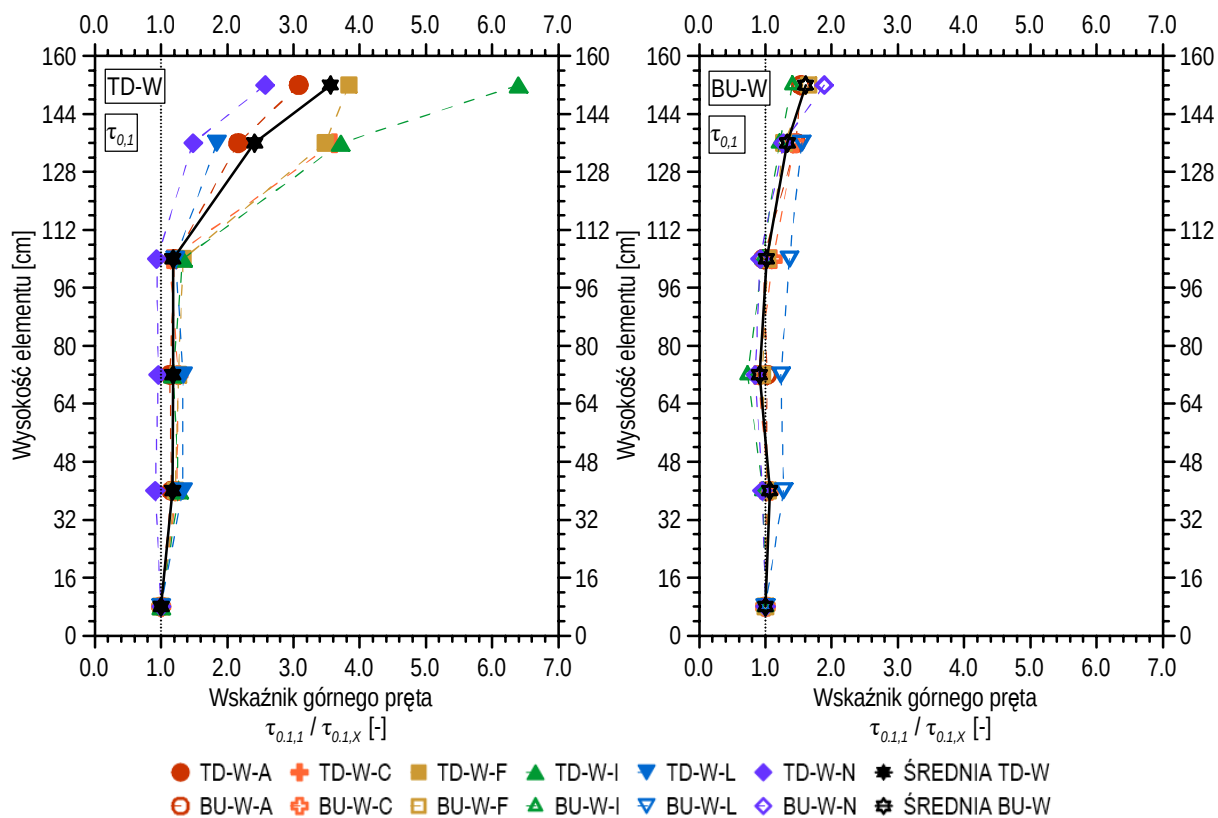


Rys. 6.27. Znormalizowane średnie naprężenie przyczepności $\tau_m / f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana

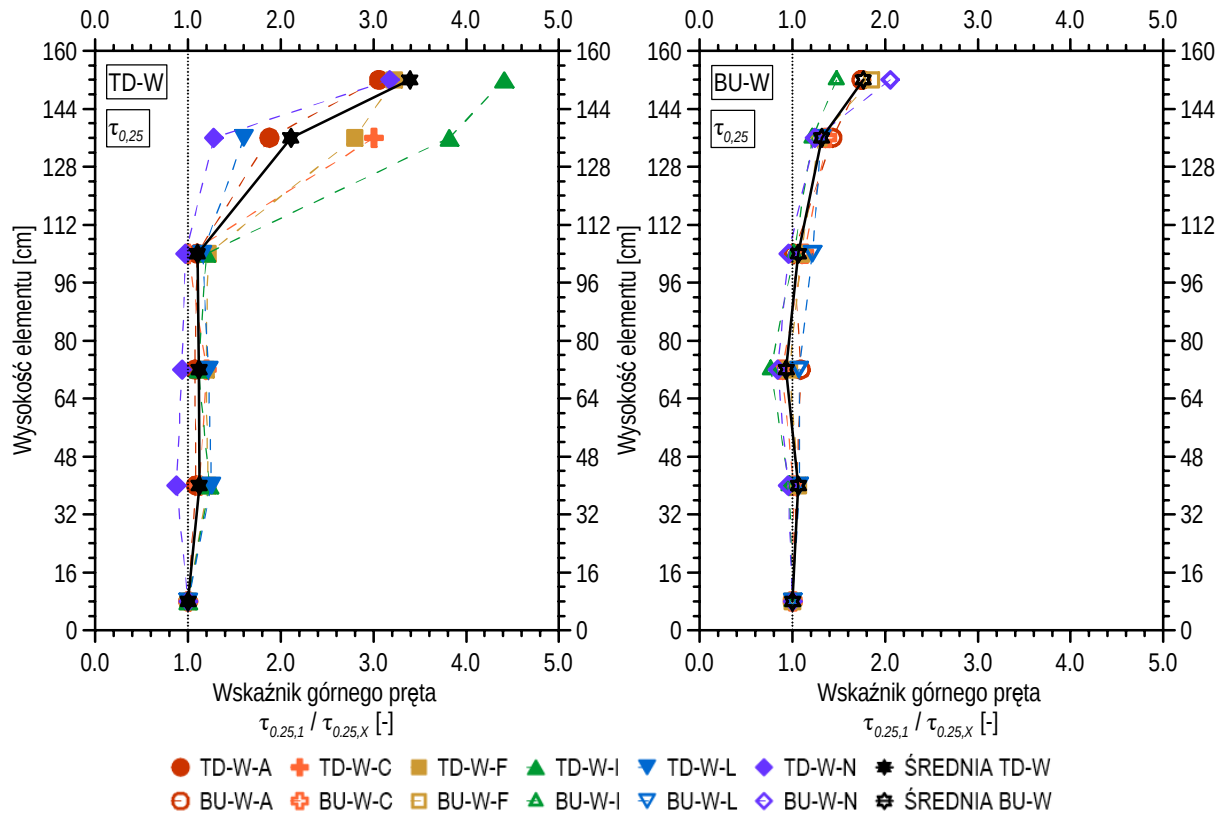
Przebiegi zmian wszystkich analizowanych znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności wzdłuż wysokości elementów typu ściana mają kształt zbliżony do zmian $\tau_{max} / f_{cc}^{0,5}$. W ogólności zauważa się, że niezależnie od położenia wzdłuż wysokości i analizowanego naprężenia przyczepności wartości średnich znormalizowanych naprężeń przyczepności w elemencie wykonywanym w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania są wyższe niż elemencie TD-W.

Zaobserwowano również ogólny spadek naprężeń przyczepności w strefie słabych warunków przyczepności, określonych w Eurokodzie 2 [70], w porównaniu do strefy dobrych warunków przyczepności oraz w stosunku do wartości określonych dla elementu referencyjnego. Różnice te były jednak znacznie mniejsze w elemencie BU-W (betonowanym od dołu). Co więcej, w przypadku $\tau_{0,1} / f_{cc}^{0,5}$ w rzędzie 9 tego elementu, odnotowano wyższe naprężenia przyczepności niż w elemencie referencyjnym, co świadczy o wysokiej sztywności przyczepności tych prętów. Bardziej szczegółowe porównanie reprezentatywnych naprężeń przyczepności odnotowanych w elementach typu ściana i belka-ściana w stosunku do elementu referencyjnego przedstawiono w rozdziale 6.7.

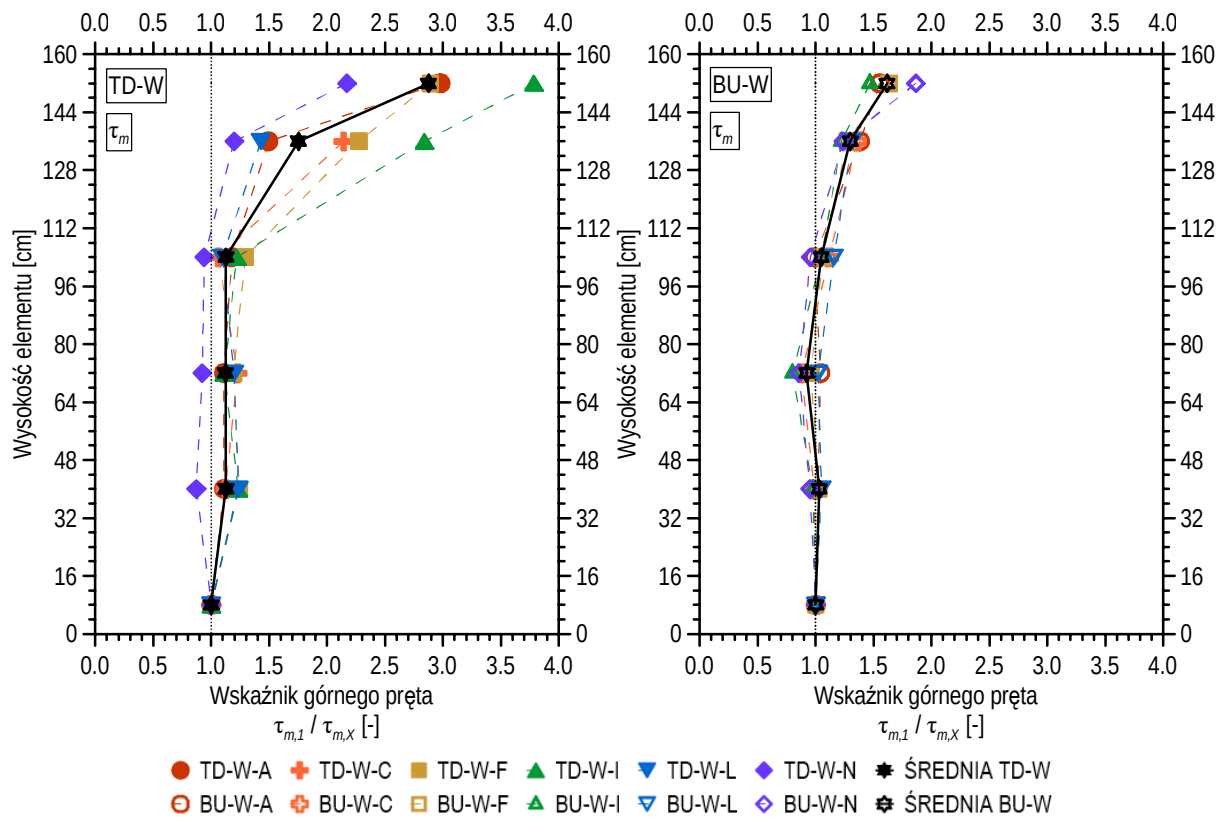
Na rysunkach 6.28 – 6.30 przedstawiono zmianę wskaźników górnego pręta wzdłuż wysokości elementów typu ściana obliczonych dla odpowiednio $\tau_{0,1}$, $\tau_{0,25}$ oraz τ_m . Wskaźniki określono osobno dla każdej kolumny w elemencie.



Rys. 6.28. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla $\tau_{0,1}$



Rys. 6.29. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla $\tau_{0,25}$



Rys. 6.30. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla τ_m

W ogólności niezależnie od położenia wzdłuż wysokości elementu i analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności, w elemencie BU-W odnotowano niższe wskaźniki górnego pręta niż w elemencie wykonywanym w tradycyjnej technologii podawania mieszanki. Ponadto zauważa się również większy rozrzut wyników wskaźnika górnego pręta w poszczególnych kolumnach elementu TD-W w stosunku do BU-W niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności. Świadczy to o bardziej jednorodnych warunkach przyczepności wzdłuż rozpiętości elementu wykonywanego w technologii podawania mieszanki od dołu. Szerzej o wpływie odległości pręta od punktu betonowania na zjawisko przyczepności napisano w rozdziale 6.5.

Do wysokości siódmego rzędu wskaźniki górnego pręta (w strefie dobrych warunków przyczepności wg Eurokodu 2 [70]) pozostają bliskie jedności niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności, kolumny elementu czy technologii podawania mieszanki. W elemencie TD-W wartości te, z wyjątkiem kolumny N, w większości przypadków przekraczają 1,0, co wskazuje na spadek naprężeń przyczepności w porównaniu do najniższego rzędu. Natomiast w elemencie BU-W oscylują one wokół wartości 1,0.

W strefie słabych warunków przyczepności obserwuje się wyraźne różnice w zachowaniu elementów wykonanych w obu technologiach podawania mieszanki, niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności i położenia wzdłuż rozpiętości elementu (kolumny). W elemencie wykonywanym w technologii podawania mieszanki od dołu wskaźniki górnego pręta są znacznie niższe niż w elemencie wykonywanym w technologii tradycyjnej. W rzędzie 9 procentowy spadek wartości wskaźnika górnego pręta w elemencie BU-W w stosunku do TD-W wynosi średnio 44,9%, 37,7% i 25,9% przy analizie naprężeń przyczepności odpowiednio: $\tau_{0,1}$, $\tau_{0,25}$ i τ_m . Natomiast w rzędzie 10 wynosi on średnio 54,9%, 48,0% i 43,8% dla wskaźnika górnego pręta obliczonego dla naprężeń przyczepności: $\tau_{0,1}$, $\tau_{0,25}$ i τ_m .

W porównaniu do badań literaturowych wartości wskaźników górnego pręta określone dla elementów typu ściana nie odbiegają od wskaźników dla kolumn. W przypadku wskaźnika górnego pręta dla reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej ($\tau_{0,1}$), średnia wartość w rzędzie 10 elementu TD-W, choć najwyższa w całym programie badań (3,97), jest zbliżona do wartości uzyskanych dla znacznie niższych kolumn (wysokość 48 cm) z betonu zwykłego [164], gdzie wskaźnik ten wynosił od 3,24 do 3,98 (dla prętów $\phi 16$) w zależności od konsystencji mieszanki. Analizując wartości wskaźników górnego pręta dla średnich naprężeń przyczepności (τ_m), średnie wartości uzyskane dla elementów TD-W i BU-W w rzędzie 10,

wynoszące odpowiednio 2,96 i 1,63, są zbliżone do wskaźników określonych dla elementów kolumnowych o wysokości 150 cm [48]. W cytowanych badaniach wskaźnik górnego pręta dla τ_m wahał się pomiędzy 1,66 a 2,56 w zależności od wykorzystanej mieszanki samozagęszczalnej.

6.4.3 Podsumowanie

Analizę wpływu położenia pręta wzdłuż wysokości elementu na zjawisko przyczepności stal-beton przeprowadzono na podstawie porównania wyników badań przyczepności na elementach typu ściana oraz belka-ściana. Niezależnie od typu elementu, technologii i prędkości podawania mieszanki samozagęszczalnej w niniejszych badaniach obserwowano występowanie efektu górnego pręta. Efekt ten był bardziej wyraźny dla elementów wysokich – typu ściana. Obserwację tę rozwinęto w podrozdziale 6.6. W kontraście do wyników literaturowych [48, 168] efekt górnego pręta w elementach typu ściana nie rósł liniowo wraz ze wzrostem odległości od dna deskowania, a intensyfikował się w górnej strefie elementu, co jest spójne z założeniami normy PN-EN 1992 [70]. Największy spadek znormalizowanych naprężeń przyczepności zaobserwowano w strefie 30 cm od powierzchni górnej elementu, niezależnie od technologii betonowania i reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Natomiast w ogólności wielkość efektu górnego pręta jest mniejsza w elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania, niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Spadek wskaźnika górnego pręta w rzędzie 10 elementu BU-W (typu ściana) w stosunku do TD-W wyniósł pomiędzy 27% – 55% w zależności od analizowanego naprężenia przyczepności. Niższe wartości wskaźnika górnego pręta świadczą o bardziej jednolitych warunkach przyczepności wzdłuż wysokości elementu.

6.5 Wpływ odległości od punktu podawania mieszanki

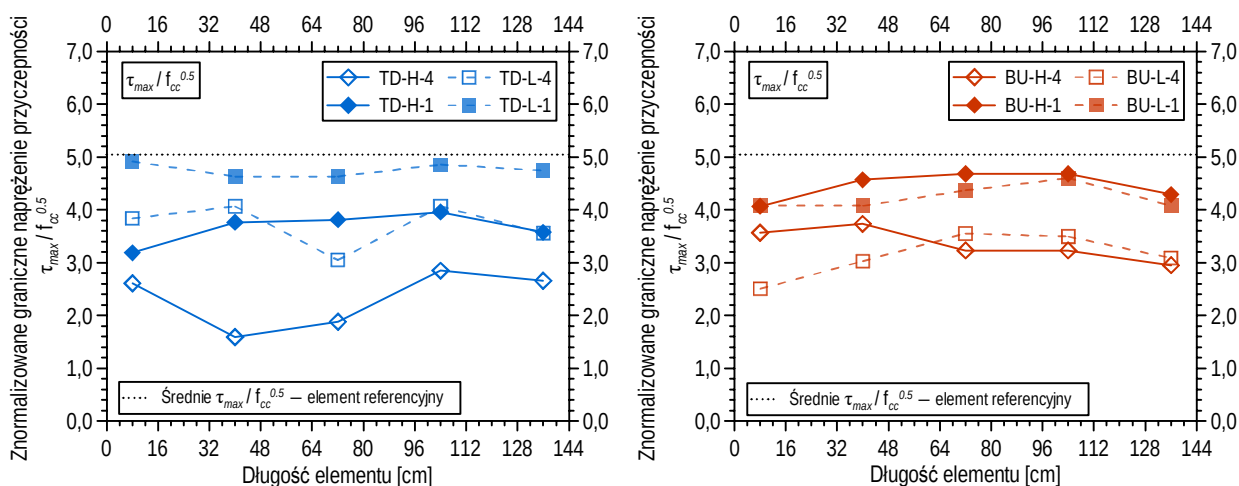
W międzynarodowych wytycznych [15, 16, 53] zaleca się, aby większość elementów konstrukcyjnych wykonywać w taki sposób, aby mieszanka samozagęszczalna wypełniała deskowanie z jednego punktu podawania aż do osiągnięcia pełnej zaplanowanej wysokości. Alternatywnie należy minimalizować liczbę punktów podawania, dostosowując ją do właściwości reologicznych mieszanki samozagęszczalnej. Jest to istotne, aby mieszanka mogła rozplýwać się na odpowiednią odległość, z uwagi na zapewnienie jej skutecznego odpowietrzenia i samopoziomowania.

Kolejnym czynnikiem technologicznym, którego wpływ zbadano pod kątem zmian przyczepności betonu samozagęszczanego do prętów zbrojeniowych, jest wpływ odległości pręta od punktu betonowania. W niniejszym programie badawczym zaprojektowano stały punkt podawania mieszanki w obrębie kolumny A dla elementów typu ściana i belka-ściana. Stąd też przyjęto, że odległość pręta od punktu betonowania jest tożsama z jej położeniem wzdłuż długości elementów.

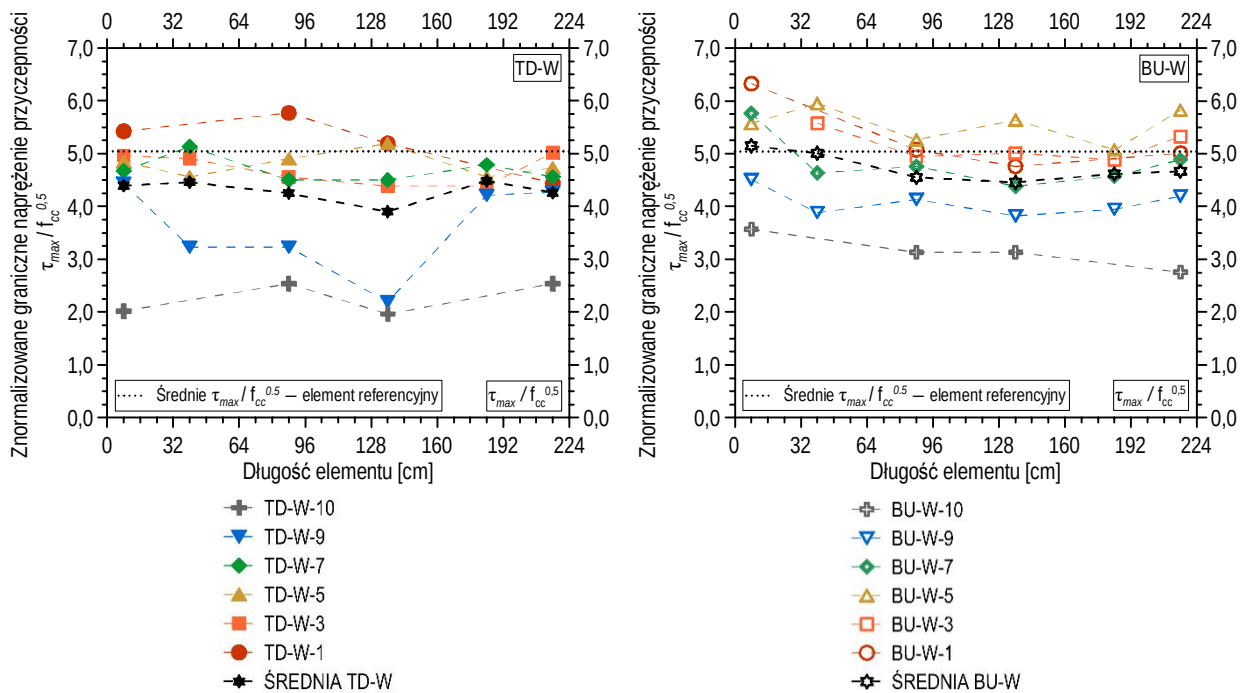
W niniejszej pracy przeanalizowano wpływ tego czynnika, porównując wartości reprezentatywnych znormalizowanych naprężeń przyczepności oraz wprowadzając pojęcie wskaźnika przyczepności. Wskaźnik przyczepności obliczono jako stosunek naprężeń przyczepności w danym położeniu do naprężeń przyczepności próbki znajdującej się w kolumnie A danego rzędu (w obrębie punktu podawania mieszanki).

6.5.1 Graniczne naprężenia przyczepności

Na rysunkach 6.31 i 6.32 przedstawiono zmianę znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności w poszczególnych rzędach wzdłuż długości elementów odpowiednio typu belka-ściana i ściana. Na wykresach zaznaczono również średnią wartość znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności określoną na elemencie referencyjnym.

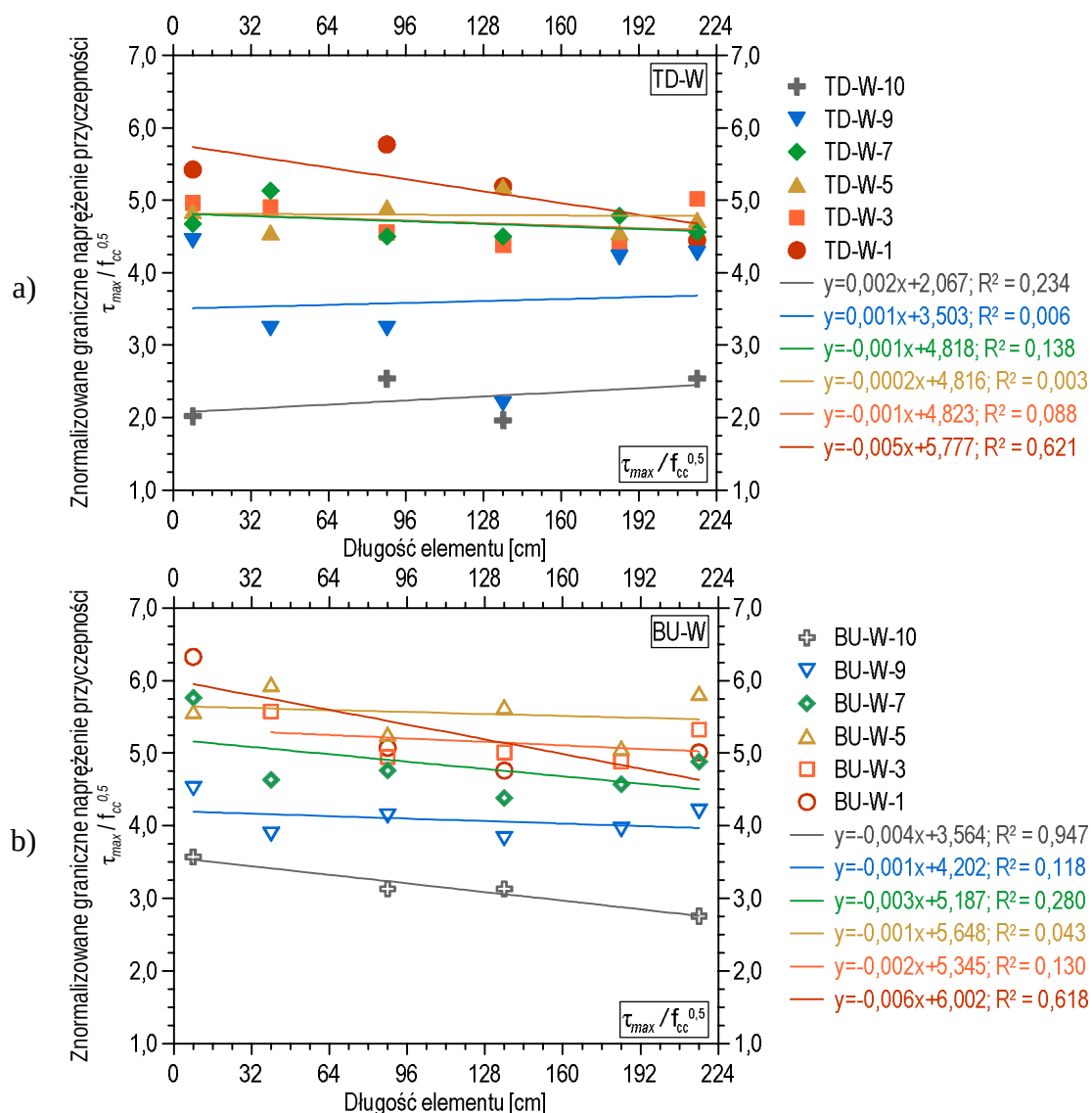


Rys. 6.31. Porównanie znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana wzdłuż ich długości



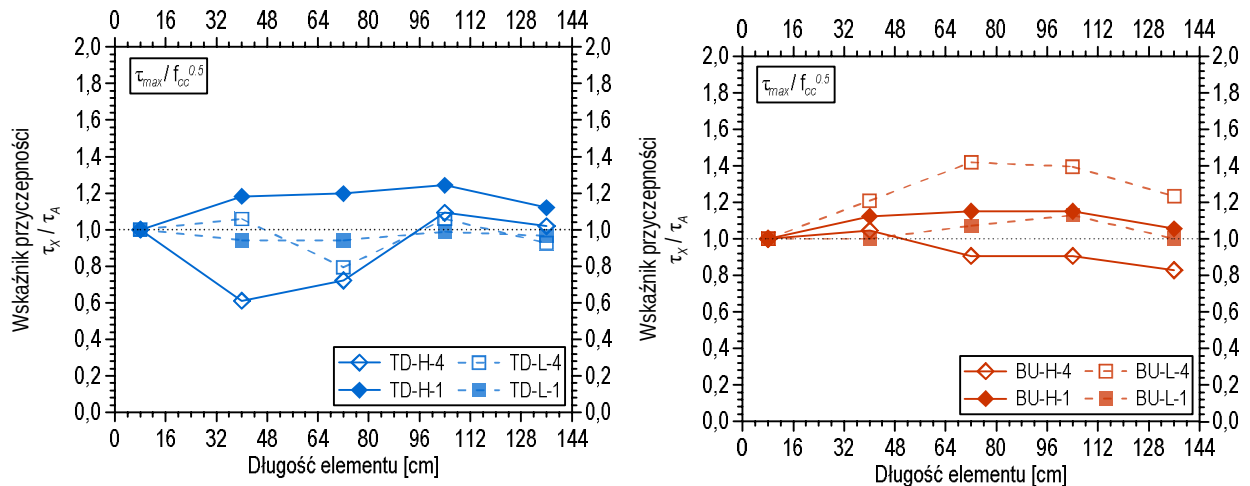
Rys. 6.32. Porównanie znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu ściana wzdłuż ich długości

W przypadku elementów typu belka-ściana niezależnie od technologii betonowania czy położenia próbek wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów, odnotowano niższe $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ od średniej wartości określonej na próbkach referencyjnych. W przypadku elementów typu ściana jedynie w dolnych częściach elementów występowały znormalizowane graniczne naprężenia przyczepności wyższe od wartości średniej dla elementu referencyjnego. Niemniej jednak w przypadku elementu wykonywanego w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania (BU-W) wyższe wartości od średniej utrzymywały się aż do poziomu 5 rzędu (+72 cm). W elementach typu belka-ściana niezależnie od technologii betonowania oraz w elemencie typu ściana wykonywanym w tradycyjnej technologii podawania mieszanki (TD-W) nie obserwuje się żadnej konkretnej liniowej tendencji zmian $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ wraz ze wzrostem odległości próbki od punktu betonowania (Rysunek 6.33a). W elemencie typu ściana wykonywanym w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania zauważalna jest tendencja spadkowa. Niemniej jednak jedynie w najwyższym rzędzie (10) przebieg ten jest typowo liniowy ($R^2 = 0,947$), przy czym był on określony jedynie dla czterech obserwacji. W pozostałych rzędach krzywe korelacyjne wyznaczone metodą najmniejszych kwadratów, charakteryzowały się średnim lub słabym liniowym dopasowaniem (Rysunek 6.33b).

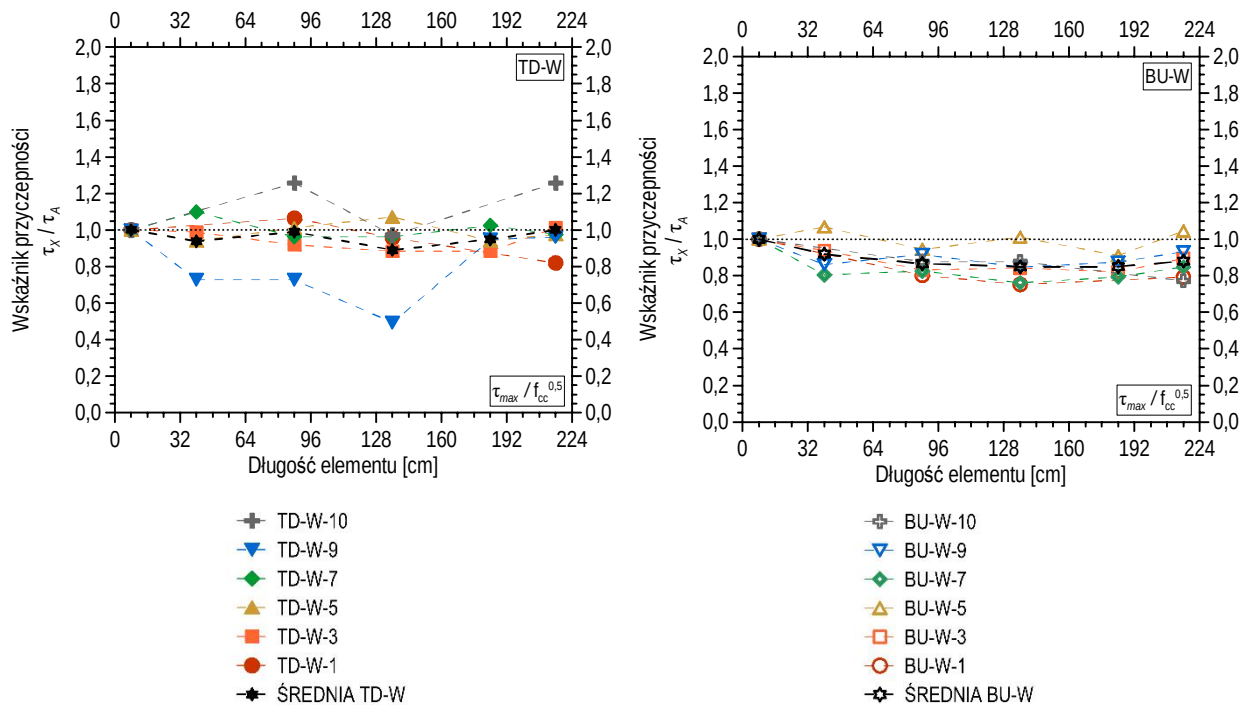


Rys. 6.33. Wpływ położenia próbki wzdłuż długości elementu typu ściana na wartość znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności wraz z liniami trendu:
a) TD-W, b) BU-W

Na rysunku 6.34 i 6.35 przedstawiono zmianę wskaźników przyczepności dla τ_{max} wzdłuż długości elementów typu belka-ściana i ściana z wyszczególnieniem rzędów. Punkt podawania mieszanki znajdował się w obrębie kolumny A w przypadku obu typów elementów, zatem przyjęto, że w przybliżeniu znajdował się on w odległości 8 cm od krawędzi deskowania.



Rys. 6.34. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x / τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu belka-ściana



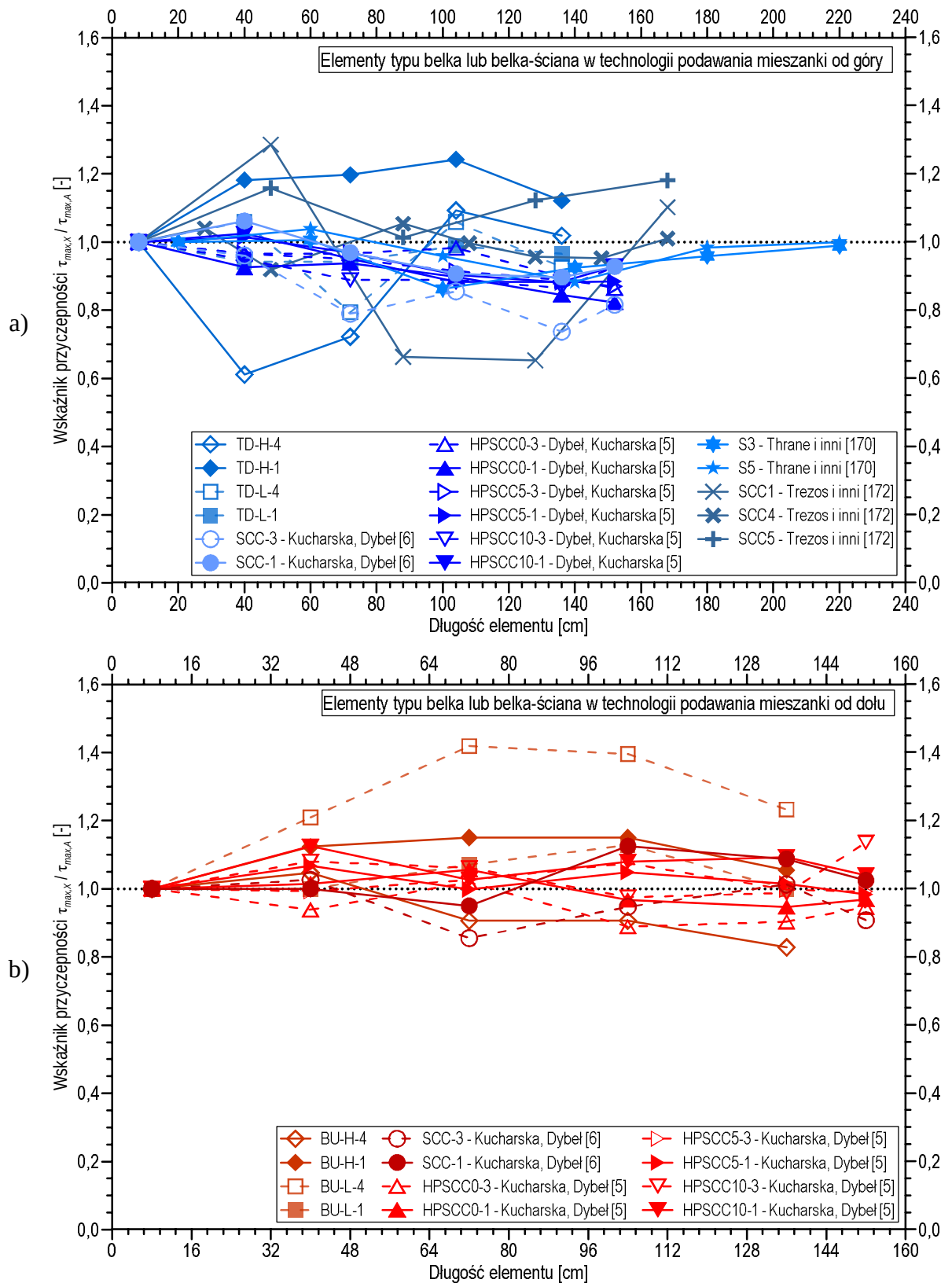
Rys. 6.35. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x / τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu ściana

W przypadku elementów typu belka-ściana wykonywanych od dołu deskowania (BU-H oraz BU-L) przebieg zmian wskaźnika przyczepności określonego dla próbek dolnych wzdłuż długości elementów jest zbliżony, a wskaźnik rośnie wraz z odległością od punktu podawania mieszanki. W przypadku próbek górnych w elemencie wykonywanym z wysoką prędkością (BU-H) obserwuje się tendencję spadkową wraz ze wzrostem odległości od punktu betonowania. W elemencie BU-L wskaźnik przyczepności dla granicznych naprężeń przyczepności próbek górnych rośnie wraz z odległością, natomiast nie jest to zmiana liniowa. W przypadku elementów typu belka-ściana wykonywanych w technologii podawania od góry

(TD-H oraz TD-L) nie zauważa się podobieństw w przebiegu zmian wskaźnika przyczepności dla τ_{max} . W elemencie typu ściana wykonywanym w technologii podawania mieszanki od góry deskowania (TD-W), w strefie dobrych warunków przyczepności wskaźnik przyczepności nie zmienia się znacznie, natomiast w strefie słabych warunków przyczepności zauważalne są większe odchylenia. Wskaźnik przyczepności dla τ_{max} w rzędach 9 i 10 waha się pomiędzy wartościami 0,49 a 1,26. Niemniej jednak nie zauważa się żadnej tendencji liniowej. Pomimo zauważalnej, lecz niewielkiej tendencji spadkowej, wskaźnik przyczepności dla τ_{max} wzdłuż elementu BU-W pozostaje w przedziale 0,75 – 1,07, co wskazuje na względne ujednolicenie warunków przyczepności wzdłuż rozpiętości elementu. Zatem warunki przyczepności wzdłuż długości elementu BU-W wydają się być ujednolicone w stosunku do tych w elemencie TD-W.

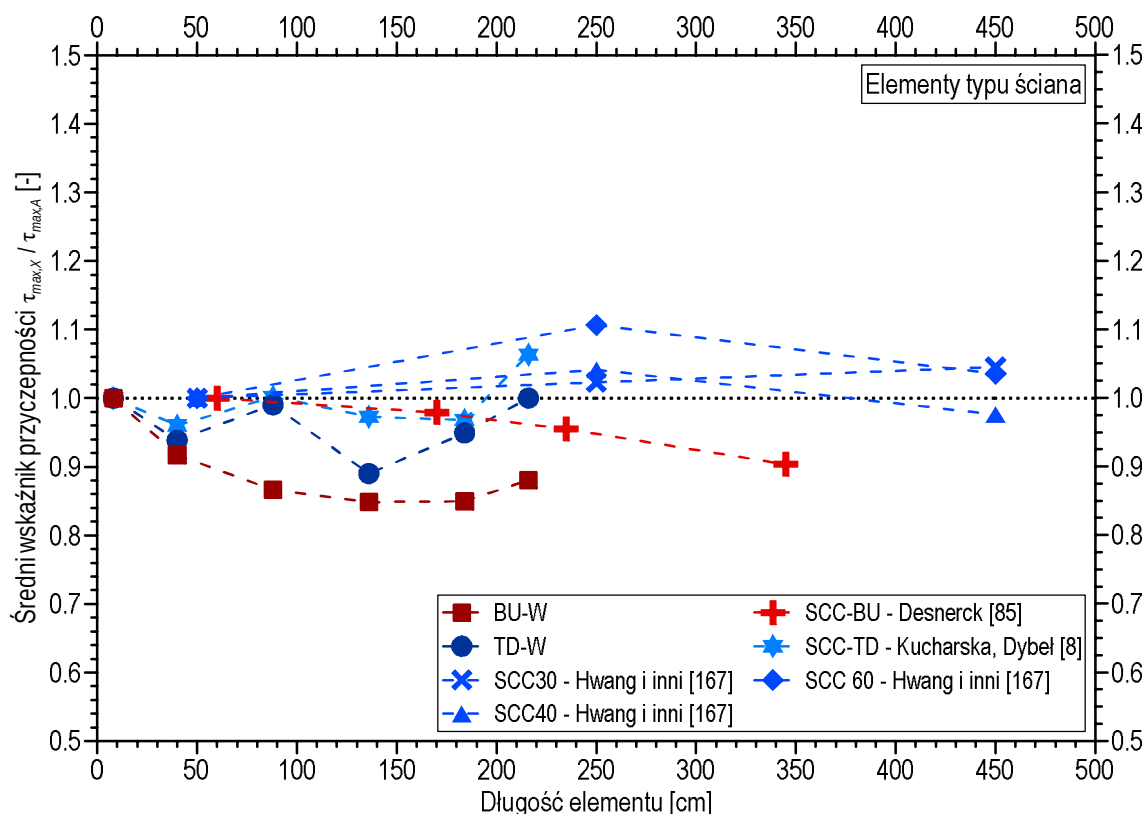
Na rysunku 6.36 przedstawiono porównanie zmian wskaźnika przyczepności określonego dla τ_{max} w elementach typu belka-ściana z wynikami badań literaturowych elementów wykonywanych w technologii podawania mieszanki SCC od góry i od dołu deskowania. Do porównania wykorzystano elementy typu belka, które miały rozmieszczone pręty zbrojeniowe na jednym [170, 172] lub dwóch poziomach wzdłuż wysokości (badania pilotażowe [5, 6]).

Porównując wskaźniki przyczepności określone dla τ_{max} w elementach typu belka-ściana niezależnie od technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej z wynikami badań literaturowych, nie zauważa się konkretnych tendencji zmian na długości elementów typu belka czy belka-ściana. W badaniach pilotażowych [5, 6] obserwowano ogólny spadek naprężeń przyczepności wraz ze wzrostem odległości od punktu betonowania w szczególności dla elementów wykonywanych w tradycyjnej technologii betonowania, co było potwierdzeniem obserwacji na elementach o rozpiętości 1,4 m [103]. Natomiast to spostrzeżenie nie znajduje jednoznacznego potwierdzenia w badaniach na elementach typu belka-ściana i pozostałych badaniach literaturowych [106, 170, 172].



Rys. 6.36. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_X / τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu belka i belka-ścian – własnych i literaturowych: a) betonowanych od góry, b) betonowanych od dołu

Na rysunku 6.37 przedstawiono porównanie zmian wskaźnika przyczepności określonego dla τ_{max} w elementach typu ściana z wynikami badań literaturowych [8, 85, 167]. Opisywane w literaturze elementy typu ściana są o różnych wysokościach i zaprojektowane są tak, aby pręty osadzone były w kilku warstwach wzdłuż wysokości. Wybrano badania, w których wymiary elementów były zbliżone do elementów badań własnych lub je przewyższały, pominięto badania na elementach typu ściana o mniejszych rozpiętościach niż 2 m. Aby porównać wpływ tego czynnika technologicznego, obliczono średni wskaźnik przyczepności w danym położeniu względem punktu betonowania wzdłuż całej wysokości elementu.



Rys. 6.37. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na średni wskaźnik przyczepności τ_X / τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu ściana własnych i literaturowych

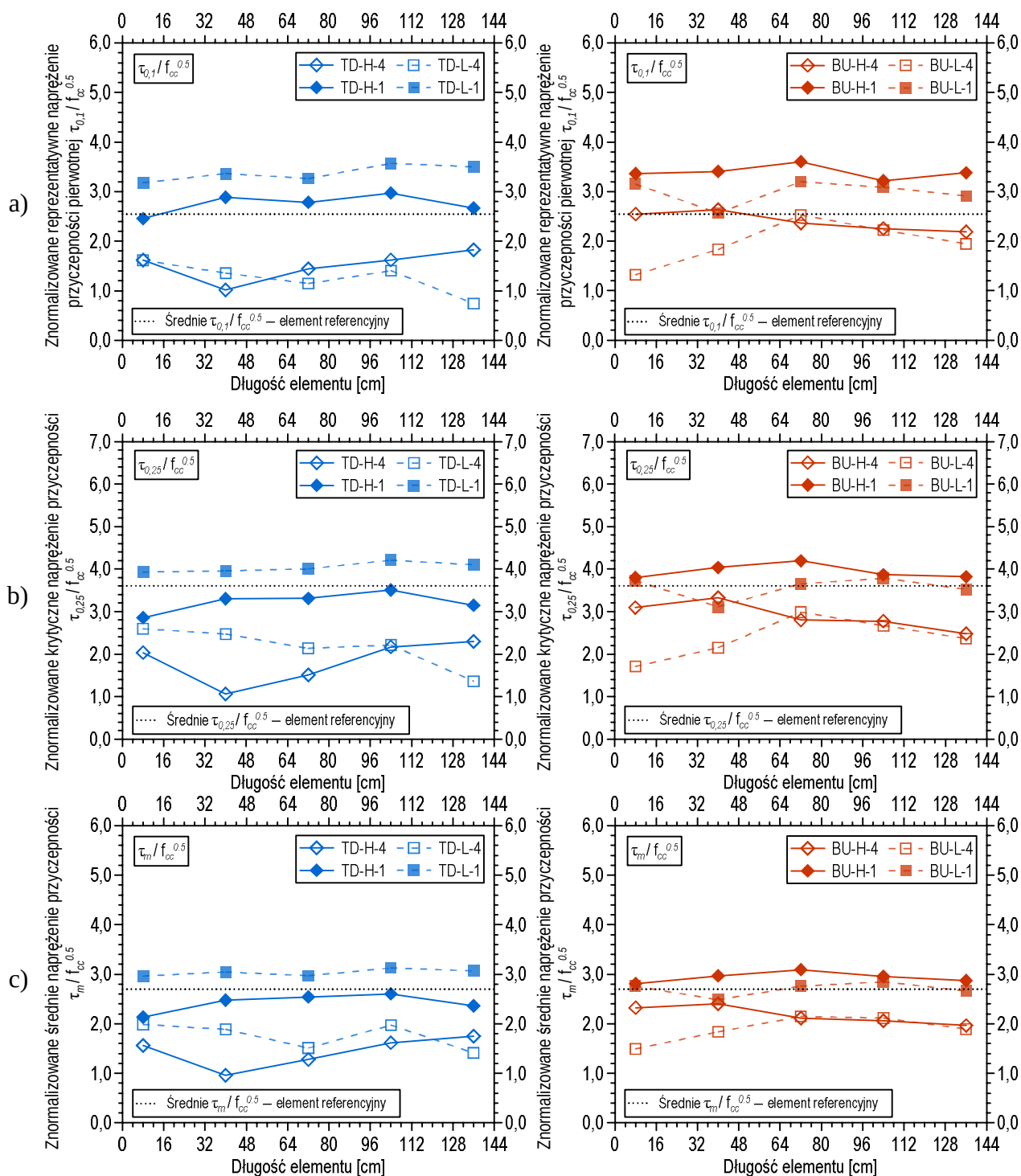
W badaniach pilotażowych na elemencie ściennym wykonywanym w technologii podawania mieszanki od góry deskowania zaobserwowano „efekt odbicia”, który objawiał się zwiększeniem znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności w najdalej położonej kolumnie od punktu betonowania. Do pewnego stopnia w badaniach właściwych również zauważono ten efekt w elemencie TD-W, jednak był on mniej uwydatniony. W elemencie BU-W efekt ten był jeszcze bardziej ograniczony w stosunku do TD-W. W badaniach literaturowych [85, 167] na elementach typu ściana efektu tego nie obserwuje się, co może być tłumaczone większą odległością ostatnich próbek od końca elementu (około 50 cm). Warto

zauważyć, że w obu analizowanych elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania zauważono tendencję spadkową w średnim wskaźniku przyczepności w zależności od położenia wzdłuż długości elementu.

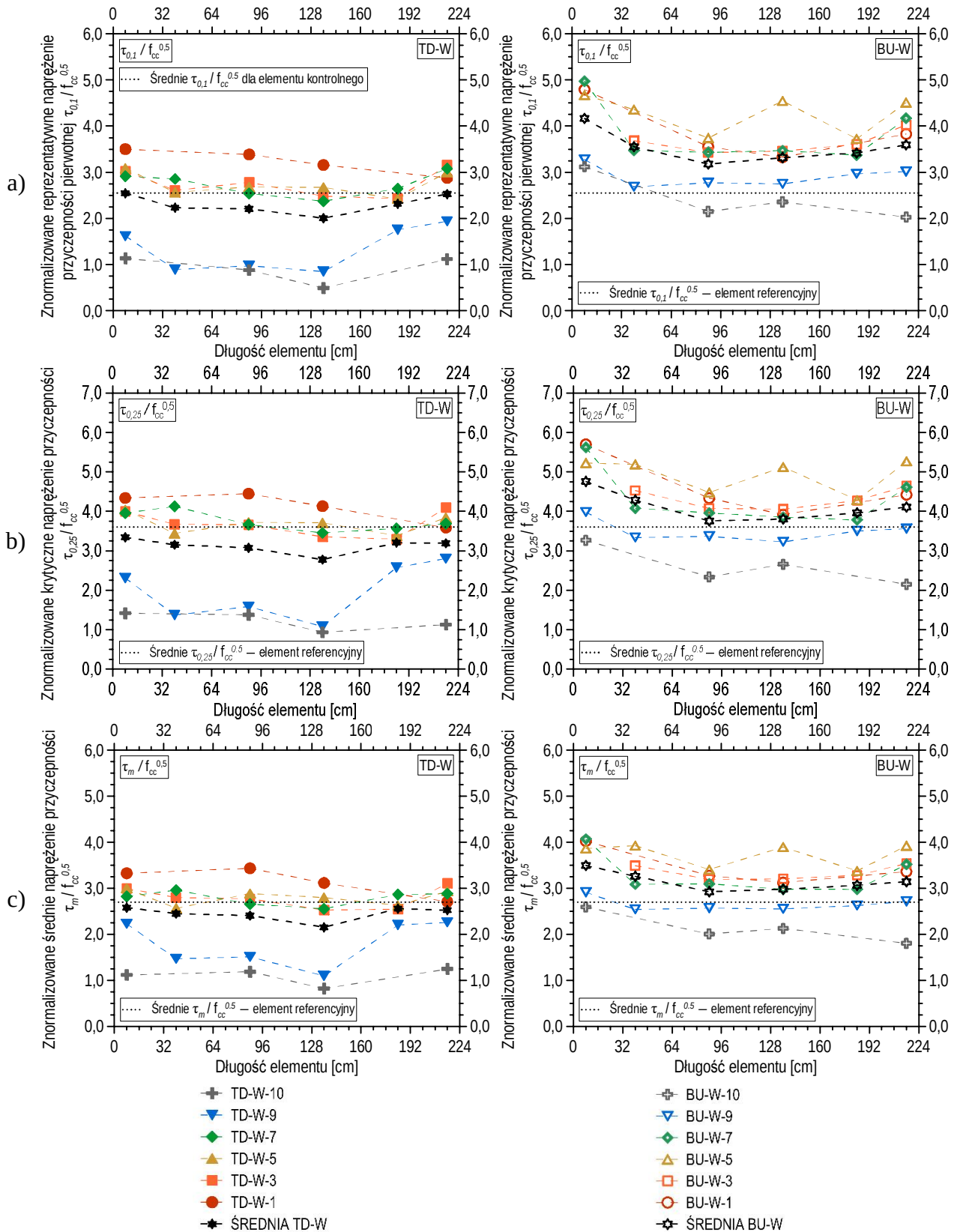
Pomimo niewielkiej liczby badań dotyczących wpływu odległości próbki od punktu podawania mieszanki na zjawisko przyczepności stal-beton, większość z nich wskazuje, że zmiany te nie wykazują tendencji liniowej. Wydaje się, że ten czynnik technologiczny nie wpływa jednoznacznie na zmianę znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności.

6.5.2 Pozostałe reprezentatywne naprężenia przyczepności

Na rysunku 6.38 i 6.39 przedstawiono zmianę znormalizowanych naprężeń przyczepności w elementach typu belka-ściana i ściana wzdłuż ich długości. Na wykresach zaznaczono również średnią wartość odpowiednich naprężeń przyczepności określoną na próbkach elementu referencyjnego.



Rys. 6.38. Porównanie znormalizowanych naprężeń przyczepności w elementach typu belka-słup wzdłuż ich długości: a) $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, b) $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$, c) $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$



Rys. 6.39. Porównanie znormalizowanych naprężeń przyczepności w elementach typu ściana wzdłuż ich długości: a) $\tau_{0,1} / f_{cc}^{0.5}$, b) $\tau_{0,25} / f_{cc}^{0.5}$, c) $\tau_m / f_{cc}^{0.5}$

Niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności, technologii betonowania czy wysokości elementu, nie jest możliwe wyznaczenie jednolitej liniowej zależności pomiędzy odległością pręta od punktu betonowania a naprężeniami przyczepności w obrębie pojedynczego elementu. Na ten efekt rzutują również pozostałe czynniki technologiczne takie jak prędkość betonowania i położenie wzdłuż wysokości.

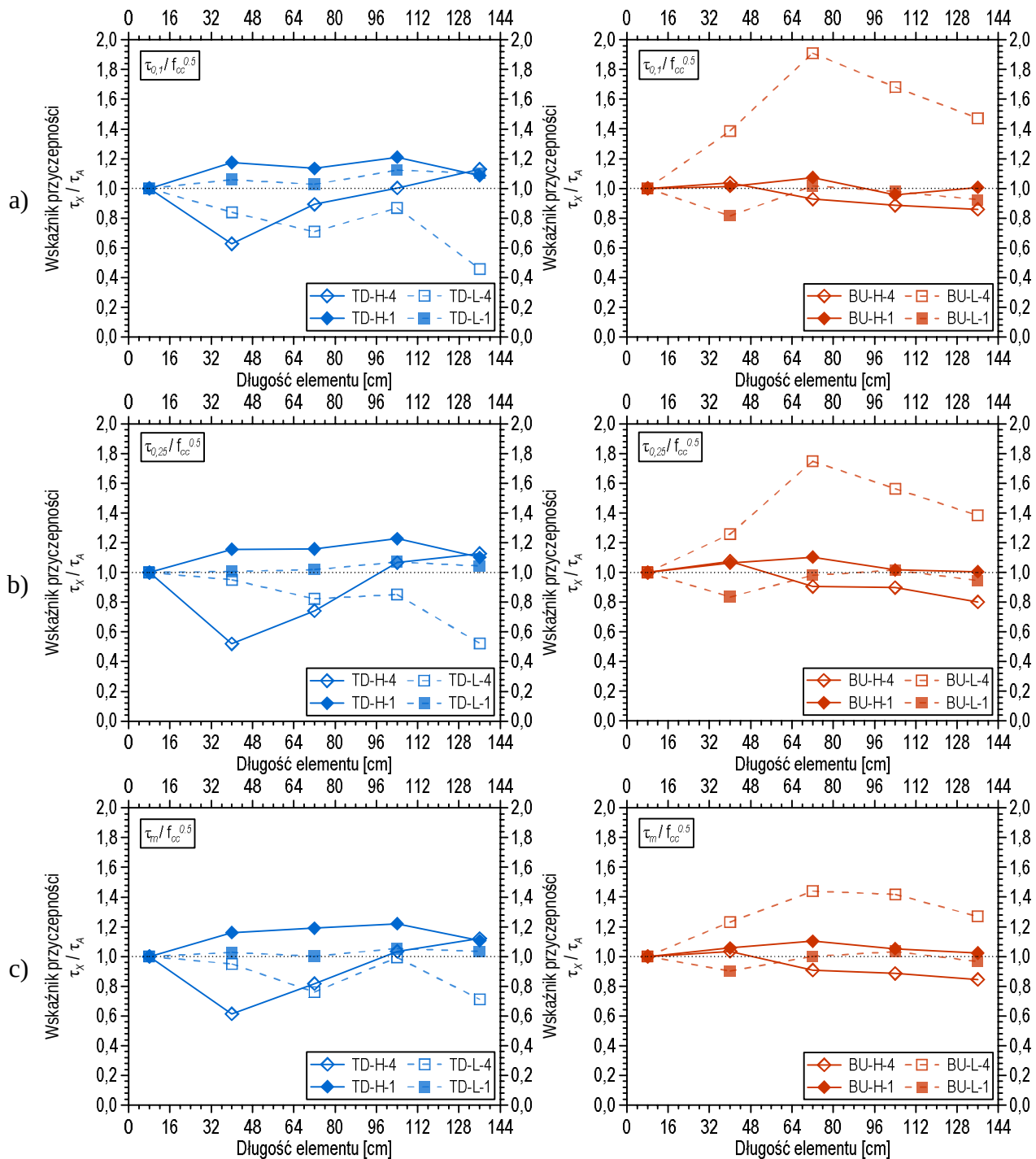
W strefie słabych warunków przyczepności elementów typu belka-ściana, obserwuje się zarówno wzrost jak i spadek naprężeń przyczepności wraz ze wzrostem odległości od punktu betonowania. Tendencję spadkową analizowanych znormalizowanych naprężeń przyczepności wzdłuż rozpiętości elementu obserwuje się w przypadku prętów górnych elementów: TD-L (betonowany od góry z niską prędkością) oraz BU-H (betonowany od dołu z wysoką prędkością). Ponadto w strefie słabych warunków przyczepności większość prętów otrzymywała niższe naprężenia przyczepności niż średnia dla elementu referencyjnego, niezależnie od technologii i prędkości podawania mieszanki czy analizowanego naprężenia. Dla elementów wykonywanych w technologii podawania od góry były one niższe o średnio 45,9%, 44,9% i 40,9%, odpowiednio dla $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ i $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$, a dla elementów wykonywanych w technologii podawania od dołu odpowiednio o 14,2%, 26,8% i 24,6%. W strefie dobrych warunków przyczepności nie zaobserwowano wyraźnej tendencji wzdłuż rozpiętości elementów, a naprężenia przyczepności pozostawały w przybliżeniu ujednolicone.

W przypadku elementów typu ściana w ogólności niezależnie od położenia pręta wzdłuż ich wysokości i technologii podawania mieszanki, nie zauważono jednoznacznej tendencji zmian naprężeń przyczepności wraz z odległością od punktu betonowania. Wyjątkami od tej obserwacji są: rząd 1 w elemencie TD-W oraz rząd 10 w elemencie BU-W, w których niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności odnotowano spadek znormalizowanych naprężeń przyczepności wzdłuż rozpiętości elementów. Niemniej jednak warto nadmienić, że zależność ta wyznaczana jest na podstawie czterech wartości, co nie jest statystycznie miarodajną liczbą obserwacji. W obu elementach typu ściana najwyższe znormalizowane naprężenia przyczepność wzdłuż rozpiętości elementów odnotowano w kolumnie A (w obrębie punktu betonowania) niezależnie od analizowanego rzędu czy naprężenia przyczepności. Natomiast w większości przypadków zauważa się również wzrost znormalizowanych naprężeń przyczepności w strefie najbardziej oddalonej od punktu betonowania (kolumny K i N), który tłumaczony jest efektem odbicia, powodującym polepszenie jakości otuliny betonowej w tych strefach. Efektu tego nie zaobserwowano

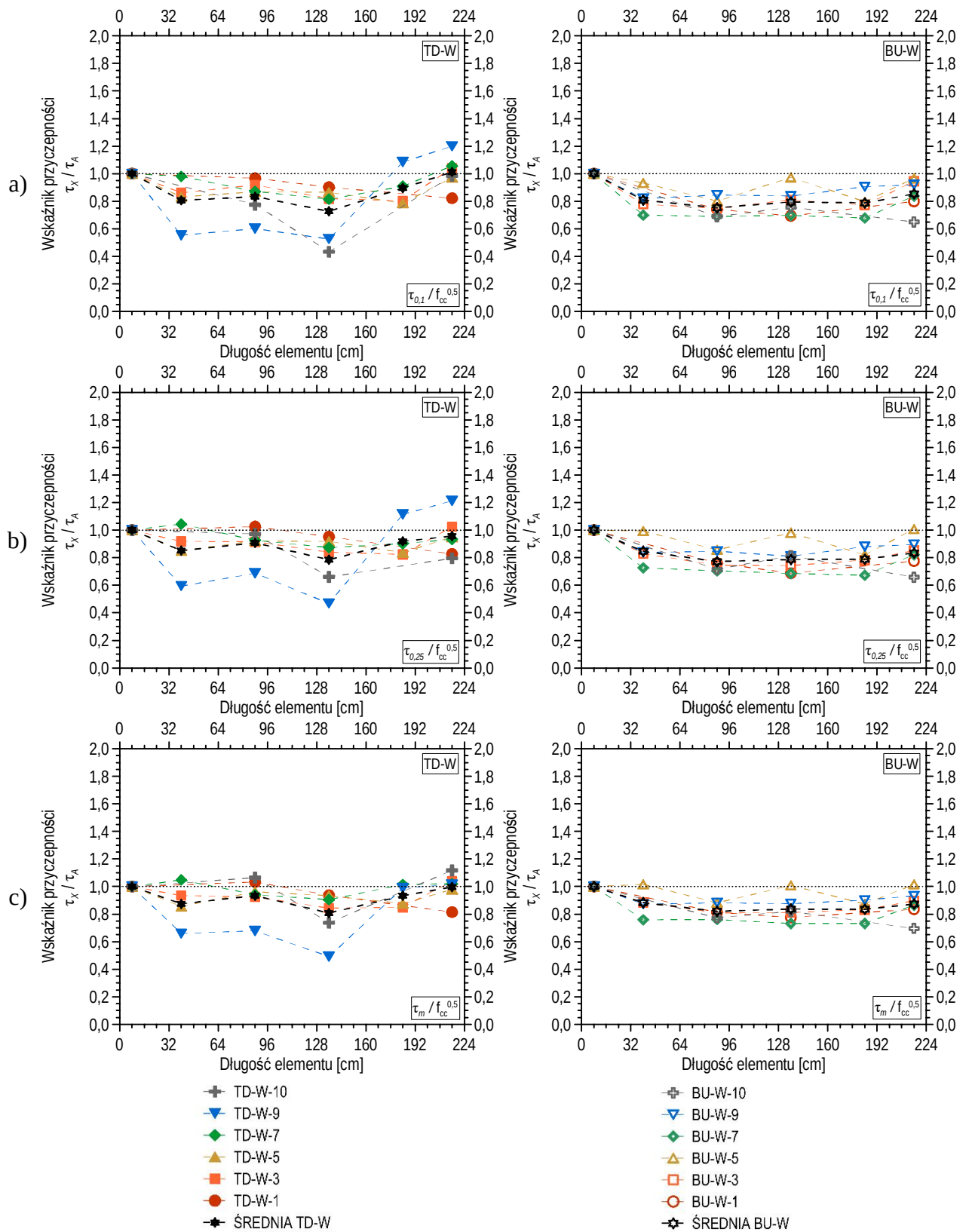
natomiast w elementach typu belka-ściana niezależnie od pozostałych czynników technologicznych.

W stosunku do średnich znormalizowanych naprężeń przyczepności określonych dla elementu referencyjnego, w strefie dobrych warunków przyczepności znormalizowane naprężenia przyczepności odnotowane dla prętów w elementach typu ściana były porównywalne bądź wyższe, niezależnie od reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Przy czym w elemencie wykonywanym w technologii betonowania od dołu (BU-W) były każdorazowo wyższe od tych w elemencie wykonywanym w tradycyjnej technologii podawania mieszanki. Ponadto w elemencie BU-W odnotowano naprężenia przyczepności porównywalne do średnich dla elementu referencyjnego również dla prętów położonych w 9 rzędzie, należącym do strefy słabych warunków przyczepności według Eurokodu 2 [70]. W elemencie TD-W w strefie słabych warunków przyczepności wszystkie pręty otrzymały niższe naprężenia przyczepności niż średnie dla elementu referencyjnego o średnio 55,8%, 56,1% i 46,9% dla odpowiednio $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ i $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$.

Na rysunkach 6.40 i 6.41 przedstawiono zmianę wskaźników przyczepności dla reprezentatywnych naprężeń przyczepności ($\tau_{0,1}$, $\tau_{0,25}$ i τ_m) wzdłuż długości elementów typu belka-ściana i ściana z wyszczególnieniem rzędów. Punkt podawania mieszanki znajdował się w obrębie kolumny A w przypadku obu typów elementów, zatem przyjęto, że w przybliżeniu znajdował się on w odległości 8 cm od krawędzi deskowania.



Rys. 6.40. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x / τ_A w elementach typu belka-ściana określony dla: a) $\tau_{0,1}$, b) $\tau_{0,25}$, c) τ_m



Rys. 6.41. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x / τ_A w elementach typu ściana określony dla: a) $\tau_{0,1}$, b) $\tau_{0,25}$, c) τ_m

Zmiany wskaźnika przyczepności wzdłuż rozpiętości elementów badawczych dla analizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności nie pozwalają na wyznaczenie jednoznacznych tendencji w obrębie całego elementu.

W strefie słabych warunków przyczepności elementów typu belka-ściana wskaźnik przyczepności maleje lub rośnie wraz z rozpiętością elementu. W elementach TD-L (niska prędkość betonowania od góry) i BU-H (wysoka prędkość betonowania od dołu) obserwuje się obniżenie wskaźnika przyczepności wraz ze wzrostem odległości od punktu betonowania, przy czym najwyższy spadek odnotowuje się każdorazowo dla najbardziej oddalonego pręta. Natomiast w elemencie wykonywanym w technologii podawania mieszanki od dołu spadek ten był mniejszy niż w elemencie wykonywanym w technologii tradycyjnej. W przypadku pozostałych elementów oraz w strefie dobrych warunków przyczepności nie zaobserwowano żadnych tendencji.

W elementach typu ściana z uwagi na to, że przeważnie najwyższe naprężenia przyczepności odnotowywano w kolumnie położonej w obrębie punktu betonowania, to wskaźnik przyczepności w ogólności maleje wraz z odległością od niego niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności i technologii betonowania. Natomiast zmiany te nie mają przebiegu liniowego. Warto nadmienić, że w środkowej części elementu BU-W wskaźnik przyczepności jest w przybliżeniu stały w obrębie danego rzędu (położenia wzdłuż wysokości). W większości przypadków zauważa się również zwiększenie wskaźnika przyczepności w ostatniej kolumnie w stosunku do wcześniejszych położów pręta niezależnie od technologii wykonywania mieszanki i analizowanego naprężenia przyczepności. Ten wzrost tłumaczy się dodatkowym przemieszczaniem mieszanki i polepszeniem jakości otuliny prętów, związanymi z efektem odbicia się mieszanki od przeciwległej do punktu betonowania ściany deskowania.

6.5.3 Podsumowanie

Analizę wpływu odległości od punktu podawania mieszanki na zjawisko przyczepności stal-beton przeprowadzono na podstawie porównania wyników badań przyczepności na elementach typu ściana, belka-ściana i belkowych (badania pilotażowe). W badaniach pilotażowych [5, 6] na elementach belkowych wykonywanych w technologii betonowania od góry obserwowano ogólny spadek znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności wraz ze wzrostem odległości od punktu betonowania. Natomiast nie znajduje to jednoznacznego potwierdzenia w wynikach badań na elementach typu belka-ściana i ściana. W przypadku elementu BU-W (element typu ściana betonowany od dołu) wskaźnik przyczepności na jego długości był mniejszy od 1, co wskazuje na niższe naprężenia

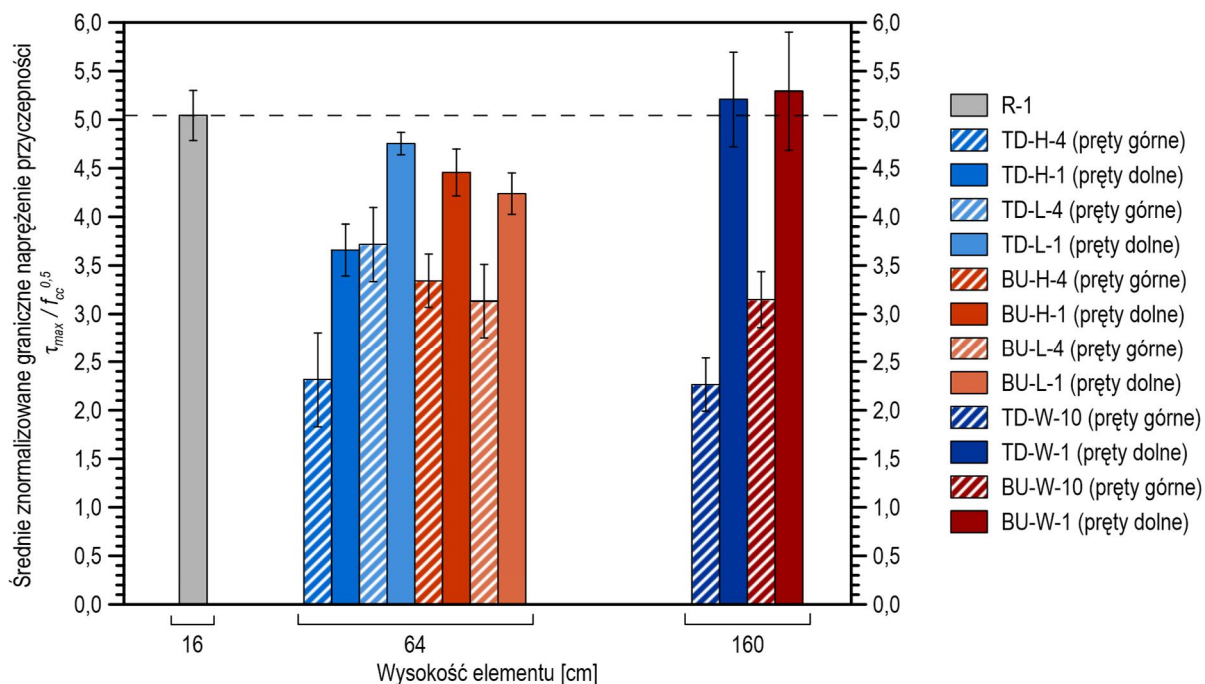
przyczepności w porównaniu do obszaru punktu betonowania. Jednakże nie wykazano liniowej zależności pomiędzy wskaźnikiem a odległością od punktu betonowania – w środkowej części elementu jego wartość pozostawała względnie stała, niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Ponadto w elementach typu ściana niezależnie od technologii podawania mieszanki, zarówno w badaniach pilotażowych jak i właściwych, zaobserwowano „efekt odbicia”, który objawiał się przez zwiększone naprężenia przyczepności prętów w ostatniej kolumnie w stosunku do tych położonych bliżej punktu betonowania. W badaniach właściwych efekt ten zaobserwowano dla zmian wszystkich reprezentatywnych naprężeń przyczepności z wyjątkiem granicznych.

Pomimo wciąż niewystarczającej liczby badań dotyczących wpływu odległości próbki od punktu podawania mieszanki na przyczepność stal-beton, większość z nich wskazuje na brak liniowej tendencji zmian. Podsumowując, wydaje się, że ten czynnik technologiczny nie wpływa jednoznacznie na zmianę naprężeń przyczepności niezależnie od technologii betonowania i analizowanego naprężenia przyczepności.

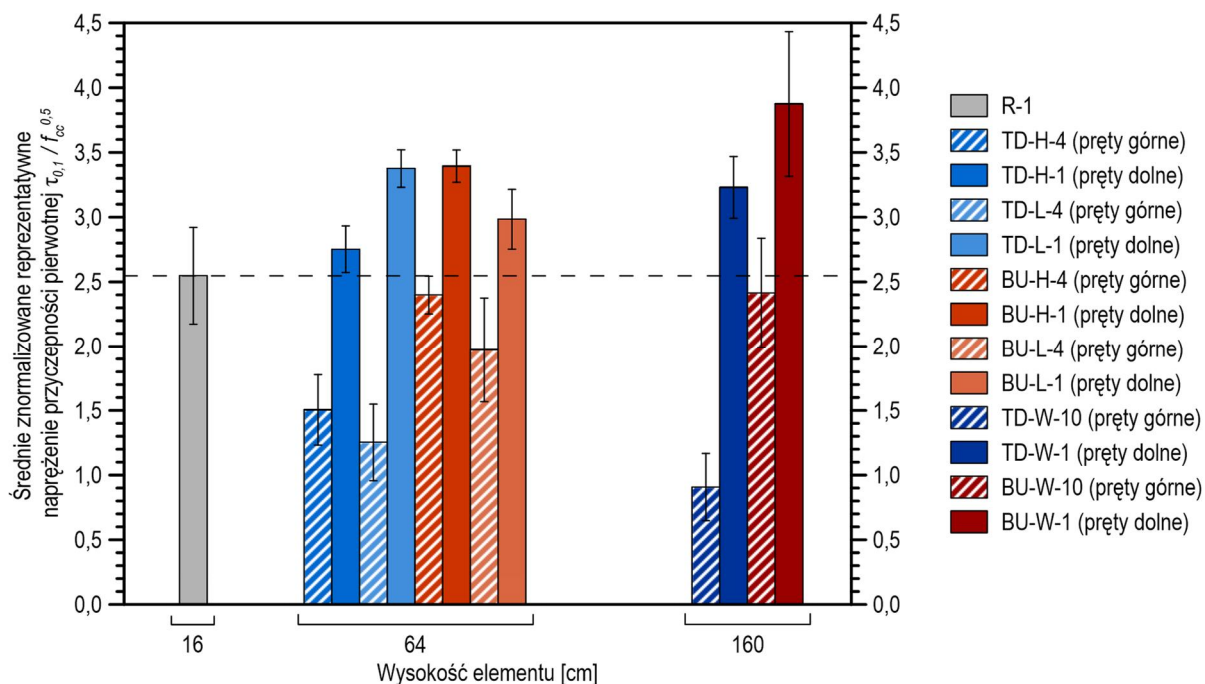
6.6 Wpływ wysokości elementów

W niniejszej rozprawie przeanalizowano również wpływ wysokości elementów na wartość znormalizowanych naprężeń przyczepności w dobrych i słabych warunkach przyczepności. Do porównania wykorzystano średnie wyniki określone dla elementu referencyjnego. Element referencyjny belkowy składał się z próbek o prętach zbrojeniowych zorientowanych równolegle do kierunku podawania mieszanki betonowej. Próbkę tę poddawano badaniom przyczepności przez wyrywanie pręta zbrojeniowego w kierunku przeciwnym do podawania mieszanki. W konsekwencji przyjętego modelu badawczego element referencyjny reprezentuje „idealne” warunki przyczepności, na których ewentualne negatywne zjawiska występujące w otulinie betonowej nie rzutują na wartości naprężeń przyczepności [1, 49].

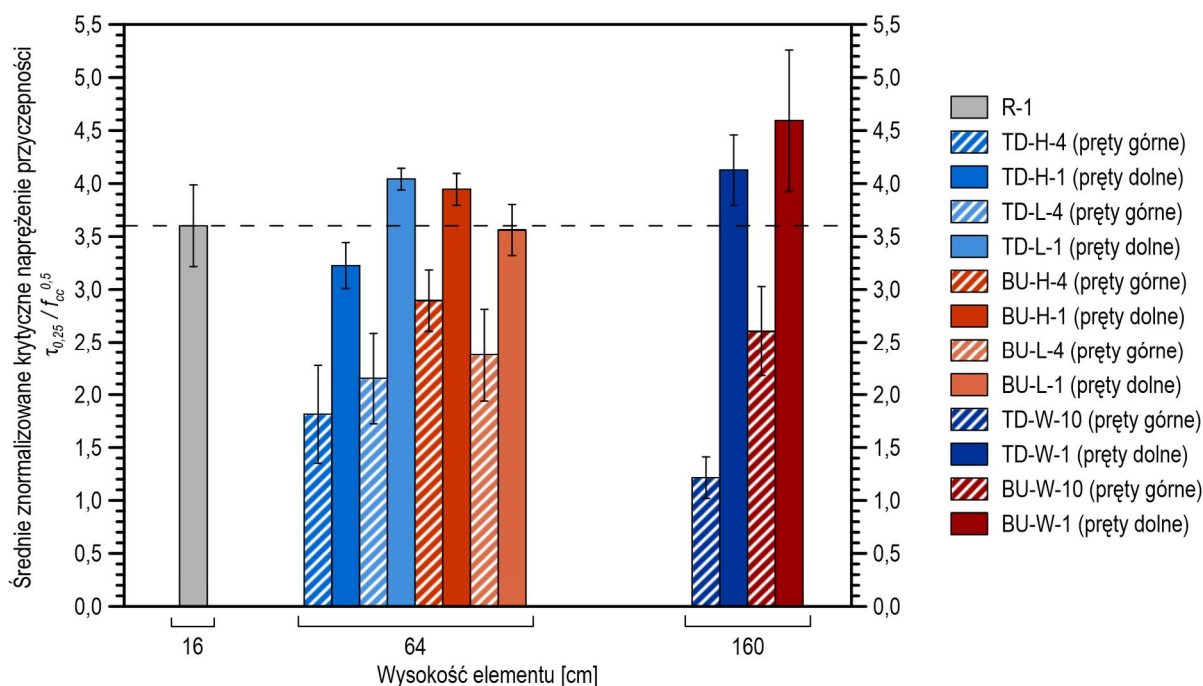
Na rysunkach 6.42 – 6.45 przedstawiono porównanie średnich znormalizowanych naprężeń przyczepności: $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności wszystkich elementów analizowanych w niniejszym programie badawczym wraz z odchyleniem standardowym wyników. Wyniki dla elementów typu belka-ściana i ściana zestawiono ze średnimi wynikami określonymi na elemencie referencyjnym. Jako reprezentatywne dla dobrych i słabych warunków przyczepności wybrano wyniki badań przyczepności z najniższego i najwyższego rzędu danego elementu.



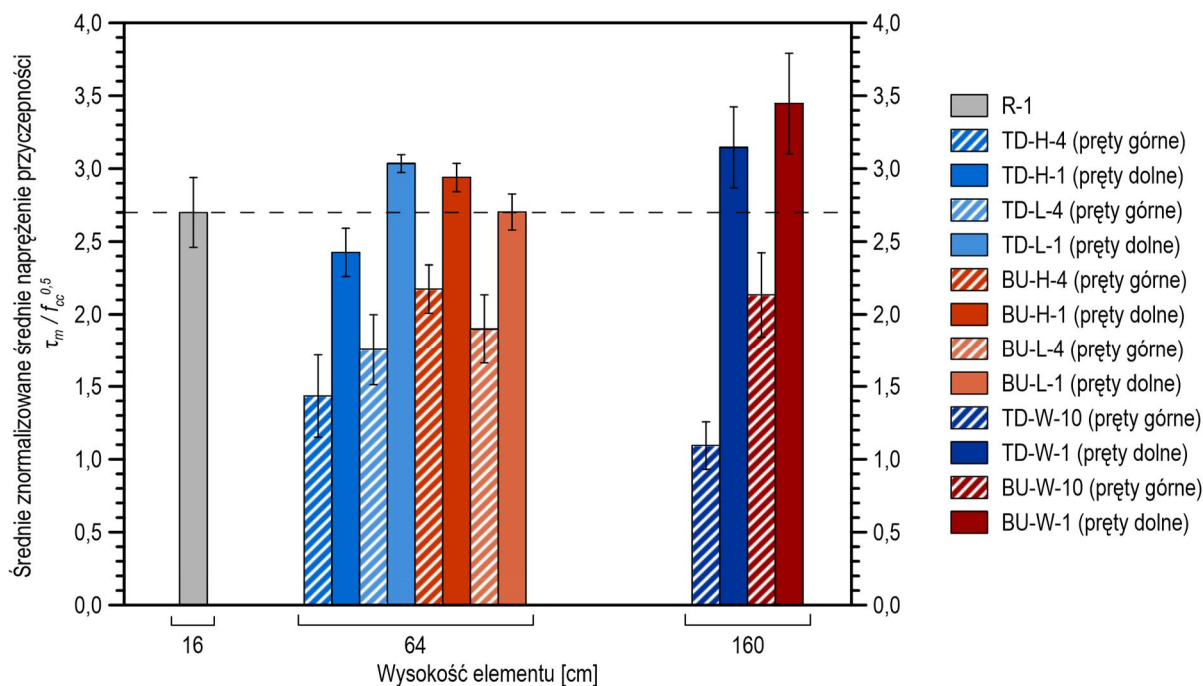
Rys. 6.42. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0.5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności



Rys. 6.43. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0.5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności



Rys. 6.44. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności



Rys. 6.45. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności

Ogólny trend, jaki można zaobserwować, wskazuje na to, że wzrost wysokości elementów powoduje wzrost naprężeń przyczepności prętów zlokalizowanych w najniższym rzędzie, a spadek naprężeń przyczepności prętów zlokalizowanych w strefie słabych warunków przyczepności. Obserwacje te są spójne z dotychczasowymi na betonach zwykłych, samozagęszczalnych oraz wysokowartościowych [49, 125]. Niemniej jednak trend ten jest

zdecydowanie mniej istotny w elementach wykonywanych w technologii betonowania od dołu. Znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności w najwyższych rzędach elementów BU są do siebie bardziej zbliżone niż TD. Procentowa różnica pomiędzy wynikami dla elementów betonowanych od dołu typu belka-ściana (BU-H i BU-L) w stosunku do elementu typu ściana (BU-W) w zależności od reprezentatywnego naprężenia przyczepności wynosiła w przybliżeniu 2,9%, 9,5%, 1,2% i 13,4% dla odpowiednio $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ i $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. Natomiast w elementach wykonywanych w technologii tradycyjnej podawania mieszanki ta różnica wyniosła w przybliżeniu 33,2%, 51,8%, 63,2% i 45,8%.

Zaobserwowano szczególny wpływ technologii podawania mieszanki na efekt wysokości elementu w kontekście sztywności przyczepności. Średnie reprezentatywne naprężenia dla sztywności połączenia ($\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$) górnych prętów zbrojeniowych elementów betonowanych od dołu jest zbliżona do średniej sztywności przyczepności elementu referencyjnego (niższa o średnio 11,2%), natomiast próbki górne w elementach betonowanych w technologii tradycyjnej charakteryzowały się znacznie niższymi średnimi $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ (o średnio 52,0%). Takie zachowanie elementów wykonywanych w technologii podawania mieszanki od dołu jest związane z poprawą jednorodności otuliny zbrojeniowej na całej wysokości elementu, również w strefie słabych warunków przyczepności w porównaniu do elementów wykonywanych w tradycyjnej technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej.

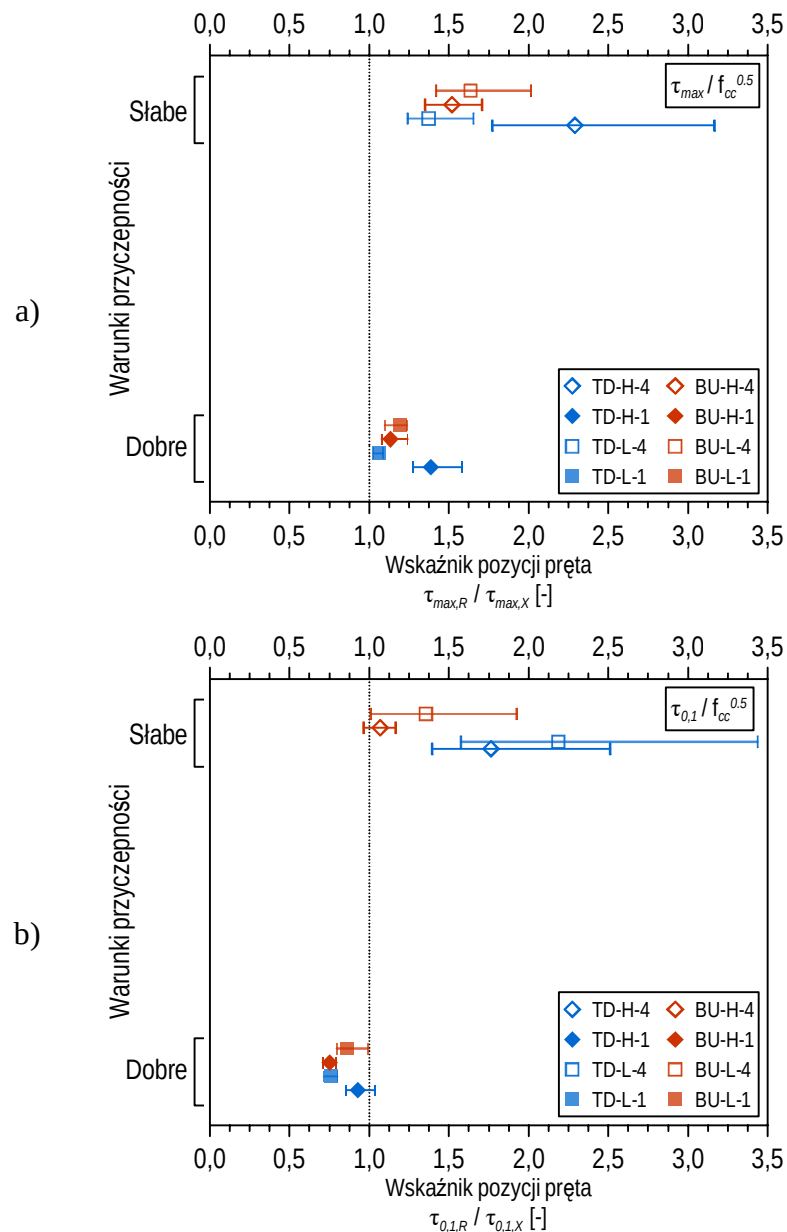
Wyższe znormalizowane naprężenia przyczepności próbek znajdujących się w najniższych rzędach elementów typu ściana w porównaniu do tych w elementach typu belka-ściana są związane z efektem nacisku, który powoduje zwiększenie gęstości betonu przy spodzie deskowania, a w konsekwencji szczelniejszą otulinę wokół poziomych prętów zbrojeniowych.

6.7 Analiza warunków przyczepności

Analizę warunków przyczepności w elementach badawczych przeprowadzono na podstawie różnic pomiędzy reprezentatywnymi naprężeniami przyczepności w elementach wysokich (ściana i belka-ściana) a tymi w elemencie referencyjnym. Element referencyjny dzięki przyjętemu modelowi badawczemu (opisanym w rozdziale 6.6) odwzorowuje „dobre” warunki przyczepności, które nie są uzależnione od jakości otuliny wokół prętów zbrojeniowych. Do analizy wykorzystano wskaźnik pozycji pręta, który w niniejszej pracy stanowi stosunek pomiędzy średnim znormalizowanym reprezentatywnym naprężeniem

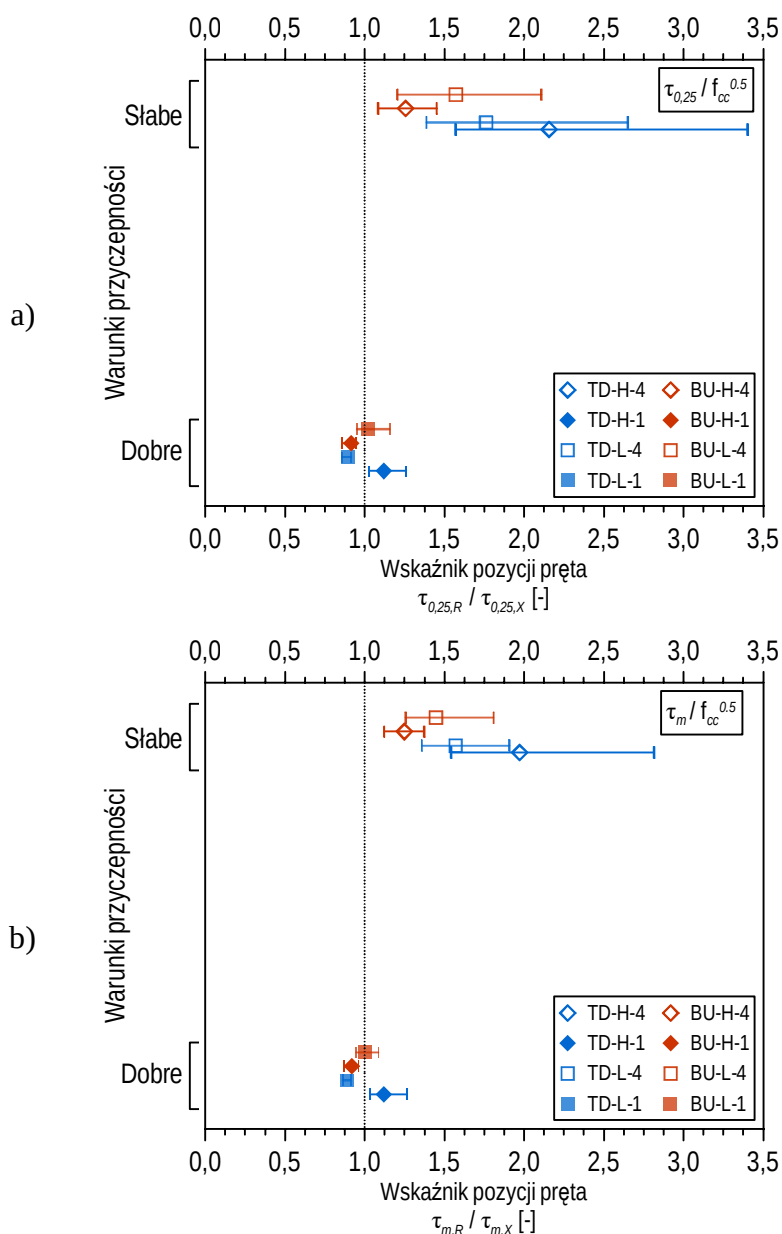
przyczepności dla elementu referencyjnego (τ_R) a wartością dla analizowanego pręta elementu badawczego (τ_x).

Na rysunkach 6.46 i 6.47 przedstawiono średnie wskaźniki pozycji pręta określone dla reprezentatywnych naprężeń przyczepności wraz z minimalnymi i maksymalnymi wartościami dla elementów typu belka-ściana z rozróżnieniem warunków przyczepności zgodnych w zaleceniami PN-EN 1992 [70]. Wszystkie pręty przedstawione na wykresie znajdowały się na stałym poziomie: +8 cm dla strefy dobrych warunków przyczepności oraz +56 cm dla strefy słabych warunków przyczepności. Aby czytelniej przedstawić zależność, dane przesunięto w pionie w stosunku do rzeczywistego położenia w elemencie.



Rys. 6.46. Średni wskaźnik pozycji pręta w elementach typu belka-ściana:

a) $\tau_{max} / f_{cc}^{0.5}$, b) $\tau_{0,1} / f_{cc}^{0.5}$



Rys. 6.47. Średni wskaźnik pozycji pręta w elementach typu belka-ściana:

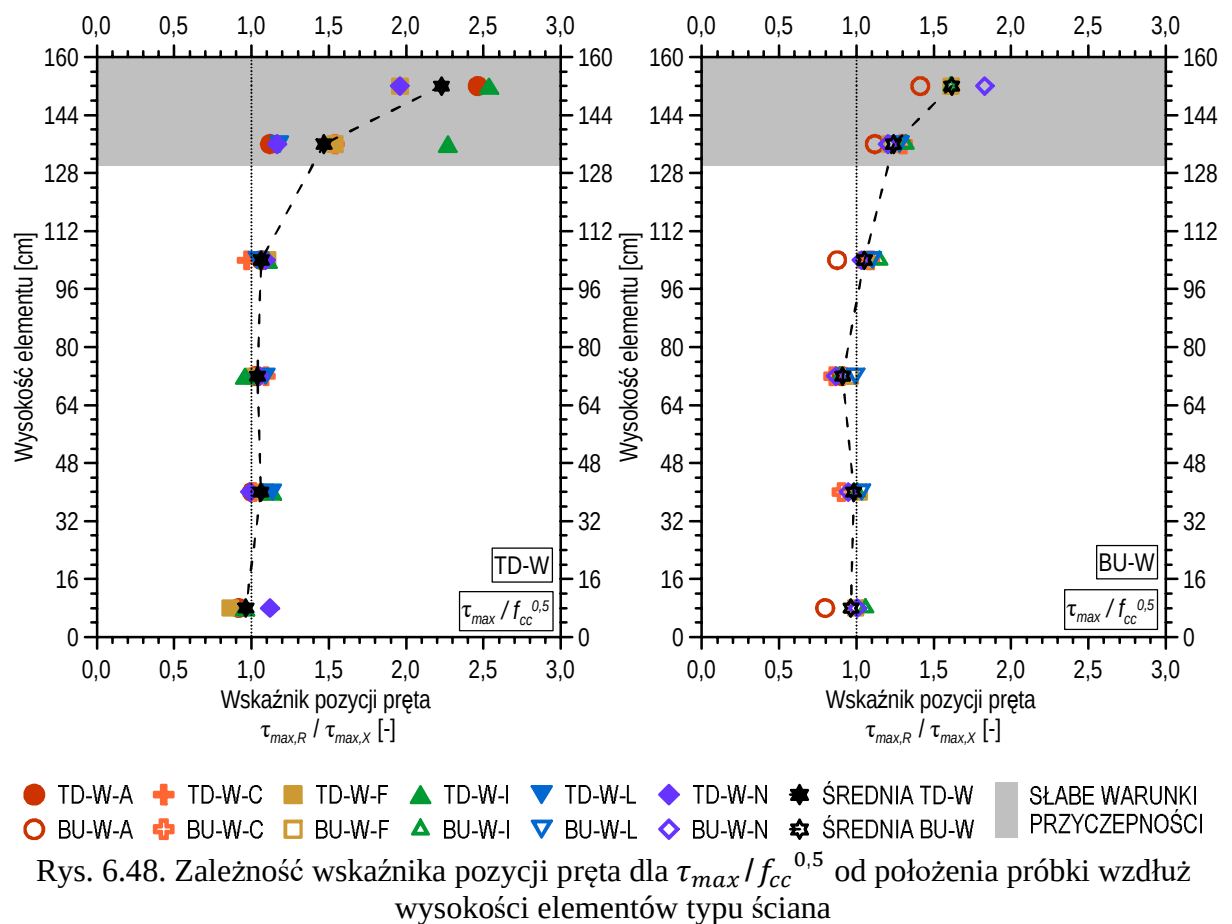
a) $\tau_{0,25} / f_{cc}^{0,5}$, b) $\tau_m / f_{cc}^{0,5}$

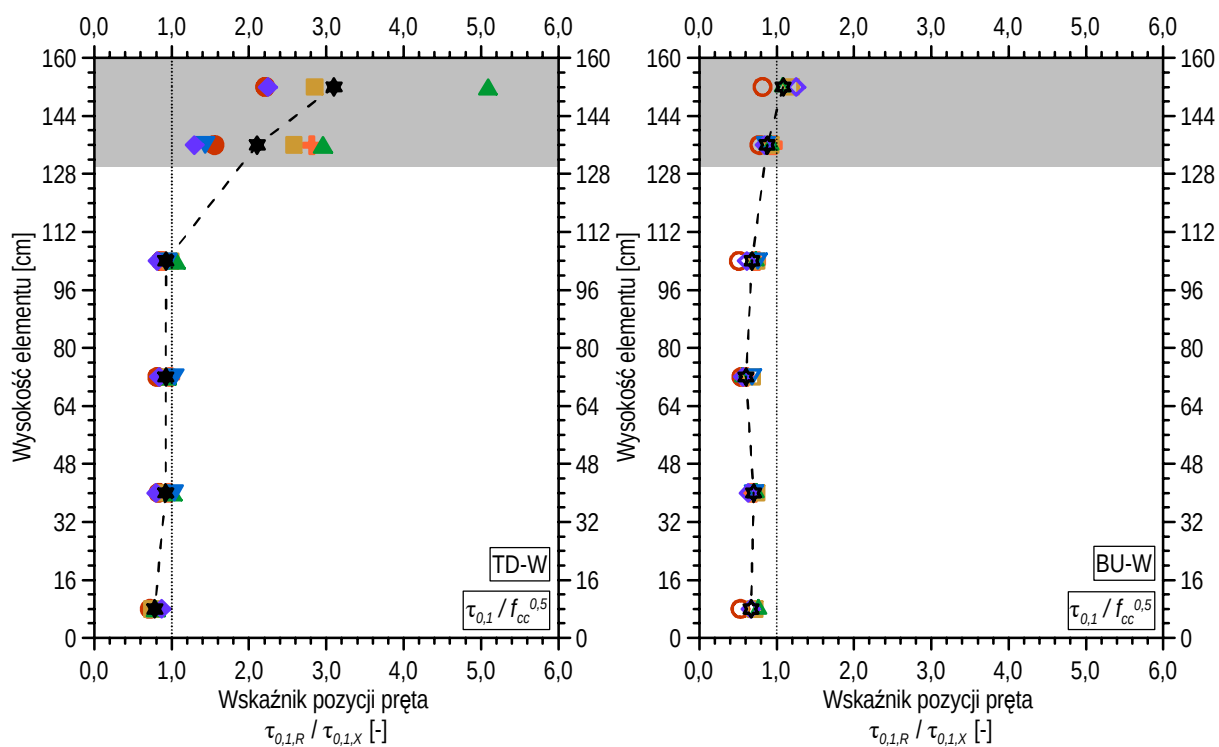
W strefie dobrych warunków przyczepności niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności i pozostałych czynników technologicznych wskaźnik pozycji pręta był zbliżony do jedności. A w przypadku $\tau_{0,1} / f_{cc}^{0,5}$ w niemal każdej analizowanej próbce był on mniejszy od 1, co świadczy o wyższych wartościach tych naprężeń przyczepności w elementach typu belka-ściana niż elemencie referencyjnym.

Niezależnie od analizowanego znormalizowanego naprężenia przyczepności, wskaźniki pozycji pręta są wyższe w strefie słabych warunków przyczepności niż w dobrych. Niemniej jednak dla $\tau_{0,1} / f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25} / f_{cc}^{0,5}$ i $\tau_m / f_{cc}^{0,5}$ zaobserwowano w ich obrębie różnice w zależności od technologii podawania mieszanki. Dla elementów wykonywanych

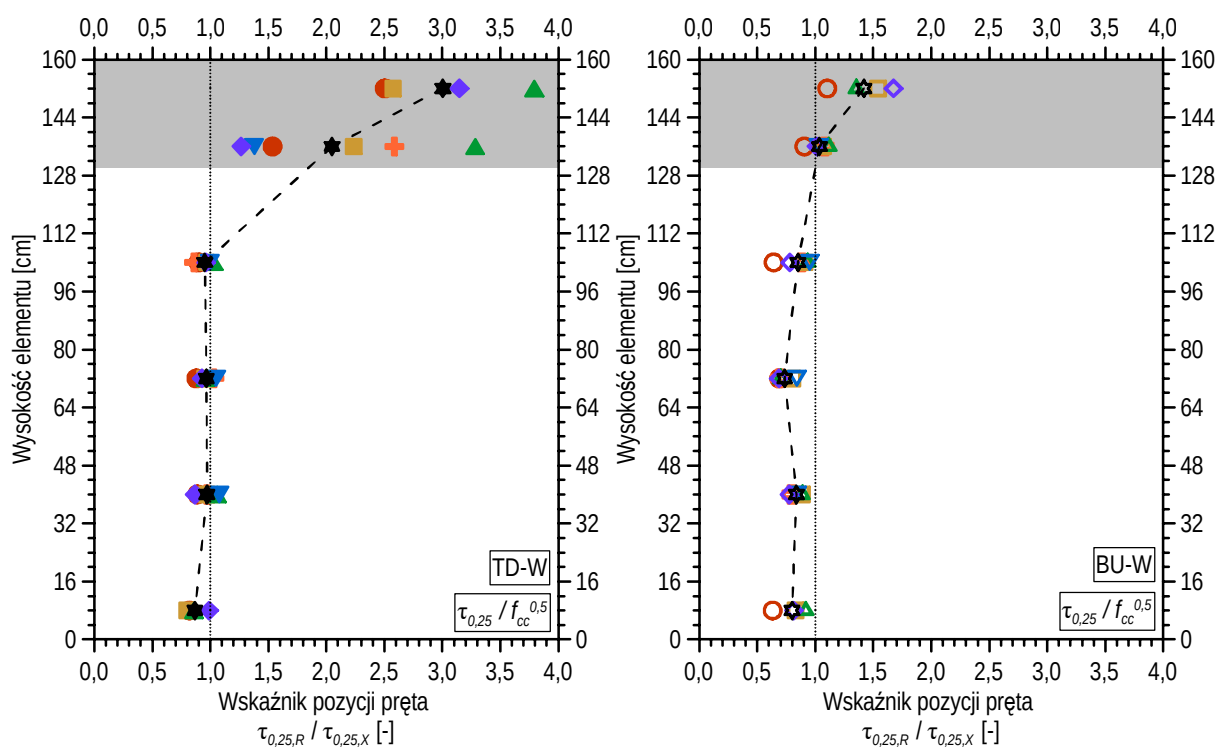
w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania niezależnie od prędkości betonowania, obserwowano niższe wskaźniki pozycji pręta niż dla elementów wykonywanych w technologii podawania od góry. Świadczy to o tym, że technologia betonowania od dołu może sprzyjać lepszej otulinie wokół górnych prętów zbrojeniowych niż przy tradycyjnym betonowaniu od góry.

Na rysunkach 6.48 – 6.51 przedstawiono zależność wskaźnika pozycji pręta określonego dla odpowiednio $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ od położenia pręta wzdłuż wysokości elementów typu ściana z rozróżnieniem kolumn oraz wartości średniej dla każdego położenia. Na wykresach zaznaczono również strefę występowania słabych warunków przyczepności zgodnie z PN-EN 1992 [70].

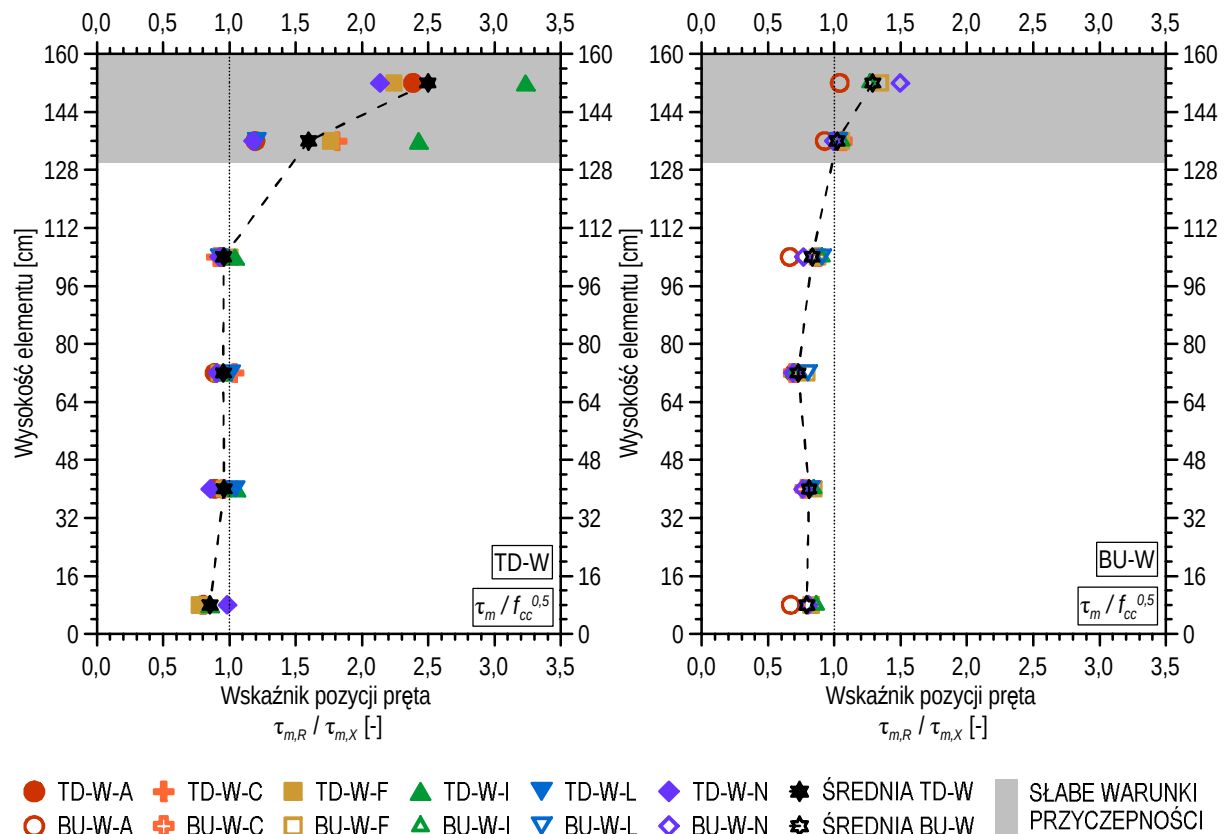




Rys. 6.49. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_{0,1} / f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana



Rys. 6.50. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_{0,25} / f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana



Rys. 6.51. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana

W strefie dobrych warunków przyczepności niezależnie od technologii podawania mieszanki czy reprezentatywnego naprężenia przyczepności wskaźnik pozycji pręta w elementach typu ściana jest zbliżony do jedności. Ponadto dla $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w elemencie BU-W (wykonywanym od dołu) jest on każdorazowo mniejszy od 1, zatem naprężenia te są wyższe od średniej dla elementu referencyjnego.

W strefie słabych warunków przyczepności obserwuje się większe różnice pomiędzy elementami wykonywanymi w obu technologiach podawania mieszanki. W elemencie wykonywanym w technologii podawania od dołu (BU-W), niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności w rzędzie 9 (na granicy słabych warunków przyczepności) wskaźnik pozycji pręta jest zbliżony do jedności i znacznie wzrasta dopiero dla prętów położonych najbliżej górnej powierzchni elementu. Natomiast w elemencie TD-W (wykonywanym w tradycyjnej technologii podawania mieszanki) wskaźnik pozycji pręta drastycznie rośnie już od wysokości 9 rzędu. Zatem założenie poziomu granicy strefy słabych warunków przyczepności zgodnie z PN-EN 1992 [70] odzwierciedla się dla elementów wykonywanych od góry. Ponadto, niezależnie od reprezentatywnego naprężenia przyczepności, w elemencie

TD-W wskaźniki pozycji pręta w słabych warunkach przyczepności są wyższe od analogicznych w elemencie BU-W.

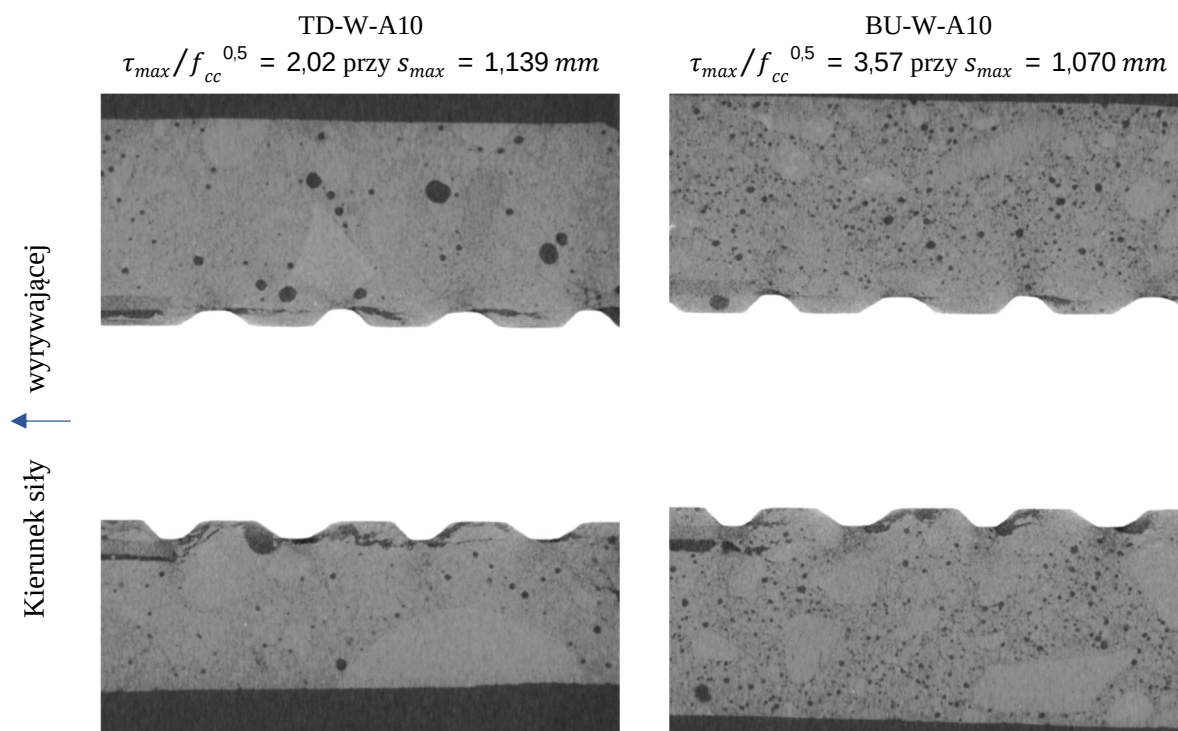
6.7.1 Podsumowanie

Europejskie wytyczne dotyczące lokalizacji strefy słabych warunków przyczepności wskazują, że jest ona położona w obrębie 30 cm od powierzchni górnej elementu [70]. Natomiast amerykańskie wytyczne wskazują strefę słabych warunków przyczepności zlokalizowaną powyżej ok. 30 cm od spodu elementu [75]. Analizując wskaźnik pozycji pręta, który w założeniu porównuje reprezentatywne naprężenia przyczepności prętów leżących w warunkach idealnej przyczepności oraz tych osadzonych w większych elementach, można w ogólności stwierdzić, że dla betonów SCC zalecenia europejskie są bardziej trafne. Szczególnie dobrze opisują one lokalizację strefy słabych warunków przyczepności dla elementów wykonywanych w tradycyjnej technologii podawania mieszanki od góry deskowania, niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności. Biorąc pod uwagę wskaźniki pozycji pręta dla znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności przy niewielkich poślizgach pręta ($\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$) oraz znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności ($\tau_m/f_{cc}^{0,5}$), określonych w elementach wykonywanych od dołu deskowania, zalecenia PN-EN 1992 wydają się być wyjątkowo zachowawcze. Jest to szczególnie zauważalne w różnicy pomiędzy wskaźnikami pozycji pręta w elemencie BU-W w obrębie założonej strefy słabych warunków przyczepności, w której pręty położone w rzędzie 9 otrzymywały wskaźniki zbliżone do jedności, a dopiero w najwyższym 10 rzędzie jednoznacznie przewyższały wartość 1,0. Warto jednak zauważyć, że wytyczne te [70] nie przewidują możliwości wykorzystania technologii podawania mieszanki od dołu deskowania ani jej wpływu na warunki przyczepności.

6.8 Analiza mechanizmów zniszczenia

Utrata przyczepności stal-beton następuje w oparciu o dwa podstawowe mechanizmy zniszczenia: przez rozłupanie otuliny betonowej lub wyrwanie pręta zbrojeniowego. Aby zaobserwować zmiany struktury otuliny betonowej towarzyszące utracie przyczepności, przeprowadzono badania tomograficzne wybranych próbek po badaniu wyrwania. Ponadto po wykonaniu skanów tomograficznych, próbki rozłupano celem weryfikacji powierzchni styku stal-beton.

Na rysunku 6.52 przedstawiono porównanie obrazów tomograficznych przekrojów podłużnych wybranych próbek reprezentujących otulinę strefy słabych warunków przyczepności pobranych z elementów typu ściana.

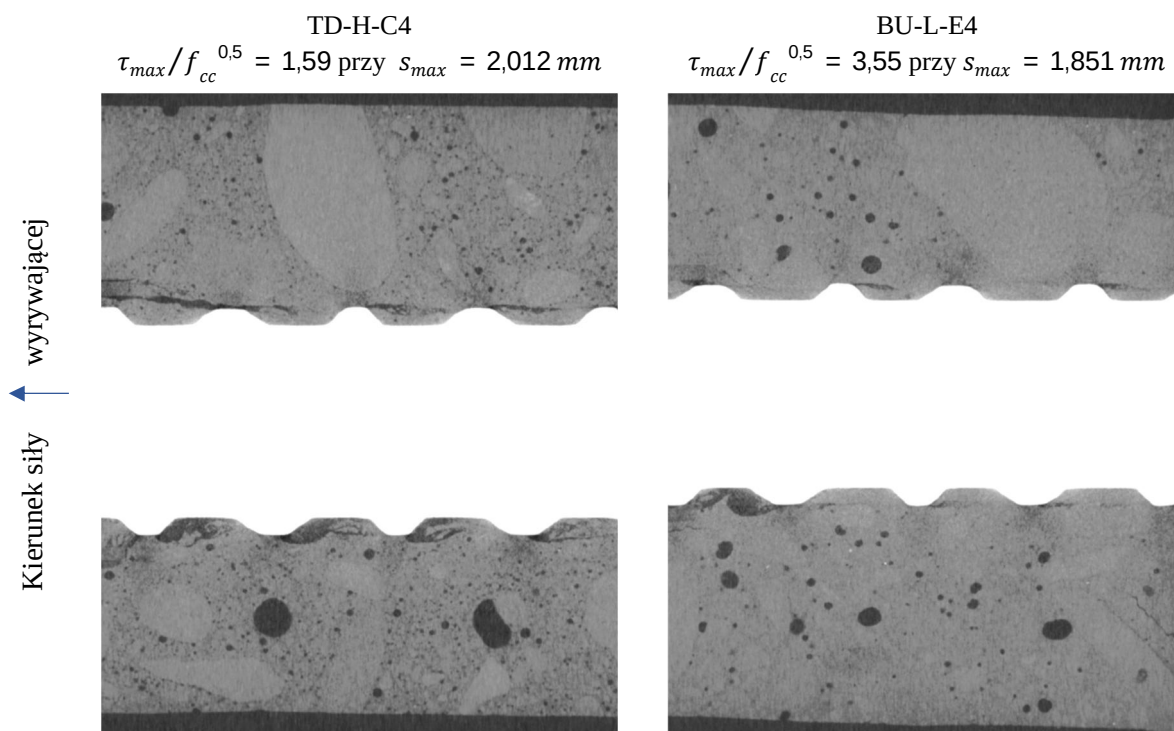


Rys. 6.52. Porównanie przekrojów tomograficznych próbek pochodzących ze strefy słabych warunków przyczepności elementów typu ściana

Na obu przekrojach widoczne są zarysowania obwodowe podłużne do osi pręta pojawiające się na wysokości żeber przy ich tylnej ścianie. Świadczą one o pojawieniu się mechanizmu wyrywania pręta. Przy dolnej powierzchni prętów zauważa się pory powietrzne w obrębie żebra oraz pomiędzy nimi. Na obrazie próbki elementu wykonanego w technologii podawania mieszanki od dołu, pustki powietrzne zlokalizowane są wyłącznie przy tylnej ścianie żebra w stosunku do kierunku wyrywania. Natomiast w próbce z elementu betonowanego w sposób tradycyjny, obecność pustek stwierdzono również przy przedniej ścianie żebra. Przestrzeń widoczna na rysunku 6.54 przy tylnej ścianie dolnych żeber jest również wynikiem ostatecznego przesuwu pręta. Natomiast przy braku obecności porów powietrznych wynikających z uwięzienia powietrza przy odpowietrzeniu, zjawiska bleedingu czy osiadania plastycznego, i przy niewielkich przesuwach pręta, pustka ta po redukcji siły wyrywającej przyłożonej do pręta zazwyczaj powraca do pierwotnego stanu. Dlatego też nie obserwuje się analogicznych pustek przy tylnych ścianach górnych żeber. Ponadto por powietrzny znajdujący się przy przedniej ścianie pierwszego żebra odcinka przyczepności pręta TD-W-A10 wykluczył pracę tej części żebra w przenoszeniu siły wyrywającej. Dodatkowym zjawiskiem redukującym

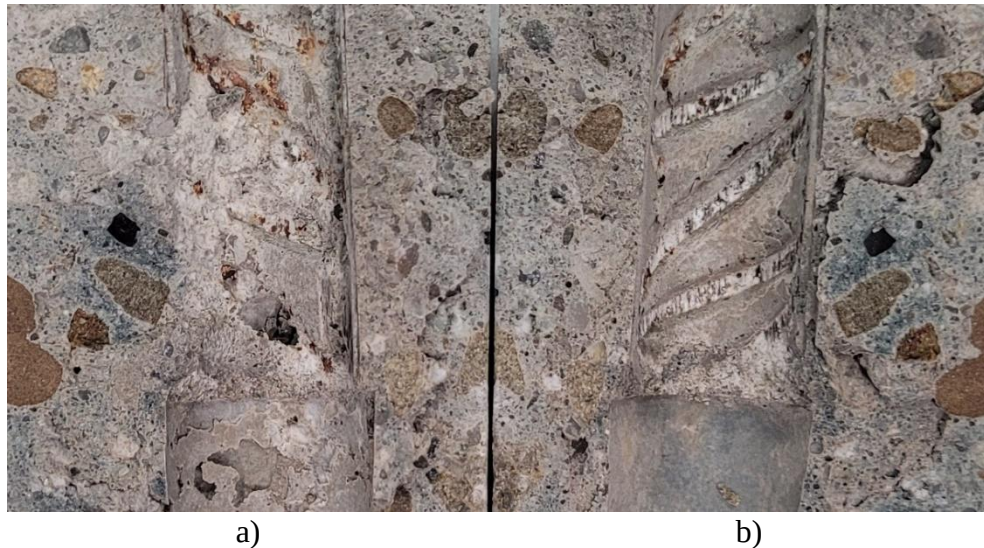
naprężenia przyczepności tej próbki jest pojawienie się zarysowania od osiadania plastycznego, które przebiegało pod żebrami.

Analogiczne obrazy zniszczenia odnotowano dla próbek pochodzących z elementów typu belka-ściana niezależnie od prędkości czy technologii podawania mieszanki. Przykładowe przekroje tomograficzne dla elementów typu belka-ściana przedstawiono na rysunku 6.53.

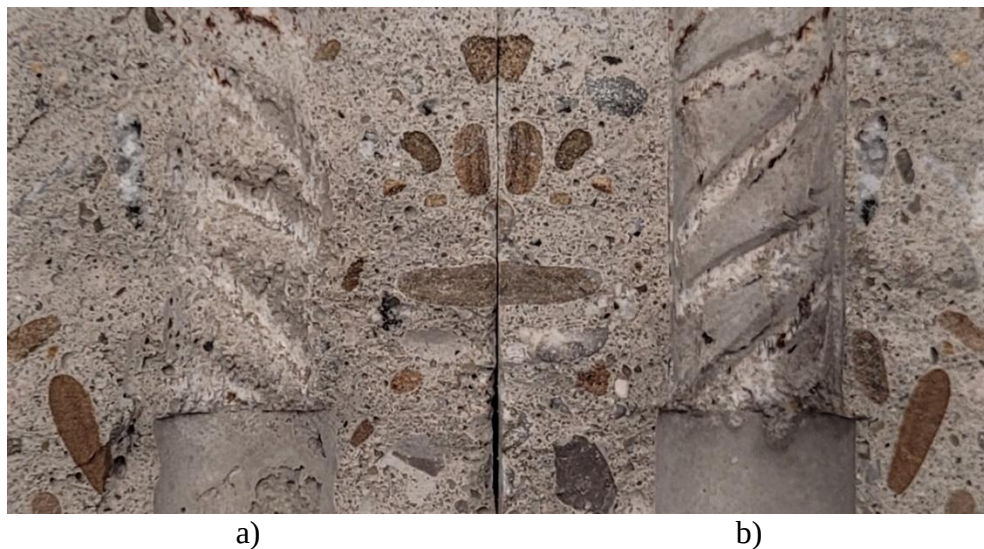


Rys. 6.53. Porównanie przekrojów tomograficznych próbek pochodzących ze strefy słabych warunków przyczepności elementów typu belka-ściana

Nierównomierną pracę żeber dolnych i górnych oraz większą porowatość struktury betonu pod prętem zbrojeniowym zaobserwowano również na przełomach próbek. Niestety, z uwagi na zarysowania w otulinie betonowej powstałe podczas wyrywania pręta, nie wszystkie przełomy wykonane po badaniach tomograficznych rozłupały się w preferowanej płaszczyźnie. Dlatego też na rysunkach 6.54 i 6.55 przedstawiono stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności dla wybranych próbek elementów wykonywanych w technologii podawania mieszanki od góry i od dołu deskowania.



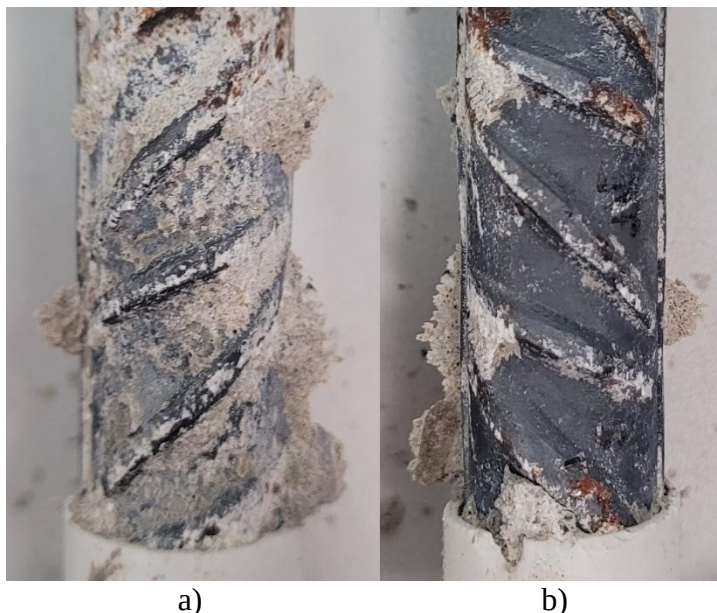
Rys. 6.54. Stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt górny elementu TD-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem



Rys. 6.55. Stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt górny elementu BU-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem

Stan powierzchni betonu nad prętem zbrojeniowym po badaniu przyczepności niezależnie od technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej jest do siebie zbliżony i zauważalna jest na nim równomierna praca wszystkich żeber na całej długości zakotwienia. Natomiast stan powierzchni betonu pod prętem zbrojeniowym różni się w zależności od technologii podawania mieszanki. W próbce TD-W-I10 można zauważyć znacznie większe objętościowo pory powietrzne (szczególnie przy pierwszym żebrze) uwięzione pod powierzchnią pręta aniżeli w próbce z elementu BU-W. W elemencie BU-W struktura pod prętem charakteryzowała się większą ilością małych pęcherzyków powietrznych niekoniecznie przylegających bezpośrednio do powierzchni pręta. Ponadto w próbce TD-W-I10 zauważalne jest ścięcie i miażdżenie betonu w przestrzeniach między żebrami, które w próbce

BU-W-I10 jest ograniczone. Powierzchnię ścięcia betonu wokół pręta można również zaobserwować przy oględzinach powierzchni pręta zbrojeniowego. Na rysunku 6.56 przedstawiono stan powierzchni pręta górnego elementu BU-W.

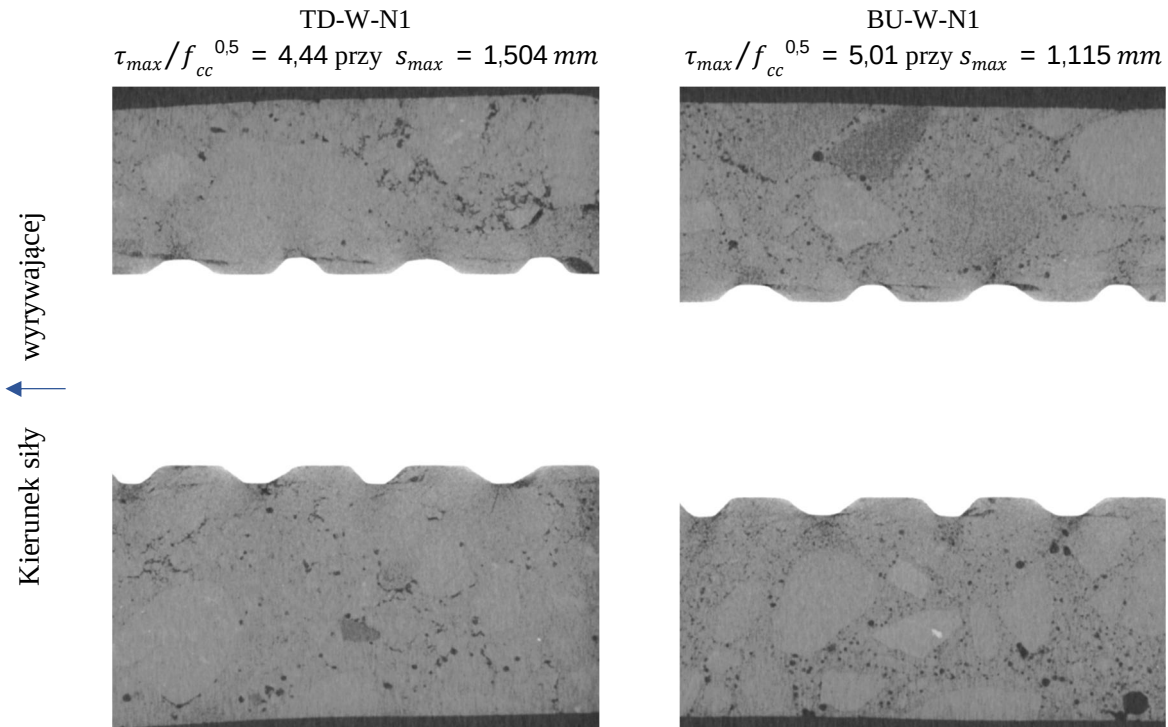


Rys. 6.56. Stan powierzchni pręta po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt górny elementu BU-W-A10: a) powierzchnia dolna, b) powierzchnia górna

Zmiażdżony beton zostaje zatrzymany w przestrzeni międzyżebrowej przy dolnej powierzchni pręta zbrojeniowego i ścięty przez propagujące zarysowania podłużne obwodowe na wysokości żeber. Przy górnych żebdach nie zaobserwowano miażdżenia betonu, niszczenie przyczepności związane było jedynie z propagacją zarysowań obwodowych. Zmienna jakość otuliny betonowej przyczyniła się do nierównomiernego rozkładu naprężeń przyczepności na odcinku przyczepności wokół pręta i w konsekwencji zmniejszenia sztywności wiązania w porównaniu do prętów zlokalizowanych w dobrych warunkach przyczepności.

Obserwacje te są spójne z wnioskami z badań pilotażowych [7], w których również zauważono większą liczbę defektów oraz koncentrację i propagację zarysowań bezpośrednio pod prętem zbrojeniowym, które powodują niejednorodność rozkładu naprężeń w połączeniu pręt zbrojeniowy – beton.

Na rysunku 6.57 przedstawiono porównanie obrazów tomograficznych przekrojów podłużnych wybranych próbek, reprezentujących otulinę strefy dobrych warunków przyczepności, pobranych z elementów typu ściana.



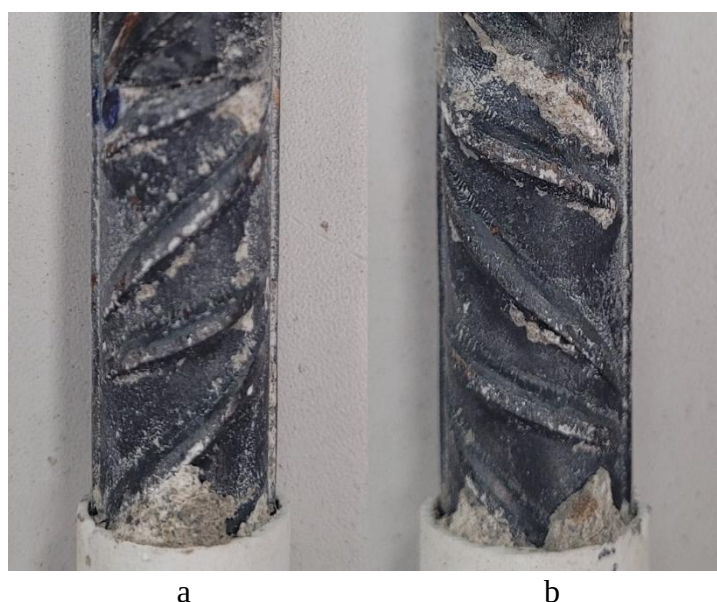
Rys. 6.57. Porównanie przekrojów tomograficznych próbek pochodzących ze strefy dobrych warunków przyczepności elementów typu ściana

Na obrazach tomograficznych próbek położonych w strefie dobrych warunków przyczepności, niezależnie od technologii podawania mieszanki i typu elementu obserwowano wyłącznie zarysowania podłużne do osi pręta. Zarysowania te pojawiały się zarówno przy żebrach dolnych jak i górnych. Nie zaobserwowano również negatywnych zjawisk związanych z osiadaniem plastycznym czy bleedingiem pod prętem zbrojeniowym. Świadczy to o jednorodnym rozkładzie naprężeń przyczepności wokół pręta wzdłuż całego odcinka przyczepności.

Wykonane przełomy przez próbkę po badaniu przyczepności wskazują na równomierną pracę żeber dolnych i górnych wzdłuż całej długości odcinka przyczepności. Nie zaobserwowano miażdżenia betonu przy czole żeber, co świadczy o wysokiej wytrzymałości na ściskanie betonu powodującej zniszczenie przyczepności przez propagację zarysowań podłużnych na obwodzie żeber lub wyczerpanie nośności na rozciąganie w pierścieniu betonowym wokół pręta. Obraz stanu powierzchni betonu po badaniu przyczepności dla próbki TD-W-I1 położonej w strefie dobrych warunków przyczepności, której zniszczenie spowodowane było propagacją zarysowania podłużnego, przedstawiono na rysunku 6.58, a stan powierzchni pręta zbrojeniowego osadzonego w tej próbce na rysunku 6.59.

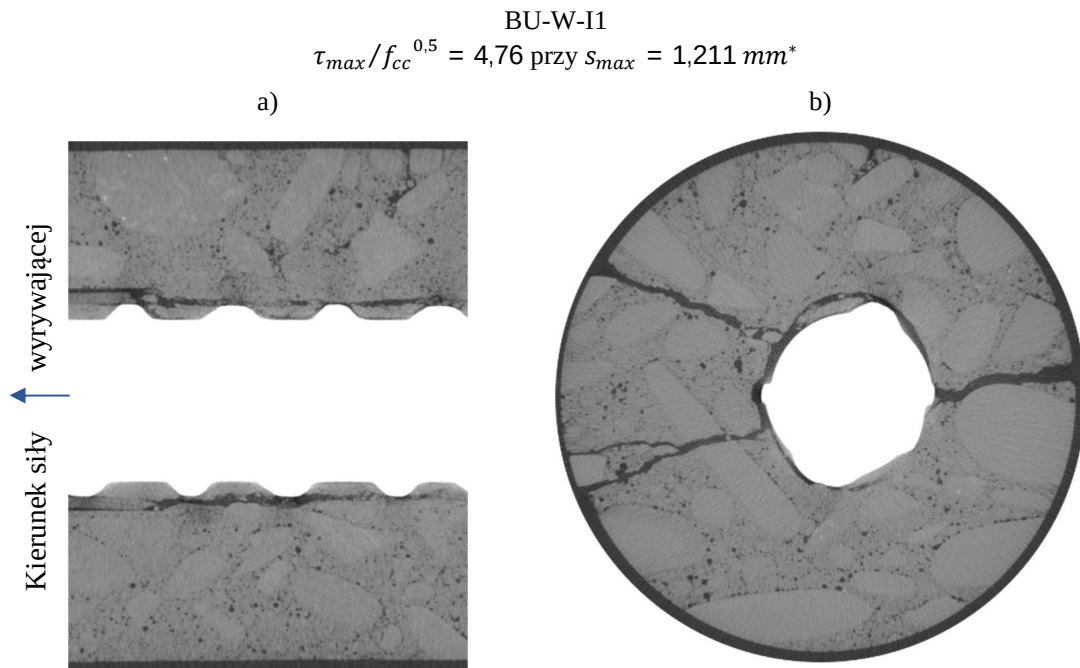


Rys. 6.58. Stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt dolny elementu TD-W-I10 a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem



Rys. 6.59. Stan powierzchni pręta po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt dolny elementu TD-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem

Natomiast w próbce BU-W-I1 w końcowym etapie zniszczenia przyczepności przed wystąpieniem miażdżenia betonu przy czole żeber i rozłupania betonu na obwodzie żeber, nastąpiło przekroczenie nośności na rozciąganie w pierścieniu betonowym, które spowodowało propagację zarysowań radialnych (patrz rysunek 3.2) i pęknięcie otuliny. W konsekwencji nastąpił nadmierny wysuw pręta, wyższy niż przy osiągnięciu granicznych naprężeń przyczepności, powodujący odkształcenia niesprężyste, związane ze zniszczeniem przyczepności. Obrazy tomograficzne próbki BU-W-I1 przedstawiono na rysunku 6.60.



Rys. 6.60. Obraz tomograficzny przekroju podłużnego (a) i poprzecznego (b) przez próbkę BU-W-I1

Pomimo końcowego zniszczenia przez rozłupanie otuliny betonowej na przekrojach tomograficznych zauważalne jest zarysowanie obwodowe podłużne do osi pręta na wysokości żeber świadczące o dominującym mechanizmie zniszczenia przez wyrwanie pręta zbrojeniowego. Zauważalne jest również odspojenie betonu na styku ze stalą zbrojeniową.

W strefie dobrych i słabych warunków przyczepności niezależnie od technologii podawania mieszanki zaobserwowano różne mechanizmy zniszczenia związane z występowaniem różnej jakości otuliny betonowej. Natomiast warto również zauważyć, że mechanizm zniszczenia w strefie słabych warunków przyczepności był do siebie zbliżony niezależnie od całkowitej wysokości elementu.

Rozdział 7: Analiza wyników badań tomograficznych

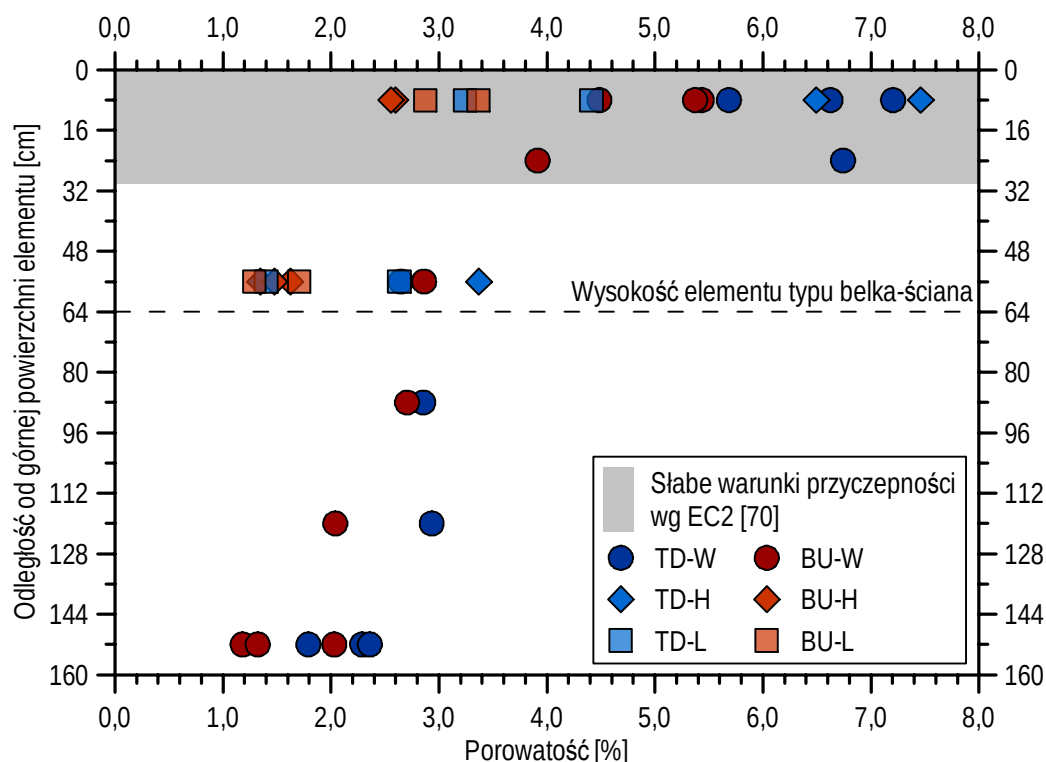
Analiza jakości otuliny betonowej z wykorzystaniem tomografii komputerowej została wykonana na 36 próbkach rdzeniowych z centralnie osadzonymi prętami zbrojeniowymi. Zostały one pobrane z elementów typu ściana i belka-ściana. Próbki do badań tomograficznych rozlokowane zostały tak, aby zwizualizować zmiany w jakości otuliny w obrębie całych elementów wzdłuż ich rozpiętości i wysokości. Szczegółowe położenie próbek do badań tomograficznych zostało przedstawione na rysunku 4.5 w rozdziale 4. Za otulinę betonową przyjęto pierścień wokół pręta zbrojeniowego o grubości w przybliżeniu 7 mm. Analizę wykonano na odcinku o długości 75 mm.

7.1 Wpływ czynników technologicznych na jakość otuliny betonowej

Badania tomograficzne miały na celu weryfikację wpływu czynników technologicznych na jakość otuliny betonowej wokół prętów zbrojeniowych. Do analizy wykorzystano następujące czynniki technologiczne: technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej, prędkość betonowania oraz położenie pręta wzdłuż wysokości elementu w czasie betonowania.

Pierwszą właściwością, którą przeanalizowano pod kątem wpływu wybranych czynników technologicznych, była porowatość otuliny betonowej wokół prętów zbrojeniowych. Na rysunku 7.1 przedstawiono zależność porowatości otuliny do położenia pręta wzdłuż wysokości elementów typu ściana i belka-ściana.

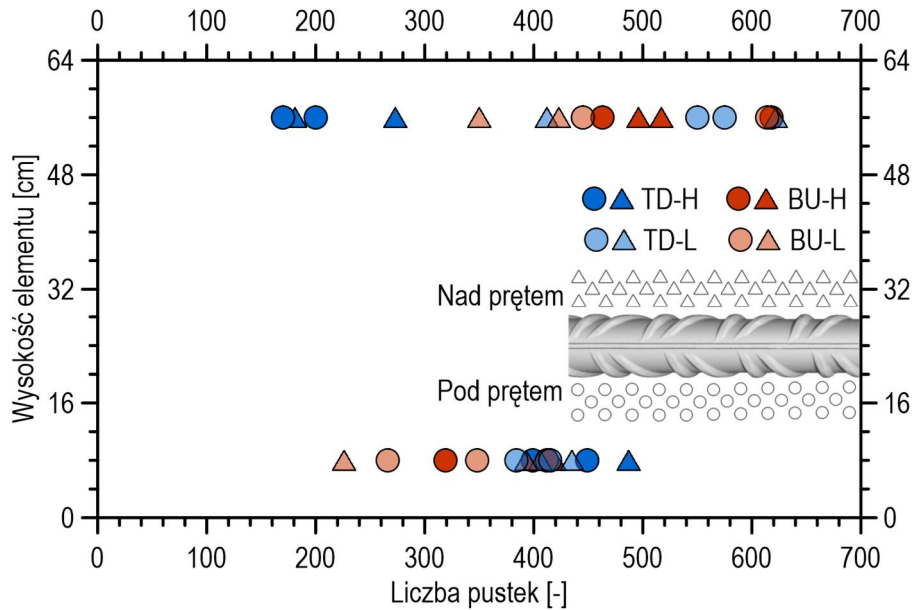
Porowatość próbek położonych w strefie dobrych warunków przyczepności była do siebie zbliżona niezależnie od typu elementu i zawierała się pomiędzy 1,1% a 3,5%, przy czym zauważa się tendencję, że w elementach betonowanych od dołu była ona niższa niż tych wykonywanych w technologii tradycyjnej. Ponadto w elementach typu ściana najniższe wartości porowatości otuliny odnotowywano dla próbek położonych najbliżej dna deskowania niezależnie od technologii podawania mieszanki. Niezależnie od pozostałych czynników technologicznych w strefie słabych warunków przyczepności odnotowano znaczny wzrost porowatości otuliny betonowej. Był on związany z obserwowanymi zjawiskami bleedingu oraz osiadania mieszanki pod prętami zbrojeniowymi znajdującymi się w tej strefie. Jednak tak jak w strefie dobrych warunków przyczepności, w elementach betonowanych od dołu (danego typu) wartości porowatości były niższe niż w elementach wykonywanych od góry.



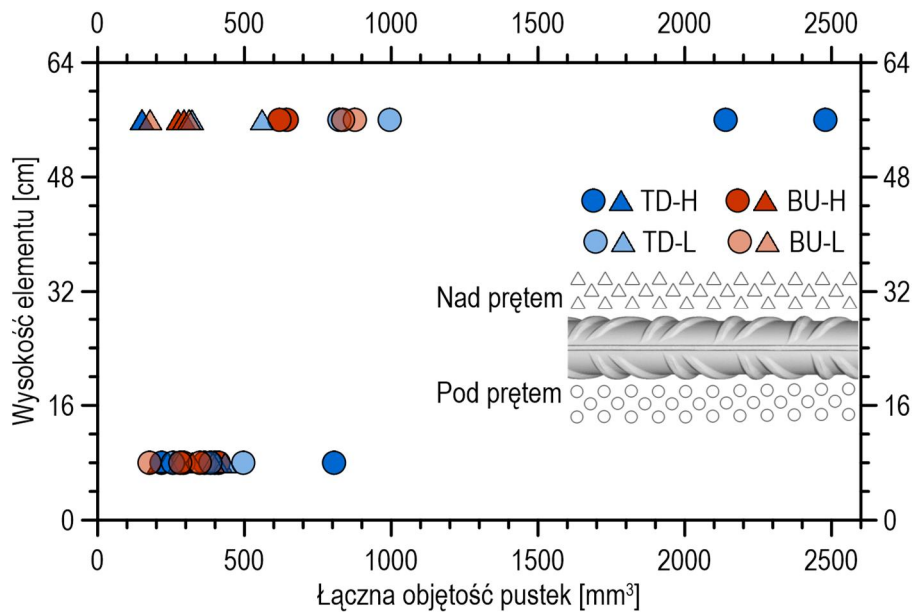
Rys. 7.1. Porowatość otuliny betonowej wokół prętów w elementach typu belka-ściana i ściana

Prędkość betonowania miała mniejszy wpływ na porowatość otuliny betonowej w przypadku elementów wykonywanych w technologii podawania od dołu niż w elementach wykonywanych w technologii tradycyjnej. Wysoka prędkość betonowania spotęgowała występowanie negatywnych zjawisk w otulinie betonowej górnych prętów zbrojeniowych elementu TD-H oraz ogólnej zawartości powietrza, co również odzwierciedliło się w ich niższych naprężeniach przyczepności.

Na rysunku 7.2 przedstawiono liczbę pustek w otulinie betonowej w zależności od położenia próbek rdzeniowych wzdłuż wysokości elementów typu belka-ściana, a na rysunku 7.3 łączną objętość pustek powietrznych w zależności od lokalizacji próbek wzdłuż wysokości elementów typu belka-ściana. Zarówno liczbę jak i łączną objętość pustek przedstawiono w podziale na ich lokalizację pod i nad prętem zbrojeniowym. Umowną granicą pomiędzy strefą pod i nad prętem stanowiło położenie żeber podłużnych. Punktem odniesienia położenia pustki były współrzędne jej środka ciężkości określone w module do obliczania porowatości programu Volume Graphics VGSTUDIO MAX.



Rys. 7.2. Liczba pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu belka-ściana

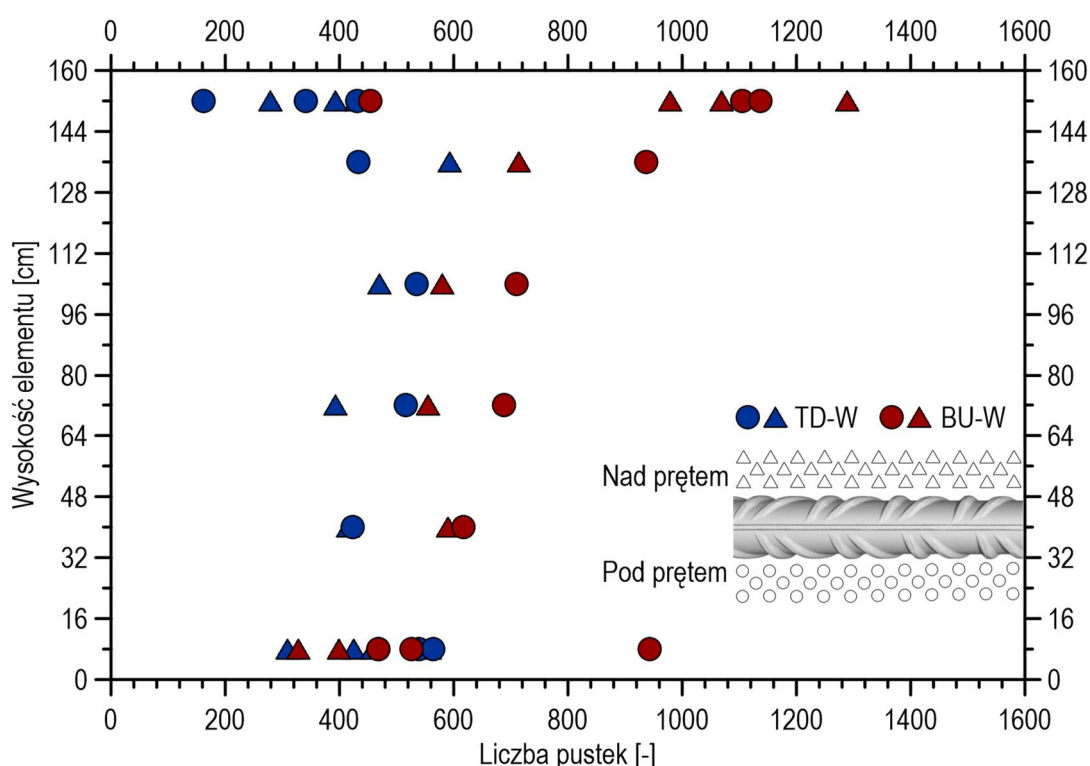


Rys. 7.3. Łączna objętość pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu belka-ściana

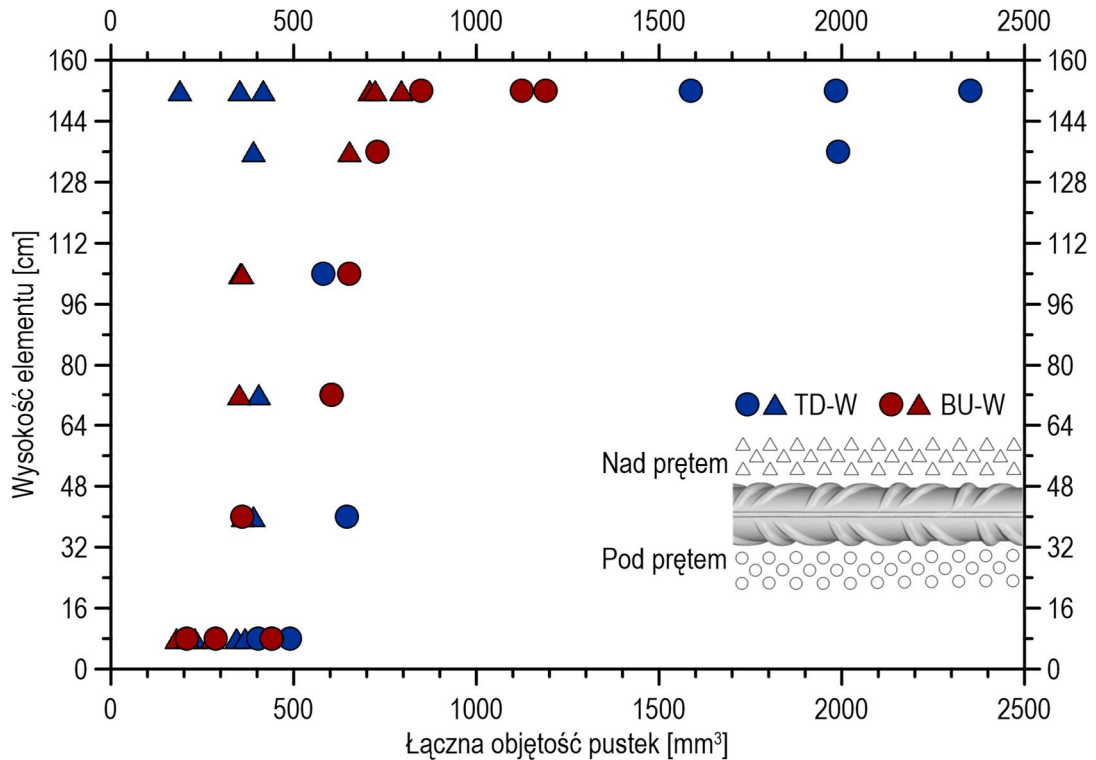
Zmianę liczby pustek w otulinie prętów zbrojeniowych przeanalizowano łącznie z ich sumaryczną objętością. W strefie dobrych warunków przyczepności objętość pustek zarówno pod jak i nad prętami była zbliżona w każdym elemencie, natomiast liczba pustek w ogólności była większa w elementach wykonywanych w technologii betonowania od góry. Najwięcej pustek o największej objętości w obrębie otuliny dolnych prętów zbrojeniowych, odnotowano dla strefy pod dolnymi prętami elementu TD-H (wykonywanego w tradycyjnej technologii podawania mieszanki z wysoką prędkością betonowania). W przypadku prętów leżących w strefie słabych warunków przyczepności zauważa się znaczną różnicę w łącznej objętości

pustek pod i nad prętami zbrojeniowymi. Pod prętami elementu TD-H znajduje się najmniej pustek, ale o łącznej największej objętości, jest to związane z pojawieniem się ciągłego osiadania mieszanki pod całą długością prętów zbrojeniowych. Zarówno liczba jak i łączna objętość pustek nad i pod prętami elementów typu belka-ściana betonowanych od dołu (BU-H oraz BU-L) były do siebie zbliżone. Jednak w strefie pod prętami łączna objętość pustek była większa w elemencie wykonywanym z niską prędkością, co również odzwierciedliło się w niższych naprężeniach przyczepności w porównaniu z elementem wykonywanym z wysoką prędkością. Element TD-L (wykonywany z niską prędkością od góry) charakteryzował się pustkami wokół prętów zbrojeniowych porównywalnymi do tych w elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki od dołu.

Na rysunku 7.4 przedstawiono liczbę pustek w otulinie betonowej w zależności od położenia próbek rdzeniowych wzdłuż wysokości elementów typu ściana, a na rysunku 7.5 łączną objętość pustek powietrznych w zależności od lokalizacji próbek wzdłuż wysokości elementów typu ściana.



Rys. 7.4. Liczba pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu ściana



Rys. 7.5. Łączna objętość pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu ściana

Zauważalna jest znaczna różnica pomiędzy liczbą pustek wokół prętów zbrojeniowych elementu typu ściana wykonanego w technologii podawania mieszanki od dołu i od góry deskowania. W przypadku prętów położonych najbliżej dna formy (rzęd 1) liczba pustek w ich otulinie jest do siebie dość zbliżona. Dla prętów położonych wyżej w deskowaniu, liczba pustek zarówno pod jak i nad prętami jest większa w elemencie BU-W niż w TD-W. Natomiast taka obserwacja nie występuje w przypadku zależności łącznej objętości pustek wokół prętów od położenia wzdłuż wysokości. W strefie dobrych warunków przyczepności łączna objętość pustek zarówno pod jak i nad prętami jest porównywalna w obu elementach typu ściana. A w przypadku prętów rzędu 1 objętość pustek jest również zbliżona do tej obserwowanej wokół dolnych prętów elementów typu belka-ściana. Natomiast w strefie słabych warunków przyczepności, pod prętami elementu TD-W obecne są znacznie większe objętościowo pustki niż pod prętami elementu BU-W.

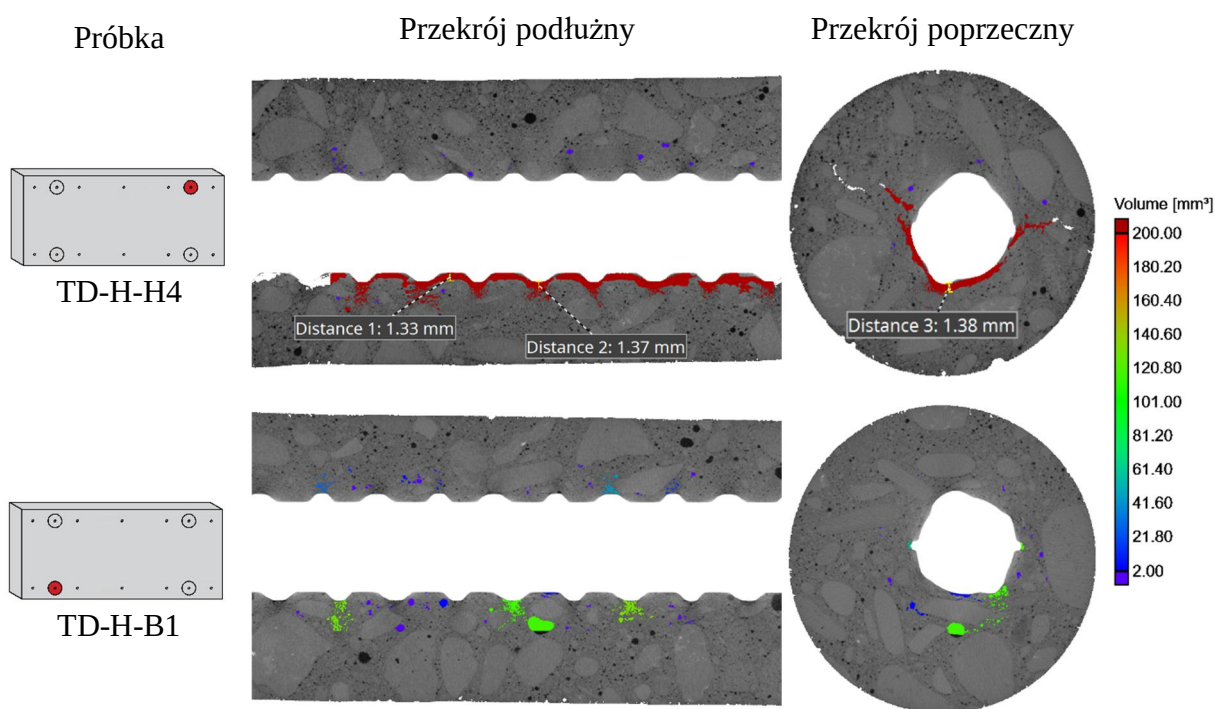
Liczba pustek nie jest tożsama z ich łączną objętością z uwagi na to, że w obrębie otuliny prętów zbrojeniowych możemy obserwować występowanie powietrza związane z różnymi zjawiskami: osiadaniem plastycznym, bleedingiem oraz naturalną porowatością betonu. Pod prętami zlokalizowanymi w strefie słabych warunków przyczepności elementu wykonywanego w technologii podawania mieszanki od góry zaobserwowano występowanie pojedynczej ciągłej pustki powstałej z efektów tych wszystkich zjawisk i dodatkową obecność

porów powietrznych. Stąd liczba pustek jest znacznie niższa niż dla otuliny analogicznych prętów w elemencie BU-W, w której występowała podwyższona liczba porów powietrznych głównie nieprzylegających bezpośrednio do zbrojenia.

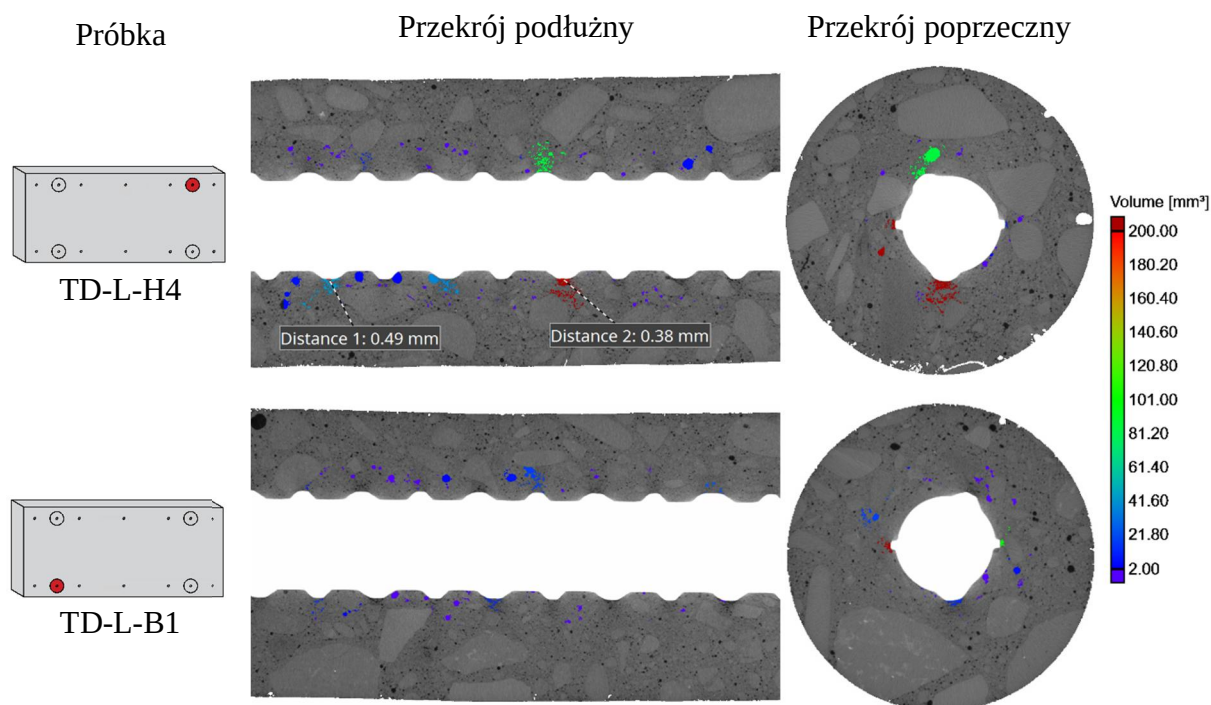
7.2 Analiza otuliny betonowej w różnych strefach warunków przyczepności

Do oceny analizy jakości otuliny betonowej w strefach dobrych i słabych warunków przyczepności wybrano obrazy tomograficzne prętów B1 oraz H4 w elementach typu belka-ściana oraz G/H1, G/H9 i G/H10 elementów typu ściana. Aby lepiej zobrazować zjawiska pojawiające się pod prętami zbrojeniowymi zestawiono na rysunkach przekroje podłużne i poprzeczne obrazów tomograficznych. W przypadku gdy na przekrojach widoczna była ciągła pustka pod prętem zbrojeniowym, powstała na skutek osiadania plastycznego i/lub zjawiska bleedingu, jej przybliżoną głębokość zmierzono w strefach pod i pomiędzy żebrami pręta.

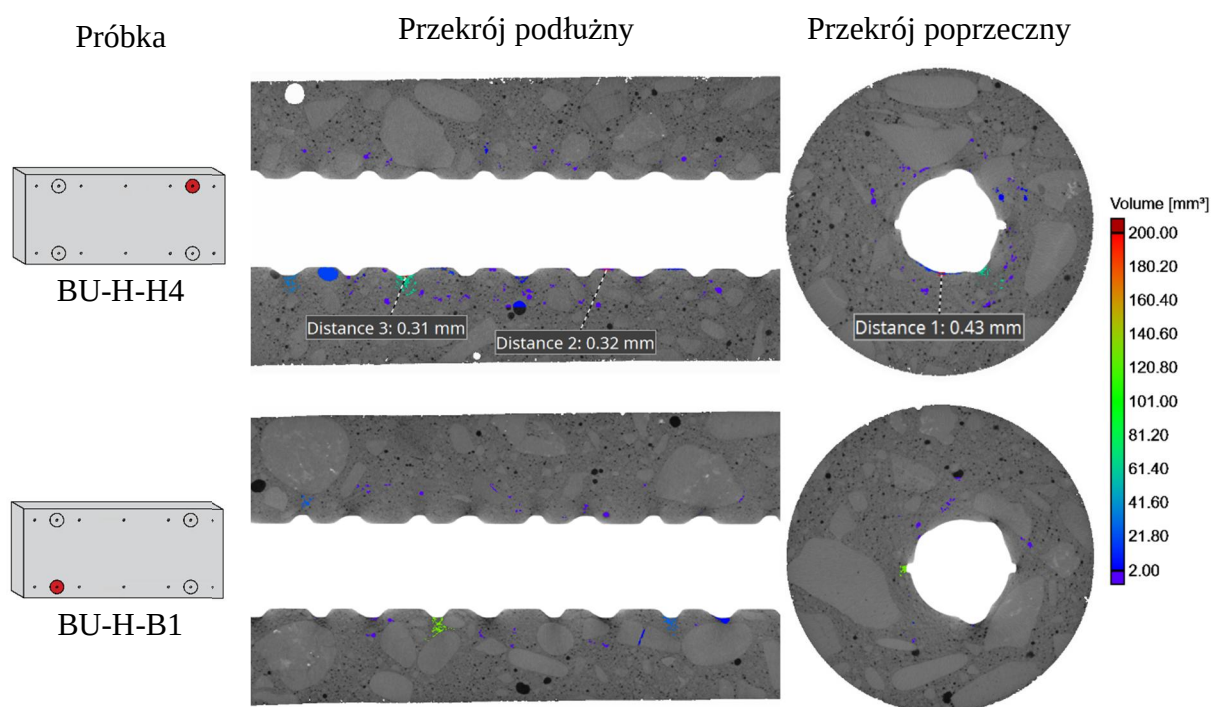
Na rysunkach 7.6 – 7.9 przedstawiono wybrane przekroje poprzeczne i podłużne obrazów tomograficznych z analizą porowatości w elementach typu belka-ściana w strefie dobrych i słabych warunków przyczepności.



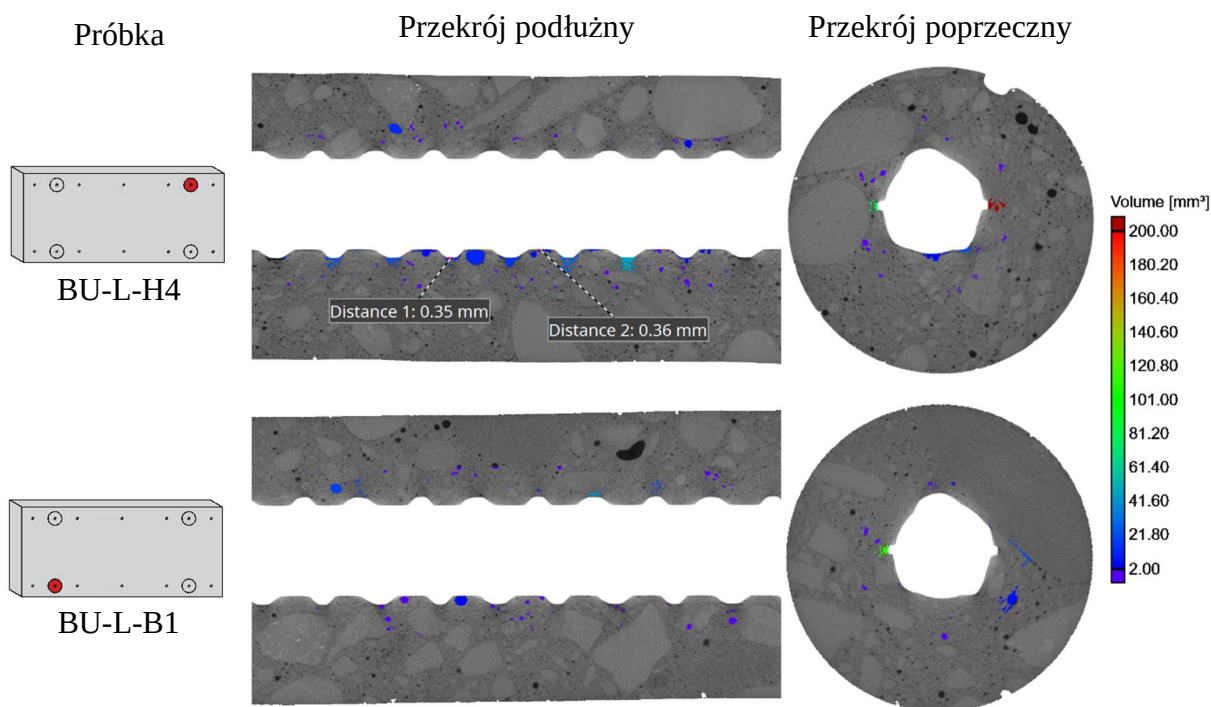
Rys. 7.6. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu TD-H w dobrych i słabych warunkach przyczepności



Rys. 7.7. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu TD-L w dobrych i słabych warunkach przyczepności



Rys. 7.8. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu BU-H w dobrych i słabych warunkach przyczepności



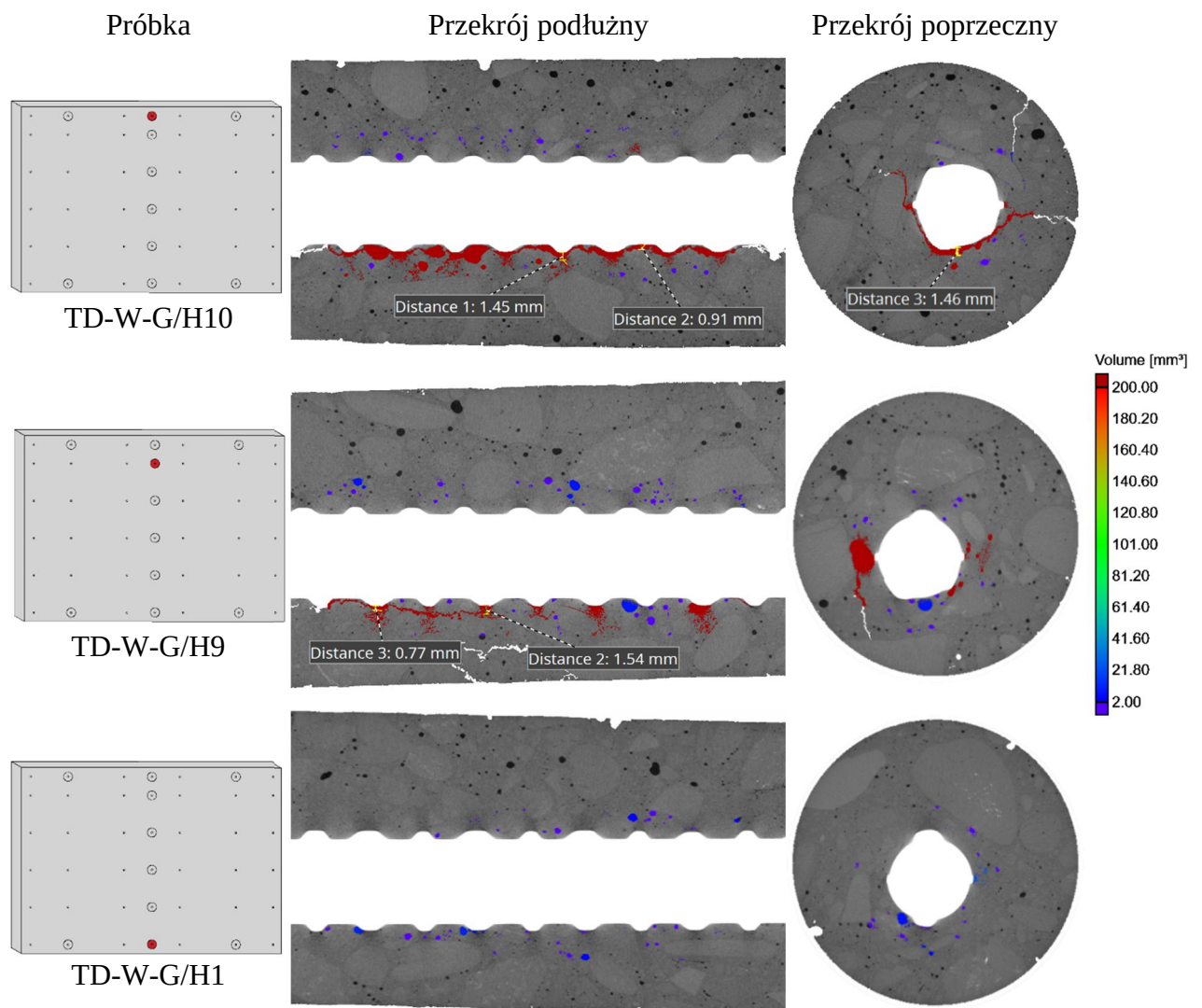
Rys. 7.9. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu BU-L w dobrych i słabych warunkach przyczepności

Obrazy pustek wokół dolnych prętów zbrojeniowych elementów typu belka-ściana są do siebie zbliżone. Jedynie w elemencie TD-H obserwuje się większe pory powietrzne w otulinie prętów dolnych, które jednak nie przylegają bezpośrednio do pręta zbrojeniowego. W przypadku prętów znajdujących się w strefie słabych warunków przyczepności występują różnice w jakości otuliny zarówno pomiędzy elementami wykonywanymi w różnych technologiach podawania mieszanki jak i z różnymi prędkościami betonowania. W elemencie TD-H pod analizowanym prętem zbrojeniowym znajduje się ciągła pustka o przybliżonej głębokości równej 1,33 mm w strefie międzyżebrowej oraz 1,37 mm bezpośrednio pod żebrami. W takiej sytuacji w przenoszeniu obciążenia wyrywającego biorą udział jedynie żebra górne pręta, co powoduje niejednorodny rozkład naprężeń w otulinie betonowej i znaczne obniżenie naprężeń przyczepności. Wielkość osiadania w tym przypadku jest zbliżona do tej obserwowanej w elementach wykonywanych z betonu zwykłego [191]. W elemencie TD-L wykonywanym z niską prędkością betonowania osiadanie występuje jedynie pod wybranymi żebrami o przybliżonej głębokości 0,44 mm. Zauważalne są również pojedyncze pory powietrzne przylegające do pręta zbrojeniowego.

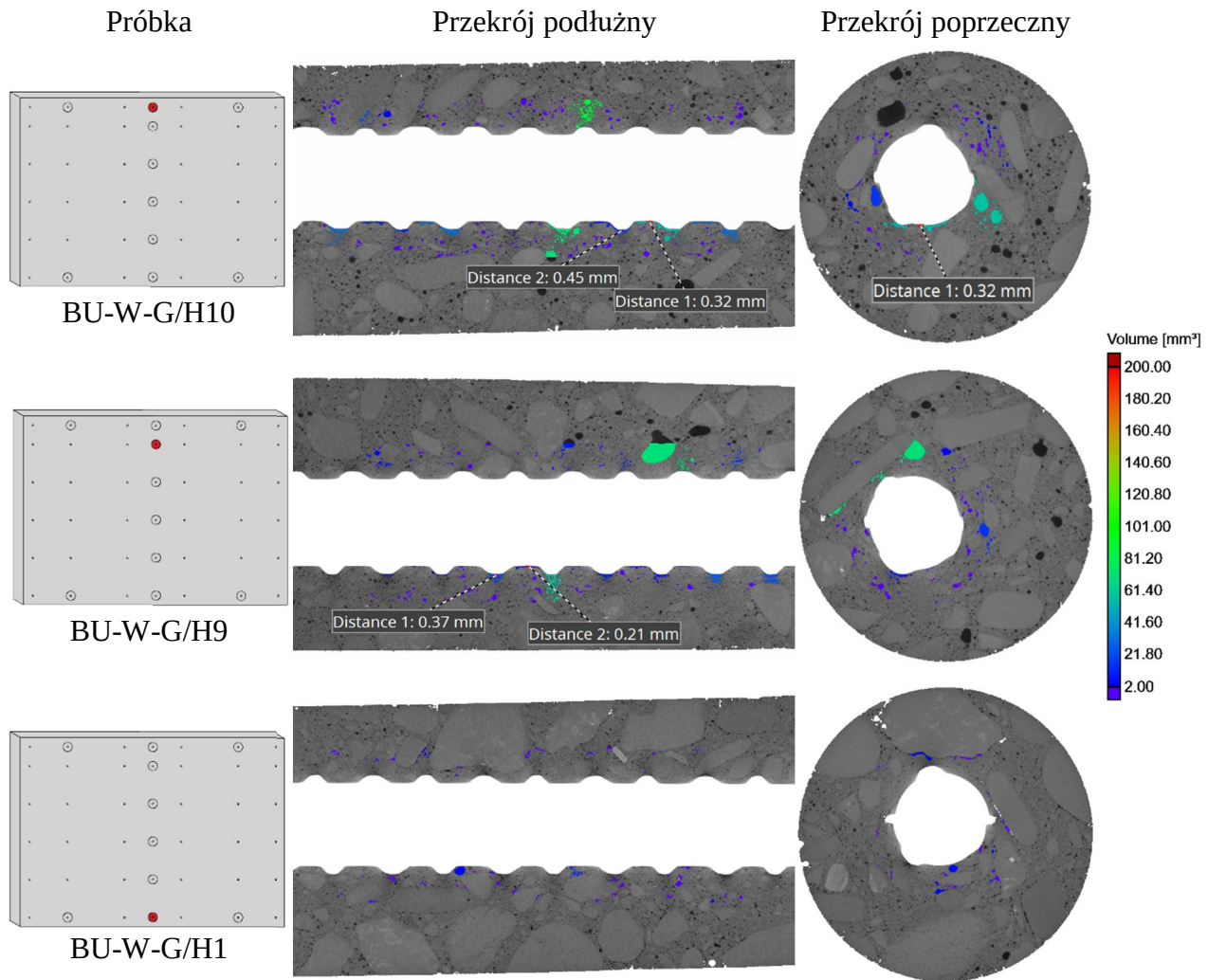
W przypadku elementów betonowanych w technologii podawania mieszanki od dołu nie obserwuje się ciągłej pustki powstałej w wyniku osiadania plastycznego i bleedingu pod górnymi prętami zbrojeniowymi. Zauważalne są przede wszystkim pojedyncze większe pory powietrzne przylegające do powierzchni dolnej pręta w strefach zarówno między jak i pod

żebrami. Niemniej jednak zaobserwowano również niewielkie lokalne osiadanie pod wybranymi żebrami o głębokości w przybliżeniu 0,31 mm w elemencie BU-H i w przybliżeniu 0,35 mm w elemencie BU-L. Na wysokości podłużnych żeber górnego pręta elementu BU-L zauważalna jest również nieciągłość związana z akumulacją porów powietrza pod podłużnym żebrzem. Zjawisko to jest również obserwowane w elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki od góry deskowania.

Na rysunkach 7.10 i 7.11 przedstawiono przekroje poprzeczne i podłużne obrazów tomograficznych wraz z analizą porowatości w elementach typu ściana w strefie dobrych i słabych warunków przyczepności. Jako reprezentatywne dla strefy dobrych warunków przyczepności wybrano pręty zlokalizowane najbliżej dna formy.



Rys. 7.10. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu TD-W w dobrych i słabych warunkach przyczepności



Rys. 7.11. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu BU-W w dobrych i słabych warunkach przyczepności

Jakość otuliny wokół prętów zlokalizowanych w dobrych warunkach przyczepności nie różni się pomiędzy elementami typu ściana. Pod prętami zlokalizowanymi w słabych warunkach przyczepności zauważa się pustki powstałe przy osiadaniu mieszanki i bleedingu, niezależnie od technologii podawania mieszanki. Wielkość tych pustek jest jednak znacznie większa w elemencie TD-W. Analizując pręty w najwyższym (10) rzędzie, osiadanie pod żebrami wyniosło maksymalnie 1,45 mm w elemencie TD-W, w elemencie BU-W 0,45 mm, natomiast w przestrzeni między żebrami odpowiednio 0,91 mm i 0,32 mm dla elementów TD-W i BU-W. Ponadto pod pręt elementu TD-W pory powietrzne oraz pustki powstałe po zjawisku bleedingu i osiadania plastycznego łączą się w jedną nieciągłość, co powoduje wykluczenie dolnych żeber z przenoszenia obciążeń. W rzędzie 9, również przypisanym do strefy słabych warunków przyczepności, skala negatywnych zjawisk w obu elementach jest mniejsza niż w rzędzie 10. Pod pręt elementu TD-W występują zarówno pustki powstałe

przez pory powietrza uwięzione pod dolną powierzchnią pręta, jak i osiadanie mieszanki, które są połączone zarysowaniem powstałym przy plastycznym osiadaniu mieszanki. Natomiast w elemencie BU-W zauważalne są pustki o głębokości około 0,3 mm powstałe prawdopodobnie przez zjawisko bleedingu pod powierzchnią dolną pręta oraz uwięzione pojedyncze pory powietrza. Nie zauważa się zarysowania powstałego przy osiadaniu plastycznym mieszanki.

W ogólności niezależnie od czynników technologicznych obserwuje się, że wielkość występujących pustek jest nieco większa w przestrzeni bezpośrednio pod żebrami niż w strefie międzyżebrowej. Tendencję tę można wytłumaczyć mniej efektywnym przyleganiem mieszanki związanym z geometrią żeber, która sprzyja poślizgowi mieszanki w rozpatrywanym obszarze, co zostało zauważone w analogicznych badaniach na elementach panelowych z betonu samozagęszczalnego [196]. Obserwacje te są wyjątkowo cenne w świetle badań na betonach zwykłych i samozagęszczalnych [49], które wykazały, że na zjawisko przyczepności między żebrowanym prętem zbrojeniowym i betonem największy wpływ ma wielkość pustej przestrzeni w obszarze między żebrami.

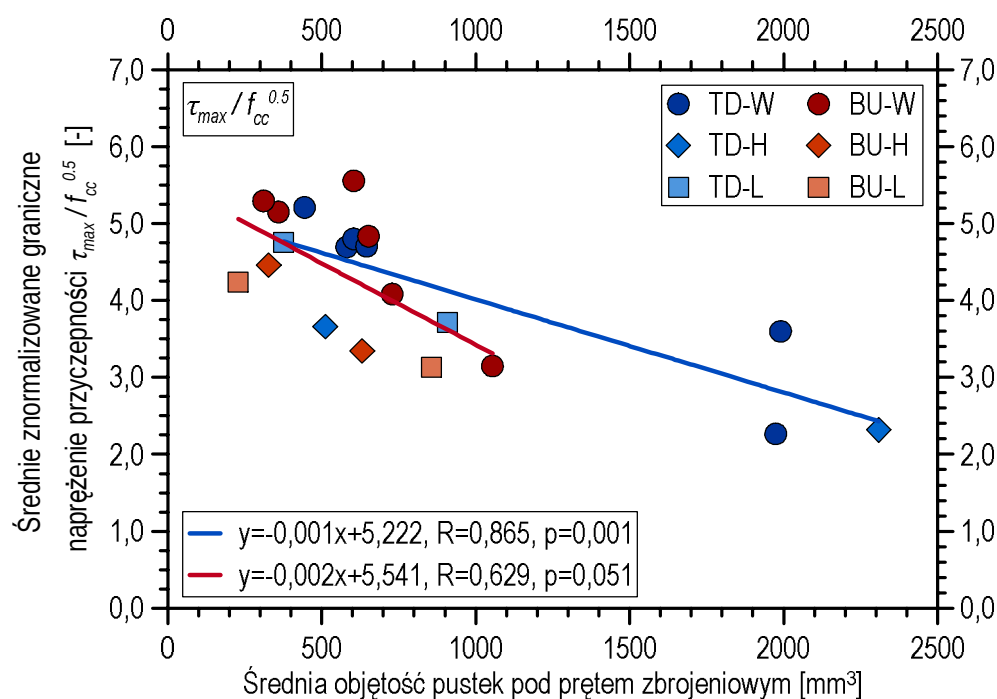
7.3 Porównanie wyników tomografii komputerowej z wynikami badań przyczepności stal-beton

W literaturze spotyka się porównanie wyników badań przyczepności do jakości otuliny pod prętem zbrojeniowym, którą obrazowano z pomocą wideomikroskopii [49, 140]. Metoda ta umożliwia weryfikację struktury betonu wokół pręta zbrojeniowego w wybranym przekroju poprzecznym. Söylev i François [140] z powodzeniem skorelowali redukcję naprężeń przyczepności ze wskaźnikiem defektu określonym przez odcinek obwodu pręta gładkiego niespolonego z betonem. W badaniach na prętach żebrowanych, Castel i inni [49] do porównania wykorzystali maksymalną głębokość pustki pod prętem zbrojeniowym i zaobserwowali większy spadek naprężeń przyczepności przy większych głębokościach pustek. Ponadto w obu badaniach zauważono, że wraz z odległością pręta od dna formy zwiększa się wielkość pustki i następuje większa redukcja naprężeń przyczepności. Brantschen i inni [197] zaproponowali model zmiany naprężeń przyczepności w zależności od geometrii pręta oraz głębokości pustki powstającej od zarysowania podłużnego pojawiającego się w procesie utraty przyczepności (cały proces opisano w rozdziale 3.1) lub jak dostosował je Moccia [191] od głębokości pustki powstałej przez zjawiska osiadania mieszanki i bleedingu.

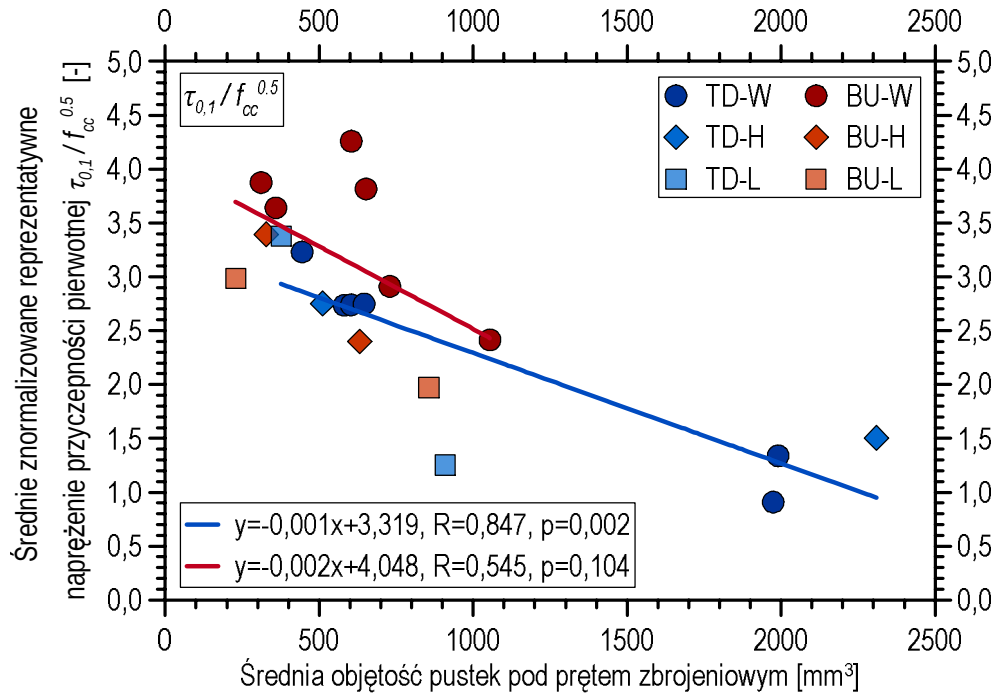
W niniejszej pracy stworzono trójwymiarowy model struktury betonu w obrębie otuliny pręta a powstałe pustki różniły się kształtem i objętością wzdłuż długości odcinka

przyczepności. Nie obserwowano również powstawania ciągłych pustek pod wszystkimi prętami zbrojeniowymi. Biorąc pod uwagę wszystkie te aspekty, zdecydowano się na porównanie znormalizowanych naprężeń przyczepności do łącznej objętości pustek pod prętem. Z uwagi na brak jednoznacznej zależności pomiędzy zmianą naprężeń przyczepności a odległością od punktu betonowania, do analizy wykorzystano średnie naprężenia przyczepności w rzędzie.

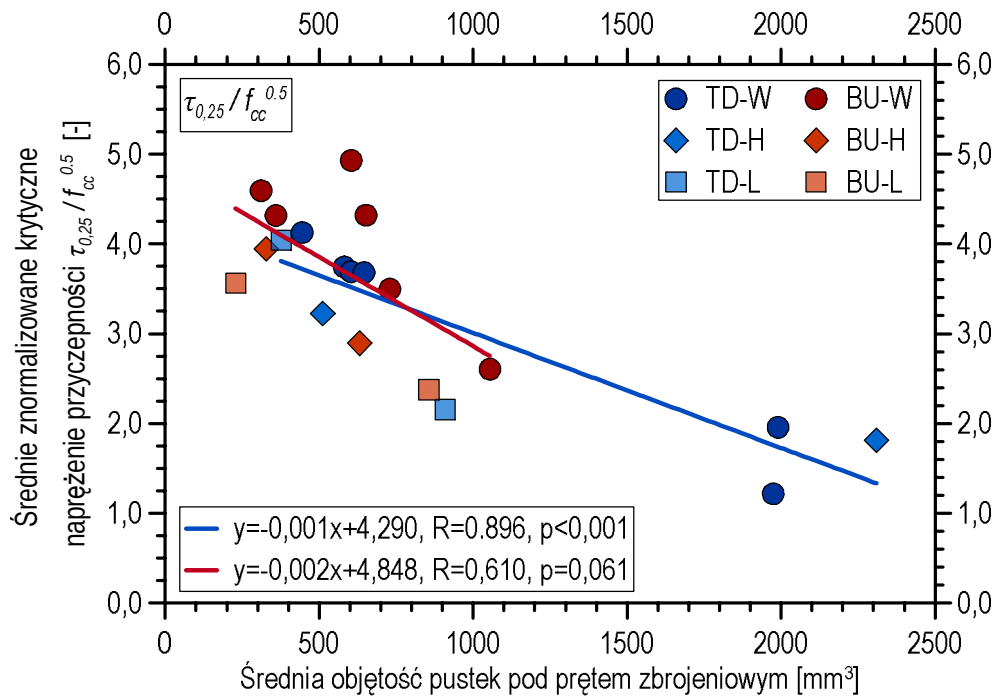
Na rysunkach 7.12 – 7.15 przedstawiono zależność średnich znormalizowanych naprężeń przyczepności w danym rzędzie elementu do średniej objętości pustek pod prętami zbrojeniowymi przeznaczonych do badań tomograficznych. Przeanalizowano odpowiednio zmianę naprężeń przyczepności: $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ oraz $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. Na każdym z rysunków naniesiono również linię trendu dla wszystkich wyników z podziałem na elementy podawane od dołu (linia czerwona) i od góry (linia niebieska) wraz z opisującą ją zależnością, współczynnikiem korelacji R i wartością p.



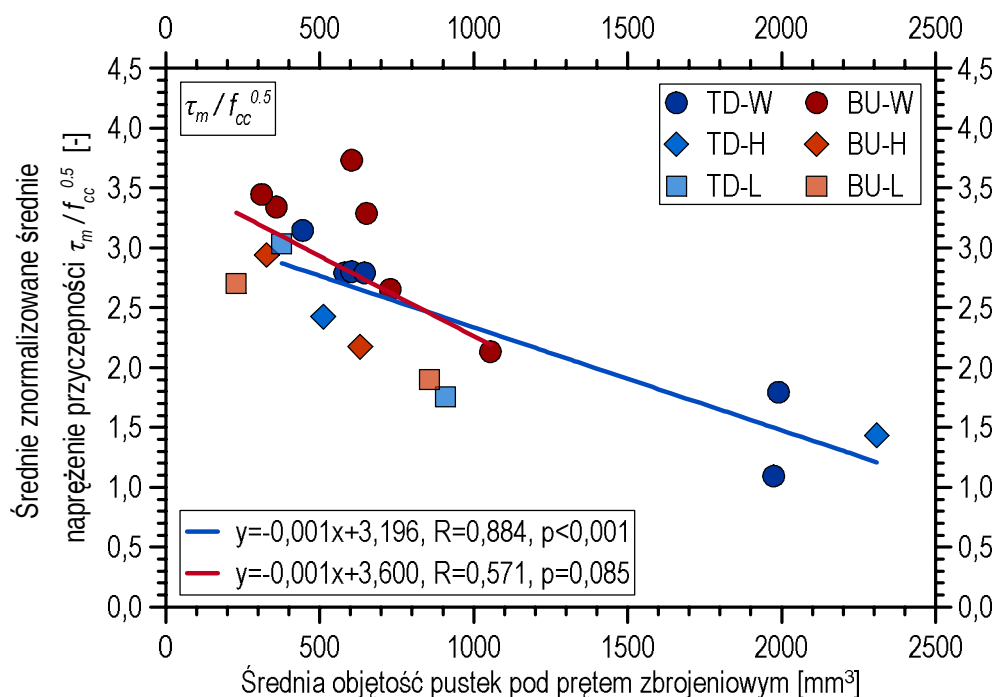
Rys. 7.12. Zależność średniego $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie elementu



Rys. 7.13. Zależność średniego $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0.5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie



Rys. 7.14. Zależność średniego $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0.5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie



Rys. 7.15. Zależność średniego $\tau_m / f_{cc}^{0.5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie

Niezależnie od analizowanego naprężenia przyczepności zauważa się statystycznie istotną silną korelację zależności znormalizowanych naprężeń przyczepności i objętości pustek pod prętem zbrojeniowym dla elementów wykonywanych w technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od góry deskowania. Wyniki dopasowano do funkcji liniowej o nachyleniu ujemnym. Natomiast w przypadku elementów wykonywanych w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania, funkcja liniowa nie opisuje wystarczająco dokładnie badanej zależności. Obserwacje dla elementów betonowanych od dołu dopasowano również do innych funkcji matematycznych: logarytmicznej, wykładniczej oraz potęgowej. Jednak żadna z tych funkcji nie opisała w zadowalający i istotny statystycznie sposób zależności znormalizowanych naprężeń przyczepności i łącznej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w elementach betonowanych od dołu. Może to być związane z faktem, że pod prętami znajdującymi się w strefie słabych warunków przyczepności elementów BU nie występowało ciągłe osłabienie struktury betonu, a więcej pojedynczych porów powietrznych. Obserwowane pory nie zawsze bezpośrednio przylegały do powierzchni pręta, a jedynie znajdowały się w otulinie objętej analizą. Dlatego pomimo wysokiej łącznej objętości pustek w strefie pod prętem, naprężenia przyczepności prętów w elementach BU były wyższe niż w elementach TD, z uwagi na bardziej efektywną pracę strefy kontaktowej nieosłabionej znacząco przez pory lub mleczko cementowe.

Rozdział 8: Podsumowanie i wnioski

Niniejsza praca miała na celu doświadczalne rozpoznanie wpływu wybranych czynników technologicznych na zjawisko przyczepności pomiędzy stalowymi prętami zbrojeniowymi a betonem samozagęszczalnym. Do analiz wybrano następujące czynniki technologiczne: technologię podawania mieszanki samozagęszczalnej, prędkość podawania mieszanki betonowej, położenie pręta w czasie betonowania (lokalizacja wzdłuż wysokości i rozpiętości elementów) oraz wysokość elementów. Do realizacji programu badawczego przygotowano trzy typy elementów badawczych: typu ściana, belka-ściana oraz element referencyjny. Elementy badawcze wykonano z samozagęszczalnego betonu towarowego bazującego na cemencie hutniczym. Badania przyczepności przeprowadzono metodą wrywania pręta „pull-out” według wytycznych normowych [77, 78].

Wyniki badań tomograficznych oraz badań przyczepności wskazują na to, że zastosowanie technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania sprzyja poprawie mikrostruktury otuliny wokół górnych prętów zbrojeniowych. Prowadzi to zarówno do ogólnego zwiększenia wartości naprężeń przyczepności, ale przede wszystkim zwiększenia sztywności przyczepności prętów zbrojeniowych położonych w słabych warunkach przyczepności w porównaniu do technologii tradycyjnej. Znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności pierwotnej w strefie słabych warunków przyczepności elementów wykonywanych w technologii podawania od dołu były średnio o 100% wyższe od tych w elementach betonowanych od góry deskowania. W przypadku pozostałych reprezentatywnych naprężeń przyczepności wzrost ten wyniósł średnio 9%, 35% i 25% dla odpowiednio $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ i $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. Efekt górnego pręta, pomimo że występuje we wszystkich elementach, to w wykonywanych w technologii betonowania od dołu był znacznie ograniczony. Wskaźnik górnego pręta był niższy w elementach BU o średnio 18%, 48%, 37% i 33% od wskaźnika górnego pręta w elementach TD, obliczając go odpowiednio dla $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ i $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$. **Wyniki przeprowadzonych badań potwierdzają obserwacje z badań pilotażowych, jednocześnie udowadniając pierwszą szczegółową tezę niniejszej rozprawy.**

Prędkość podawania mieszanki samozagęszczalnej pośrednio wpływa na zjawisko przyczepności pomiędzy stalowymi prętami zbrojeniowymi a betonem samozagęszczalnym. Wpływ ten jest związany z możliwością wprowadzenia większej ilości powietrza do mieszanki

przez zbyt szybkie lub zbyt wolne podawanie, co w konsekwencji powoduje obniżenie jakości otuliny prętów zbrojeniowych. W przypadku podawania mieszanki od góry deskowania sugerowane jest podawanie jej możliwie wolno, aby zapewnić jej poprawne odpowietrzenie. Natomiast w przypadku podawania mieszanki od dołu deskowania, prędkość betonowania powinna być na tyle wysoka, aby mieszanka ułożona już w deskowaniu i przemieszczana w głąb formy przez kolejną partię mieszanki nie traciła swoich właściwości płynięcia i samoodpowietrzenia, a powietrze znajdujące się w pierwszych warstwach mieszanki nie zostało uwięzione. **Z uwagi na to, że wpływ niższej prędkości podawania mieszanki na poprawę zjawiska przyczepności odnotowano tylko w elementach wykonanych w technologii podawania mieszanki od góry deskowania, to druga szczegółowa teza została potwierdzona jedynie częściowo.** Przeprowadzona w niniejszej pracy analiza tego czynnika technologicznego stanowi interesujący wstęp do zagadnienia, które wymaga dalszego rozwoju w szerszym spektrum przypadków z wykorzystaniem dedykowanych badań.

W całym zakresie badań zaobserwowano występowanie wpływu położenia pręta wzdłuż wysokości elementów na zjawisko przyczepności. **Niezależnie od wysokości elementu, technologii czy prędkości podawania mieszanki, pręty znajdujące się bliżej górnej powierzchni otrzymywały niższe naprężenia przyczepności w całym zakresie procesu utraty przyczepności oraz charakteryzowały się gorszej jakości otuleniem, co potwierdza trzecią tezę szczegółową.** Na podstawie badań wykonanych na elementach typu ściana, wyraźnie obserwowano granicę stref różnych warunków przyczepności przebiegającą zbieżnie z aktualną europejską normą do projektowania konstrukcji żelbetowych [70]. Niemniej jednak należy zauważyć, że zarówno wskaźnik górnego pręta jak i wskaźnik pozycji pręta były znacznie niższe w elementach wykonywanych w technologii podawania mieszanki od dołu deskowania w porównaniu do tradycyjnej, co było związane z lepszą jakością otuliny pod górnymi prętami zbrojeniowymi. Wydaje się być celowe sformułowanie odrębnych zasad wyznaczania pojęcia warunków przyczepności z uwzględnieniem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania.

Zalecenia do wykonywania konstrukcji z betonu samozagęszczalnego wskazują, że z uwagi na umożliwienie odpowiedniego samoodpowietrzenia i samowypoziomowania mieszanki samozagęszczalnej należy zapewnić jej odpowiednio długą drogę rozplywu. Można to wykonać przez podawanie mieszanki z jednego punktu betonowania do całkowitego wypełnienia deskowania bądź przez minimalizowanie liczby tych punktów. Badania pilotażowe [6] wskazywały, że występuje tendencja spadku naprężeń przyczepności wraz ze wzrostem odległości pręta od punktu betonowania szczególnie dla elementów wykonywanych

w tradycyjnej technologii podawania mieszanki. Natomiast przeprowadzone badania na elementach typu ściana i belka-ściana, nie potwierdziły jednoznacznie tych obserwacji. W przypadku elementów wykonywanych w technologii podawania od dołu deskowania nie zaobserwowano żadnego trendu zmian zarówno w badaniach na elementach typu belka-ściana jak i ściana. O ile wskaźnik przyczepności na długości elementu BU-W był mniejszy od 1,0 (naprężenia przyczepności na długości elementu były niższe niż w obrębie punktu betonowania), to wartość ta nie spadała liniowo wraz ze wzrostem odległości od punktu betonowania, a była w przybliżeniu stała, niezależnie od analizowanego reprezentatywnego naprężenia przyczepności. W elementach typu ściana wykonywanych w tradycyjnej technologii podawania mieszanki, zarówno w badaniach pilotażowych [8] jak i właściwych, zaobserwowano „efekt odbicia”, który charakteryzuje się zwiększonymi naprężeniami przyczepności prętów w ostatniej kolumnie w porównaniu do tych położonych bliżej punktu betonowania. **Podsumowując, niezależnie od technologii betonowania i analizowanego naprężenia przyczepności, nie zauważa się jednoznacznego i stałego wpływu zwiększenia odległości od punktu betonowania na spadek naprężeń przyczepności. Czwarta teza szczegółowa niniejszej rozprawy nie została potwierdzona.**

Analizując wpływ wysokości elementów typu belka-ściana i ściana, w elementach o większej wysokości zauważono wzrost naprężeń przyczepności prętów zlokalizowanych w najniższym rzędzie, a spadek naprężeń przyczepności prętów zlokalizowanych w strefie słabych warunków przyczepności. Niższe znormalizowane naprężenia przyczepności prętów zlokalizowanych w słabych warunkach przyczepności są związane z kumulacją pod nimi większej ilości powietrza, które nie są uwalniane na powierzchnię tylko zatrzymywane pod prętami. Natomiast wyższe znormalizowane naprężenia przyczepności obserwowano w próbkach znajdujących się w najniższych rzędach elementów typu ściana w porównaniu do tych w elementach typu belka-ściana lub kontrolnych są związane z efektem nacisku, który powoduje zwiększenie gęstości betonu przy spodzie deskowania, a w konsekwencji szczelniejszą otulinę wokół poziomych prętów zbrojeniowych. Stąd też efekt górnego pręta jest bardziej wyraźny w elementach wysokich. **Obserwacje te potwierdzają założenia piątej tezy szczegółowej.** Niemniej jednak warto zauważyć, że czynnik ten jest zdecydowanie mniej istotny w elementach wykonywanych w technologii betonowania od dołu, co jest związane z poprawą jednorodności otuliny zbrojeniowej na całej ich wysokości w porównaniu do elementów wykonywanych w technologii tradycyjnej.

Należy podkreślić, że jako główny czynnik technologiczny sprzyjający poprawie zjawiska przyczepności w elementach wykonywanych z betonu samozagęszczalnego wskazuje

się technologię podawania mieszanki od dołu deskowania. Jej korzystny efekt jest szczególnie widoczny w zakresie małych poślizgów. Tworzenie się zarysowania powoduje lokalną utratę przyczepności pierwotnej, która inicjuje mechanizmy przyczepności wtórnej oraz poślizg zbrojenia, stąd wielkość poślizgu jest zwyczajowo kojarzona z szerokością zarysowania. Dlatego też dla zjawisk w stanie granicznym użytkowalności korzystnym będzie zwiększenie sztywności przyczepności, zatem odnotowywanie podwyższonych wartości naprężeń przyczepności przy niewielkich względnych poślizgach pręta. Ponadto zauważono, że technologia podawania mieszanki samozagęszczalnej od dołu deskowania w pewnym stopniu ogranicza występowanie słabych warunków przyczepności w stosunku do technologii tradycyjnej z uwagi na poprawę jakości otuliny prętów zbrojeniowych.

Przeprowadzone eksperymenty na elementach typu belka (badania pilotażowe), belka-ściana oraz ściana umożliwiły wstępne wyodrębnienie czynników technologicznych istotnie wpływających na właściwości przyczepności pomiędzy żebrowanymi prętami zbrojeniowymi a betonem samozagęszczalnym, co potwierdza główną tezę rozprawy.

Z uwagi na ograniczony zakres badań, formułowanie ostatecznych zaleceń czy wniosków jest przedwczesne. Natomiast obiecujący charakter wyników, zachęca do kontynuowania analiz w szerszym spektrum przypadków (wpływ składników mieszanki, zmienna grubość otuliny, geometria czy model badawczy). Aktualne wytyczne normowe bazują na badaniach betonów zwykłych, a uwzględnienie w nich potencjalnego zmniejszenia wielkości strefy słabych warunków przyczepności w betonach nowej generacji może prowadzić do redukcji zużycia stali zbrojeniowej w tej strefie, a w konsekwencji kosztów wykonania konstrukcji żelbetowej. Takie podejście jest zgodne z koncepcją budownictwa zrównoważonego, które dąży do minimalizacji zużycia materiałów oraz zmniejszenia śladu węglowego.

Spis rysunków

Rys. 2.1. Optymalny i dopuszczalny zakres wartości parametrów reologicznych dla betonów samozagęszczalnych wraz z minimalnymi średnicami rozplywu: kolorem niebieskim – zakres optymalny, kolorem żółtym – zakres dopuszczalny.....	18
Rys. 2.2. Zależność stosunku w/c na wytrzymałość na ściskanie betonów samozagęszczalnych bazujących na różnych cementach	21
Rys. 2.3. Zawór do pompowania mieszanki od dołu deskowania.....	24
Rys. 2.4. Deskowanie: (a) tradycyjne oraz (b) umożliwiające pompowanie od dołu	25
Rys. 3.1. Przebieg zależności naprężeń przyczepności od poślizgu pręta.....	28
Rys. 3.2. Zjawiska towarzyszące zniszczeniu przyczepności.....	29
Rys. 3.3. Przebieg zarysowań w otulinie betonowej – etap III mechanizmu zniszczenia przyczepności	30
Rys. 3.4. Schematyczny model rozkładu naprężeń wokół pręta zbrojeniowego w betonie wypracowany przez Tepfersa.....	30
Rys. 3.5. Warunki przyczepności: a,b – „dobre” warunki przyczepności; c,d – strefa niezakreskowana: „dobre” warunki przyczepności, strefa zakreskowana: „inne niż dobre” warunki przyczepności.....	39
Rys. 3.6. Nowa definicja warunków przyczepności według Eurokodu 2: kolorem szarym oznaczone „słabe” warunki przyczepności	40
Rys. 3.7. Ogólne formy modeli do badań przyczepności: a) badanie wyciągania pręta, b) badania belki; c) badania transferowe.....	42
Rys. 3.8. Moduły do badania przyczepności zalecane przez normę PN-EN 10080 oraz towarzystwo RILEM: a – badanie „pull-out”; b – badanie beam test.....	43
Rys. 3.9. Zjawiska występujące w okolicy pręta zbrojeniowego w młodym betonie.....	51
Rys. 3.10. Widok strefy kontaktowej stal – beton z wykorzystaniem wideomikroskopu	52
Rys. 3.11. Wpływ grubości otuliny betonowej na znormalizowane naprężenia przyczepności.....	54
Rys. 3.12. Efekt górnego pręta w literaturze w podziale na typy elementów.....	61
Rys. 3.13. Wpływ położenia zbrojenia względem odległości od punktu betonowania na zjawisko przyczepności.....	62
Rys. 3.14. Stan naprężeń, odkształceń i sił w przekroju żelbetowym: a) naprężenia w pręcie zbrojeniowym, b) naprężenia i odkształcenia w pręcie i otulinie betonowej, c) siły działające w pręcie i otulinie betonowej.....	65
Rys. 3.15. Modele przebiegu zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta według: a) Eligehausena i in. [148], b) Huanga i in. [174].....	67
Rys. 3.16. Zależność naprężenie przyczepności – poślizg według Model Code 2020 [74]	71
Rys. 4.1. Analiza sitowa kruszywa naturalnego (cykl A).....	75
Rys. 4.2. Analiza sitowa kruszywa naturalnego (cykl B).....	76
Rys. 4.3. Geometria prętów zbrojeniowych ze stali B500SP	76
Rys. 4.4. Schemat próbek modułowych do badań objętych zakresem niniejszej pracy	78
Rys. 4.5. Schemat elementów badawczych: typu a) ściana, b) belka-ściana, c) element referencyjny.	79
Rys. 4.6. Wyróżnienie dobrych i słabych warunków przyczepności w elementach badawczych zgodnie z PN-EN 1992 [70].....	80
Rys. 4.7. Przygotowane deskowanie dla elementu badawczego typu ściana	81
Rys. 4.8. Przygotowane formy dla elementów typu belka-ściana i referencyjnego.....	81
Rys. 4.9. Technologiczne rozwiązanie betonowania od dołu (z lewej) i od góry (z prawej) formy	83

Rys. 4.10. Widok elementu typu ściana.....	84
Rys. 4.11. Widok elementu typu belka-ściana	84
Rys. 4.12. Widok elementu referencyjnego	84
Rys. 4.13. Przykładowa próbka podczas badania wytrzymałości na ściskanie: a) sześcienna, b) walcowa	87
Rys. 4.14. Przykładowa próbka podczas badania wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu: a) sześcienna, b) walcowa	88
Rys. 4.15. Widok stanowiska do badania przyczepności metodą pull-out	89
Rys. 4.16. Schemat badania tomograficznego.....	92
Rys. 4.17. Przykładowa próbka podczas badania tomograficznego	92
Rys. 4.18. Widok mieszanki A po badaniu rozpląwu stożka.....	94
Rys. 4.19. Obraz powierzchni zniszczenia kontrolnej próbki sześciennnej po badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu	98
Rys. 4.20. Widok próbki do badania przyczepności zniszczonej przez rozłupanie otuliny	101
Rys. 4.21. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu referencyjnego typu belka.....	102
Rys. 4.22. Wykres naprężenie przyczepności-poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z wysoką prędkością (TD-H)	105
Rys. 4.23. Wykres naprężenie przyczepności-poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z niską prędkością (TD-L).....	105
Rys. 4.24. Wykres naprężenie przyczepności-poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z wysoką prędkością (BU-H)	106
Rys. 4.25. Wykres naprężenie przyczepności-poślizg pręta dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z niską prędkością (BU-L).....	106
Rys. 4.26. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu ściennego wykonywanego od góry (TD-W)	111
Rys. 4.27. Wykres naprężenie przyczepności – poślizg pręta dla elementu ściennego wykonywanego od dołu (BU-W)	112
Rys. 4.28. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-H.....	114
Rys. 4.29. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-H	115
Rys. 4.30. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-L	116
Rys. 4.31. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-L.....	117
Rys. 4.32. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-H.....	118
Rys. 4.33. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-H.....	119
Rys. 4.34. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-L	120
Rys. 4.35. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-L	121
Rys. 4.36. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna C	122
Rys. 4.37. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna G/H	123

Rys. 4.38. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element TD-W – kolumna L	125
Rys. 4.39. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna C	126
Rys. 4.40. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna H/G	127
Rys. 4.41. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element TD-W – kolumna L	129
Rys. 4.42. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna C.....	130
Rys. 4.43. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna H/G.....	131
Rys. 4.44. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój podłużny – element BU-W – kolumna L.....	133
Rys. 4.45. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna C	134
Rys. 4.46. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna H/G	135
Rys. 4.47. Rekonstrukcja porowatości wokół pręta zbrojeniowego – trójwymiarowy przekrój poprzeczny – element BU-W – kolumna L	137
Rys. 5.1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie dla elementów typu belka-ściana w postaci wykresów pudełkowych	139
Rys. 5.2. Element typu belka-ściana wykonywany w technologii podawania mieszanki od dołu	141
Rys. 5.3. Zależność wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana	142
Rys. 5.4. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana	142
Rys. 5.5. Mapa zmian wytrzymałości na ściskanie dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od góry (TD-W).....	144
Rys. 5.6. Mapa zmian wytrzymałości na ściskanie dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od dołu (BU-W).....	144
Rys. 5.7. Zależność wytrzymałości na ściskanie od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana.....	145
Rys. 5.8. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana	146
Rys. 5.9. Zależność wytrzymałości na ściskanie od odległości od punktu betonowania dla elementu TD-W	147
Rys. 5.10. Zależność wytrzymałości na ściskanie od odległości od punktu betonowania dla elementu BU-W	147
Rys. 5.11. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementu TD-W	148
Rys. 5.12. Zależność wskaźnika wytrzymałości na ściskanie od odległości próbki od punktu betonowania dla elementu BU-W	148
Rys. 5.13. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementów typu belka-ściana w postaci wykresów pudełkowych	150
Rys. 5.14. Zależność wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana.....	152

Rys. 5.15. Zależność wskaźnika wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu od odległości próbki od punktu betonowania dla elementów typu belka-ściana.....	153
Rys. 5.16. Mapa zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od góry	154
Rys. 5.17. Mapa zmian wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementu typu ściana wykonanego w technologii betonowania od dołu	154
Rys. 5.18. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla elementów typu ściana	155
Rys. 6.1. Znormalizowane graniczne naprężenia przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej.....	158
Rys. 6.2. Znormalizowane reprezentatywne naprężenia przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej.....	159
Rys. 6.3. Znormalizowane krytyczne naprężenia przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki samozagęszczalnej.....	159
Rys. 6.4. Znormalizowane średnie naprężenia przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w elementach badawczych właściwych i pilotażowych pogrupowanych względem technologii podawania mieszanki.....	160
Rys. 6.5. Mapa zmian znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu TD-W.....	162
Rys. 6.6. Mapa zmian znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu BU-W.....	162
Rys. 6.7. Mapa zmian znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu TD-W.....	163
Rys. 6.8. Mapa zmian znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu BU-W.....	163
Rys. 6.9. Mapa zmian znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu TD-W.....	165
Rys. 6.10. Mapa zmian znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu BU-W.....	165
Rys. 6.11. Mapa zmian znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu TD-W.....	166
Rys. 6.12. Mapa zmian znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w obrębie elementu BU-W.....	166
Rys. 6.13. Porównanie zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg dla prętów zlokalizowanych w strefie dobrych (rzęd 1) i słabych warunków przyczepności (rzęd 4) w elementach TD-H i BU-H	168
Rys. 6.14. Porównanie zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg dla prętów zlokalizowanych w strefie dobrych (rzęd 1) i słabych warunków przyczepności (rzęd 4) w elementach TD-L i BU-L	169
Rys. 6.15. Porównanie zależności znormalizowane naprężenie przyczepności – poślizg dla prętów zlokalizowanych w strefie dobrych (rzęd 1) i słabych warunków przyczepności (rzędy 9 i 10) w elementach TD-W i BU-W.....	170
Rys. 6.16. Porównanie średnich znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana.....	172

Rys. 6.17. Porównanie średnich znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana	174
Rys. 6.18. Porównanie średnich znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana	175
Rys. 6.19. Porównanie średnich znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana	175
Rys. 6.20. Porównanie przebiegów zmian $\tau/f_{cc}^{0,5} - s$ w elementach typu belka-ściana w zależności od warunków przyczepności i prędkości betonowania	176
Rys. 6.21. Średni wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana i belka-ściana w zależności od reprezentatywnych naprężeń przyczepności	178
Rys. 6.22. Znormalizowane graniczne naprężenie przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana	180
Rys. 6.23. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla τ_{max}	181
Rys. 6.24. Porównanie zmian średniego wskaźnika górnego pręta określonego dla τ_{max} w zależności od położenia próbki wzdłuż wysokości w elementach typu ściana w badaniach własnych i literaturowych	182
Rys. 6.25. Znormalizowane reprezentatywne naprężenie przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana	184
Rys. 6.26. Znormalizowane krytyczne naprężenie przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana	184
Rys. 6.27. Znormalizowane średnie naprężenie przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ jako funkcja wysokości elementu typu ściana	185
<u>Toc195787034</u> Rys. 6.28. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla $\tau_{0,1}$	186
<u>Toc195787035</u> Rys. 6.29. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla $\tau_{0,25}$	187
Rys. 6.30. Wpływ położenia pręta wzdłuż wysokości na wskaźnik górnego pręta w elementach typu ściana określonego dla τ_m	187
Rys. 6.31. Porównanie znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu belka-ściana wzdłuż ich długości	190
Rys. 6.32. Porównanie znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w elementach typu ściana wzdłuż ich długości	191
Rys. 6.33. Wpływ położenia próbki wzdłuż długości elementu typu ściana na wartość znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności wraz z liniami trendu: a) TD-W, b) BU-W	192
Rys. 6.34. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x/τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu belka-ściana	193
Rys. 6.35. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x/τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu ściana	193
Rys. 6.36. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_x/τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu belka i belka-ścian – własnych i literaturowych: a) betonowanych od góry, b) betonowanych od dołu	195
Rys. 6.37. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na średni wskaźnik przyczepności τ_x/τ_A określony dla τ_{max} w elementach typu ściana własnych i literaturowych	196

Rys. 6.38. Porównanie znormalizowanych naprężeń przyczepności w elementach typu belka-ściana wzdłuż ich długości: a) $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, b) $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$, c) $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$	198
Rys. 6.39. Porównanie znormalizowanych naprężeń przyczepności w elementach typu ściana wzdłuż ich długości: a) $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$, b) $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$, c) $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$	199
Rys. 6.40. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_X/τ_A w elementach typu belka-ściana określony dla: a) $\tau_{0,1}$, b) $\tau_{0,25}$, c) τ_m	202
Rys. 6.41. Wpływ odległości pręta od punktu podawania mieszanki na wskaźnik przyczepności τ_X/τ_A w elementach typu ściana określony dla: a) $\tau_{0,1}$, b) $\tau_{0,25}$, c) τ_m	203
Rys. 6.42. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych granicznych naprężeń przyczepności $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności.....	206
Rys. 6.43. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych reprezentatywnych naprężeń przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności.....	206
Rys. 6.44. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych krytycznych naprężeń przyczepności $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności	207
Rys. 6.45. Wpływ wysokości elementu na wartość średnich znormalizowanych średnich naprężeń przyczepności $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ w dobrych i słabych warunkach przyczepności	207
Rys. 6.46. Średni wskaźnik pozycji pręta w elementach typu belka-ściana: a) $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$, b) $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$	209
Rys. 6.47. Średni wskaźnik pozycji pręta w elementach typu belka-ściana: a) $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$, b) $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$	210
Rys. 6.48. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana.....	211
Rys. 6.49. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana.....	212
Rys. 6.50. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana.....	212
Rys. 6.51. Zależność wskaźnika pozycji pręta dla $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ od położenia próbki wzdłuż wysokości elementów typu ściana.....	213
Rys. 6.52. Porównanie przekrojów tomograficznych próbek pochodzących ze strefy słabych warunków przyczepności elementów typu ściana.....	215
Rys. 6.53. Porównanie przekrojów tomograficznych próbek pochodzących ze strefy słabych warunków przyczepności elementów typu belka-ściana	216
Rys. 6.54. Stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt górny elementu TD-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem	217
Rys. 6.55. Stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt górny elementu BU-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem.....	217
Rys. 6.56. Stan powierzchni pręta po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt górny elementu BU-W-A10: a) powierzchnia dolna, b) powierzchnia górna.....	218
Rys. 6.57. Porównanie przekrojów tomograficznych próbek pochodzących ze strefy dobrych warunków przyczepności elementów typu ściana.....	219
Rys. 6.58. Stan powierzchni betonu po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt dolny elementu TD-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem	220
Rys. 6.59. Stan powierzchni pręta po badaniu przyczepności metodą pull-out – pręt dolny elementu TD-W-I10: a) powierzchnia pod prętem, b) powierzchnia nad prętem	220

Rys. 6.60. Obraz tomograficzny przekroju podłużnego (a) i poprzecznego (b) przez próbkę BU-W-I1.....	221
Rys. 7.1. Porowatość otuliny betonowej wokół prętów w elementach typu belka-ściana i ściana.....	224
Rys. 7.2. Liczba pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu belka-ściana	225
Rys. 7.3. Łączna objętość pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu belka-ściana.....	225
Rys. 7.4. Liczba pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu ściana.....	226
Rys. 7.5. Łączna objętość pustek powietrznych nad i pod prętami zbrojeniowymi elementów typu ściana	227
Rys. 7.6. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu TD-H w dobrych i słabych warunkach przyczepności	228
Rys. 7.7. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu TD-L w dobrych i słabych warunkach przyczepności.....	229
Rys. 7.8. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu BU-H w dobrych i słabych warunkach przyczepności	229
Rys. 7.9. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu BU-L w dobrych i słabych warunkach przyczepności	230
Rys. 7.10. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu TD-W w dobrych i słabych warunkach przyczepności	231
Rys. 7.11. Przekroje tomograficzne próbek rdzeniowych pobranych z elementu BU-W w dobrych i słabych warunkach przyczepności	232
Rys. 7.12. Zależność średniego $\tau_{max}/f_{cc}^{0,5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie elementu	234
Rys. 7.13. Zależność średniego $\tau_{0,1}/f_{cc}^{0,5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie	235
Rys. 7.14. Zależność średniego $\tau_{0,25}/f_{cc}^{0,5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie	235
Rys. 7.15. Zależność średniego $\tau_m/f_{cc}^{0,5}$ do średniej objętości pustek pod prętem zbrojeniowym w danym rzędzie	236

Spis tabel

Tabela 3.1. Wpływ przyczepności stal-beton na zjawiska występujące w konstrukcji żelbetowej	33
Tabela 3.2. Przegląd wyników badań przyczepności w wybranej dotychczasowej literaturze	47
Tabela 3.3. Efekt górnego pręta obserwowany w betonach samozagęszczalnych.....	58
Tabela 3.4. Parametry opisujące zależność naprężenie przyczepności – poślizg pręta opracowaną przez Huanga i innych [173].....	68
Tabela 3.5. Parametry opisujące zależność naprężenie przyczepności – poślizg pręta opracowane przez Dybła [160].....	70
Tabela 3.6. Wartości parametrów zależności naprężenie przyczepności – poślizg pręta według Model Code 2020 [74]	71
Tabela 4.1. Skład laboratoryjny mieszanki samozagęszczalnej na 1 m ³	74
Tabela 4.2. Deklarowane właściwości cementu (cykl A).....	74
Tabela 4.3. Deklarowane właściwości cementu (cykl B).....	75
Tabela 4.4. Właściwości geometryczne prętów zbrojeniowych	77
Tabela 4.5. Właściwości mechaniczne prętów zbrojeniowych.....	77
Tabela 4.6. Zestawienie próbek poddanych badaniu wytrzymałości na ściskanie.....	86
Tabela 4.7. Zestawienie próbek poddanych badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu	88
Tabela 4.8. Wyniki badań mieszanek samozagęszczalnych	93
Tabela 4.9. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach kontrolnych.....	94
Tabela 4.10. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach pobranych z elementów badawczych.....	95
Tabela 4.11. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu TD-H...	96
Tabela 4.12. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu TD-L ...	96
Tabela 4.13. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu BU-H ..	96
Tabela 4.14. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu BU-L...	96
Tabela 4.15. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu TD-W..	97
Tabela 4.16. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na modułach pobranych z elementu BU-W..	97
Tabela 4.17. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach kontrolnych	97
Tabela 4.18. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach pobranych z elementów badawczych	98
Tabela 4.19. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu TD-H.....	99
Tabela 4.20. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu TD-L	99
Tabela 4.21. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu BU-H	99
Tabela 4.22. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu BU-L.....	99
Tabela 4.23. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu TD-W.....	100
Tabela 4.24. Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na modułach pobranych z elementu BU-W.....	100

Tabela 4.25. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka – element referencyjny	102
Tabela 4.26. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z wysoką prędkością betonowania (TD-H).....	103
Tabela 4.27. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od góry z niską prędkością betonowania (TD-L).....	103
Tabela 4.28. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z wysoką prędkością betonowania (BU-H).....	104
Tabela 4.29. Wyniki badań przyczepności dla elementu typu belka-ściana wykonywanego od dołu z niską prędkością betonowania (BU-L).....	104
Tabela 4.30. Zestawienie wartości granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)	107
Tabela 4.31. Zestawienie wartości poślizgu pręta w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W).....	107
Tabela 4.32. Zestawienie wartości reprezentatywnego naprężenia przyczepności pierwotnej dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)	108
Tabela 4.33. Zestawienie wartości krytycznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)	108
Tabela 4.34. Zestawienie wartości średniego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od góry (TD-W)	108
Tabela 4.35. Zestawienie wartości granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)	109
Tabela 4.36. Zestawienie wartości poślizgu pręta w chwili osiągnięcia granicznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W).....	109
Tabela 4.37. Zestawienie wartości reprezentatywnego naprężenia przyczepności pierwotnej dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)	109
Tabela 4.38. Zestawienie wartości krytycznego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)	110
Tabela 4.39. Zestawienie wartości średniego naprężenia przyczepności dla elementu typu ściana wykonywanego od dołu (BU-W)	110

Literatura

1. Abrams D.A. (1913) "Test of Bond Between Concrete and Steel". *Engineering Experiment Station* 117.
2. Feys D., Verhoeven R., De Schutter G. (2007) "Pumping of self-compacting concrete: a new, fast and reliable production process for structural elements". *Concrete Plant International* 46–53.
3. Powers T.C. (1968) *The Properties of Fresh Concrete*. John Wiley & Sons Inc, Hoboken, NJ, USA
4. Kucharska M., Dybeł P. (2019) "Jak zwiększyć przyczepność stal zbrojeniowa-beton?". *BUILDER* 23(1):65–67. doi:10.5604/01.3001.0013.3326
5. Dybeł P., Kucharska M. (2020) "Effect of bottom-up placing on bond properties of high-performance self-compacting concrete". *Construction and Building Materials* 243118182. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.118182
6. Kucharska M., Dybeł P. (2020) "Effect of placing self-compacting concrete bottom up on the quality of bond conditions". *Materials* 13(10):1–17. doi:10.3390/ma13102346
7. Dybeł P., Kucharska M. (2021) "X-ray CT investigation of bond mechanism in reinforced SCC elements of different placement technology". *Materials*. <https://doi.org/10.3390/ma14216236>
8. Kucharska M., Dybeł P. (2023) "Bond conditions in wall-type steel-reinforced self-compacting concrete element". *Journal of Building Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.106944>
9. De Schutter G., Bartos P.J.M., Domone P. (2008) *Self-Compacting Concrete*. Whittles Publishing, Dunbeath
10. Szwabowski J., Gołaszewski J. (2010) *Technologia betonu samozagęszczalnego*. Polski Cement, Kraków
11. Bennenck W. (1999) "SCC as applied in the Dutch precast concrete industry.". In: *The Second International Symposium on Self-Compacting Concrete*. Tokio, Japonia, pp 625–632
12. Siwowski T. (2005) "Przykłady zastosowań betonów niekonwencjonalnych w polskim mostownictwie". *Geoinżynieria drogi mosty tunele* 7(07):40–46.
13. Mossakowski P., Radomski W. (2004) "Mosty z cementowych betonów niekonwencjonalnych". *Materiały Budowlane* nr 1042–46.
14. Testing-SCC (2001) "Measurement of properties of fresh self-compacting concrete: Final Report".
15. EFNARC (2002) "Specification and guidelines for self-compacting concrete". European federation of specialist construction chemicals and concrete system
16. RILEM TC 188-CSC (2006) *Final report of RILEM TC 188-CSC: Casting of Self Compacting Concrete*. RILEM Publications S.A.R.L.
17. RILEM TC-205-DSC (2008) "Final report of RILEM TC 205-DSC: Durability of self-compacting concrete". *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 41(2):225–233. doi:10.1617/s11527-007-9319-9
18. RILEM TC 228-MPS (2014) *Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art Report of the RILEM TC 228-MPS*. Springer
19. (2021) "PN-EN 206: Beton: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność". Warszawa
20. Wallevik O. (2003) "Rheology - A scientific approach to develop self-compacting concrete". In: Wallevik O, Nielsson I (eds) *3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*. pp 23–31
21. Cheng D.C. -H (1987) "Thixotropy - a review". *International Journal of Cosmetic Science* 9(4):151–191. doi:10.1111/j.1467-2494.1987.tb00472.x
22. Megid W.A., Khayat K.H. (2018) "Evaluating structural buildup at rest of self-consolidating concrete using workability tests". *ACI Materials Journal* 115(2):257–265. doi:10.14359/51701240

23. Megid W.A., Khayat K.H. (2019) "Effect of structural buildup at rest of self-consolidating concrete on mechanical and transport properties of multilayer casting". *Construction and Building Materials* 196:626–636. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.11.112
24. Roussel N., Cussigh F. (2008) "Distinct-layer casting of SCC: The mechanical consequences of thixotropy". *Cement and Concrete Research* 38(5):624–632. doi:10.1016/j.cemconres.2007.09.023
25. Megid W.A., Khayat K.H. (2017) "Bond strength in multilayer casting of self-consolidating concrete". *ACI Structural Journal* 114(3):467–476. doi:10.14359/51689597
26. Khayat K.H., Omran A.F., Magdi W.A. (2012) "Evaluation of Thixotropy of Self-Consolidating Concrete and Influence on Concrete Performance". In: 3rd Iberian Congress on Self-Compacting Concrete, Progress and Opportunities. Madrid, Spain, pp 1–14
27. Dybeł P., Kucharska M. (2023) "Effect of multilayer casting technology of self-compacting concrete slabs on the load-bearing capacity of a layer-to-layer joint". *Journal of Building Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.105655>
28. Skarendahl A., Petersson O. (2000) "Self-Compacting Concrete - State-of-the-Art report of RILEM TC174-SCC".
29. The Self-Compacting Concrete European Project Group (2005) "The European Guidelines for Self Compacting Concrete: Specification, Production and Use".
30. Szwabowski J., Gołaszewski J., Ponikiewski T. (2009) "Sprawozdanie końcowe z wykonania Projektu Badawczego Własnego nr N5060873/3661 finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego". Gliwice
31. Gołaszewski J. (2021) Projektowanie betonu samozagęszczalnego. Wydawnictwo Naukowe PWN SA, Warszawa
32. Szwabowski J., Gołaszewski J. (2010) "Właściwości zaczynu i stopień wypełnienia nim jam kruszywa jako czynniki kształtujące samozagęszczalność i wytrzymałość betonu". *Cement Wapno Beton* 2:
33. Gołaszewski J. (2006) "Wpływ superplastyfikatorów na właściwości reologiczne mieszanek na spoiwach cementowych w układzie zmiennych czynników technologicznych". *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej* 1716:
34. Kohutek Z. (2008) Beton przyjazny środowisku, I. Stowarzyszenie Producentów Betonu Towarowego w Polsce, Kraków
35. (2019) "PN-EN 12350-8: Badania mieszanki betonowej - Część 8: Beton samozagęszczalny - Badanie konsystencji metodą rozplywu stożka". Warszawa
36. (2010) "PN-EN 12350-9: Badania mieszanki betonowej - Część 9: Beton samozagęszczalny - Badanie metodą V lejka". Warszawa
37. (2012) "PN-EN 12350-11: Badania mieszanki betonowej - Część 11: Beton samozagęszczalny - Badanie segregacji sitowej". Warszawa
38. ASTM International (2018) "ASTM C1611: Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete".
39. (2012) "PN-EN 12350-10: Badania mieszanki betonowej - Część 10: Beton samozagęszczalny - Badanie metodą L-pojemnika". Warszawa
40. Domone P. (2007) "A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete". *Cement and Concrete Composites* 29(1):1–12.
41. Neville A.M. (2012) Właściwości betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków
42. Sonebi M., Bartos P.J.M. (1999) "Hardened SCC and its bond with reinforcement". In: Skarendahl Å, Petersson Ö (eds) First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. RILEM Publications SARL, Stockholm, pp 275–289
43. König G., Holschemacher K., Dehn F., Weiße D. (2003) "Bond of reinforcement in self-compacting concrete (SCC) under monotonic and cyclic loading". In: Wallevik O, Nielsson I (eds) Proceedings of Third International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. pp 939–947
44. Klug Y., Holschemacher K. (2003) "Comparison of the hardened properties of self-compacting and normal vibrated concrete". In: 3rd RILEM symposium on self compacting concrete, Reykjavik. pp 596–605

45. Chan Y.-W., Chen Y.-S., Liu Y.-S. (2003) "Development of bond strength of reinforcement steel in self-consolidating concrete". *ACI Structural Journal* 100(4):490–498.
46. Zhu W., Bartos P.J.M. (2005) "Microstructure and properties of interfacial transition zone in SCC". In: Proceedings of First International Symposium on Design Performance and use of Self Consolidating Concrete, RILEM Publications SARL, Changsha. pp 319–327
47. Cattaneo S., Rosati G. (2009) "Bond between steel and self-consolidating concrete: experiments and modeling". *ACI Structural Journal* 106(4):540–550.
48. Valcuende M., Parra C. (2009) "Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes". *Construction and Building Materials* 23(1):162–170. doi:10.1016/j.conbuildmat.2008.01.007
49. Castel A., Vidal T., Viriyametanont K., François R. (2006) "Effect of reinforcing bar orientation and location on bond with self-consolidating concrete". *ACI Structural Journal* 103(4):559–567. doi:10.14359/16432
50. Fernandez-Gomez J., Landsberger G.A. (2007) "Evaluation of shrinkage prediction models for self-consolidating concrete". *ACI Materials Journal* 104(5):464.
51. Persson B. (2001) "A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete". *Cement and concrete Research* 31(2):193–198.
52. Poppe A.-M., De Schutter G. (2005) "Creep and shrinkage of self-compacting concrete". In: First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, China. pp 329–336
53. ACI Committee 237 (2007) ACI 237 R-07: Self-Consolidating Concrete.
54. (2011) "PN-EN 13670: Wykonywanie konstrukcji z betonu".
55. De Schutter G., Feys D., Verhoeven R. (2010) "Ecological Profit for a Concrete Pipe Factory due to Self-Compacting Concrete Technology". Second International Conference on sustainable Construction Materials and Technologies
56. Tichko S., De Schutter G., Troch P., Vierendeels J., Verhoeven R., Lesage K., Cauberg N. (2015) "Influence of the viscosity of self-compacting concrete and the presence of rebars on the formwork pressure while filling bottom-up". *Engineering Structures* 101698–714. doi:10.1016/j.engstruct.2015.08.008
57. Brameshuber W., Uebachs S. (2003) "Investigation on the formwork pressure using self-compacting concrete". In: 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Iceland. Reykjavik, pp 281–287
58. Tichko S., Van De Maele J., Vanmassenhove N., De Schutter G., Vierendeels J., Verhoeven R., Troch P. (2014) "Numerical simulation of formwork pressure while pumping self-compacting concrete bottom-up". *Engineering Structures* 70218–233. doi:10.1016/j.engstruct.2014.04.008
59. Khrapko M. (2008) "Self Compacting Concrete – a Solution for Technology Hungry Concrete Construction". *Civil Engineering Testing Conference* 1–9. doi:17/11/14
60. Mazur-Wierzbicka E. (2014) "Ekoinnowacje – istotny element zrównoważonego budownictwa". *Handel wewnętrzny* 5(352):138–148.
61. ISO/TC 71 (2021) "Strategic Business Plan for International Organization for Standardization Technical Committee 71".
62. Wałach D., Dybeł P., Sagan J., Gicala M. (2019) "Environmental performance of ordinary and new generation concrete structures—a comparative analysis". *Environmental Science and Pollution Research* 26(4):3980–3990. doi:10.1007/s11356-018-3804-2
63. Assaad J., Mesbah H., Khayat K. (2003) "Variation of Formwork Pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete". *ACI Mater J.* <https://doi.org/10.14359/12460>
64. Task group bond model (2000) Bond of Reinforcement in Concrete: State-of-the-art report. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland
65. Pędziwiatr J. (2007) "Podstawowe zagadnienia przyczepności stali i betonów w elementach żelbetowych". *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Monografie* 88:
66. Youlin X., Wendu S., Hong W. (1994) "An Experimental Study of Bond-Anchorage Properties of Bars in Concrete". *Journal of Building Structures* 15:
67. Tepfers R. (1973) "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars". Chalmers University of Technology

68. Moccia F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. (2021) "Spalling of concrete cover induced by reinforcement". Eng Struct. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112188>
69. Polska Grupa Narodowa fib (2014) "Pre-norma Konstrukcji Betonowych. fib Model Code 2010. Tom 1.". <https://doi.org/10.1007/s13398-014-0173-7.2>
70. (2024) "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".
71. (2018) "PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków". Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa
72. Comité Euro-International du Béton (1993) "CEB FIP Model Code 1990".
73. (1978) "CEB-FIP Model Code 1978".
74. "fib Model Code for Concrete Structures 2020".
75. ACI Committee 318 (2019) Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-19.
76. Cairns J., Plizzari G.A. (2003) "Towards a harmonised European bond test". *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 36(262):498–506. doi:10.1617/13887
77. (2007) "PN-EN 10080: Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa: Postanowienia ogólne". Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa
78. RILEM TC (1994) RILEM Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, RC 6 Bond Test for Reinforcement Steel. Pull-Out Test, 1983. E&FN SPON
79. ACI 408R-03 (2012) Bond and development of straight reinforcing bars in tension, ACI 408R-03. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI
80. Rehm G. (1961) "Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton". Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
81. British Standards (2005) "BS 4449: Steel for the reinforcement of concrete. Weldable reinforcing steel. Bar, coil and decoiled product. Specification".
82. ASTM (2019) "ASTM A934: Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars". USA
83. Cairns J., Abdullah R. (1995) "Evaluation of bond pullout tests and their relevance to structural performance". *The Structural Engineer* 73(11):179–185.
84. ASTM (2015) "ASTM A944-10: Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens". USA
85. Desnerck P. (2011) "Compressive, bond and shear behaviour of powder-type self-compacting concrete". Ghent University (PhD thesis)
86. Soretz S. (1972) "A comparison of beam tests and pull-out tests". *Matériaux et Construction* 5(4):261–264. doi:10.1007/BF02474074
87. Cairns J., Plizzari G. (2002) "Do we need a standard test for bond". In: Bond in Concrete - from research to standards. Budapest, pp 359–267
88. Gibbs J.C., Zhu W. (1999) "Strength of hardened self-compacting concrete". In: Skarendahl Å, Petersson Ö (eds) First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. RILEM Publications SARL, Stockholm, pp 199–209
89. Zhu W., Sonebi M., Bartos P.J.M. (2004) "Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete". *Materials and structures* 37(7):442–448.
90. Collepardi M., Borsoi A., Collepardi S., Trolim R. (2005) "Strength, shrinkage and creep of SCC and flowing concrete". In: Second North American Conference on the Design and Use of Self-Compacting Concrete. Chicago, pp 911–919
91. Schiessl A., Zilch K. (2001) "The effects of the modified composition of SCC on shear and bond behaviour". In: Ozawa K, Ouchi M (eds) Second International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. Tokyo, pp 501–506
92. Looney T.J., Arezoumandi M., Volz J.S., Myers J.J. (2012) "An Experimental Study on Bond Strength of Reinforcing Steel in Self-Consolidating Concrete". *Int J Concr Struct Mater.* <https://doi.org/10.1007/s40069-012-0017-9>
93. De Almeida Filho F.M., De Nardin S., El Debs A.L.H.C. (2005) "Evaluation of the bond strength of self-compacting concrete in pull-out tests". In: Second North American Conference on the Design and Use of Self-Compacting Concrete. Chicago, pp 953–958

94. Wang G., Zheng J. (2005) "Bond behaviors of self-compacting concrete". In: Yu Z, Shi C, Khayat KH, Xie Y (eds) Proceedings of first international symposium on design, performance and use of self-consolidating concrete. China, pp 465–471
95. de Almeida Filho F.M., El Debs M.K., El Debs A.L.H.C. (2008) "Bond-slip behavior of self-compacting concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests". *Materials and Structures* 41(6):1073–1089. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-007-9307-0>
96. Foroughi-Asl A., Dilmaghani S., Famili H. (2008) "Bond strength of reinforcement steel in self-compacting concrete". *International Journal of Civil Engineering* 6(1):24–33.
97. Hossain K.M.A., Lachemi M. (2008) "Bond Behavior of Self-Consolidating Concrete with Mineral and Chemical Admixtures". *Journal of Materials in Civil Engineering* 20(9):608–616. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:9(608)
98. Desnerck P., De Schutter G., Taerwe L. (2010) "Bond behaviour of reinforcing bars in self-compacting concrete: Experimental determination by using beam tests". *Materials and Structures* 43(1):53–62. doi:10.1617/s11527-010-9596-6
99. Boel V., Helinckx P., Desnerck P., De Schutter G. (2010) "Bond Behaviour and Shear Capacity of Self-Compacting Concrete". In: Khayat KH, Feys D (eds) Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete. Springer Netherlands, Dordrecht, pp 343–353
100. Hassan A.A.A., Hossain K.M.A., Lachemi M. (2010) "Bond strength of deformed bars in large reinforced concrete members cast with industrial self-consolidating concrete mixture". *Construction and Building Materials* 24(4):520–530. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.10.007>
101. Pop I., Schutter G. De, Desnerck P., Onet T. (2013) "Bond between powder type self-compacting concrete and steel reinforcement". *Construction and Building Materials* 41:824–833. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.12.029
102. Sfikas I.P., Trezos K.G. (2013) "Effect of composition variations on bond properties of Self-Compacting Concrete specimens". *Construction and Building Materials* 41:252–262. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.094>
103. Golafshani E.M., Rahai A., Sebt M.H. (2014) "Bond behavior of steel and GFRP bars in self-compacting concrete". *Construction and Building Materials* 61:230–240. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.02.021
104. Sabău M., Pop I., Onet T. (2016) "Experimental study on local bond stress-slip relationship in self-compacting concrete". *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 49(9):3693–3711. doi:10.1617/s11527-015-0749-5
105. Almeida Filho F., Berragan B., Casas J., El Debs A. (2008) "Variability of the bond and mechanical properties of self-compacting concrete". *IBRACON* 1(1):31–57.
106. Trezos K.G., Sfikas I.P., Pasios C.G. (2014) "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* 48:127–139. doi:<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.012>
107. Castel A., Vidal T., François R. (2010) "Bond and cracking properties of self-consolidating concrete". *Construction and Building Materials* 24(7):1222–1231. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.12.017
108. Seruga A. (2022) "Bond behaviour of seven-wire non-pretensioned plain strands embedded in high-performance concrete". In: Hofmann J (ed) Bond in Concrete : Bond, Anchorage, Detailing : 5th International Conference, Stuttgart, Germany, 25th - 27th July 2022 : proceedings. Institute of Construction Materials. University of Stuttgart, Stuttgart, pp 464–476
109. Derkowski W., Dyba M. (2017) "Behaviour of End Zone of Pre-tensioned Concrete Elements". In: Procedia Eng. Elsevier Ltd, pp 19–26
110. Girgis A.F.M., Tuan C.Y. (2005) "Bond strength and transfer length of pretensioned bridge girders cast with self-consolidating concrete". *PCI Journal* 50(6):72–87. doi:10.15554/pci.11012005.72.87
111. Arezoumandi M., Looney K.B., Volz J.S. (2020) "Bond performance of prestressing strand in self-consolidating concrete". *Constr Build Mater.* <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117125>

112. Long W.J., Khayat K.H., Lemieux G., Hwang S.D., Xing F. (2014) "Pull-out strength and bond behavior of prestressing strands in prestressed self-consolidating concrete". *Materials* 7(10):6930–6946. doi:10.3390/ma7106930
113. Suwalski L. (1964) Budownictwo betonowe. Teoria betonu i żelbetu. Arkady, Warszawa
114. Rehm G. (1969) Evaluation criteria for high-bond rebars. Ernst & Son, Berlin
115. Darwin D., Graham E.K. (1993) "Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars".
116. Zuo J., D D. (2000) "Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete". *ACI Structural Journal* 97(4):630–641.
117. Metelli G., Plizzari G.A. (2014) "Influence of the relative rib area on bond behaviour". *Magazine of Concrete Research* 66(6):277–294. doi:10.1680/macr.13.00198
118. de Larrard F., Schaller I., Fuchs J. (1993) "Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete". *ACI Materials Journal* 90:333–339.
119. Desnerck P., Schutter G. De, Taerwe L. (2014) "Influence of Bar Diameter on Top-Bar Effect in Self-Compacting Concrete". In: Shi C, Ou Z, Khayat KH (eds) 3rd International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete. RILEM Publications, Bagneux, France, pp 342–359
120. Martin H., Noakowski P. (1981) "Bond behavior in reinforced concrete". Monachium, Niemcy
121. Jirsa J.O., Breen J.E. (1981) "Influence of casting position and shear on development and splice length - Design recommendation. Research Report No. 242-3F". Austin
122. Jeanty P.R., Mitchell D., Saeed Mirza S. (1988) "Investigation of top bar effects in beams". *ACI Structural Journal* 85(3):251–257.
123. Reza Esfahani M., Lachemi M., Reza Kianoush M. (2008) "Top-bar effect of steel bars in self-consolidating concrete (SCC)". *Cement and Concrete Composites* 30(1):52–60. doi:10.1016/j.cemconcomp.2007.05.012
124. Hamad B.S., Itani M.S. (1998) "Bond Strength of Reinforcement in High Performance Concrete: Role of Silica Fume, Casting Position, and Superplasticizer Dosage". *ACI Materials Journal* 95(5):499–511. doi:10.14359/392
125. Dybeł P., Furtak K. (2014) "Assessment of the Casting Position Factor in Reinforced Concrete Elements in View of Experimental Studies". *Archives of Civil Engineering* 60(2):209–221. doi:10.2478/ace-2014-0014
126. Dybeł P., Wałach D., Ostrowski K. (2018) "The top-bar effect in specimens with a single casting point at one edge in high-performance self-compacting concrete". *Journal of Advanced Concrete Technology* 16(7):282–292. doi:10.3151/jact.16.282
127. Suryanto B., Aitken M.W., Cairns J. (2020) "Influence of Casting Position on Anchorage Strength of Steel Reinforcement".
128. Ferguson P., Thompson N. (1962) "Development length of high strength reinforcing bars in bond". *Journal of the American Concrete Institute* 7(59):887–921.
129. Soroushian P., Choi K.-B. (1989) "Local Bond of Deformed Bars With Different Diameters in Confined Concrete". *ACI Struct J*. <https://doi.org/10.14359/2731>
130. Ichinose T., Kanayama Y., Inoue Y., Bolander J.E. (2004) "Size effect on bond strength of deformed bars". *Construction and Building Materials* 18(7):549–558. doi:10.1016/j.conbuildmat.2004.03.014
131. Gromysz K. (2004) "Naprężenia przyczepności a długość zakotwienia prętów zbrojeniowych". Inżynieria i Budownictwo
132. Cairns J. (2022) "Top cast effect: Influence of bond length on splitting mode failure". *Structural Concrete* 23(5):2696–2709. doi:<https://doi.org/10.1002/suco.202100376>
133. Vandewalle L. (1989) "Bond between a reinforcement bar and concrete at normal and cryogenic temperatures". *Journal of Materials Science Letters* 8(2):147–149. doi:10.1007/BF00730707
134. Van der Veen C. (1990) "Cryogenic bond stress-slip relationship". Rozprawa doktorska, Delft University of Technology
135. Arel H.Ş., Yazici Ş. (2014) "Effect of different parameters on concrete-Bar bond under high temperature". *ACI Materials Journal* 111(6):633–640. doi:10.14359/51686992

136. Jin L., Liu K., Zhang R., Yu W., Du X. (2023) "Bond behavior between steel bar and concrete considering cryogenic temperatures and confinement". *Case Studies in Construction Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01856>
137. Muciaccia G., Consiglio A.N. (2021) "Local bond properties of reinforcement in concrete subjected to elevated temperatures: Effects of clear cover, bonded length and heating and loading procedures". *Eng Struct*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111594>
138. Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Rauf Aziz A. (1996) "Effect of reinforcement corrosion on bond strength".
139. Stanish K. (1997) "Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete". Master's of Applied Science, University of Toronto
140. Soylev T.A., François R. (2003) "Quality of steel–concrete interface and corrosion of reinforcing steel". *Cement and Concrete Research* 33(9):1407–1415.
141. Wang D., Han L., Kang M., Wan M., Ju Y. (2022) "Influence of corrosion on the bond performance of reinforcements and basalt fibre high strength concrete". *Case Studies in Construction Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01394>
142. Gambarova P.G., Rosati G. (1996) "Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out". *Materials and Structures* 29(5):267–276. doi:10.1007/BF02486361
143. Nagatomo K., Kaku T. (1992) "Bond behavior of deformed bars under lateral compressive and tensile stress". In: *Bond in Concrete: from Research to Practice*. CEB/RTU Riga Technical University, Ryga, Łotwa, pp 1.69-1.78
144. Ezio G., Giovanni P., Cristiano S. (1991) "Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond". *Journal of Structural Engineering* 117(1):1–18. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(1)
145. Lv L., Yang H., Zhang T., Deng Z. (2018) "Bond behavior between recycled aggregate concrete and deformed bars under uniaxial lateral pressure". *Construction and Building Materials* 185:12–19. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.06.226
146. Tepfers R. (1973) "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars".
147. Eligehausen R. (1979) "Lapped splices of ribbed bars with straight ends". *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 301:
148. Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V. V. (1983) "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report No. UCB/EERC-83/23". [https://doi.org/Report No. UCB/EERC-83/23](https://doi.org/Report%20No.%20UCB/EERC-83/23)
149. Orangun C.O., Jirsa J.O., Breen J.E. (1977) "The Strength of Anchored Bars: A re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices". *ACI Journal* 74(11):114–122.
150. Tepfers R. (1979) "Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars". *Magazine of concrete research* 31:
151. Gambarova P., Rosati P., Schumm C. (1998) "Bond and Splitting: A Vexing Question". *ACI Symposium Publication*. <https://doi.org/10.14359/5871>
152. Jossierand L., Coussy O., de Larrard F. (2006) "Bleeding of concrete as an ageing consolidation process". *Cement and Concrete Research* 36(9):1603–1608. doi:10.1016/j.cemconres.2004.10.006
153. Giaccio G., Giovambattista A. (1986) "Bleeding: evaluation of its effects on concrete behaviour". *Materials and Structures* 19(112):265–271.
154. Kosmatka S.H. (2006) "Bleed Water". In: Lamond J, Pielert J (eds) *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials*. ASTM International, pp 99–122
155. Khayat K.H. (1998) "Use of viscosity-modifying admixture to reduce top-bar effect of anchored bars cast with fluid concrete". *ACI Mater J*
156. Cairns J. (2018) "Influence of casting position on lap and anchorage strength". *Edinburgh*
157. Cairns J., Jones K. (1995) "Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study". *Magazine of Concrete Research* 47(172):253–262. doi:10.1680/mac.1995.47.172.253
158. (2019) "PN-EN ISO 15630-1: Stal do zbrojenia i sprężania betonu - Metody badań: Część 1: Pręty, walcówka i drut do zbrojenia betonu".

159. Bamonte P.F., Gambarova P.G. (2007) "High-Bond Bars in NSC and HPC: Study on Size Effect and on the Local Bond Stress-Slip Law". *Journal of Structural Engineering* 133(2):225–234. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:2(225)
160. Dybeł P. (2019) "Effect of bond conditions on local bond-slip relationships of ribbed bars in high performance self-compacting concrete". *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 19(4):1399–1408. doi:10.1016/j.acme.2019.09.003
161. Sharma A., Bošnjak J., Bessert S. (2019) "Experimental investigations on residual bond performance in concrete subjected to elevated temperature". *Engineering Structures* 187:384–395. doi:10.1016/j.engstruct.2019.02.061
162. Thrane L.N., Nielsen C.V., Pade C. (2008) Guidelines for Execution of SCC. Danish Technological Institute, Concrete Centre, Taastrup, Denmark
163. Yonezawa T., Okuno T., Mitsui K., Numakura N., Oura T., Sato M. (1993) "Bottom-up concreting into steel tube column filled with ultra high-strength concrete using silica fume (in Japanese)". *Concrete Journal* 31(12):22–33.
164. Moccia F., Fernández Ruiz M., Metelli G., Muttoni A., Plizzari G. (2021) "Casting position effects on bond performance of reinforcement bars". *Structural Concrete* (September 2020):1–21. doi:10.1002/suco.202000572
165. Khayat K.H., Manai K., Trudel A. (1997) "In situ mechanical properties of wall elements cast using self-consolidating concrete". *ACI Materials Journal* 94:492–500.
166. Khayat K.H., Attiogbe E.K., See H.T. (2007) "Effect of Admixture Combination on Top-Bar Effect of Highly Flowable and Self-Consolidating Concrete Mixtures". ACI Symposium Publication. <https://doi.org/10.14359/18996>
167. Hwang S.D., Khayat K.H. (2012) "Comparison of in situ properties of wall elements cast using self-consolidating concrete". *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 45(1–2):123–141. doi:10.1617/s11527-011-9755-4
168. Söylev T.A., François R. (2006) "Effects of Bar-Placement Conditions on Steel-Concrete Bond". *Materials and Structures* 39(2):211–220. doi:10.1617/s11527-005-9030-7
169. Dybeł P., Kucharska M. (2019) "Experimental assessment of the casting position factor of reinforcing bars in high performance concretes (HPC, HPSCC)". *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 19(1):127–136. doi:<https://doi.org/10.1016/j.acme.2018.09.005>
170. Thrane L.N., Pade C., Idzerda C., Kaasgaard M. (2010) "Effect of rheology of SCC on bond strength of ribbed reinforcement bars". In: *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete*. Springer, pp 367–377
171. Valcuende M., Parra C., Balasch S. (2008) "A discussion of the paper "Top-bar effect of steel bars in self-consolidating concrete (SCC)" by M. Reza Esfahani, M. Lachemi, M. Reza Kianoush". *Cement and Concrete Composites* 30(10):1020. doi:10.1016/j.cemconcomp.2008.09.002
172. Trezos K.G., Sfikas I.P., Orfanopoulos K. (2014) "Bond of self-compacting concrete incorporating silica fume: Top-bar effect, effects of rebar distance from casting point and of rebar-to-concrete relative displacements during setting". *Construction and Building Materials* 73:378–390. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.113>
173. Dybeł P., Kucharska M. (2019) "Development of Bond Strength of Reinforcement Steel in New Generation Concretes". IOP Conf Ser Mater Sci Eng. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/5/052058>
174. Huang Z., Engstrom B., Magnusson J. (1996) "Experimental investigation of the bond and anchorage behaviour of deformed bars in high strength concrete. In: Report 94:4". Chalmers
175. Desnerck P., Schutter G.D., Taerwe L. (2010) "A local bond stress-slip model for reinforcing bars in self-compacting concrete". In: *Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. pp 711–778
176. A. Plizzari G., Cairns J., Metelli G., et al (2022) fib Bulletin 106. Advances on bond in concrete. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0106>
177. Nilson A.H. (1968) "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method". *ACI Journal Proceedings* 65(9):757–766. doi:10.14359/7510
178. Mirza S.M., Houde J. (1976) "Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete". *ACI Journal Proceedings* 76(1):19–46.

179. Harajli M., Hout M., Jalkh W. (1995) "Local Bond Stress-Slip Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete". *ACI Materials Journal* 92(4):343–353. doi:10.14359/999
180. Esfahani M.R., Rangan B. V. (1998) "Bond between Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC) and Reinforcing Bars in Splices in Beams". *ACI Structural Journal* 95(3):272–280. doi:10.14359/545
181. Pędziwiatr J., Styś D. (2002) "Przyczepność a proces zarysowania konstrukcji żelbetowych". XLVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB
182. (2012) "PN-EN 197-1: Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku". Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa
183. (2010) "PN-EN 12620+A1: Kruszywa do betonu". Warszawa
184. (2019) "PN-EN 12390-2: Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych".
185. (2011) "PN-EN 12390-3: Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań". Warszawa
186. (2011) "PN-EN 12390-2: Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych". Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa
187. (2011) "PN-EN 12390-6: Badania betonu. Część 6: Badanie wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań". Warszawa
188. Dybeł P. (2023) "Effect of self-compacting concrete placement technology on the load-bearing capacity of the concrete-concrete and steel-concrete bond in layered elements". *Cement, Wapno, Beton* 28(4):210–224. doi:10.32047/CWB.2023.28.4.1
189. Zhu W., Gibbs J.C., Bartos P.J.M. (2001) "Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full-scale structural elements". *Cement & Concrete Composites* 2357–64.
190. Beygi M.H., Rezvani M., Ranjbar M.M., Hosseinali Beygi M., Nikbin I.M., Rezvani M., Barari A. (2011) "Evaluation of the strength variation of normal and lightweight self-compacting concrete in full scale walls". *Materials and Technologies* 45:
191. Moccia F.R.A. (2021) "On the compressive and bond strength of reinforced concrete as structural properties". PhD Thesis
192. Teixeira S., Santilli A., Puente I. (2016) "Analysis of casting rate for the validation of models developed to predict the maximum lateral pressure exerted by self-compacting concrete on vertical formwork". *Journal of Building Engineering* 6215–224. doi:10.1016/j.job.2016.03.008
193. Khayat K., Assaad J., Mesbah H., Lessard M. (2005) "Effect of section width and casting rate on variations of formwork pressure of self-consolidating concrete". *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 38(275):73–78. doi:10.1617/14074
194. Assaad J.J., Khayat K.H. (2006) "Effect of casting rate and concrete temperature on formwork pressure of self-consolidating concrete". *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 39(287):333–341. doi:10.1617/s11527-005-9042-3
195. Gołaszewski J., Drewniok M., Cygan G. (2014) "Prędkość betonowania SCC a parcie na deskowanie". *Magazyn Autostrady* 8–918–22.
196. Dybeł P. (2021) "Effect of bottom-up placing of self-compacting concrete on microstructure of rebar-concrete interface". *Constr Build Mater.* <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124359>
197. Brantschen F., Faria D.M.V., Fernández Ruiz M., Muttoni A. (2016) "Bond behaviour of straight, hooked, U-shaped and headed bars in cracked concrete". *Structural Concrete* 17(5):799–810. doi:10.1002/suco.201500199