POLITECHNIKA WARSZAWSKA

DYSCYPLINA NAUKOWA: INŻYNIERIA LĄDOWA, GEODEZJA I TRANSPORT

DZIEDZINA NAUKOWA: DZIEDZINA NAUK INŻYNIERYJNO-TECHNICZNYCH

ROZPRAWA DOKTORSKA

mgr inż. Grzegorz Sadowski

Wpływ parametrów geometrycznych i fizycznych profilowanej powierzchni styku na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych

Promotor:

prof. dr hab. inż. Anna Halicka

Promotor pomocniczy:

dr inż. Piotr Wiliński

PŁOCK 2022

Pragnę złożyć serdeczne podziękowania:

Pani prof. dr hab. inż. Annie Halickiej za nieocenioną pomoc udzieloną w trakcie przygotowywania pracy doktorskiej, cierpliwość i wyrozumiałość oraz przekazaną wiedzę.

Panu dr. inż. Piotrowi Wilińskiemu za ukierunkowanie naukowe, życzliwość i pomoc merytoryczną w trakcie przygotowywania niniejszej rozprawy.

> Podziękowania składam również wszystkim, bez których niniejsza praca nie mogłaby powstać.

Streszczenie

WPŁYW PARAMETRÓW GEOMETRYCZNYCH I FIZYCZNYCH PROFILOWANEJ POWIERZCHNI STYKU NA PRACĘ STATYCZNĄ ŻELBETOWYCH BELEK ZESPOLONYCH

Przedmiotem rozprawy są zagadnienia związane z wpływem parametrów geometrycznych i fizycznych profilowanej powierzchni styku na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych. Obecne procedury obliczeniowe nośności styków konstrukcji zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami są nieprecyzyjne. Procedury nie uwzględniają wpływu rozstawu wrębów. Celem pracy było opracowanie modyfikacji procedury obliczeniowej *fib* Model Code 2010 dla styków z powierzchnią prefabrykatu z wrębami. Takie styki pracują w złożonym stanie naprężeń, dlatego proponowana zmiana ma lepiej uwzględniać wpływ pomijanych dotychczas parametrów.

Rozprawa ma charakter pracy teoretyczno-doświadczalnej, w której przeanalizowano istniejący stan wiedzy w zakresie zagadnienia stanowiącego zadanie badawcze, przeprowadzono badania belek zespolonych w skali półtechnicznej oraz wykonano modele numeryczne odwzorowujące badania laboratoryjne.

W części stanowiącej przegląd literatury skupiono się na zjawiskach występujących na styku w połączeniach typu "beton-beton", modelach badawczych stosowanych do wyznaczania nośności styku oraz modeli obliczeniowych służących do prognozowania nośności styku pomiędzy betonami. W sposób ogólny opisano konstrukcje zespolone wykonywane z udziałem betonu oraz przeprowadzono poszerzoną analizę badań styków z powierzchnią prefabrykatu z wrębami w odniesieniu do geometrii wrębów, wpływu udziału wrębów w całej powierzchni ścinanej oraz liczby wrębów w próbkach małej skali.

W części badawczej testowano belki zespolone w skali półtechnicznej. Badania podzielono na dwa etapy: w pierwszym etapie wykonano serie elementów z rozstawem wrębów 80 mm oraz 120 mm bez zbrojenia zszywającego pomiędzy betonami wykonywanymi w różnych terminach, natomiast w drugim etapie wykonano elementy z rozstawem wrębów 80 mm i z zastosowaniem zbrojenia zszywającego. Dodatkowo w obu etapach wykonano monolityczne belki referencyjne. Uzyskane wyniki badań zostały wykorzystane do analiz porównawczych z wynikami obliczeń przeprowadzonych na podstawie zasad podanych w normie PN-EN 1992-1-1:2008 (EC2-1-1) i procedury zgodnej z *fib* Model Code 2010 (MC2010).

5

W celu poznania zjawisk występujących na styku dwóch betonów w belkach z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, wykonano adekwatne modele numeryczne zrealizowane w programie ABAQUS. Geometrię oraz parametry materiałowe elementów przyjęto takie jak w badaniach laboratoryjnych. Dodatkowo w programie ABAQUS przeprowadzono obliczenia symulacyjne belki zespolonej z rozstawem wrębów 120 mm ze zbrojeniem zszywającym. Belka o takich parametrach nie była wykonana i zbadana w badaniach laboratoryjnych.

Badania i analizy wykazały, że wpływ na lokalne zarysowanie styku w belkach zespolonych ma rozstaw wrębów prefabrykatu oraz fakt zastosowania zbrojenia zszywającego pomiędzy betonami. W procedurach obliczeniowych służących do określania nośności styku w EC2-1-1 oraz *fib* Model Code 2010 nie uwzględniono wpływu rozstawu wrębów. Dodatkowo w wytycznych *fib* Model Code 2010 współczynniki odzwierciedlające efektywność styku zostały przyjęte jak dla powierzchni "szorstkiej", co budzi wątpliwości. Siły adhezji pomiędzy betonami uzależnione są bowiem od stopnia szorstkości betonu na powierzchni wrębów. Im gładsza powierzchnia betonu tym mniejsza siła styczna, przy której może powstać zarysowanie styku. Po zarysowaniu styku (zaniknięciu adhezji) zazębianie mechaniczne wyraźnie zaznacza swój wpływ na przenoszenie sił ścinających styk. O efektywności wytrzymałości zazębiania mechanicznego decyduje rozstaw wrębów oraz wytrzymałość betonu, z którego wykonane są wręby.

Analiza numeryczna belek zespolonych wykazała, że efekty zjawisk identyfikowanych jako "dowel action" oraz "shear-friction" w znacznym stopniu stają się widoczne w pobliżu zbrojenia zszywającego po zarysowaniu styku, jako wzrost naprężeń w zbrojeniu zszywającym oraz koncentracja naprężeń na powierzchni wrębów. Zjawiska te uwzględniono we własnej modyfikacji procedury MC2010, przyjmując współczynniki adhezji zależne od szorstkości betonu na wrębach.

Badania własne wykazały i potwierdziły słuszność spostrzeżeń innych badaczy, że na zarysowanie pomiędzy betonami w styku ma wpływ ukośne zarysowanie belki. Zaobserwowano, że na zarysowanie belek zespolonych od ścinania i lokalizacja zbrojenia zszywającego determinują miejsce powstawania zarysowania lokalnego pomiędzy betonami oraz wielkość obciążenia, przy jakim może się ono pojawić. Ponadto miejsce lokalnego zarysowania styku wpływa na lokalizację oraz przebieg nowych rys ukośnych.

Wnioski z przeprowadzonych badań laboratoryjnych, studiów literaturowych oraz analiz numerycznych pozwoliły na sformułowanie zapisu zmodyfikowanej procedury *fib* Model Code 2010. Analiza porównawcza nośności styku wyznaczonej według własnej zmodyfikowanej procedury MC2010 oraz uzyskanej w badaniach laboratoryjnych wykazała korelację pomiędzy rozstawem wrębów na prefabrykacie a nośnością styku. Zaproponowane zmiany w sposobie obliczania nośności styku z powierzchnią prefabrykatu z wrębami pozwolą na zoptymalizowanie projektowania złączy z różnym rozstawem wrębów z uwzględnieniem szorstkości betonu na wrębach. Znając parametry wytrzymałościowe betonów, z których mają być wykonane poszczególne części elementu zespolonego, można wpłynąć na nośność styku rozstawem wrębów. Ponadto, jak stwierdzono, złożony stan naprężeń występujący w styku prowadzi do powstania lokalnych zarysowań złącza, co uwzględniono w zaproponowanej zmodyfikowanej procedurze MC2010.

Słowa kluczowe: betonowa belka zespolona, powierzchnia styku z wrębami, nośność styku, cyfrowa korelacja obrazu, symulacja numeryczna

Summary

INFLUENCE OF GEOMETRICAL AND PHYSICAL PARAMETERS OF A PROFILED INTERFACE ON THE STATIC BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE COMPOSITE BEAMS

The subject of this dissertation is related to the influence of the geometrical and physical parameters of a profiled indented interface on the static behaviour of reinforced concrete composite beams. The current procedures for calculating the load-bearing capacity of composite structures with an indented interface are imprecise. The procedures do not take into account the influence of spacing between the notches profiled on a precast element's surface. The aim of this study is to develop a modification of the *fib* Model Code 2010 calculation procedure dedicated to designing interfaces between indented surfaces in concrete composite elements. Such interface is subjected to a complex stress state, and therefore the proposed modification is aimed to consider to the higher degree the impact of previously omitted parameters.

The dissertation is of a theoretical and experimental nature. It includes the analysis of the state of knowledge related to undertaken research task; the description of own laboratory tests of composite beams in semi-technical scale and their results; and numerical simulations of the laboratory tests.

The literature review focuses on: the phenomena that occur at the interface of concrete-to-concrete joints, the research models used to determine the load-bearing capacity of the interface between concrete layers, and the computational models used to predict this capacity. Composite structures made of concrete are described in a general way as well. In turn, an extended analysis of the reported small-scale test of indented concrete interfaces was carried out regarding the geometry and number of the notches, and the ratio of the area of notches to the total shear area.

The next part of the dissertation concerns the own laboratory tests of composite beams of a semi-technical scale. The tests were divided into two stages. In the first stage, a series of elements with a spacing of 80 mm and 120 mm between notches was made (without stirrups connecting concrete layers), while in the second stage, elements with a spacing of 80 mm between notches were made (with joining stirrups). In addition, homogenous reference beams were prepared in both stages. The obtained test results were compared with the results of calculations carried out on the basis of the principles given in PN EN 1992-1-1:2008 (EC2-1-1), and in the *fib* Model Code 2010 (MC2010).

In order to understand the phenomena occurring at the intended interface between the two concrete layers in the composite beams, the adequate numerical models were created in ABAQUS software. The geometry and material parameters of the elements were assumed to be the same as those in the laboratory tests. In addition, numerical simulation of the composite beam with the joining stirrups and the spacing between notches of 120 mm, were carried out in ABAQUS. Such a beam was not tested.

The conducted research and analysis of its results showed that local cracking in the indented interface between two concrete layers in composite beams is influenced by the spacing between notches profiled in the precast element surface, and also by the existence of joining reinforcement. The calculation procedures for determining the load-bearing capacity of such interfaces, which are included in PN EN 1992-1-1:2008 and the *fib* Model Code 2010, do not take into account the effect of spacing between notches. Moreover, in the *fib* Model Code 2010 guidelines, coefficients that refer to the adhesion existing in the interface are assumed as in the case of a "rough" surface. This assumption seems to be questionable. Adhesion between concrete layers depends on the roughness degree of the notches' surface. The smoother the surface of the precast concrete, the lower the tangential force for which the cracking of an interface can occur. After interface cracking (breaking of the adhesion), mechanical interlocking phenomenon starts to have a clear effect on the possibility of carrying the shear force by the interface. The effectiveness of the mechanical interlocking is determined by the spacing between the notches and the strength of the concrete which the notches are made.

Numerical analysis of the composite beams showed that the effect of phenomena identified as *,,dowel action*" and *,,shear-friction*" becomes largely visible after the interface cracking. This is demonstrated with an increase in stresses in the stirrups, and also the concentration of stresses on the surface of notches (these effects were observed near the stirrups). These phenomena were taken into consideration in the own modification of MC2010 procedure by adopting adhesion coefficients, that take into account the roughness of the notches' surface.

The author's own research demonstrated and confirmed the observations of other researchers, which state that cracking of the interface between concrete layers is influenced by diagonal beam cracking. It was observed that the cracking of the composite beams due to shear forces, and the location of the joining stirrups, determine the location of the interface cracking, as well as the load magnitude for which it can occur. Moreover, the location of the local interface cracking influences the location and progress of new diagonal cracks.

Conclusions from the conducted laboratory tests, the literature review, and the numerical analyses enabled the own modified *fib* Model Code 2010 procedure to be formulated and

written down. A comparative analysis of the load-bearing capacity of the indented interface, which was determined according to the modified MC2010 procedure and obtained during laboratory tests showed that there is a correlation between the spacing between notches of a prefabricated element's surface and the load-bearing capacity of the interface. The proposed modification of MC2010 procedure will allow the design of concrete composite beams with indented interface to be optimised. The procedure takes into account the roughness of the notches' concrete surface. By knowing the strength parameters of the concretes from which different parts of the composite element are meant to be made, the load-bearing capacity of the interface can be changed by adjusting the spacing between notches. In addition, it was found that the complex stress state that occurs in the interface between concretes leads to the occurrence of local cracking of the interface, which is taken into account in the proposed modified MC2010 procedure.

Keywords: composite concrete beam, indented interface, bearing capacity of interface, digital image correlation, numerical simulation

Spis treści

Streszczenie	5
1. Wstęp	19
1.1. Wprowadzenie	19
1.2. Problem badawczy i cel pracy	20
1.3. Przedmiot i zakres rozprawy	21
2. Aktualny stan wiedzy o nośności styku pomiędzy betonami wykonywanymi w różnych terminach	25
2.1. Zespolenie w pracy statycznej pomiędzy betonami wykonanych w różnych terminach	25
2.1.1. Zjawiska fizykochemiczne na styku łączonych betonów wykonanych w różnych terminach	25
2.1.2. Modele badawcze do wyznaczenia nośności styku pomiędzy betonami	34
2.1.3. Modele obliczeniowe nośności styku pomiędzy betonami	39
2.2. Charakterystyka ogólna konstrukcji zespolonych z udziałem betonu	46
2.2.1. Przykłady konstrukcji zespolonych	46
2.2.2. Podstawowe zasady pracy statycznej konstrukcji zespolonych	52
2.3. Styki ukształtowane z wrębami	55
2.3.1. Przykłady konstrukcji zespolonych z powierzchnią styku ukształtowaną z wrębami	55
2.3.2. Wpływ geometrii wrębów na nośność połączenia między betonami	58
2.3.3. Wpływ udziału wrębów na nośność połączenia między betonami	68
2.3.4. Wpływ liczby wrębów oraz docisku bocznego na nośność połączenie między betonami	74
2.4. Wnioski oraz problemy naukowo-badawcze wynikające z przeglądu literatury	79
3. Podstawy i założenia programu własnych badań i analiz oraz cząstkowe cele pracy	81
3.1. Przedmiot badań	81
3.2. Cele pracy	82
3.3. Tezy pracy	82
4. Własne badania laboratoryjne	83
4.1. Badania wpływu rozstawu wrębów ukształtowanych na prefabrykacie bez zbrojenia	
zszywającego w belkach zespolonych o przekroju prostokątnym	83
4.1.1. Przedmiot badań, materiały i metody badawcze	83
4.1.2. Wyniki badań	86
4.1.3. Analiza wyników badań	94
4.1.4. Wnioski z badań	97
4.2. Badania wpływu zbrojenia zszywającego belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowana z wrebami	1 09
4.2.1 Drządmiot bodoń motariały i motody bodowara	90
4.2.1. rizedmiot badan, materiary i metody badawcze	98
+2.2. wyniki bauan	102
424 Wnioski z badań	115
7,2,7, WIIVORI Z Vauaii	11/

4.3. Analiza porównawcza belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym i bez zbrojenia zszywającego	118
4.4. Podsumowanie wniosków analizy porównawczej belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym i bez zbrojenia zszywającego	120
5. Analiza numeryczna żelbetowych belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami	121
5.1. Program analiz numerycznych	121
5.2. Modele konstytutywne materiałów	121
5.2.1. Model betonu przyjęty w analizie MES	121
5.2.2. Model konstytutywny stali zbrojeniowej	128
5.3. Model numeryczny belek zespolonych	129
5.3.1. Dane materiałowe modelu numerycznego	129
5.3.2. Model numeryczny i jego kalibracja	133
5.4. Wyniki analiz numerycznych	137
5.4.1. Ugięcia belek zespolonych	137
5.4.2. Zarysowanie belek zespolonych	139
5.4.3. Zarysowanie styku belek zespolonych	141
5.4.4. Naprężenia CNORMF2	149
5.5. Analiza wyników symulacji numerycznych	151
5.6. Wnioski z przeprowadzonych symulacji numerycznych	154
6. Zalecenia do projektowania żelbetowych belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami	155
6.1. Modyfikacja procedury MC2010 służącej do obliczania nośności styku pomiędzy betonami	155
6.2. Analiza porównawcza wyników badań z nośnością styku na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia obliczoną według zmodyfikowanej procedury MC2010	158
6.3. Obliczenia według zmodyfikowanej procedurze MC2010 w odniesieniu do wyników badań innych autorów	163
6.4. Wnioski z analizy porównawczej własnej zmodyfikowanej procedury MC2010	166
7. Podsumowanie i wnioski końcowe	169
7.1. Wpływ rozstawu wrębów na prefabrykacie oraz zastosowania zbrojenia zszywającego na nośność styku w żelbetowych elementach zespolonych	170
7.2. Kierunki dalszych badań	172
Literatura	173

Spis oznaczeń

Zestawienie najważniejszych oznaczeń stosowanych w pracy. Ze względu na różne znaczenia niektórych oznaczeń oraz zachowanie oryginalnej postaci cytowanych wzorów, niektóre z nich są objaśnione w tekście w odpowiednich miejscach.

b _i	- szerokość płaszczyzny zespolenia			
c, c_a, k_{T}	 współczynniki zależne od rodzaju powierzchni w styku 			
C _r	- współczynnik wpływu zazębiania kruszywa w styku szorstkim			
d	- wysokość wrębów			
$d_{\rm c}$	- parametr degradacji betonu ściskanego			
d_{t}	- parametr degradacji betonu rozciąganego			
$f_{\rm cd}$	- obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie			
$f_{\rm ck}$	- charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie betonu po 28 dniach			
$f_{\rm cm}$	 średnia wytrzymałość betonu na ściskanie 			
$f_{\rm ctd}$	- wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie			
$f_{\rm ctm}$	- średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie			
$f_{\rm ctd,bp}$	- obliczeniowa wytrzymałość betonu prefabrykatu na rozciąganie			
$f_{\rm ctd,bu}$	- obliczeniowa wytrzymałość betonu uzupełniającego na rozciąganie			
$f_{\rm yd}$	- obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia			
$f_{ m yk}$	- charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia			
$f_{\rm ywd}$	- obliczeniowa graniczna plastyczność zbrojenia poprzecznego w złączu			
l, l_w	- rozstaw wrębów poprzecznych w kierunku równoległym do osi belki			
n	- współczynnik tempa osłabienia gałęzi opadającej zależności			
	odkształcenie-naprężenie betonu rozciąganego			
p_1	 szerokość wrębu w betonie uzupełniającym 			
p_2	- szerokość wrębu w betonie prefabrykatu			
и	- udział powierzchni wrębów w całej powierzchni ścinanej			
t ^o	- naprężenia przyczepności			
<i>w</i> ₀	 odległość pomiędzy środkami ciężkości warstw 			
Ζ	- ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym			
A _{cv}	- powierzchnia betonu podlegająca ścinaniu w styku			

*A*_n - pole przekroju warstwy elementu wykonanej z betonu uzupełniającego

A _p	- pole przekroju warstwy elementu wykonanej z betonu prefabrykatu		
$A_{\rm vf}$	- powierzchnia zbrojenia przecinająca płaszczyznę zespolenia		
E_0	- początkowy moduł sprężystości materiału niezniszczonego		
E _{cm}	- średni moduł sprężystości betonu		
E _n	- moduł sprężystości betonu warstwy elementu wykonanej z betonu		
	uzupełniającego		
$E_{\rm p}$	- moduł sprężystości betonu warstwy elementu wykonanej z betonu prefabrykatu		
Es	- moduł sprężystości stali zbrojeniowej		
In	- moment bezwładności warstwy elementu wykonanej z betonu uzupełniającego		
Ip	- moment bezwładności warstwy elementu wykonanej z betonu prefabrykatu		
<i>K</i> ₁	- współczynnik uwzględniający wytrzymałość betonu na ściskanie według normy		
	AASHTO LRFD		
<i>K</i> ₂	- graniczna naprężenia w styku przy ścinaniu według normy AASHTO LRFD		
K _c	- parametr opisujący powierzchnię zniszczenia w przekroju dewiatorowym		
P _c	- naprężenia wywołane przez siłę prostopadłą do płaszczyzny zespolenia		
R _t	- parametr szorstkości		
V _{Ed}	- wartość siły poprzecznej w rozpatrywanym przekroju		
V _{Rc}	- wartość siły poprzecznej w odniesieniu do wytrzymałości betonowych		
	krzyżulców na rozciąganie według PN-EN 1992-1-1:2008		
V _n	- obliczeniowa nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia według ACI 318-14		
V _{ni}	- obliczeniowa nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia według		
	AASHTO LRFD		
V _{Rd,i(cr)}	- teoretyczna siła poprzeczna, przy której następuje zarysowanie styku		
α	 kąt pomiędzy płaszczyzną zespolenia a zbrojeniem kotwiącym 		
β	- stosunek siły podłużnej działającej na przekrój poprzeczny nowego betonu do		
	całej siły podłużnej, działającej w rozważanym przekroju w strefie ściskanej albo		
	w strefie rozciąganej		
$\beta_{\rm c}$	 współczynnik modyfikujący wytrzymałość betonu krzyżulca ściskanego 		
δ^{f}	- przemieszczenia wzajemne części zespolonych na powierzchni kohezyjnej		
	(separacja) przy zniszczeniu		
δ°	- przemieszczenia wzajemne części zespolonych na powierzchni kohezyjnej		
Е	- parametr mimośrodowości potencjału plastycznego		

ε _c	- odkształcenie całkowite betonu przy ściskaniu
ε_{c1}	- odkształcenia betonu przy ściskaniu odpowiadające największemu naprężeniu
E _{cu1}	- maksymalne odkształcenia betonu przy jego zniszczeniu
$arepsilon_{ m 0c}^{ m el}$	- odkształcenia sprężyste betonu przy ściskaniu
$ ilde{\mathcal{E}}_{c}^{\mathrm{in}}$	 odkształcenia niesprężyste betonu przy ściskaniu
$ ilde{arepsilon}_{c}^{\mathrm{pl}}$	- odkształcenia plastyczne betonu przy ściskaniu uwzględniające stopień jego
	degradacji
\mathcal{E}_{t}	- odkształcenia całkowite betonu przy rozciąganiu
$ ilde{arepsilon}_{ ext{t}}^{ ext{ck}}, arepsilon_{ ext{cr}}$	 odkształcenia rysujące betonu przy rozciąganiu
$ ilde{arepsilon}_{ ext{t}}^{ ext{in}}$	 odkształcenia niesprężyste betonu przy rozciąganiu
$arepsilon_{ ext{0t}}^{ ext{el}}$	 odkształcenia sprężyste betonu przy rozciąganiu
<i>E</i> uk	- odkształcenia stali, przy których stal zbrojeniowa osiąga największe naprężenia
κ_1	- współczynnik interakcji siły rozciągającej wzbudzonej w prętach zbrojeniowych
	lub trzpieniach
κ ₂	 współczynnik interakcji dla nośności zginania zbrojenia zszywającego
μ	- współczynnik tarcia przy ścinaniu
ν	- współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu
$\nu_{\rm Edi}$	- obliczeniowa wartość naprężeń stycznych w płaszczyźnie styku
$v_{ m Rdi}$	- obliczeniowa nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia
$ ho$, $ ho_{ m i}$	- stopień zbrojenia w złączu
$\sigma_{ m c}$	- naprężenia sprężyste w betonie podlegającym ściskaniu
$\sigma_{ m n}$, $\sigma_{ m N}$	- naprężenia wywołane przez siłę prostopadłą do płaszczyzny zespolenia
$ au_{ m Rdi}$	- nośność styku na ścinanie
$\tau_{\rm Rd,i(cr)}$	- naprężenia rysujące styk
Ψ	- kąt dylatancji

1. Wstęp

1.1. Wprowadzenie

Prace naukowe w inżynierii lądowej, wykorzystując rozwój materiałów oraz metod badawczych i obliczeniowych, ukierunkowane są na poszukiwania nowych rozwiązań konstrukcyjnych oraz ulepszanie istniejących. Mają one na celu uwzględnienie w coraz większym stopniu specyfiki materiałów konstrukcyjnych tak, aby uzyskać rozwiązanie optymalne, czyli wykorzystanie "dodatnich" cech materiału i minimalizowanie jego cech "ujemnych". Innym kierunkiem jest tworzenie lub modyfikacja procedur obliczania konstrukcji w celu eliminacji niedoskonałości procedur już istniejących. W konsekwencji prace naukowe przyczyniają się do poprawy rachunku ekonomicznego procesu budowlanego i mogą sprzyjać zrównoważonemu rozwojowi.

Konstrukcje prefabrykowane w Polsce znane są od wielu lat [1]–[4], a obecnie, gdy koszty związane z robocizną odgrywają ważną rolę w cenie całego przedsięwzięcia budowlanego, następuje ich renesans. Stosowanie prefabrykatów nierozłącznie wiąże się z tworzeniem z nich różnego rodzaju konstrukcji i elementów zespolonych. W niniejszej pracy termin "konstrukcja zespolona" rozumiany jest jako konstrukcyjny element zespolony (element o przekroju zespolonym), który składa się z celowo połączonych dwóch lub więcej elementów składowych, w jeden element konstrukcyjny [5].

Styk w konstrukcjach zespolonych typu "beton-beton" najczęściej pracuje w złożonym stanie naprężeń. W zależności od rodzaju powierzchni prefabrykatu, zastosowania zbrojenia zszywającego lub też rodzaju elementu (np. belka, ściana, płyta stropowa) złożony stan naprężeń występujący w styku może być inny (występują różne proporcje sił ścinających oraz naprężeń normalnych prostopadłych do styku). Ponadto stan naprężeń w styku zmienia się po jego zarysowaniu. W przypadku konstrukcji zespolonej z powierzchnią prefabrykatu z wrębami dodatkowym czynnikiem wpływającym na stan naprężeń, zwłaszcza po lokalnym zarysowaniu styku, jest rozstaw wrębów, jak również szorstkość powierzchni betonu w obrębie wrębów.

Zważywszy, że projektując element zespolony dąży się do osiągnięcia konstrukcji *quasi-monolitycznej*, należy rozpoznać stan naprężeniowo-odkształceniowy panujący w styku. Na nośność elementu bowiem ma wpływ to, czy styk jest zarysowany, czy nie. Styki w konstrukcjach zespolonych, w których, zazwyczaj gładka, powierzchnia prefabrykatu, została ukształtowana z wrębami, są z powodu tej gładkości powierzchni podatne na lokalne zarysowanie. Dlatego w obliczeniach powinno się uwzględniać tą rzeczywistą szorstkość

powierzchni. Takie podejście do projektowania konstrukcji z wrębami zostało rozwinięte w niniejszej pracy.

1.2. Problem badawczy i cel pracy

Podstawą podjęcia prac własnych było stwierdzenie, że istniejące procedury obliczeniowe konstrukcji zespolonych, w których powierzchnię prefabrykatu ukształtowano z wrębami, są nieprecyzyjne oraz nie uwzględniają parametrów geometrycznych wrębów.

Problemem naukowym podjętym w pracy jest identyfikacja i opis pracy statycznej zespolonych elementów belkowych, w których powierzchnię prefabrykatu stykającą się z monolitycznym betonem uzupełniającym ukształtowano z wrębami. W normie PN-EN 1992-1-1:2008 [N1] (zwanej dalej także EC2-1-1 lub Eurokod 2-1-1) oraz wytycznych *fib* Model Code 2010 [6], [7] (zwanych dalej także MC2010), w których podano sposoby obliczeń nośności styku, geometria wrębów została ściśle określona. W normie EC2-1-1 oraz wytycznych MC2010 nie przewidziano stosowania wrębów o różnorodnej geometrii, a co za tym idzie nie podano informacji dotyczącej wpływu rozstawu wrębów na nośność tak wykonstruowanego połączenia.

Procedura obliczeniowa nośności styku zawarta w normie PN-EN 1992-1-1:2008 polega na tym, że sumuje się poszczególne składowe nośności styku tj. adhezję/zazębianie oraz *"shear-friction"* (opis procedury przedstawiono w pkt 2.1.1). Takie założenie budzi pewne wątpliwości, ponieważ maksymalne wartości nośności od poszczególnych zjawisk nie występują razem. Zjawisko *"shear-friction"* w znacznym stopniu uaktywnia się w momencie zarysowania styku, w chwili gdy adhezja/zazębianie zmniejsza swój wpływ w przenoszeniu naprężeń w styku.

Wytyczne *fib* Model Code 2010 zasadnie wprowadzają dodatkowo współczynniki interakcji pomiędzy zjawiskami *"shear-friction"* i *"dowel action"*, jednakże powierzchni prefabrykatu z wrębami przypisano opisujące ilościowo te zjawiska i zależne od szorstkości styku współczynniki o takich samych wartościach, jakie przypisane zostały do powierzchni bardzo szorstkiej. Takie podejście budzi wątpliwości – istnieć przecież musi wpływ samej powierzchni wrębu na jego nośność, a zatem na nośność styku.

Badania styków z wrębami, opisywane w literaturze, najczęściej realizowane są jako przykłady "wyobcowane" z konstrukcji oraz badane są metodami, w których stan powstających w nich naprężeń odbiega od tego jaki występuje w rzeczywistym elemencie. W skali rzeczywistej lub półtechnicznej zagadnienie to z punktu widzenia badawczo-analitycznego jest

słabo rozpoznane, a w szczególności, gdy zarysowanie połączenia może przebiegać lokalnie ze względu na złożony stan naprężeń.

Rozwój technologii informatycznych pozwala na rozwiązywanie problemów badawczych przy pomocy narzędzi komputerowych wykorzystujących metody numeryczne, głównie w oparciu o metodę elementów skończonych. W przypadku elementów zespolonych, w których newralgiczną częścią w modelu numerycznym jest połączenie dwóch materiałów, ważne jest również zbadanie elementu doświadczalnie w celu kalibracji modelu. Takie też zadanie podjęto w niniejszej pracy: belki zespolone o różnych parametrach styku z wrębami analizowano numerycznie, a modele weryfikowano i kalibrowano na podstawie wyników własnych badań laboratoryjnych.

W niniejszej pracy podjęto następujący problem naukowy:

Badania doświadczalne i analiza numeryczna pracy statycznej elementów zespolonych, w których powierzchnia prefabrykatu została ukształtowana z wrębami, mające na celu uszczegółowienie zaleceń normowych i procedury obliczeniowej MC2010 dotyczącej obliczania styków z wrębami pracującymi w złożonym stanie naprężenia.

Cele cząstkowe sprecyzowano w punkcie 3.2.

Zaproponowane w niniejszej pracy modyfikacje normowej procedury obliczania nośności styku z powierzchnią prefabrykatu z wrębami pozwolą na optymalne projektowanie złączy z różnym rozstawem wrębów z uwzględnieniem szorstkości betonu na powierzchni wrębów. Znając parametry wytrzymałościowe betonów, z których mają być wykonane poszczególne części belki zespolonej, można wpłynąć na nośność styku modyfikując rozstaw wrębów. Dodatkowo zaproponowana procedura uwzględnia złożony stan naprężeń występujący w styku zginanych elementów zespolonych, mogący prowadzić do powstania lokalnych zarysowań złącza.

1.3. Przedmiot i zakres rozprawy

Przedmiotem rozprawy są zagadnienia związane z nośnością styku powierzchni prefabrykatu z wrębami. Praca styku w konstrukcjach zespolonych typu "beton-beton" jest zagadnieniem złożonym, zależnym od wielu czynników, w tym między innymi: geometrii powierzchni prefabrykatu, charakteru obciążenia (np. obciążenie: stałe, zmienne, statyczne, dynamiczne, termiczne), reologii (skurcz i pełzanie), pielęgnacji betonów składowych oraz położenia styku w elemencie.

21

Podstawą analiz zawartych w niniejszej rozprawie były badania laboratoryjne żelbetowych belek zespolonych pod obciążeniem doraźnym. Ze względu na możliwości badawcze elementy badane były przy ograniczonej liczbie parametrów zmiennych i analizowanych czynników.

Rozprawa ma charakter pracy teoretyczno-doświadczalnej. Wstęp stanowi studium literaturowe (pkt 2.1) dotyczące zjawisk zachodzących w styku, modeli badawczych stosowanych do wyznaczania nośności styku oraz modeli obliczeniowych służących do prognozowania nośności styku pomiędzy betonami. W części literaturowej przedstawiono także ogólną charakterystykę konstrukcji zespolonych z udziałem betonu (pkt 2.2) oraz poszerzoną analizę badań styków z powierzchnią prefabrykatu z wrębami (pkt 2.3) w odniesieniu do geometrii wrębów, wpływu udziału wrębów w całej powierzchni ścinanej oraz liczby wrębów.

Program badań własnych (pkt 3) został zaprogramowany w oparciu o studia literaturowe i analizy oraz wnioski wynikające z badań elementów zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami (pkt 4). W rozdziale 4 zawarto szczegółowy opis przebiegu badań własnych oraz analizę otrzymanych wyników. Badania w skali półtechnicznej podzielone zostały na dwa etapy: w pierwszym etapie wykonano serie elementów z rozstawem wrębów 80 mm oraz 120 mm (bez zbrojenia zszywającego pomiędzy betonami wykonywanymi w różnych terminach), natomiast w drugim etapie wykonano elementy z rozstawem wrębów 80 mm (z zastosowaniem zbrojenia zszywającego). Dodatkowo w obu etapach wykonano monolityczne belki referencyjne. Po każdym z etapów wykonywano analizę uzyskanych danych w oparciu o wyniki otrzymane z badań oraz wielkości wynikające z obliczeń przeprowadzonych na podstawie zasad podanych w normie PN-EN 1992-1-1:2008 i procedury zgodnej z *fib* Model Code 2010.

W rozdziale 5 przedstawiono analizy numeryczne belek zespolonych o geometrii i parametrach wytrzymałościowych betonu analogicznych jak w badaniach laboratoryjnych. Modele numeryczne realizowano w programie ABAQUS, wykorzystując metodę elementów skończonych. Kalibrację parametrów definiujących model numeryczny belki przeprowadzono uwzględniając wyniki badań laboratoryjnych belki z rozstawem wrębów prefabrykatu co 80 mm i zbrojeniem zszywającym, opierając się na wielkości ugięcia oraz szybkości i morfologii zarysowania styku. Analiza MES pozwoliła na: określenie sposobu odspajania betonu uzupełniającego od prefabrykatu, zobrazowanie stanu i rozwoju naprężeń na powierzchni styku oraz przedstawienie stanu i rozwoju naprężeń w zbrojeniu zszywającym. Dodatkowo obliczenia symulacyjne w programie ABAQUS rozszerzono o belkę zespoloną z rozstawem wrębów 120 mm i ze zbrojeniem zszywającym, nie badaną laboratoryjnie.

22

Rozdział 5 zakończono analizą porównawczą wyników otrzymanych z obliczeń MES z wynikami uzyskanymi w badaniach laboratoryjnych.

Zalecenia do projektowania żelbetowych belek z powierzchnią prefabrykatu z wrębami przedstawiono w rozdziale 6. Na podstawie przeglądu literatury, badań własnych oraz analiz MES zaproponowano zmianę w obliczaniu nośności styku z powierzchnią prefabrykatu z wrębami. Punktem wyjścia zaproponowanej procedury były zapisy nośności styku zawarte w *fib* Model Code 2010. Zmodyfikowana procedura MC2010 uwzględnia wpływ rozstawu wrębów na prefabrykacie oraz szorstkość betonu na powierzchni wrębów. Dodatkowo przeprowadzono weryfikację poprawności zaproponowanej procedury w stosunku do wyników badań własnych belek zespolonych oraz wybranych wyników badań przedstawionych w części literaturowej.

Rozdział 7 stanowi podsumowanie rozprawy, w którym odnosząc się do problemu badawczego sformułowano wnioski dotyczące połączeń typu "beton-beton" w zespolonych elementach zginanych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami. Przedstawiono główne zalety zmodyfikowanej procedury MC2010 oraz wskazano możliwe kierunki dalszych badań w przedmiotowym obszarze.

2. Aktualny stan wiedzy o nośności styku pomiędzy betonami wykonywanymi w różnych terminach

2.1. Zespolenie w pracy statycznej pomiędzy betonami wykonanych w różnych terminach

2.1.1. Zjawiska fizykochemiczne na styku łączonych betonów wykonanych w różnych terminach

2.1.1.1. Przyczepność między betonami (zjawisko adhezji)

Pojęciem adhezji najczęściej określa się przyczepność dwóch ciał doprowadzonych do bliskiego wzajemnego kontaktu lub właściwości substancji do trwałego złączenia z powierzchnią innego materiału. Zjawisko adhezji pomiędzy betonami układanymi w różnych terminach pojawia się w chwili układania mieszanki betonowej na prefabrykacie lub wcześniej wykonanym elemencie monolitycznym i postępuje wraz z rozpoczęciem wiązania betonu uzupełniającego. O sile przyczepności między betonami decyduje przygotowanie powierzchni prefabrykatu oraz właściwości mieszanki betonowej, z której został wykonany beton uzupełniający. W zależności od tego, z jakim materiałem mamy do czynienia poszczególne czynniki sprawcze adhezji mogą mieć większy lub mniejszy wpływ. Na rysunku 1 został przedstawiony umowny podział jakościowy czynników sprawczych adhezji na podstawie pracy [5].

A	Adhezja			
mechaniczna	specyficzna	dyfuzyjna		
		elektrostatyczna		
		adsorpcyjna	siły wiązań	
			chemicznych	
			siły	
			wodorowe	
			siły Van der	dipolowe
			Waalsa	
				indukcyjne
				dyspersyjne
				konformacyjne

Rys. 1. Czynniki sprawcze adhezji [5]

Adhezja mechaniczna jest ważnym czynnikiem wpływającym na nośność styku dla betonów układanych w różnych terminach. Głównym jej działaniem jest wniknięcie kleju (świeżej

mieszanki betonowej) w pory i nierówności prefabrykatu. O sile adhezji mechanicznej decyduje przygotowanie powierzchni prefabrykatu, a konkretnie jej chropowatość. Równie ważnym czynnikiem są właściwości świeżej mieszanki betonowej, a głównie łatwość wnikania jej w pory i nierówności powierzchni prefabrykatu. Zanieczyszczenia na powierzchni prefabrykatu, nieodpowiednia konsystencja mieszanki betonowej (która powoduje powstawanie porów pomiędzy betonami), zbyt intensywne nawilżenie powierzchni prefabrykatu, czy też segregacja składników mieszanki betonowej mogą mieć wpływ na pogorszenie adhezji mechanicznej. W ramach dobrych praktyk oraz wskazówek nieaktualnej normy PN-B-03264:2002 [N2] zaleca się przygotowanie powierzchni prefabrykatu, tak aby powierzchnia ta była oczyszczona, szorstka, bez zacieków mleczka cementowego, a bezpośrednio przed betonowaniem odpowiednio nawilżona w celu ograniczenia wchłaniania wody ze świeżej mieszanki betonowej.



Rys. 2. Geometria wrębów według PN-EN 1992-1-1:2008

Ważnym czynnikiem wpływającym na wielkość adhezji mechanicznej jest chropowatość powierzchni prefabrykatu, która głównie zależy od sposobu jej przygotowania. Większość norm (np. PN-B-03264:2002 [N2], PN-EN 1992-1-1:2008 [N1]) oraz wytycznych [7], [8] dzieli powierzchnię prefabrykatu na następujące rodzaje:

- bardzo gładka: wykonana w formie stalowej, z tworzyw sztucznych lub w specjalnie przygotowanych formach drewnianych,
- gładka: wykonana w formach ślizgowych lub metodą prasowania, swobodne powierzchnie pozostawione bez dalszej obróbki po wibrowaniu mieszanki betonowej,

- szorstka: powierzchnie mające co najmniej trzymilimetrowe nierówności o rozstawie około 40 mm, uzyskane przez grabienie, odsłanianie kruszywa lub innymi metodami przenoszącymi podobne skutki,
- z wrębami: powierzchnie z wcięciami według rysunku 2.

Adhezję specyficzną można podzielić na dyfuzyjną, elektrostatyczną oraz adsorpcyjną. Według [9] oraz [10] adhezję dyfuzyjną można przedstawić jako wzajemne przenikanie atomów kleju do podłoża i podłoża do kleju. Główną przyczyną powstawania adhezji dyfuzyjnej jest różnica potencjałów termodynamicznych cząstek łączonych materiałów, pod wpływem temperatury i ciśnienia. Teoria adhezji dyfuzyjnej ma zastosowanie praktyczne głównie do opisu przyczepności polimerów lub polimerów do innych materiałów.

Adhezja elektrostatyczna najczęściej powstaje pomiędzy dwoma różnymi materiałami, gdzie może wystąpić przepływ strumienia elektronów (jeden materiał posiada ładunek dodatni a drugi ujemny) [11].

Teoria adhezji adsorpcyjnej wyróżnia siły wiązań chemicznych, siły wodorowe oraz siły Van der Waalsa. W styku betonów układanych w różnych terminach mogą powstać wiązania chemiczne pomiędzy świeżą mieszanką, a niezhydratyzowanymi cząsteczkami cementu w betonie prefabrykatu, jak również nadbudowanie kryształów już istniejących [5]. Siły wiązań chemicznych mają większy wpływ na adhezję niż oddziaływania fizyczne związane z siłami Van der Waalsa [12], [13].

Według autorów prac [14] i [15], adhezję w materiałach heterogenicznych na bazie cementów, można podzielić w sposób uproszczony zgodnie z rysunkiem 3. Taki podział czynników sprawczych adhezji eliminuje te, które nie mają wpływu, albo mają niewielki wpływ na przyczepność pomiędzy betonami układanymi w różnych terminach.

	Adhezja		
mechaniczna		specyficzna	
			odziaływania fizykomechaniczne
			oddziaływań termodynamiczne
			wiązania chemiczne

Rys. 3. Podział adhezji według [14]

Dla materiałów na bazie cementu wpływ samej adhezji specyficznej jest trudny do określenia. Głównym tego powodem jest specyfika spoiwa, warunki kondycjonowania prefabrykatów, jak również czas ułożenia betonu uzupełniającego na prefabrykacie.

W przypadku adhezji mechanicznej, gdzie główną rolę odgrywa powierzchnia prefabrykatu, możliwe jest określenie szorstkości warstwy powierzchniowej betonu. Najczęściej stosowaną przez inżynierów metodą jest metoda wyrównania piaskiem przedstawiona na rysunku 4 [7], [16]. Metoda polega na określeniu objętości piasku mieszczącego się w nierównościach powierzchni najczęściej określonej poprzez pole koła.



Rys. 4. Próba piaskowa do oceny chropowatości powierzchni według [16]

Inne bardziej zaawansowane sposoby określające szorstkość powierzchni to metody kontaktowe oraz metody bezkontaktowe. Ze względu na potrzebny sprzęt oraz sposób wykonania najczęściej stosuje się je w badaniach laboratoryjnych. Do metod kontaktowych należy badanie wykonane profilometrem [17], natomiast do bezkontaktowych triangulacja laserowa i fotogrametria [15], [18], [19].

Znając parametry geometryczne powierzchni betonu określone metodami kontaktowymi lub bezkontaktowymi na podstawie [7], [20], [21] można określić parametr szorstkość powierzchni (rys. 5).

Parametr średniej szorstkości R_a (rys. 5 a, wzór 2.1) wyraża średnie odchylenie profilu od linii średniej \overline{y} (wzór 2.2) określone na długości *l*.

$$R_{a} = \frac{1}{l} \int_{0}^{l} |y(x) - \bar{y}| dx \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} |y_{i} - \bar{y}|$$
(2.1)

$$\bar{y} = \frac{1}{l} \int_0^l |y(x)| dx \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i(x)|$$
(2.2)

gdzie:

 $y_i(x)$ – wysokość profilu w miejscu x.

Parametry średniej wysokości "od szczytu do doliny" R_z (rys. 5 b, wzór 2.3) wyraża średnie maksymalne odchylenie szczytu do doliny R_{zi} dla określonej liczby przedziałów *n*.

$$R_{\rm z} = \frac{1}{n} \sum_{i=l}^{n} R_{\rm zi} = \frac{1}{5} \sum_{i=l}^{5} R_{\rm zi}$$
(2.3)



Rys. 5. Sposób określenia parametrów szorstkości powierzchni według [7]: a) średnia szorstkość R_a , b) średnia wysokość "od szczytu do doliny" R_z w przedziałach ($l_i = l/5$)

2.1.1.2. Tarcie pomiędzy betonami

Tarcie jest zjawiskiem fizycznym, które może pojawiać się na powierzchniach styku ciał materialnych. Działanie siły tarcia obserwujemy wtedy, gdy próbujemy przesunąć względem siebie stykające się ciała. O sile tarcia decyduje czynnik adhezji przeciwstawiający się naprężeniom stycznym oraz tarcia właściwego zależnego od przyłożonego obciążenia do powierzchni i charakterystyki powierzchni betonu (teoria Kragielskiego i Deriagina opisująca tarcie pomiędzy betonami [22]).

W normach PN-B-03264:2002, PN-EN 1992-1-1:2008 oraz [7] nośność styku na ścinanie τ_{Rdi} , dociskanego naprężeniem σ_{N} , określa hipoteza Columba, która jest spójna z teorią Kragielskiego, której zapis matematyczny jest następujący:

 $\tau_{\rm Rdi} = c + \mu \sigma_{\rm N} \tag{2.4}$

We wzorze (2.4) stała *c* określa spójność, która odpowiada naprężeniom adhezji w styku nieobciążonym siłami zewnętrznymi, współczynnik tarcia μ zależy od szorstkości powierzchni, natomiast iloczyn współczynnika tarcia μ i naprężeń prostopadłych do styku σ_N definiuje tarcie właściwe. Należy zwrócić uwagę, że zbrojenie i łączniki mogą pośrednio generować siły tarcia przy ścinaniu [7]. Siły te powstają, gdy poślizg warstw łączonych betonów powoduje naprężenie w zbrojeniu zszywającym.

W ujęciu ogólnym rozróżniamy tarcie statyczne oraz tarcie kinetyczne. Siła tarcia statycznego pojawia się przy próbie poruszenia względem siebie połączonych ze sobą dwóch materiałów, natomiast o sile tarcia kinetycznego mówimy, gdy następuje dodatkowo wzajemne przemieszczenie na styku warstw łączonych materiałów. Zgodnie z uwagą zawartą w [5] dla konstrukcji zespolonych "beton-beton", w których wzajemne przemieszczenie warstw betonu uznaje się za stan graniczny zniszczenia odpowiedni będzie współczynnik tarcia spoczynkowego. Natomiast dla konstrukcji zespolonej, w której dopuszczono wzajemne przemieszczenie warstw po odspojeniu pojawiać się będzie tarcie kinetyczne.

2.1.1.3. Zjawisko zazębiania kruszywa ("aggregate interlock")

Zazębianie kruszywa (zjawisko "*aggregate interlock*") pomiędzy łączonymi betonami ma duży wpływ na przenoszenie sił stycznych. Zjawisko to opiera się na fizycznym zazębianiu ziaren kruszywa lub otaczającego je zaczynu, co przedstawiono na rysunku 6. Zazębianiu kruszywa towarzyszą siły tarcia, więc o jego sile decyduje szorstkość powierzchni. Na siłę tę może mieć także wpływ: wielkość, wytrzymałość oraz powierzchnia kruszywa [23], [24]. Ważnym czynnikiem, który może wpłynąć na przenoszone siły styczne jest wytrzymałość zaczynu cementowego, co przedstawiono w badaniach [25]. Jeżeli wytrzymałość zaczynu jest większa niż wytrzymałość kruszywa zjawisko "*aggregate interlock*" może mieć niewielkie znaczenie w przenoszeniu sił stycznych ze względu na ograniczoną chropowatość rys [24]. Z takim zjawiskiem mamy do czynienia najczęściej, kiedy zastosowano beton wysokiej wytrzymałości lub kruszywo o zbyt niskiej wytrzymałości. Dodatkowym czynnikiem, który decyduje o charakterze przenoszenia sił stycznych poprzez zjawisko zazębiania jest rozwartość rys. Jeżeli rozwartość rys jest większa niż szorstkość powierzchni mamy do czynienia z zanikiem zjawiska zazębiania.



Rys. 6. Zjawisko zazębiania kruszywa ("aggregate interlock") według [26]

2.1.1.4. Zbrojenie przecinające płaszczyznę zespolenia

Jeżeli połączenie adhezyjne i efekt zazębiania nie są w stanie przenieść obciążenia na ścinanie w styku, to należy zastosować zbrojenie zszywające w postaci prętów lub trzpieni. Zbrojenie przecinające styk może być rozłożone stopniowo, z uwzględnieniem rozkładu obciążenia ścinającego w styku, co zostało przedstawione na rysunku 7.



Rys. 7. Zbrojenie w płaszczyźnie zespolenia-wymagania na tle wykresu siły poprzecznej PN-EN 1992-1-1:2008, [7]

Norma PN-EN 1992-1-1:2008 dla elementów obciążonych zmęczeniowo lub dynamicznie zakłada redukcję współczynnika spójności *c* we wzorze (2.4) o połowę. Natomiast prenorma [7] dla elementów poddanych obciążeniom zmęczeniowym zakłada redukcję części związanej z adhezją i zazębianiem o 50%, natomiast dla obciążeń dynamicznych zaleca zredukowanie o 40% wszystkich składowych mechanizmów działających w styku.

Ważnym aspektem dotyczącym zbrojenia zszywającego jest jego odpowiednie zakotwienie zarówno w prefabrykacie jak i betonie uzupełniającym. Jest to niezbędne, w celu uniknięcia zniszczenia złącza poprzez wyciągnięcie zbrojenia z masy betonowej. Dla elementów kotwiących montowanych w stwardniałym betonie każdorazowo należy obliczyć nośność takiego łącznika. W przypadku zastosowania łącznika o średnicy ϕ w betonie istniejącym minimalna długość zakotwienia powinna wynosić 6 ϕ dla gładkiej powierzchni prefabrykatu oraz 10 ϕ dla powierzchni szorstkiej [7].

2.1.1.5. Zjawisko "shear-friction"

Teoria zjawiska *"shear-friction"* zakłada, że wytrzymałość na ścinanie styku "beton-beton" ze zbrojeniem zszywającym podlega równoczesnemu ścinaniu i ściskaniu. Samo przekazywanie sił odbywa się przez tarcie z poślizgiem między warstwami, co przedstawiono na rysunku 8. Podczas zarysowania pomiędzy warstwami następuje naprężenie zbrojenia zszywającego, co w konsekwencji powoduje docisk zazębionych powierzchni styku zwiększając wzajemne tarcie.



Rys. 8. Model zjawiska "shear-friction" [27]

Teorie oraz sposoby obliczeń związane ze zjawiskiem *"shear-friction"* w konstrukcjach zespolonych były modyfikowane wielokrotnie. Tabela 1 przedstawia najistotniejsze zmiany wprowadzane przez naukowców wraz z rozwojem wiedzy na temat zjawiska *"shear-friction"*.

Naukowcy	Rok	Wyrażenie obliczeniowe
Birkeland i Birkeland [29]	1966	$v_u = \mu \rho f_y$
Mattock i Hawkins [30]	1972	$\nu_u = 1,38 + 0,8(\sigma_n + \rho f_y)$
Loov [31]	1978	$\nu_u = k \sqrt{f_c(\sigma_n + \rho f_y)}$
Walraven i in. [32]	1987	$v_u = C_1 (\rho f_y)^{C_2}$ $C_1 = 0.822 f_c^{0.406}$ $C_2 = 0.159 f_c^{0.303}$
Randl [33]	1997	$v_{u} = cf_{c}^{1/3} + \mu(\sigma_{n} + \rho kf_{y}) + \alpha \rho \sqrt{f_{y}f_{c}} \le \beta \nu f_{c}$

Tab. 1. Naukowy rozwój opisu zjawiska "shear-friction" według [28]

W 1966 roku teoria zjawiska *"shear-friction"* została zaprezentowana w pracy [29]. Przez kolejne latach podlegała ona modyfikacji i ostatecznie zaadaptowana została w przepisach normowych. Teoria zakłada, że głównym czynnikiem odziaływującym na nośność styku łączonych betonów jest rodzaj powierzchni prefabrykatu, a więc szorstkość styku wyrażona współczynnikiem μ . W wyrażeniu zawartym w pracy [30] zaproponowano ulepszone podejście obliczeniowe, które uwzględnia udział adhezji. Pierwsza część wyrażenia wyraża wpływ adhezji, a drugi składnik uwzględnia naprężenia normalne do powierzchni styku. Udział współczynnika tarcia przyjęto jako wartość stałą równą 0,8. W pracy [31] autor jako pierwszy uwzględnił w wyrażeniu obliczeniowym udział wytrzymałości betonu na ściskanie f_c . Dodatkowo autor ten wprowadził stałą k zwaną wyrażeniem Loov'a. Obliczeniowe nośności styku zaprezentowane w pracy [32] zostały opracowane po szeregu testów *"push-off"*. Zasady obliczeń zakładają nieliniową funkcję do określania wytrzymałości betonu na ścinanie

w początkowych fazach pękania połączenia. W 1997 autor pracy [33] znacząco rozbudował wyrażenie określające nośność styku. Uwzględnił on udział adhezji uzależniony od wytrzymałości betonu na ściskanie oraz udział wzajemnego zazębiania kruszywa, które związane jest z tarciem i naprężeniem normalnym skierowanym do powierzchni styku. Autor uwzględnił również wpływ działania trzpieniowego (*"dowel action"*), które zostanie opisane w kolejnym podrozdziale. Wartość parametru przyczepności adhezyjnej *c*, współczynnik tarcia μ , współczynnik odziaływania trzpienia α , współczynnik związany z efektywnością zbrojenia *k* oraz współczynnik dla wytrzymałości ściskanego zastrzału β uzależniono od rodzaju przygotowanej powierzchni prefabrykatu (szorstkości powierzchni).

2.1.1.6. Zjawisko "dowel action"

Zjawisko działania trzpieniowego ("*dowel action*") odnosi się do nośności łączników przecinających styk pomiędzy dwoma materiałami, gdzie może wystąpić poślizg warstw. Poślizg warstw powoduje wzajemne przemieszczenie górnych i dolnych końców łączników co w konsekwencji prowadzi do powstania naprężeń od zginania w łącznikach oraz sił rozciągających z powodu otwarcia połączenia, co przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 9. Zjawisko "dowel action" w konstrukcji zespolonej

Proces przenoszenia sił stycznych w konstrukcjach zespolonych jest bardzo złożony. Poprzez interakcje siły rozciągającej i zginającej działanie trzpieniowe zostaje zredukowane. Redukcja działania trzpieniowego jest tym większa im powierzchnia prefabrykatu jest bardziej szorstka [7]. Redukcję nośności na ścinanie zbrojenia zszywającego dla działania trzpieniowego najczęściej uwzględnia się wprowadzając współczynniki interakcji, które zostały wyznaczone na podstawie badań laboratoryjnych [34], [35].

2.1.2. Modele badawcze do wyznaczenia nośności styku pomiędzy betonami

2.1.2.1. Wprowadzenie

Do wyznaczenia nośności styku pomiędzy betonami układanymi w różnych terminach stosuje się modele badawcze, których charakterystyki z przykładami zostały przedstawione w dalszych podrozdziałach. Sposób przyłożenia obciążenia powoduje, że w zależności od typu modelu na powierzchni styku panuje różny stan naprężeń. Złącze może podlegać ściskaniu, rozciąganiu, ścinaniu, skręcaniu lub kombinacji naprężeń normalnych i stycznych. Powstałych naprężeń w styku dla różnych modeli nie można bezpośrednio porównywać, gdyż geneza ich powstawania jest odmienna. Metody badawcze elementów zespolonych najczęściej są powieleniem już istniejących sposobów badań próbek monolitycznych, np. rozciąganie przez rozłupywanie, rozciąganie osiowe, ścinanie pojedyncze i podwójne [5].

2.1.2.2. Modele badawcze styków poddanych rozciąganiu

Modele badawcze styków poddanych rozciąganiu mogą występować w kilku odmianach, np. bezpośrednie rozciąganie, rozłupywanie, testy *"pull-off"* [41] i bezpośrednie zginanie. Najczęściej siły rozciągające wyznacza się w sposób pośredni, a więc w próbie rozłupywania kostek [20], [36]–[39] lub walców [40], co przedstawiono na rysunku 10.



Rys. 10. Modele badawcze dla styków poddanych rozciąganiu a) schemat badania do wyznaczania sił rozciągających przez rozłupywanie [20], b) schemat badania "*pull-off*" [41], c) widok rozłupywanej próbki walcowej [40]

Metoda oceny wytrzymałości styku dwóch betonów wykonana przy pomocy testu "*pull-off*" (rys. 10 b) opiera się na koncepcji, że siła osiowa potrzebna do wyrwania metalowego krążka przyklejonego do powierzchni betonu jest związana z przyczepnością danego materiału [41]–[43]. Metoda ta służy głównie do oceny przyczepności materiałów naprawczych do betonu. Ze względu na fakt, że głównym czynnikiem wywołującym naprężenia jest adhezja, to

wyniki metody trudno bezpośrednio implementować do metod obliczania nośności styku w konstrukcjach zespolonych.

2.1.2.3. Modele badawcze styków poddanych ścinaniu

Badanie próbek poddanych ścinaniu polega na obciążeniu elementu w taki sposób, aby zniszczenie styku było wywołane przede wszystkim naprężeniem ścinającym. Modele badawcze styków poddanych ścinaniu występują w kilku wariantach, np. ścinanie w jednej płaszczyźnie, ścinanie w dwóch płaszczyznach, badanie *"push-off"*, badanie *"direct shear"* (przecinanie).

Rysunek 11 przedstawia przykłady badań na przecinanie w jednej oraz dwóch płaszczyznach próbek prostopadłościennych.



Rys. 11. Próbki poddane ścinaniu: a) ścinanie w dwóch płaszczyznach [44], b) ścinanie w jednej płaszczyźnie [44], c) ścinanie w dwóch płaszczyznach z powierzchnią prefabrykatu z wrębem [45]

Należy zwrócić uwagę, że wprowadzenie niezamierzonego mimośrodu podczas badania może doprowadzić do powstania dodatkowych naprężeń od zginania [46]. Prawidłowe przygotowanie próbek oraz stanowiska badawczego częściowo eliminuje problem związany z naprężeniem powstającym od zginania. Wyniki z badań próbek podlegających ścinaniu często są implementowane do analizy belek zespolonych, zarówno jeżeli chodzi o powstające naprężenia w styku, jak i analizę przemieszczeń betonów układanych w różnych terminach. Jednakże w strefach przypodporowych, gdzie naprężenia normalne działają prostopadle do styku, nośność połączenia w belkach zespolonych jest większa niż dla analogicznych elementów poddanych badaniu w dwóch płaszczyznach (rys. 11 a). Badania można modyfikować wprowadzając dodatkową siłę krępującą skierowaną prostopadle do styku, co w konsekwencji może odzwierciedlać mechanizm działania styku w strefie przypodporowej. W ten sposób można wyznaczyć nośność styku uzależnioną od siły normalnej. Na rysunku 12 przedstawiono schemat takiego badania z wariantem bez i z siłą krępującą. Bez siły krępującej dodatkowy mimośród może spowodować zarysowanie od zginania. Efekt ten można częściowo

wyeliminować modyfikując geometrię próbek poprzez wprowadzenie większego stosunku wysokości do szerokości próbki, co przedstawiono na rysunku 11 c.



Rys. 12. Schemat badania dla próbek poddanych ścinaniu w dwóch płaszczyznach [47]: a) bez obciążenia krępującego, b) z obciążeniem krępującym

W celu wyznaczeniu sił w styku najbardziej zbliżonych do panujących w belce zespolonej można użyć metody typu "*push-off*" pokazanej na rysunku 13. Podobnie jak w metodzie dla próbek ścinanych w dwóch płaszczyznach, można tu zastosować dodatkową siłę krępującą, która odzwierciedla siły normalne występujące w styku, jak dla belki zespolonej.



Rys. 13. Przykładowe schematy stanowiska dla próbek badanych metodą "*push-off*": a) próbka z gładką powierzchnią prefabrykatu bez docisku krępującego [48], b) próbka z powierzchnią prefabrykatu z wrębami z dociskiem krępującym [49]

2.1.2.4. Modele badawcze styków poddanych ściskaniu ze ścinaniem

Złożony stan naprężeń występujący w styku belek zespolonych mogą odzwierciedlać badania próbek poddanych ściskaniu ze ścinaniem (*"slant-shear"*). W próbkach *"slant-shear"* wartość naprężeń normalnych do powierzchni styku może być regulowana poprzez odpowiedni kąt wykonania powierzchni prefabrykatu, jak pokazano na rysunku 14.


Rys. 14. Badanie *"slant-shear"*: a) schemat naprężeń występujących w obciążonej próbce opisanych w normie PN-EN 12615:2000 [N6], b) widok stanowiska badawczego [50]

W zależności od sposobu wykonania połączenia między betonami możliwa jest analiza poszczególnych zjawisk fizykochemicznych działających w styku. Dla powierzchni prefabrykatu gładkich i szorstkich najczęściej mieszankę betonu uzupełniającego układa się bezpośrednio na prefabrykacie. Tak wykonane próbki pozwalają analizować również wpływ adhezji na nośność styku [50], [51]. Dla powierzchni z wrębami, gwoździowanych itp. możliwa jest analiza oddziaływania pomiędzy betonami bez udziału adhezji. Badania takie przeprowadza się wykonując prefabrykat i beton uzupełniającego ustawia się na prefabrykacie i poddaje się działaniu obciążenia. W tej sytuacji dominującymi siłami w styku będzie tarcie i zazębianie kruszywa lub wrębów.

2.1.2.5. Modele badawcze styków podlegających ścinaniu z rozciąganiem

Badania na próbkach do ścinania dwupłaszczyznowego oraz ścinania stożkowego (rys. 15) pozwalają na wyznaczenie sił ścinających oraz rozciągających w styku. Płaszczyznę prefabrykatu wykonuje się pod kątem β , a następnie, po wykonaniu betonu uzupełniającego, realizuje się badanie poprzez wypychanie nowego betonu. Próbki do ścinania stożkowego charakteryzują się większą powierzchnią styku w stosunku do objętości, co pozwala na redukcję wpływu lokalnych (przypadkowych) zmian cech wytrzymałościowych połączenia [5], [53]. Do wad takiego badania można zaliczyć brak możliwości pomiaru przemieszczeń w styku oraz trudności wykonania powierzchni prefabrykatu innej niż gładka lub szorstka.



Rys. 15. Próbki do badań styku pracującego w złożonym stanie naprężeń [5]: a) modyfikowana próbka do ścinania dwupłaszczyznowego, b) próbka do ścinania stożkowego

2.1.2.6. Pełnowymiarowe modele badawcze

Określenie rzeczywistych naprężeń w styku między betonami układanymi w różnych terminach na próbkach jest trudne, ponieważ styk w belkach zespolonych pracuje w sposób złożony. Dodatkowo poszczególne składniki nośności styku zmieniają się w zależności od sposobu obciążenia, postępującego zarysowania styku, ale również rozwoju rys od zginania i ścinania. Najdokładniejszą metodą określenia nośności takiego styku jest wykonanie badań na elementach belkowych, gdzie charakter sił odzwierciedla rzeczywiste zachowanie połączenia [54]–[58]. Na nośność styku oraz sposób zniszczenia belki ma również wpływ położenie płaszczyzny styku względem osi obojętnej belki co zostało przedstawione w pracy [59] (rys. 16 a).



Rys. 16. Belki zespolone: a) z różnym położeniem płaszczyzny zespolenia [59], b) z różną charakterystyką styku [56]

Istotnym czynnikiem wpływającym na nośność styku belek zespolonych jest rodzaj powierzchni prefabrykatu. Wraz ze wzrostem szorstkości powierzchni prefabrykatu odspojenie betonu uzupełniającego występuje przy większym obciążeniu, co zostało przedstawione w pracy [58] (rys. 17). Innym ważnym czynnikiem, który wpływa jednocześnie na nośność oraz zachowanie się elementu podczas zniszczenia, jest zastosowanie zbrojenia zszywającego pomiędzy betonami [56] (rys. 16 b).



Rys. 17. Przygotowanie powierzchni belek (schemat oraz widok): a) powierzchnia szorstka (poprzeczne liniowe bruzdy co 40 mm) (seria B), b) powierzchnia z wrębami (seria C) [58]

2.1.3. Modele obliczeniowe nośności styku pomiędzy betonami

2.1.3.1. Stan graniczny nośności styku

Według aktualnej normy PN-EN 1992-1-1:2008, wycofanej normy PN-B-03264:2002 oraz wytycznych *fib* Model Code 2010 naprężenia styczne w płaszczyźnie styku betonów, które stwardniały w różnych terminach powinny spełniać warunek:

$$\nu_{\rm Edi} \le \nu_{\rm Rdi} \tag{2.5}$$

gdzie v_{Edi} oznacza obliczeniową wartość naprężeń stycznych w płaszczyźnie styku.

Obliczeniową wartość naprężeń stycznych przedstawia wzór (2.6):

$$\nu_{\rm Edi} = \beta \frac{\nu_{\rm Ed}}{zb_{\rm i}} \tag{2.6}$$

w którym:

- β stosunek siły podłużnej działającej na przekrój poprzeczny nowego betonu do całej siły podłużnej, działającej w rozważanym przekroju w strefie ściskanej albo w strefie rozciąganej,
- V_{Ed} wartość siły poprzecznej w rozpatrywanym przekroju,
- z ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym,
- bi-szerokość płaszczyzny zespolenia (rysunek 18).



Rys. 18. Szerokość płaszczyzny zespolenia: a) przekrój prostokątny, b) przekrój teowy

2.1.3.2. Model nośności styku w normach PN-B-03264:2002 i PN-EN 1992-1-1:2008

Sposób obliczania nośności na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia między betonami w normie PN-EN 1992-1-1:2008 jest podobny jak w normie PN-B-03264:2002. Główne różnice wynikają z oznaczeń poszczególnych składników danych wzorów (tab. 2) oraz przyjętych wartości współczynników zależnych od szorstkości płaszczyzny (patrz tabela 3). Opis sposobu wykonania i parametrów geometrycznych powierzchni prefabrykatu w obu normach jest identyczny, co zostało już opisane w punkcie 2.1.1.1, a dla powierzchni z wrębami pokazane na rysunku 2.

Tab. 2. Porównanie sposobów obliczeń nośności na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia według normy PN-EN 1992-1-1:2008 i PN-B-03264:2002

PN-EN 1992-1-1:2008	PN-B-03264:2002				
Obliczeniowa nośność na ścinanie ze zbrojeniem w płaszczyźnie zespolenia					
$v_{\rm Rdi} = cf_{\rm ctd} + \mu\sigma_{\rm n} + \rho f_{\rm yd}(\mu\sin\alpha + \cos\alpha)$	$\tau_{\rm Rdj} = k_{\rm T} f_{\rm ctd} + \mu \sigma_{\rm N} + \rho_{\rm j} f_{\rm yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$				
$\leq 0.5 \nu f_{\rm cd}$	$\leq 0.5 \nu f_{\rm cd}$				
(2.7)	(2.8)				
Obliczeniowa nośność na ścinanie be	z zbrojenia w płaszczyźnie zespolenia				
$\nu_{\text{Rdi}} = cf_{\text{ctd}} + \mu\sigma_{\text{n}} \le 0.5\nu f_{\text{cd}}$ (2.9)	$\tau_{\rm Rdj} = k_{\rm T} f_{\rm ctd} + \mu \sigma_{\rm N} \le 0.5 \nu f_{\rm cd} $ (2.10)				
Oznaczenia param	etrów we wzorach				
c – współczynnik zależny od szorstkości płaszczyzny według tabeli 3	ci $k_{\rm T}$ – współczynnik według tabeli 3; jeżeli złączy podlega rozciąganiu ($\sigma_{\rm N}$ <0) należy przyjmować $k_{\rm T}$ = 0				
ρ – stopień zbrojenia poprzecznego w złączu	$ ho_{\rm j}$ – stopień zbrojenia poprzecznego w złączu				
σ_n – naprężenie normalne do powierzchni styku (dodatnie przy ściskaniu i ujemne przy rozciąganiu), nie większe niż $0, 6f_{cd}$, wywołane przez najmniejsze obciążenie zewnętrzne powierzchni, które zawsze działają z siłą ścinającą styk (jeżeli σ_n jest naprężeniem rozciąganym to $cf_{ctd} = 0$)	cu $\sigma_{\rm N}$ - naprężenia wywołane przez siłę prostopadłą do płaszczyzny zespolenia: dodatnie przy ściskaniu, ujemne przy rozciąganiu, przy czym $\sigma_{\rm N} \leq 0, 6f_{\rm cd}$ ze est				
μ - współczynnik tarcia przy ścinaniu według tabe	eli 3				
f_{ctd} – wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie określona dla niższej klasy betonu elementu zespolonego					
α – kąt pomiędzy płaszczyzną zespolenia a $45^{\circ} \le \alpha \le 90^{\circ}$	zbrojeniem kotwiącym, zawarty w przedziale				
f_{yd} – obliczeniowa graniczna plastyczność zbrojenia poprzecznego w złączu					
v - współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu $v = 0.6(1-f_{ck}/250)$					

	PN-EN 19	92-1-1:2008	PN-B-03264:2002		
Rodzaj powierzchni	μ c		μ	k _T	
monolit	-	-	1,0	0,62	
z wrębami	0,9	0,50	0,9	0,50	
szorstka	0,7	0,40	0,7	0,45	
gładka	0,6	0,20	0,6	0,35	
bardzo gładka	0,5	0,025÷0,10	0,5	0,02	

Tab. 3. Wartość współczynników szorstkości oraz współczynników zależnych od rodzaju powierzchni według PN-EN 1992-1-1:2008 i PN-B-03264:2002

W obu normach zbrojenie zszywające między betonami można stosować w układzie "schodkowym" w zależności od panującej siły w styku, idea tego rozwiązania została przedstawiona na rysunku 7.

W normie PN-EN 1992-1-1:2008 uwzględniono wpływ działania obciążenia zmęczeniowego oraz dynamicznego poprzez redukcję współczynnika *c* o 50%. Dodatkowo dla iniektowanych złączy między elementami ścian i płyt, gdzie występuje znaczące zarysowanie, należy przyjmować współczynnik *c* równy zeru dla złączy gładkich i szorstkich oraz wartość 0,5 dla złączy z wrębami.

W normie PN-B-03264:2002 dodatkowo zawarte są informacje dotyczące minimalnej klasy betonu uzupełniającego, która powinna być nie niższa niż C16/20 oraz minimalnej grubości betonu uzupełniającego, która powinna wynosić minimum 40 mm. Zaprojektowana konstrukcja zespolona powinna przenieść obciążenia zarówno w stanie eksploatacji, jak i w sytuacji montażowej. Konstrukcja zespolona powinna zachować nośność na ścinanie podłużne połączenia prefabrykatu z betonem uzupełniającym oraz zachować ciągłość w przekazywaniu sił normalnych przez elementy współpracujące oraz między nimi.

2.1.3.3. Model nośności styku według fib Model Code 2010

Zmiany zaproponowane w *fib* Model Code 2010 w sposobie obliczania naprężeń ścinających w styku znacznie różnią się od tych zawartych w normie PN-EN 1992-1-1:2008. Podstawową zmianą idącą w dobrym kierunku jest określenie, że maksymalne wartości poszczególnych mechanizmów działających w styku (adhezji, zazębiania mechanicznego, tarcia przy ścinaniu, działania trzpieniowego) nie występują razem. Poszczególne mechanizmy wzajemnie współdziałają oraz wpływają na siebie i osiągają swoje maksima przy różnych poślizgach [7], [35] (rys. 19).



Rys. 19. Zależność naprężeń stycznych w styku i poślizgu pomiędzy warstwami betonu dla różnych mechanizmów działających w styku według [35]

Jeżeli w złączu połączenie adhezyjne jest głównym mechanizmem nośności na ścinanie, to mamy do czynienia z połączeniem "sztywnym". Takie połączenie nie ma zbrojenia zszywającego lub jest ono bardzo małe ($\rho < 0.05\%$), a wzajemne przemieszczenia łączonych betonów nie przekraczają 0.05 mm. Zniszczenie takiego połączenia następuje nagle, po zerwaniu adhezji i ścięciu nierówności na powierzchni, czyli zerwaniu zazębiania mechanicznego [60].

Jeżeli w złączu występuje słabe połączenie adhezyjne, a dominującymi składowymi mechanizmów nośności na ścinanie są siły tarcia i działanie trzpieniowe, to mamy do czynienia z połączeniem "niesztywnym". Stopień zbrojenia zszywającego połączenia "niesztywnego" jest większy niż 0,05% ($\rho > 0,05\%$), a zniszczenie styku zachodzi przy poślizgach rzędu 0,5÷1,5 mm. Należy zwrócić uwagę, że dla połączenia "niesztywnego" naprężenia w styku po zerwaniu przyczepności nadal mogą zwiększać swoją wartość, dopóki zwiększają się siły w zbrojeniu zszywającym [60].

Według *fib* Model Code 2010 o nośności styku niesztywnego decydują trzy mechanizmy: A – przyczepność (adhezja / zazębianie), B – tarcie przy ścinaniu (*"shear-friction"*), C – działanie trzpieniowe (*"dowel action"*). W związku z faktem, że zbrojenie zszywające jednocześnie podlega zginaniu oraz działaniu sił osiowych, a maksymalne wartości składników wynikających z poszczególnych mechanizmów zachodzą przy różnych poślizgach, to we wzorach na nośność styku zastosowano współczynniki interakcji κ_1 i κ_2 (według tabel 4 oraz 5).

W *fib* Model Code 2010 zawarte są również zalecenia dotyczące styków poddanych obciążeniom zmęczeniowym. W elementach, dla których zapewniono dobre połączenie styku i nie jest spodziewane zarysowanie, wytyczne zakładają redukcję składnika mechanizmu przyczepności A (według wzorów 2.11 oraz 2.12) o 50%.

Dla elementów, w których zarysowanie w styku może powstać od obciążeń dynamicznych oraz spodziewane jest cykliczne obciążenie ścinające, wytyczne *fib* Model Code 2010 zalecają redukcję wszystkich składników od mechanizmów działających w połączeniu między betonami do około 40% nośności styku według wzoru (2.12), jeśli nie są dostępne inne dane [7].

Połączenie "sztywne"	Połączenie "niesztywne"				
$\tau_{\rm Rdi} = A + B \le 0.5 \nu f_{\rm cd}$	$\tau_{\rm Rdi} = A + B + C \le \beta_{\rm c} \nu f_{\rm cd}$				
$\tau_{\rm Rdi} = c_a f_{\rm ctd} + \mu \sigma_{\rm n} \le 0.5 \nu f_{\rm cd}$	$\tau_{\rm Rdi} = c_{\rm r} f_{\rm ck}^{1/3} + \mu \sigma_{\rm n} + \kappa_1 \rho f_{\rm yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) +$				
(2.11)	$+\kappa_2 \rho \sqrt{f_{\rm yd} f_{\rm cd}} \le \beta_{\rm c} \nu f_{\rm cd} \tag{2.12}$				
Ozna	aczenia parametrów we wzorach				
<i>c</i> _a – współczynnik przyczepności adhezyjnej według tabeli 5	<i>c</i> _r – współczynnik wpływu zazębiania kruszywa w szorstkim styku według tabeli 5				
$f_{\rm ctd}$ – obliczeniowa wytrzymałość	$f_{\rm ck}$ – charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie				
betonu na rozciąganie osiowe	betonu po 28 dniach				
	f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie				
	$f_{\rm yd}$ – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia				
	 <i>K</i>1 – współczynnik interakcji siły rozciągającej wzbudzonej w prętach zbrojeniowych lub trzpieniach według tabeli 5 				
	 <i>K</i>₂ – współczynnik interakcji dla nośności od zginania według tabeli 5 				
	ho – stopień zbrojenia przechodzącego przez styk				
	α – kąt nachylenia zbrojenia przecinający styk				
	β_{c} – współczynnik dla wytrzymałości ściskanego zastrzału według tabeli 5				
μ - współczynnik tarcia przy ścinaniu według tabeli 5					
$\sigma_{ m n}$ – naprężenie ściskające wynikaja	ące z możliwej siły normalnej działającej na styk				
v - współczynnik redukcji w $\nu = 0.55 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} < 0.55$	/ytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu				

Tab. 4. Obliczenie nośności na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia według fib Model Code 2010 [7]

W *fib* Model Code 2010 zawarte są również zalecenia dotyczące styków poddanych obciążeniom zmęczeniowym. W elementach, dla których zapewniono dobre połączenie styku i nie jest spodziewane zarysowanie, wytyczne zakładają redukcję składnika mechanizmu przyczepności o 50% ($0.5c_a f_{ctd}$ – dla połączenia "sztywnego" oraz $0.5c_r f_{ck}^{1/3}$ – dla połączenia "niesztywnego").

Szorstkość	C	0	10.	10-	ß	μ	
powierzchni	Ca	ζr	<i>k</i> 1	K 2	ρ _c	$f_{ m ck} \ge 20 \ { m MPa}$	$f_{\rm ck} \ge 35 \; { m MPa}$
Bardzo szorstka (w tym wręby) $R_t \ge 3,0 \ mm^*$	0,5	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0
Szorstka $R_{\rm t} \ge 1,0 \ mm^*$	0,4	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	0,7
Gładka	0,2	0	0,5	1,1	0,4	0,6	0,6
Bardzo gładka	0,025	0	0	1,5	0,3	0,5	0,5

Tab. 5. Współczynniki dla różnych szorstkości powierzchni według [7]

* R_t – parametr szorstkości $R_t = 4V/\pi D^2$ według [7]

Wartości współczynników zależnych od szorstkości płaszczyzny prefabrykatu *c* według normy PN-EN 1992-1-1:2008 (tab. 3) są identyczne, jak współczynniki przyczepności adhezyjnej *c*_a według *fib* Model Code 2010 (tab. 5). Dla styków "niesztywnych" w *fib* Model Code znacząco zredukowano mechanizm przyczepności (adhezja / zazębianie) współczynnikiem wpływu zazębiania kruszywa w szorstkim styku *c*_r, zakładając, że jeżeli jest możliwe zarysowanie styku, to adhezja ma niewielki wpływ na nośność całego styku. Wpływ zazębiania kruszywa występuje tylko dla styków szorstkich i bardzo szorstkich. Dodatkową znaczną różnicą wprowadzoną w *fib* Model Code 2010 jest skategoryzowanie powierzchni z wrębami jako powierzchni bardzo szorstkiej.

2.1.3.4. Modele nośności styku według normy ACI 318-14 oraz AASHTO LRFD

Zapisy norm ACI 318-14 [N3] i AASHTO LRFD [N4] opierają się głównie na założeniach teorii tarcia, określają one nośność przyczepności oraz tarcia wywołanego przez naprężenia normalne i zbrojenie. Naprężenia ścinające w płaszczyźnie zespolenia nie mogą przekroczyć nośności styku na ścinanie przy zachowaniu określonego w normach poziomu bezpieczeństwa. Celem projektowym jest osiągnięcie quasi-monolitycznego zachowania konstrukcji zespolonej. W przypadku norm PN-B-03264:2002, PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010 przepisy obejmują wyznaczenie nośności połączenia, w którym betony wykonane były w różnych terminach. Natomiast przepisy zawarte w normach ACI 318-14 oraz AASHTO LRFD dodatkowo dają możliwość wyznaczenia nośności styku w płaszczyźnie pomiędzy betonem a stalą oraz w elementach monolitycznych, gdzie wystąpiło zarysowanie.

Normy ACI 318-14 oraz AASHTO LRFD dzielą powierzchnię prefabrykatu w konstrukcjach zespolonych na dwa rodzaje: powierzchnie celowo chropowate, na których wysokość nierówności jest równa około 6,4 mm oraz powierzchnie, gdzie nie wykonano celowo powierzchni szorstkiej (można ją utożsamiać z powierzchnią gładką). W obu wariantach powierzchnia prefabrykatu powinna być czysta i pozbawiona wolnych nalotów.

Przedstawione w ACI 318-14 zapisy (wzór 2.13 w tabeli 6) nie uwzględniają w przenoszeniu sił ścinających w styku adhezji [35], [61]–[63]. Koncepcja obliczania nośności styku opiera się na teorii zjawiska *"shear-friction"*, w której poślizg warstw powoduje naprężenie zbrojenia zszywającego co w konsekwencji powoduje docisk zazębionych powierzchni styku i dodatkowe tarcie. Obliczeniowa nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia dla powierzchni szorstkiej nie powinna przekroczyć wartości obliczonej ze wzoru (2.15), a dla powierzchni gładkiej ze wzoru (2.16).

Normę AASHTO LRFD wykorzystuje się przy obliczaniu konstrukcji mostowych. Nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia oblicza się uwzględniając wpływ adhezji pomiędzy betonami (cA_{cv}), zjawisko "*shear-friction*" ($\mu A_{vf}f_y$) oraz wzrost tarcia wywołany naprężeniem powstałym przez siłę prostopadłą do płaszczyzny zespolenia (μP_c). Całkowita nośność nie może przekraczać wartości określonej zgodnie ze wzorem (2.18), a wielkość zbrojenia zszywającego między warstwami betonu jest ograniczona do powierzchni obliczonej według wzoru (2.17).

ACI 318-14		AASHTO LRFD				
Obliczeniowa nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia						
$V_{\rm n} = A_{\rm vf} f_{\rm y}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$	(2.13)	$V_{\rm ni} = (cA_{\rm cv} + \mu(A_{\rm vf}f_{\rm y} + P_{\rm c}))$	(2.14)			
	Ogran	iczenia				
Powierzchnia szorstka $(0,2f_{c}^{\prime}A_{cv})$		$A_{\rm vf} = \frac{0.05A_{\rm cv}}{f_{\rm y}}$	(2.17)			
$V_{n,\max} \le max \begin{cases} (3,31+0,08f_{c}')A_{cv} \\ 11,03A_{cv} \end{cases}$	(2.15)	$V_{\rm ni} \le \min \begin{cases} K_1 f_{\rm c}^{\prime} A_{\rm cv} \\ K_2 A_{\rm cv} \end{cases}$	(2.18)			
Powierzchnia gładka						
$V_{\rm n,max} \le min \begin{cases} 0.2f_{\rm c}'A_{\rm cv} \\ 5.52A_{\rm cv} \end{cases}$	(2.16)					
Oznaczenia parametrów we wzorach						
α – kąt pomiędzy płaszczyzną zespolenia a zbrojeniem kotwiącym c – współczynnik adhezji według tabeli 7						
<i>K</i> ₁ – współczynnik uwzględniający wytrzymałość betonu na ściskanie według tabeli 7						
		K ₂ – graniczne naprężenia w styku p według tabeli 7	orzy ścinaniu			
$P_{\rm c}$ - siła ściskająca prostopadła do płaszczyzny zespolenia (dla siły rozciagającej $P_{\rm c} = 0$)						
μ – współczynnik tarcia przy ścinaniu według tabeli 7						
$f_{\rm c}$ – wytrzymałość słabszego betonu na ściskanie						
Avf – powierzchnia zbrojenia przecinająca płaszczyznę zespolenia						
Acv – powierzchnia betonu podlegająca ścinaniu						
f_y – obliczeniowa graniczna plastyczność zbrojenia poprzecznego w złączu $f_y \le 414$ MPa						

Tab. 6. Porównanie sposobów obliczeń nośności na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia według norm: ACI 318-14 oraz AASHTO LRFD

Analizy porównawcze norm ACI 318-14, AASHTO LRFD, PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010 zawarte w pracach [62], [64] i [65] wykazały, że wytyczne obliczania nośności na ścinanie w płaszczyźnie styku w *fib* Model Code 2010 dla powierzchni szorstkiej i gładkiej osiągają wartości najbliższe wartościom uzyskanym w testach laboratoryjnych. Zauważono, że proces przekazania naprężeń między betonami układanymi w różnych terminach jest bardzo złożony. Norma ACI 318-14 w podstawowym wzorze do obliczania nośności styku nie uwzględnia ani wpływu adhezji, ani też wytrzymałości betonu na ściskanie lub rozciąganie. Wytyczne normowe AASHTO LRFD uwzględniają już wpływ adhezji, który uzależniony jest od rodzaju powierzchni badanego betonu (tab. 7), jednak podobnie jak w ACI 318-14, wpływ wytrzymałości betonu uwzględniony jest tylko we wzorach, które ograniczają maksymalną wartość naprężeń w styku (2.18).

Sposób opisu powierzchni styku w normach europejskich (PN-EN 1992-1-1:2008, PN-B-03264:2002 oraz *fib* Model Code 2010) jest inny niż w normach amerykańskich (ACI 318-14 i AASHTO LRFD) – inny jest opis powierzchni szorstkich i gładkich, a powierzchnia prefabrykatu z wrębami w normach amerykańskich nie jest uwzględniona.

	ACI 318-14	AASHTO LRFD				
Rodzaj powierzchni	μ	c [MPa]	μ	K_1	K ₂ [MPa]	
Monolit	1,4	2,76	1,4	0,25	10,34	
Powierzchnia szorstka	1,0	1,65	1,0	0,25	10,34	
Powierzchnia gładka	0,6	0,52	0,6	0,20	5,52	

Tab. 7. Wartości współczynników oraz ograniczeń dla betonu zwykłego według ACI 318-14 oraz AASHTO LRFD

2.2. Charakterystyka ogólna konstrukcji zespolonych z udziałem betonu

2.2.1. Przykłady konstrukcji zespolonych

Betonowe konstrukcje zespolone składają się z części prefabrykowanej, która najczęściej wykonana jest w zakładzie prefabrykacji oraz betonu uzupełniającego wykonanego na budowie. Podstawową zaletą takich konstrukcji jest możliwość przyspieszenia procesu realizacji budowy oraz możliwość podziału całej konstrukcji na fragmenty, a następnie scalenie jej poprzez wykonanie betonu uzupełniającego. Ważnym aspektem jest również fakt, że elementy prefabrykowane charakteryzują się większą dokładnością wykonania oraz ujednoliconym procesem kondycjonowania.

Obecnie w budownictwie konstrukcje zespolone z udziałem betonu wykonuje się z zastosowaniem prefabrykatów wykonanych z różnych materiałów (betonu, betonu

sprężonego, stali, drewna, tworzyw sztucznych, kompozytów). Połączenie materiałów realizuje się poprzez wykorzystanie zjawisk adhezji oraz tarcia lub / i różnego typu łączniki. Wpływ na wielkości sił przenoszonych przez adhezję i tarcie ma sposób przygotowania powierzchni prefabrykatu.

Przykładem konstrukcji zespolonych dwumateriałowych są stropy wykonane z kształtowników stalowych, na których opiera się żelbetowa płyta monolityczna [66], [67], stanowiąca także zabezpieczenie belek przed zwichrzeniem (rys. 20 a). W podobny sposób konstruuje się mosty stalowo-betonowe. Zespolenie pomiędzy belką stalową, a płytą żelbetową realizuje się poprzez łączniki stalowe przyspawane do górnej półki kształtownika lub napawane sworznie.

Innym typem stropów zespolonych stalowo-betonowych są stropy betonowe układane na blachach profilowanych jako szalunku traconym, w których beton tworzy konstrukcję zespoloną z belką stalową i blachą [68]–[70] (rys. 20 b). W celu zwiększenia siły adhezji i tarcia, na blachach profilowanych wykonuje się wgłębienia i nierówności. Połączenie płyty takiego stropu z belką stalową wykonuje się na miejscu budowy najczęściej z wykorzystaniem sworzni napawanych do górnej półki kształtownika stalowego, przechodzących przez blachę. Technologia ta pozwala na wykonanie stropów bez użycia szalunków, co znacznie skraca czas budowy oraz obniża koszty. Dodatkową zaletą jest optymalne wykorzystanie właściwości materiałów, z których wykonana jest konstrukcja. W strefie rozciąganej naprężenia są głównie przenoszone przez stal, a w strefie ściskanej przez beton. Do podstawowych wad tego typu konstrukcji można zaliczyć słabą odporność na warunki pożarowe, jeżeli elementy stalowe konstrukcji nie zostaną efektywnie zabezpieczone [71], [72].



Rys. 20. Przykłady stropów zespolonych na belkach stalowych: a) beton uzupełniający jako płyta żelbetowa [66], b) beton uzupełniający układany na blachach fałdowych [70]

W elementach zespolonych betonowych zarówno prefabrykat jak i warstwa uzupełniająca są z betonu. Znajdują zastosowanie w konstrukcjach stropów i innych przykryć oraz mostów.

Przykładem betonowych zespolonych stropów płytowo-belkowych są stropy systemów T oraz TT. Prefabrykat stanowią belka lub belki sprężone połączone z płytą żelbetową, które jako całość tworzą szalunek tracony dla betonu uzupełniającego (rys. 21 a, b). Minimalna grubość betonu uzupełniającego wynosi 50 mm. Przekazywanie sił ścinających odbywa się poprzez adhezję, zazębianie mechaniczne oraz zbrojenie zszywające (ważne zwłaszcza na krawędziach prefabrykatu, gdzie mogą wystąpić największe siły ścinające styk) [73] (rys. 21 c). W zależności od przyjętej rozpiętości wysokość stropu mieści się w granicach od 35 cm do 150 cm dla systemu T oraz od 20 cm do 100 cm dla systemu TT, przy rozpiętościach dochodzących do 20 m dla obydwu systemów [74] (rys. 21 a, b).



Rys. 21. Strop płytowo-belkowy: a) prefabrykat systemu stropu T [74], b) prefabrykat systemu stropu TT [74], c) kształtowanie zbrojenia łączącego prefabrykat z betonem uzupełniającym [73]

Na popularności zyskują płytowe stropy zespolone, w których nie potrzebne jest szalowanie, a liczbę podpór montażowych można znacznie ograniczyć w porównaniu ze stropami monolitycznymi. Do często stosowanych zespolonych stropów zespolonych można zaliczyć stropy filigran [74] (rys. 22 a), których grubość prefabrykatu wynosi 5-7 cm, szerokość nie przekracza 2,5 m, a długość zazwyczaj mieści się w przedziale 4,5-7,2 m. Zbrojenie główne wraz ze zbrojeniem zszywającym tworzą kratownice przestrzenne układane w rozstawie co 45-75 cm.

Modyfikacją stropu filigran są stropy Vector oraz jego odmiany Vector II i Vector III (rys. 22 b), w których grubość prefabrykatu wynosi 4-5 cm, a szerokość płyty 60 cm. Kratownica przestrzenna, której pas dolny stanowi zbrojenie główne zabetonowane w prefabrykacie, pełni również funkcję zbrojenia zszywającego. Rozpiętość maksymalna stropu może wynieść 7,2 m. W celu zmniejszenia ciężaru własnego stropów filigran i Vector możliwe jest zabetonowanie wkładek styropianowych pomiędzy kratownicami.



Rys. 22. Prefabrykowane elementy płytowe stropów zespolonych: a) schemat systemu stropu filigran [74], b) geometria i schemat zbrojenia stropu Vector II [75]

Najbardziej popularnym przykładem betonowych elementów zespolonych są stropy gęstożebrowe. Ich elementami nośnymi najczęściej są belki prefabrykowane, pomiędzy którymi układa się elementy wypełniające, a następnie beton uzupełniający, tworząc w efekcie swoistą konstrukcję zespoloną. Rozwiązania systemów stropów gęstożebrowych pozwalają na wykonywanie takich konstrukcji w nowo budowanych budynkach, jak również przy renowacji istniejących [76]. W zależności od systemu, pomiędzy belkami układa się pustaki wykonane z betonów, lub lekkich betonów, a nawet styropianu.

W belkach stropów gęstożebrowych systemów Teriva, Ceram, Porotherm, Techbud, Baumat [77] (rys. 23) główne zbrojenie nośne zabetonowane jest w stopce betonowej, z której wyprowadzone jest zbrojenie w formie kratownicy pełniące rolę zbrojenia na ścinanie. Powierzchnia prefabrykatu najczęściej ma fakturę betonu pozostawionego po zawibrowaniu. Siły styczne w połączeniu dwóch betonów przenosi adhezja, zazębianie mechaniczne oraz wspomniana wyżej kratownica.



Rys. 23. Schemat zbrojenia stropów z belką kratownicową [77]: a) system stropu Teriva, b) system stropu Techbud; 1 – zbrojenie główne, 2 – zbrojenie główne dodatkowe, 3 – kratownica, 4 – pręt górny kratownicy, 5 – betonowa stopka, 6 – dodatkowe zbrojenie przypodporowe, 7 – zbrojenie główne kratownicy pionowej, 8 – zbrojenie poprzeczne kratownicy

W stropach DMS, DZ (rys. 24 a, c). główną konstrukcję nośną stanowią belki prefabrykowane, których górna powierzchnia styku z betonem uzupełniającym jest szorstka.

W przypadku stropów DZ dodatkowe zespolenie z betonem uzupełniającym uzyskiwano poprzez zbrojenie zszywające w postaci pętlicowych zakończeń strzemion. W celu uzyskania większych rozpiętości stropu wykorzystywano belki sprężone tj. DMS sprężony, DZ-ŻS, (rys. 24 b, d) oraz obecnie cieszące się coraz większą popularnością systemy stropów Rector, Technobeton oraz Murotherm SBS. Zaletą tych systemów, zarówno z belkami żelbetowymi jak i sprężonymi, jest możliwość wykonywania stropów bez podpór tymczasowych lub z ograniczoną ich liczbą. Do wad można zaliczyć tendencję do klawiszowania, zwłaszcza przy mało starannym wykonaniu.



Rys. 24. Schemat stropów gęstożebrowych na belkach żelbetowych i sprężonych [77]: a) system DMS typ "W" b) system DMS sprężony, c) system DZ, d) system DZ-ŻS sprężony; 1 – belka nośna, 2 – pustak wypełniający, 3 – beton uzupełniający, 4 – siatka zbrojeniowa przy rozpiętości powyżej 4,5 m

Rozwiązanie systemu Rector składa się z belek sprężonych z powierzchnią górną ukształtowaną z wrębami (rys. 25), a w przestrzeniach pomiędzy belkami umieszcza się betonowe pustaki, można także stosować kształtki z drewna prasowanego lub z tworzywa sztucznego. W systemie RS belki produkowane są w trzech wysokościach RS 110, RS 120, RS 130, a maksymalna rozpiętość belek może wynieść 10 m. Grubość betonu uzupełniającego powinna wynosić 40 mm przy rozpiętości do 6,3 m, a powyżej tej rozpiętości 50 mm. W fazie montażowej wymagana jest jedna podpora tymczasowa do rozpiętości 5,9 m oraz dwie przy większych rozpiętościach [77].



Rys. 25. System stropowy Rector: a) geometria i wymiary wrębów [78], b) schemat i wymiary belek dla wariantu RS 110 i RS 130 [79]

Innym rozwiązaniem stropów z belkami sprężonymi z powierzchnią górną prefabrykatu ukształtowaną w postaci wrębów są stropy Technobeton [80], [81]. Belki dostępne w wysokościach 115-130 mm różnią się liczbą i rozmieszczeniem splotów sprężających (rys. 26). Belki produkowane są z betonu klasy C50/60, a ich maksymalna rozpiętość wynosi 9 m. W celu monolityzacji stropu warstwa betonu uzupełniającego powinna wynosić minimum 40 mm. Belki układa się w rozstawie 595 mm, a między nimi umieszcza się pustaki z wibroprasowanego betonu o wysokości 120, 160, 200 lub 250 mm.



Rys. 26. System stopów Technobeton [80]: a) widok stropu na etapie montażu, b) przekroje belek stropowych

Do stropów z belkami sprężonymi z powierzchnią prefabrykatu z wrębami można zaliczyć stropy PPB, które występują w odmianach: "ISO 22", "ISO 5 TCI", "HIT I", "SAR HI THERM". Belki występują w sześciu typach od 110 do 170 mm (rys. 27 a). Przestrzenie pomiędzy belkami wypełnia się pustakami ceramicznymi, betonowymi lub kształtkami ze styropianu (rys. 27 b, c.). Grubość warstwy betonu uzupełniającego wynosi 40 mm dla systemu "ISO 22" oraz 50 mm dla pozostałych wariantów stropu. W zależności od przyjętych rodzajów belek i sposobów wypełnienia przestrzeni pomiędzy belkami, stropy mogą osiągać rozpiętość do 12,5 m [77] (rys. 27 c).



Rys. 27. Strop PPB [77]: a) typy belek strunobetonowych z powierzchnią wrębową, b) system ISO 22, c) system SAR HI THERM;

1 – belka strunobetonowa, 2 – kształtka styropianowa, 2 a – pustak ceramiczny, 2 b – pustak betonowy, 3 – beton uzupełniający, 4 – dodatkowe zbrojenie betonu uzupełniającego

2.2.2. Podstawowe zasady pracy statycznej konstrukcji zespolonych

Na pracę statyczną konstrukcji zespolonych ma wpływ wiele czynników, do podstawowych można zaliczyć:

- wpływ różnych materiałów na stan naprężeniowo-odkształceniowy,
- istnienie styku, co oznacza konieczność sprawdzenia nowego stanu granicznego,
- wpływ podatności styku,
- wpływ skurczu lub ekspansji betonu na stan naprężeniowo-odkształceniowy.

W betonowych elementach zespolonych zarówno prefabrykat, jak i warstwa uzupełniająca wykonywane są z betonu. Znajdują one zastosowanie w konstrukcjach stropów i innych przykryć oraz mostów. Wszystkie części mogą być wykonane z tego samego rodzaju betonu lub mogą być ukształtowane z betonów o znacznie różniących się charakterystykach materiałowych. Charakter pracy belek zespolonych jest inny niż charakter pracy elementów monolitycznych, zwłaszcza wtedy, kiedy może wystąpić całkowite lub lokalne odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu.

Ważnym aspektem jest podatność złącza [5] (rys. 28). Wyróżnia się złącza niepodatne, w których nie zachodzi wzajemne przemieszczenie łączonych elementów oraz złącza podatne, gdzie występuje wzajemne przemieszczenie warstw łączonych materiałów. Styk w konstrukcjach betonowych zespolonych, w zależności od przyjętej szorstkości powierzchni prefabrykatu oraz zastosowanego zbrojenia, może pracować jako niepodatny, jednakże przy większych naprężeniach jego praca ma cechy podatności.



Rys. 28. Stopnie współpracy elementów składowych zespolonej belki żelbetowej – schemat i rozkład odkształceń w przekroju [5]: a) pełna współpraca – styk niepodatny, b) współpraca częściowa, c) styk podatny

Szczególnym przypadkiem belek zespolonych są belki teowe [55], [82], [83]. Najczęściej prefabrykat, w takim przypadku, wykonywany jest o przekroju prostokątnym, a na etapie budowy wykonuje się płytę z betonu uzupełniającego, która wraz z prefabrykatem tworzy element zespolony o przekroju T (rys. 29 b). W pracy [82] autorzy przedstawili badania belek teowych przy różnych podatnościach złącza pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym, z uwzględnieniem różnego stopnia zbrojenia. Badania wykazały, że dla

prefabrykatów z powierzchnią szorstką oraz bez adhezji, zbrojenie zszywające ma istotny wpływ na przenoszenie sił ścinających w styku. Pomimo częściowego zarysowania pomiędzy betonami połączenie dalej przenosi siły styczne dzięki zjawiskom "*shear-friction*" oraz "*dowel action*", aż do zniszczenia belek poprzez ścinanie lub ścinanie ze zginaniem w zależności od stopnia zbrojenia w styku. Autorzy zwracają uwagę, że uplastycznienie zbrojenia w miejscu lokalnego zarysowania styku nie prowadzi do zniszczenia elementu, ale włącza kolejne strzemiona zszywające w pracę elementu.

Zważywszy, że konstrukcje pracują w złożonym stanie naprężeń, w elementach zespolonych różnice cech materiałowych mogą mieć wpływ na pracę statyczną elementów, zarówno na zginanie, jak i na ścinanie. Znając cechy poszczególnych materiałów oraz mając informacje na temat w jaki sposób oddziałują na siebie połączone różnomateriałowe części składowe, można modyfikować właściwości całego elementu zespolonego lub starać się eliminować wady wynikające z wad jednego z materiałów. Przykładem jest zastosowanie fibrobetonu jako betonu uzupełniającego (rys. 29 a) – badania [84] wykazały mniejsze ugięcie oraz większą nośność belek zespolonych z fibrobetonem w porównaniu z belkami monolitycznymi wykonanymi z betonu zwykłego.

Nawet w przypadku wykonania obydwu części elementów zespolonych z tego samego rodzaju betonu występują różnice cech, wynikające z betonowania w różnych terminach, na przykład różnice odkształceń od skurczu. Różnice te wpływają na pracę elementów poprzez generowanie początkowego stanu naprężeniowo-odkształceniowego.



Rys. 29. Przykłady żelbetowych belek zespolonych: a) belka o przekroju prostokątnym [84], b) belka o przekroju teowym [82]

Analogicznie jak różnice skurczu, początkowy stan naprężeniowo-odkształceniowy może być wynikiem zastosowania jako nadbetonu betonu ekspansywnego. W pracy [53] przedstawiono analizę, w której beton uzupełniający został wykonany z betonu ekspansywnego. Wykazano w niej, że odkształcenie ekspansji górnej warstwy betonu wpływa na wartość sił wewnętrznych elementu zespolonego. Może to z jednej strony powodować korzystną odwrotną strzałkę ugięcia, ale z drugiej strony pojawia się niebezpieczeństwo pęknięcia zespolenia na krawędziach belki, ponieważ tam powstają największe naprężenia w styku. Dodatkowo nośność styku pomiędzy betonem ekspansywnym a betonem zwykłym jest większa niż nośność zespolenia dwóch betonów zwykłych.

W pracy [75] zostały przedstawione wyniki badań belek zespolonych, które poddano badaniom czteropunkowego zginania, w celu określenia sposobu zarysowania od ścinania uwzględniając skurcz w betonie. W miejscu obserwacji rys od ścinania nie zastosowano strzemion co obrazuje rysunek 30 a. Belki składały się z prefabrykatu o wymiarach 180 x 300 mm, na którym został ułożony beton uzupełniający 180 x 100 mm. Seria NOP3B2 charakteryzowała się tym, że beton uzupełniający został ułożony po 1 dniu dojrzewania betonu prefabrykatu, natomiast w serii DOP5B2 okres ten został wydłużony do 134 dni (do czasu ustabilizowania skurczu prefabrykatu). Wytrzymałość na ściskanie betonu prefabrykatu serii NOP3B2 wynosiła 31 MPa, betonu uzupełniającego 38 MPa, a w serii DOP5B2 odpowiednio 29 MPa i 37 MPa. Przeprowadzone badania wykazały, że skurcz w betonie nie miał istotnego wpływu na nośność na ścinanie. Autorzy zauważyli odmienny sposób zarysowania w różnych seriach. W serii DOP5B2 zaobserwowano zarysowanie pomiędzy warstwami betonu ułożonymi w różnym czasie, które mogło powstać z powodu różnic skurczów betonów (miejsce to oznaczono czerwoną strzałką na rysunku 30 c). Jednakże należy zwrócić uwagę, że w przypadku belki serii NOP3B2 obraz zarysowania (rys. 30 b) jest zbliżony do zarysowania belek monolitycznych, co z kolei może sugerować lepsze związanie betonów poprzez większy stopień monolityzacji betonów układanych w odstępie 1 dnia w stosunku do betonów układanych w większych odstępach czasowych.



Rys. 30. Elementy badawcze testowane w pracy [75]: a) wymiary oraz schemat zbrojenia, b) obraz zarysowania dla serii z czasem pomiędzy betonowaniami 1 dzień, c) obraz zarysowania dla serii z czasem pomiędzy betonowaniami 134 dni

2.3. Styki ukształtowane z wrębami

2.3.1. Przykłady konstrukcji zespolonych z powierzchnią styku ukształtowaną z wrębami

Połączenia zespolone charakteryzują się tym, że im większa chropowatość i nierówności powierzchni tym większa nośność styku. W badaniach [85], [86] przedstawiono elementy zespolone, dla których prefabrykat wykonany był z drewna, natomiast górną warstwę stanowił beton uzupełniający. Ważnym składnikiem nośności tego typu styków jest zazębianie mechaniczne, dlatego w celu zapewnienia przenoszenia sił ścinających pomiędzy warstwami powierzchnia prefabrykatu z drewna została ukształtowana z wrębami (rys. 31 a).



Rys. 31. Elementy zespolone betonowo-drewniane: a) wpływ siły ścinającej na zarysowanie [85], b) zarysowanie próbek przeprowadzonych metodą "*push-off*" [87]

Podobny mechanizm pracy styku z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, ale w mniejszym stopniu, ma miejsce w połączeniu dwóch betonów co zostanie przedstawione w dalszej części pracy. Dodatkowo beton jest materiałem kruchym, a lokalne zarysowanie na krawędzi wrębu powoduje inicjację oraz propagację zarysowania, co w konsekwencji prowadzi do osłabienia warstwy z betonu uzupełniającego (rys. 31).

Zagadnieniem zespolenia betonów układanych w różnych terminach zajmowano się w [88] w odniesieniu do ścian prefabrykowanych. Autor zwraca uwagę, że o nośności złącza betonowego decyduje jakość zastosowanego betonu, dokładność wykonania złącza oraz przyczepność betonu wypełniającego węzeł do betonu prefabrykatu. Aby nie pogorszyć właściwości betonu uzupełniającego wynikającego z podciągania wody przez prefabrykat połączenie powinno mieć szerokość minimum 50 mm. Dla zwiększenia nośności styku geometrię powierzchni krawędzi ścian można kształtować według przykładów przedstawionych na rysunku 32 a. Jednakże największe siły ścinające przenosi powierzchnia styku ukształtowana z wrębami i jej modyfikowane warianty.

Autor pracy [88] przedstawił ewolucję zasad kształtowania złącza wrębowego (rys. 32 a – e). Norma BN-79 / 8812-01 charakteryzowała się konserwatywnym podejściem przyjmując wysokość wrębu 30 mm (rys. 32 b, c). Późniejsze zalecenia [89] zmniejszyły półkę wrębu do minimum 10 mm (rys. 32 d), a kolejne zmiany zawarte w normach PN-B-03264:2002 i PN-EN 1992-1-1:2008 ustanowiły minimalną wysokość wrębu na 5 mm (rys. 32 e). W przypadku ścian prefabrykowanych autor [88] zaleca stosowanie minimalnej wysokości wrębu 10 mm ze względu na lepszą współpracę elementów ściennych w przypadku wystąpienia obciążeń wyjątkowych (katastrofa postępująca).



Rys. 32. Typy połączeń z wrębami ścian prefabrykowanych [88]: a) rodzaje połączeń wrębowych, b), c), d), e) zasady kształtowania złączy z wrębami

W pracach [90]–[92] zaprezentowano wyniki badań ścian prefabrykowanych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami. Spoina pomiędzy prefabrykatami ścian najczęściej zostaje wypełniona zaprawą. Dodatkowo, aby zwiększyć nośność połączenia stosuje się zbrojenie zszywające. W zależności od ilości zbrojenia, geometrii wrębów oraz sił adhezji na styku łączonych betonów, proces zniszczenia może przebiegać w różny sposób, co zostało

zilustrowane na rysunku 33. Rysunek 33 a obrazuje zniszczenie połączenia, które polega na zerwaniu adhezji, a następnie ścięciu wrębów jednego z prefabrykatów. Zniszczenie zaprezentowane na rysunku 33 b charakteryzuje się częściowym ścięciem wrębu, natomiast w wariancie pokazanym na rysunku 33 c następuje odspojenie i towarzyszący mu znaczny poślizg między betonami. Autor pracy [91], przy pomocy metody obrazowej, przedstawił badania wyjaśniające proces postępującego zarysowania wrębów. Największą wartość obciążenia uzyskano dla częściowego zarysowania wrębu (rys. 33 d). W kolejnym etapie postępowało uszkodzenie betonu powodujące wzrost poślizgu przy spadku obciążenia i powstaniem rysy poziomej przechodzącej przez wrąb jednego z betonów (rys. 33 e). Kolejny wzrost nośności spowodowany był działaniem zazębiania mechanicznego oraz zwiększeniem się udziału prętów zszywających w przenoszeniu sił ścinających styk.



Rys. 33. Obrazy zniszczenia połączeń a), b), c) typowe rodzaje uszkodzeń połączeń z wrębami ścian prefabrykowanych [92] (opis w tekście), d), e) zarysowanie i ścięcie wrębów według [91] (opis w tekście)

Badania belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami zostały opisane w pracy [93]. Prefabrykat składał się z dźwigara stalowego (stal SM490B) oraz betonu o wytrzymałości na ściskanie $f_{ck} = 80$ MPa wykonanego na górnej półce dźwigara (rys. 34 a). Pomiędzy dźwigarem, a betonem prefabrykatu zastosowano zbrojenie zszywające w postaci trzpieni zespalających z łbem okrągłym po 3 sztuki co 205 mm. Powierzchnia betonowa prefabrykatu została wykonana w postaci wrębów wysokości 6 mm i rozstawie 40 mm (rys. 34 b). Na prefabrykacie betonowym wykonany został beton uzupełniający ($f_{ck} = 30$ MPa), a pomiędzy betonami zastosowano zbrojenie zszywające w rozstawie 600 mm. Badania wykazały, że zniszczenie połączenia między betonami wystąpiło nagle (rys. 34 c) i charakteryzowało się ścięciem wrębów betonu o niższej wytrzymałości. Autorzy zwrócili uwagę, że zniszczenie elementu nastąpiło przy obciążeniu mniejszym o 6% od obciążenia projektowego.



Rys. 34. Belka z powierzchnią prefabrykatu z wrębami badana w ramach pracy [93]: a) przekrój poprzeczny belki, b) widok powierzchni prefabrykatu, c) wykres obciążenie-ugięcie

2.3.2. Wpływ geometrii wrębów na nośność połączenia między betonami

2.3.2.1. Opis badań relacjonowanych w literaturze przedmiotu

Informacje zawarte w normie Eurokod 2-1-1 oraz w *fib* Model Code 2010 przedstawiają ogólne wytyczne dotyczące geometrii prefabrykatu z wrębami (rys. 2). W tej części pracy zostaną przedstawione analizy oraz wyniki badań dotyczące rozstawu, wysokości wrębów oraz kąta płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu. Przeanalizowane zostaną także badania wykonane metodą *"push-off"* bez docisku bocznego oraz badania ścinania w dwóch płaszczyznach z uwzględnieniem betonu zwykłego i wysokiej wytrzymałości. Wyniki opisywanych badań zestawiono w punkcie 2.3.2.2.

Analizę nośności styków z powierzchnią prefabrykatu z wrębami omówiono w pracy [46]. Geometrię próbek oraz sposób obciążenia pokazano na rysunku 35 a. Elementy badawcze wykonano w dwóch etapach: w pierwszym wykonano prefabrykaty z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, następnie po 28 dniach dojrzewania betonu prefabrykatu wykonano drugą część próbki z betonu uzupełniającego. W celu wyeliminowania wchłaniania wody przez prefabrykat z betonu uzupełniającego przed betonowaniem prefabrykaty umieszczono na kilka godzin w wodzie. Powierzchnia wrębów prefabrykatu była gładka, ponieważ została ukształtowana przy pomocy blach profilowanych.



Rys. 35. Elementy badawcze z powierzchnią prefabrykatu z wrębami testowane w ramach pracy [46]: a) geometria próbki oraz wrębów, b) obraz zarysowania styku z wrębami

Wszystkie elementy badawcze (5 sztuk) zostały zniszczone przez ścięcie wrębów słabszego betonu. Proces zniszczenia rozpoczął się od pojawienia się rysy pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym. Bezpośrednio przed zniszczeniem zaobserwowano rysy przebiegające przez wręby jednej części (rys. 35 b), po czym następowało ścięcie. Powstanie rys między betonami układanymi w różnych terminach związane było z zerwaniem oddziaływania adhezyjnego, co było konsekwencją gładkiej powierzchni wrębów prefabrykatu.

W pracy [94] przedstawiono badania próbek z powierzchnią prefabrykatu z wrębami o różnej wysokości (rys. 36). Prefabrykaty zostały wykonane z betonu ultrawysokiej wytrzymałości (UHPC), dla którego średnia wytrzymałość na ściskanie wyniosła 150,3 MPa, natomiast beton uzupełniający miał wytrzymałość 50,6 MPa. Przed ułożeniem betonu uzupełniającego powierzchnia styku została oczyszczona i zwilżona. W celu oceny połączenia wykonano również próbki monolityczne z betonu uzupełniającego o takiej samej geometrii co próbki zespolone.



Rys. 36. Elementy z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, badane w ramach pracy [94]: a) schemat próbek z wrębami o wymiarach 20 x 20 mm, b) schemat próbek z wrębami o wymiarach 20 x 30 mm, c) obraz zniszczenia próbki z wrębami o wymiarach 20 x 30 mm

Wszystkie elementy zespolone z powierzchnią prefabrykatu z wrębami zniszczyły się wskutek ścięcia wrębów betonu uzupełniającego, co zostało przedstawione na rysunku 36 c. W końcowej fazie obciążenia autorzy zauważyli nieliniowy poślizg między betonami, co mogło sugerować zarysowanie styku.

Autorzy pracy [95] wykonali szereg testów "*push-off*" próbek z różną geometrią prefabrykatu oraz próbek monolitycznych pokazanych na rysunku 37. Prefabrykat został wykonany z betonu ultrawysokiej wytrzymałości UHPC o średniej wytrzymałości na ściskanie 204,6 MPa, natomiast beton uzupełniający 187,0 MPa. Prefabrykaty podlegały kondycjonowaniu przez okres 91 dni, a przed ułożeniem betonu uzupełniającego ich powierzchnia została zwilżona. Wszystkie próbki zespolone zostały zniszczone poprzez ścięcie wrębów w płaszczyźnie zespolenia (rys. 37). Przebieg zarysowania próbki monolitycznej odpowiadał teoretycznie uzyskanemu przebiegowi trajektorii naprężeń rozciągających (rys. 37 a).



Rys. 37. Elementy badawcze testowane w pracy [95]: a) geometria oraz obraz zarysowania próbki monolitycznej, b) geometria oraz obraz zarysowania próbki z powierzchnią z wrębami 20 x 20 mm (GR-20), c) geometria oraz obraz zarysowania próbki z powierzchnią z wrębami 30 x 30 mm (GR-30)

W pracy [95] zostały również przedstawione wyniki analiz numerycznych wykonanych metodą elementów skończonych za pomocą programu ABAQUS. Geometria próbek, właściwości materiałów oraz sposób obciążenia zostały przyjęte tak jak w badaniach rzeczywistych. Na rysunku 38 zostały przytoczone wykresy zależności siła-przemieszczenie w płaszczyźnie zespolenia w odniesieniu do wyników laboratoryjnych i analizy numerycznej próbek o geometrii wrębów 20 x 20 mm oraz 30 x 30 mm. Załamanie krzywej przy obciążeniu 260-280 kN próbki GR-20 oraz 320-360 kN próbki GR-30 może sugerować zarysowanie połączenia pomiędzy betonami. W przypadku próbki GR-30 widoczny jest również spadek obciążenia, co wiąże się z poślizgiem na styku dwóch łączonych betonów.



Rys. 38. Porównanie wyników badań analitycznych i doświadczalnych relacjonowanych w pracy [95]: a) GR-20 próbka z powierzchnią z wrębami 20 x 20 mm, b) GR-30 próbki z powierzchnią z wrębami 30 x 30 mm

W badaniach przedstawionych w artykule [96] autorzy skupili się na wpływie wielkości wrębów na nośność połączenia pomiędzy betonami. Nośność połączenia poszczególnych próbek została porównana z nośnością ścinanego elementu monolitycznego (rys. 39 a). Badania zostały podzielone na dwie serie i w każdej serii wykonano zestaw próbek przestawionych na rysunku 39:

- seria I (oznaczenie: NU-GR wysokość wrębów) prefabrykat zostały wykonany z betonu ultrawysokiej wytrzymałości UHPC, natomiast beton uzupełniający z betonu zwykłego,
- seria II (oznaczenie: UU-GR wysokość wrębów) zarówno prefabrykat jak i beton uzupełniający zostały wykonane z betonu ultrawysokiej wytrzymałości UHPC.

Dla betonu ultrawysokiej wytrzymałości uzyskano średnią wytrzymałość na ściskanie równą 180 MPa, natomiast dla betonu zwykłego 30 MPa. Beton uzupełniający został ułożony na prefabrykacie po 91 dniach dojrzewania betonu w prefabrykatach.



Rys. 39. Elementy badane w pracy [96]: a) geometria próbki monolitycznej (MN), b) próbki z powierzchnią z wrębami 10 x 10 mm (GR-10), c) geometria próbki z powierzchnią z wrębami 20 x 20 mm (GR-20), d) geometria próbki z powierzchnią z wrębami 30 x 30 mm (GR-30)

Wszystkie próbki poddane badaniu uległy zniszczeniu poprzez ścięcie wrębów. W przypadku serii, w której jedna część była wykonana z betonu uzupełniającego o niższej wytrzymałości płaszczyzna ścięcia przebiegała po stronie słabszego betonu. Poszczególne obrazy zniszczenia zostały przedstawione na rysunku 40, a analizę porównawczą zamieszczono w tabeli 8.



Rys. 40. Obraz zniszczenia próbek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami badanych w pracy [96]: a) seria UU-GR-10, b) UU-GR-20, c) UU-GR-30, d) NU-GR-10, e) NU-GR-20, f) NU-GR-30

W pracy [97] wykonany został szereg badań elementów zespolonych, w tym również z powierzchnią prefabrykatu z wrębami (rys. 41 a). Powierzchnia z wrębami wykonana została przy pomocy blachy profilowanej, a więc sama powierzchnia wrębów była gładka. Prefabrykaty, o wymiarach 300 x 300 x 100 mm, zostały wykonane z betonu o średniej wytrzymałości na ściskanie 40 MPa, natomiast beton uzupełniający, o wymiarach 300 x 300 x 75 mm, z betonu o wytrzymałości 25 MPa. Beton uzupełniający został ułożony na prefabrykacie po 7 dniach, natomiast badanie wykonano po 28 dniach od wykonania nadlewek. Badanie przeprowadzono metodą "*push-off*" (rys. 41 b) bez obciążenia krępującego oraz z różnym naprężeniem krępującym (0,5 MPa, 1,0 MPa, 1,5 MPa). Elementy zespolone zniszczyły się poprzez ścięcie wrębów przy różnym naprężeniu w styku w zależności od obciążenia krępującego, co zostało przedstawione w tabeli 11. Dodatkowo autorzy w pracy [98] przedstawili badania numeryczne, których wyniki były podobne do wyników badań laboratoryjnych. Na podstawie wykonanego modelu numerycznego badanych próbek, w programie ABAQUS, wykazali, że przed całkowitym zniszczeniem powstało zarysowanie między betonami, co było wynikiem zerwania adhezji.



Rys. 41. Badania elementów zespolonych relacjonowane w pracy [97]: a) widok prefabrykatów i geometria wrębów, b) widok stanowiska badawczego

Wyniki badań nośności styku w płaszczyźnie zespolenia przeprowadzone metodą przecinania dwupłaszczyznowego przedstawiono w pracy [99]. Próbki o wymiarach 15 x 15 x 45 cm składały się z dwóch prefabrykatów, między którymi wykonano wypełnienie z betonu uzupełniającego (rys. 42 c). Średnia wytrzymałość na ściskanie betonu prefabrykatu wyniosła 34,5 MPa, natomiast betonu uzupełniającego 33,3 MPa. Beton uzupełniający został wykonany po 7 dniach dojrzewania betonu prefabrykatu, a przed samym wykonaniem powierzchnia prefabrykatu została zwilżona wodą (rys. 42 a). W celu oceny nośności połączenia próbek zespolonych wykonano również próbki monolityczne o takiej samej geometrii jak próbki zespolone.

Elementy badawcze ulegały zniszczeniu wskutek ścięcia betonu w płaszczyźnie pomiędzy podporą, a punktem przyłożenia obciążenia (rys. 42 c). W przypadku próbek monolitycznych występowała jedna płaszczyzna zniszczona przez ścinanie. W przypadku elementów zespolonych w dwóch próbkach występowały dwie płaszczyzny, które uległy ścięciu, a w jednej próbce jedna płaszczyzna uległa zniszczeniu. Zniszczenie polegało na częściowym ścięciu wrębów oraz odspojeniu betonu uzupełniającego od prefabrykatu (rys. 42 b). Można przypuszczać, że ustąpienie adhezji pomiędzy betonami występowało przy mniejszym obciążeniu, a nagłe ścięcie płaszczyzny zespolenia z jednej strony próbki spowodowało zniszczenie styku z drugiej strony.



Rys. 42. Badania elementów zespolonych relacjonowane w pracy [99]: a) geometria powierzchni prefabrykatów, b) obraz zniszczenia, c) geometria próbek oraz schemat stanowiska badawczego

2.3.2.2. Analiza zestawionych wyników badań

W tabeli 8 zamieszczono zbiorcze zestawienie wyników badań nośności styku na ścinanie w opisanych wcześniej pracach. Przedstawiona analiza dotyczy próbek bez docisku bocznego przy różnej geometrii wrębów. We wszystkich pracach, oprócz pracy [46], geometria wrębów spełniała wytyczne Eurokodu 2-1-1 oraz fib Model Code 2010 co do ukształtowania powierzchni prefabrykatu z wrębami. Wytyczne Eurokodu 2-1-1 oraz fib Model Code 2010 zakładają, aby kat płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu nie przekraczał 30° (rys. 2). We wszystkich próbkach poddanych analizie zniszczenie nastapiło wskutek ściecia wrebów pomiędzy powierzchnią prefabrykatu, a betonem uzupełniającym. W analizie uwzględniono elementy zespolone, w których stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej mieścił się w granicach 0,5-0,6. Dla wszystkich zbadanych próbek, na podstawie dostępnych danych, obliczono współczynnik efektywności zespolenia α_z . Określono go jako stosunek naprężeń w styku powierzchni zespolonej do naprężeń występujących w analogicznej próbce monolitycznej. W przypadku badań, gdzie nie wykonano próbek monolitycznych współczynnik obliczono jako stosunek naprężeń niszczących próbkę zespoloną do wytrzymałości próbki monolitycznej badanej analogicznie, obliczonej na podstawie podanej w publikacji wytrzymałości betonu na ściskanie słabszego z betonów, zgodnie ze wzorem $f_{\rm cw} = 0.5\sqrt{f_{\rm ctm} \cdot f_{\rm cm}}$ [5], [47].

Autorzy	Metoda badania, uwagi	Geometria wrębów: d – wysokość, l – rozstaw wrębów, a - kąt plaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu według EC2-1-1	Stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni	Stan wilgotności powierzchni	Procent zniszczenia w styku	Współczynnik efektywności zespolenia a _z (średnia)
Nowak W. [46]	" <i>push-off</i> ", bez docisku bocznego	d = 5 mm, $l = 50 \text{ mm}, \alpha \approx 45^{\circ}$	0,6	Nawilżona	100%	0,48-1,00 ^{b)} (0,77)
Haibo Jiang	<i>"push-off"</i> , bez docisku	$d = 20 \text{ mm},$ $l = 40 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Nawilżona	100%	0,70 ^{a)}
1 in. [94]	bocznego, beton zwykły - beton UHPC	d = 30 mm, $l = 40 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Nawilżona	100%	0,59 ^{a)}
Hyun-O. Jang	,, <i>push-off</i> ", bez docisku	$d = 20 \text{ mm},$ $l = 40 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,51 ^{a)}
[95]	bocznego, beton UHPC	d = 30 mm, $l = 60$ mm, $\alpha = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,77 ^{a)}
	<i>"push-off"</i> , bez docisku bocznego, beton UHPC <i>"push-off"</i> , bez docisku bocznego, beton zwykły -	$d = 10 \text{ mm},$ $l = 20 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,23 ^{a)}
		$d = 20 \text{ mm},$ $l = 40 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,58 ^{a)}
Hyun-O. Jang i in.		$d = 30 \text{ mm},$ $l = 60 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,79 ^{a)}
[96]		$d = 10 \text{ mm},$ $l = 20 \text{ mm}, \alpha = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,76 ^{a)}
		$d = 20 \text{ mm},$ $l = 40 \text{ mm}, a = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	0,83 ^{a)}
	beton UHPC	a = 30 mm, $l = 60$ mm, $a = 0^{\circ}$	0,5	Brak danych	100%	1,03 ^{a)}
Mohamad M. E. i in. [97]	<i>"pusn-ojj</i> , bez docisku bocznego, beton zwykły	d = 5 mm, $l = 83$ mm, $\alpha = 30^{\circ}$	0,6	Brak danych	100%	0,34-0,42 ^{b)} (0,38)
Sadowski G. i Wiliński P. [99]	Ścinanie w dwóch płaszczyznach, bez docisku bocznego, beton zwykły	d = 10 mm, $l = 75 \text{ mm}, \alpha = 25^{\circ}$	0,6	Nawilżona	100%	0,42-0,60 ^{a)} (0,53)
a) Wartość α_z obliczono jako stosunek: naprężeń niszczących próbkę zespoloną do naprężeń niszczących próbkę monolityczną badaną analogicznie, na podstawie wartości podanych w publikacji, b) Wartość α_z obliczono jako stosunek: naprężeń niszczących próbkę zespoloną (poddanych w publikacji) do wytrzymałości próbki monolitycznej badanej analogicznie, obliczonej na podstawie podanej w publikacji wytrzymałości betonu na ściskanie, zgodnie ze wzorem $f_{cw} = 0.5\sqrt{f_{ctm} \cdot f_{cm}}$ [5], [47].						

Tab. 8. Zestawienie wyników badań wytrzymałości styku na ścinanie relacjonowanych w literaturze przedmiotu

Autorzy w pracy [94] wykonali badania dwóch serii próbek z powierzchnią prefabrykatu o takich samych rozstawach wrębów, ale różnej wysokości. Badania wykazały, że dla wrębów wysokości 20 mm współczynnik efektywności zespolenia α_z jest większy o 19% od próbek z wrębami o wysokości 30 mm.

Na rysunku 43 przedstawiono porównanie współczynników efektywności zespolenia α_z , które zostały obliczone na podstawie nośności styku zaprezentowanych w badaniach [96]. Dane zostały uporządkowano w zależności od geometrii wrębów oraz rodzaju zastosowanego betonu. W przypadku prefabrykatów z betonu zwykłego (30 MPa) wpływ geometrii wrębów na nośność styku jest znacznie mniejszy niż dla próbek zespolonych z betonu ultrawysokiej wytrzymałości (180 MPa). We wszystkich próbkach powierzchnia prefabrykatu spełniała wytyczne Eurokodu 2-1-1 oraz *fib* Model Code 2010 dotyczące kształtu wrębów. Współczynnik efektywności zespolenia próbek z betonu zwykłego z wrębami o wysokości d = 10 mm jest o 26,2% mniejszy niż próbek z wysokością wrębów d = 30 mm. W przypadku powierzchni prefabrykatu z wysokością wrębów d = 20 mm współczynnik jest mniejszy o 19,4%. Należy zaznaczyć, że dla wrębów d = 30 mm naprężenia w styku pomiędzy betonami osiągnęły wartość porównywalną do analogicznej próbki monolitycznej wykonanej z betonu zwykłego. Może to sugerować, że w próbkach o wysokości wrębu d = 30 mm i $\alpha = 0^{\circ}$ osiągnięto pełne zespolenie powierzchni.

W przypadku elementów zespolonych wykonanych z betonu ultrawysokiej wytrzymałości UHPC różnica współczynnika efektywności zespolenia pomiędzy poszczególnymi seriami jest znacząca. Współczynnik dla prefabrykatu z wrębami o wysokości d = 10 mm jest mniejszy o 70,9% niż w przypadku próbek z wrębami o wysokości d = 30 mm, a dla próbek z wysokością wrębów d = 20 mm - o 26,6%. Należy mieć na uwadze, że wytyczne normowe Eurokodu 2-1-1 oraz *fib* Model Code 2010 pozwalają projektować konstrukcje żelbetowe do klasy betonu C90/105.

Porównując współczynniki efektywności zespolenia dla różnych betonów widoczna jest ich zależność od wielkości wrębów. W przypadku wrębów o wysokości d = 10 mm wartość współczynnika zespolenia dla betonu ultrawysokiej wytrzymałości jest o 69,7% mniejsza niż dla betonu zwykłego. W przypadku wrębów wysokości d = 20 mm jest mniejsza o 30,1%, a dla wrębów d = 30 mm o 23,3%.



Rys. 43. Współczynnik efektywności zespolenia α_z w zależności od geometrii wrębów i rodzaju betonu, uzyskany w badaniach [96]

Na rysunku 44 przedstawiono porównanie współczynników efektywności zespolenia na podstawie badań [46], [97], [99] zamieszczonych w tabeli 8. We wszystkich badaniach stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni podlegającej ścinaniu wynosił 0,6. W badaniach [46], [97] wysokość wrębów wynosiła d = 5 mm, natomiast w badaniach [99] d = 10 mm.

Największą wartość współczynnika efektywności zespolenia uzyskano w badaniach [46] ($\alpha_z = 0,77$), jednakże kąt płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu nie spełniał wytycznych Eurokodu 2-1-1. Wyniki badań charakteryzowały się dużym rozrzutem danych na co również zwrócił uwagę autor pracy, który stwierdził, że powodem mógł być kształt próbki oraz niedokładność sposobu obciążenia.

Współczynnik efektywności zespolenia w badaniach przedstawionych w pracy [97] jest o 28,3% mniejszy niż uzyskany w badaniach [99]. W pracy [97] wysokość wrębów prefabrykatu wynosiła d = 5 mm i była dwa razy mniejsza niż przedstawiona w badaniach [99].

Z analizy wyników pracy [96] (rys. 43) można stwierdzić, że dla betonów zwykłych wraz ze zmniejszeniem wysokości wrębu zmniejsza się współczynnik efektywności zespolenia, co ma również miejsce w przypadku wyników prac [97] i [99].



Rys. 44. Współczynnik efektywności zespolenia α_z na podstawie badań [46], [97], [99], zgodnie z tabelą 8

2.3.3. Wpływ udziału wrębów na nośność połączenia między betonami

W pracy [52] zostały przedstawione wyniki badań próbek zespolonych, które poddano badaniom "*slant-shear*". Badanie takie charakteryzuje się złożonym stanem naprężeń w styku, w którym występują naprężenia styczne oraz naprężenia normalne do styku. W zależności od kąta nachylenia styku do poziomu udział poszczególnych naprężeń się zmienia (rys. 14). Im ten kąt jest mniejszy tym wzrasta przewaga naprężeń normalnych prostopadłych do styku, a im kąt nachylenia jest większy – wzrasta udział naprężeń stycznych. W badaniach wykorzystano prefabrykaty z dwoma rodzajami powierzchni prefabrykatu (rys. 45 a) oraz z różnym kątem nachylenia styku do poziomu. Dla porównania wykonano również próbki monolityczne o takiej samej geometrii oraz poddano je badaniu takiemu jak elementy zespolone (rys. 45 b). Wszystkie próbki wykonano z betonu ultrawysokiej wytrzymałości. W próbkach serii V średnia wytrzymałości betonu na ściskanie wynosiła 160,8 MPa, a w elementach serii T – 163,8 MPa. Elementy badawcze składały się z dwóch prefabrykatów, które następnie układano jeden na drugim i poddawano działaniu obciążenia (rys. 45 b). Takie rozwiązanie eliminowało wpływ adhezji i skupiało się na zazębianiu mechanicznym oraz blokowaniu wrębów.



Rys. 45. Badania elementów zespolonych według [52]: a) geometria wrębów dla poszczególnych serii, b) schemat i widok stanowiska badawczego

Proces zniszczenia próbek przebiegał odmiennie w zależności kąta nachylenia styku do poziomu. Zniszczenie próbek, w których kąt nachylenia styku był mniejszy niż 47,5° zniszczenie przebiegało jak zniszczenie próbek monolitycznych (rys. 46 a), a więc tak jak dla elementów ściskanych (rys. 46 b, tab. 9). W elementach z kątem nachylenia styku do poziomu większym niż 47,5° następowało ścięcie wrębów, przy różnych wartościach obciążenia w zależności od kąta nachylenia (rys. 46 c, tab. 9).



Rys. 46. Obraz zniszczenia próbek badanych w pracy [52]: a) próbka monolityczna, b) próbka zespolona serii V20, c) próbka zespolona serii V60

W tabeli 9 przedstawione zostało zbiorcze zestawienie wyników badań nośności styku na ścinanie dla serii V oraz serii T przy różnym kącie nachylenia styku do poziomu. Geometria wrębów w poszczególnych seriach różniła się rozstawem wrębów oraz kątem płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu. Na tej podstawie wykonano własne obliczenia stosunku powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej, który dla serii V wyniósł 0,75, a dla serii T – 0,60 (tab. 9). Dodatkowo wykonano obliczenia współczynnika efektywności zespolenia α_z , który określono jako stosunek naprężeń niszczących próbkę zespoloną do naprężeń niszczących próbkę monolityczną badaną w analogiczny sposób.

Kąt nachylenia styku do poziomu	Geometria wrębów: d – wysokość, l – rozstaw wrębów, α – kąt płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu według EC2-1-1	Stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej	Sposób zniszczenia	Współczynnik efektywności zespolenia α _z (średnia)		
20°	$d = 10 \text{ mm}, l = 40 \text{ mm}, \alpha = 45^{\circ}$	0,75	Ściskanie	$0,96-0,98^{\mathrm{a})}$ (0,97)		
30°	$d = 10 \text{ mm}, l = 40 \text{ mm}, \alpha = 45^{\circ}$	0,75	Ściskanie	0,96 ^{a)}		
47,5°	$d = 10 \text{ mm}, l = 40 \text{ mm}, \alpha = 45^{\circ}$	0,75	Ścięcie	0,56 ^{a)}		
50°	$d = 10 \text{ mm}, l = 40 \text{ mm}, \alpha = 45^{\circ}$	0,75	Ścięcie	$0,64-0,68^{\mathrm{a}}$ (0,66)		
60°	$d = 10 \text{ mm}, l = 40 \text{ mm}, \alpha = 45^{\circ}$	0,75	Ścięcie	$0,33-0,55^{\rm a)} \\ (0,44)$		
10°	$d = 10 \text{ mm}, l = 50 \text{ mm}, \alpha = 27^{\circ}$	0,60	Ściskanie	1,00 ^{a)}		
47,5°	$d = 10 \text{ mm}, l = 50 \text{ mm}, \alpha = 27^{\circ}$	0,60	Ścięcie	0,53 ^{a)}		
50°	$d = 10 \text{ mm}, l = 50 \text{ mm}, \alpha = 27^{\circ}$	0,60	Ścięcie	$0,45-0,62^{\mathrm{a}}$ (0,54)		
55°	$d = 10 \text{ mm}, l = 50 \text{ mm}, \alpha = 27^{\circ}$	0,60	Ścięcie	0,39 ^{a)}		
a) Wartość α_z obliczono jako stosunek: naprężeń niszczących próbkę zespoloną do naprężeń niszczących próbkę monolityczną badaną analogicznie, na podstawie wartości podanych w publikacji.						

Tab. 9. Zestawienie wyników badań nośności styku na ścinanie relacjonowanych w [52], wraz z własną analizą współczynnika efektywności zespolenia

Na rysunku 47 przedstawiono obliczone współczynniki efektywności zespolenia α_z w zależności od kąta nachylenia styku do poziomu ($\geq 47,5^\circ$) dla serii V oraz serii T. Efektywność zespolenia teoretycznie powinna maleć wraz ze wzrostem kąta pomiędzy płaszczyzną prefabrykatu do poziomu. Zarówno dla serii V jak i serii T wartość współczynnika efektywności zespolenia przy kącie 50° jest jednak większa niż przy kącie 47,5°. Zważywszy, że tego typu badania charakteryzują się dużym rozrzutem wyników, na otrzymane wyniki może mieć wpływ mała różnica kąta. W przypadku kąta 55° serii T oraz 60° serii V wartości współczynników efektywności zespolenia są mniejsze niż dla próbek z mniejszym kątem styku do poziomu. Porównując wyniki uzyskane w serii V oraz serii T. Prawdopodobnie mniejsze wartości tego współczynnika wynikają z różnego stosunku powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej (dla serii T wynosił on 0,60).



Seria V: stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej równy 0,75
 Seria T: stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej równy 0,60

Rys. 47. Zależność współczynnika efektywności zespolenia α_z od kąta nachylenia styku do poziomu serii V oraz serii T badanych w ramach pracy [52]

Badania próbek zespolonych poddanych ścinaniu w jednej płaszczyźnie zostały przedstawione w pracy [100]. Wykonano 5 serii próbek o wrębach wysokości $d_k = 10$ mm, różniących się szerokością wrębu L_k , która wynosiła od 40 mm do 80 mm co 10 mm. Pomiędzy łączonymi elementami zastosowano zbrojenie zszywające w postaci 4 prętów ϕ 6 mm. Geometrię próbki oraz schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rysunku 48 a. Prefabrykat został wykonany z betonu o średniej wytrzymałości na ściskanie w zależności od serii 35,4-42,5 MPa, natomiast zaprawa uzupełniająca miała wytrzymałość 33,8-36,7 MPa. Wszystkie elementy badawcze poddane obciążeniu zniszczyły się poprzez ścięcie wrębu części wykonanej z zaprawy. Maksymalne obciążenie niszczące próbki uzależnione było od stosunku powierzchni wrębu do całej powierzchni ścinanej. Im udział wrębu w całej powierzchni ścinanej był większy tym próbka przenosiła większą wartość obciążenia (rys. 48 b).



Rys. 48. Badania elementów zespolonych relacjonowanych w pracy [100]: a) geometria próbek oraz schemat stanowiska badawczego, b) wykres zależności siły obciążającej od poślizgu dla wszystkich serii

Proces zarysowania styku we wszystkich seriach przebiegał podobnie. Na rysunku 49, dla wybranych serii, przedstawiono zarysowanie w końcowej fazie zniszczenia rejestrowane metodą obrazową. Przed osiągnięciem maksymalnej siły niszczącej w styku dwóch betonów powstało zarysowanie, co było wynikiem zerwania adhezji. Wraz ze wzrostem obciążenia pojawiła się rysa w przekroju wrębu, co skutkowało jego nagłym całkowitym ścięciem. Dalsze przekazywanie sił stycznych było wynikiem tarcia między warstwami oraz działania trzpieniowego zbrojenia zszywającego (rys. 48 b). Podobny proces zniszczenia został przedstawiony w badaniach [101], w których autorzy dodatkowo uwzględnili różne siły krępujące działające na styk.



Rys. 49. Obraz przebiegu niszczenia zespolenia próbek badanych w ramach pracy [100] przedstawiony metodą obrazową: a) seria T40, b) seria T70

W tabeli 10 przedstawiono zbiorcze zestawienie niszczących naprężeń ścinających dla poszczególnych serii uzyskane w badaniach [100]. Na podstawie danych z tabeli 10 oraz rysunku 50 można wywnioskować, że wzrost niszczących naprężeń ścinającym w styku jest uzależniony od stosunku powierzchni wrębów do całej powierzchni styku. Niszczące naprężenia ścinające w serii T80 są większe o 81,6% od wartości naprężeń dla serii T40, natomiast różnica pomiędzy seriami dla stosunku powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej wynosi 100%.

W drugiej części tabeli 10 wykonano obliczenia nośności styków według normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010. Obliczenia poszczególnych składników nośności styku według wzorów (2.4) i (2.9) zostały zaprezentowane oddzielnie. Do obliczeń nośności styku w serii T50 i T80 przyjęto współczynnik tarcia przy ścinaniu $\mu = 0,8$, natomiast dla pozostałych serii $\mu = 1,0$ co zostało uzależnione od wytrzymałości betonu na ściskanie (zgodnie z tabelą 5).
	m]	m] losć chni nej nia			Nośnoś I	ć styku weo EC2-1-1	dług	Nośność styku według <i>fib</i> Model Code 2010				
Seria	Długość wrębu [m	Średnia wytrzyma betonu prefabryka	Stosunek powierzc wrębów do całej powierzchni ścinan	Niszczące napręże ścinające [MPa] (średnia)	Adhezja / zazębianie [MPa]	Zbrojenie [MPa]	Suma [MPa]	Adhezja / zazębianie [MPa]	"shear – friction" [MPa]	"dowel action" [MPa]	Suma [MPa]	
T40	40	35,3	0,20	1,82- 2,00 (1,90)	1,60	1,56	3,16	0,66	0,86	0,38	1,90	
T50	50	34,3	0,25	2,43- 2,47 (2,45)	1,58	1,56	3,14	0,65	0,69	0,37	1,71	
Т60	60	36,3	0,30	2,76- 3,06 (2,87)	1,64	1,56	3,20	0,66	0,86	0,38	1,90	
T70	70	36,7	0,35	3,10- 3,32 (3,18)	1,65	1,56	3,21	0,66	0,86	0,38	1,90	
Т80	80	33,8	0,40	3,41- 3,47 (3,45)	1,57	1,56	3,13	0,64	0,69	0,37	1,70	

Tab. 10. Zestawienie wyników badań nośności styku na ścinanie relacjonowanych w pracy [100] oraz nośności styku według EC2-1-1 oraz *fib* Model Code 2010

Na rysunku 50 zaprezentowano zbiorcze zestawienie niszczących naprężeń ścinających otrzymanych z badań oraz obliczonych nośności styku według normy PN-EN 1992-1-1:2008 i *fib* Model Code 2010 dla wszystkich serii. Wartości granicznych naprężeń średnich na ścinanie dla wszystkich zbadanych serii mają charakter zbliżony do liniowego od wartości najmniejszej 1,90 MPa dla serii T40 do wartości największej wynoszącej 3,45 MPa dla serii T80. W przypadku nośności styku obliczonych według normy PN-EN 1992-1-1:2008 naprężenia te mieszczą się w zakresie 3,13-3,20 MPa. Wytyczne *fib* Model Code 2010 klasyfikują powierzchnię z wrębami jako szorstką, założenie to zaniża obliczone nośności styku, które wyniosły 1,70-1,90 MPa w zależności od betonu w danej serii. Najbardziej zbliżoną nośność styku według EC2-1-1 do wyników badań laboratoryjnych uzyskano dla próbek serii T70. W przypadku serii T80 naprężenia w styku są o 10,2% większe niż nośność obliczona według EC2-1-1 i o 102,9% większe niż w przedstawionym sposobie zawartym *fib* Model Code 2010.



Rys. 50. Porównanie niszczących naprężeń ścinających uzyskanych w badaniach [100] i nośności styku obliczonych według EC2-1-1 i *fib* Model Code 2010 w zależności od serii próbek na podstawie tabeli 10

2.3.4. Wpływ liczby wrębów oraz docisku bocznego na nośność połączenie między betonami

Autorzy pracy [102] przedstawili szereg badań wykonanych metodą "*push-off*", w których analizowali wielkość wrębów, sposób połączenia pomiędzy betonami, temperaturę dojrzewania próbek, docisk boczny próbek oraz rodzaj mieszanki betonowej. W tabeli 11 zamieszczono dane dotyczące wybranych elementów z dociskiem bocznym o wartości 8 MPa (realizacja jak na rys. 51 c): dla próbki bez połączenia adhezyjnego (zgodnie z rys. 51 a) oraz próbek z betonem uzupełniającym ultrawysokiej wytrzymałości 150 MPa (zgodnie z rys. 51 b). Wszystkie prefabrykaty zostały wykonane z betonu o średniej wytrzymałości betonu na ściskanie równej 80 MPa. Dla próbek z połączeniem adhezyjnym przed ułożeniem betonu uzupełniającego powierzchnia prefabrykatu została zwilżona wodą.



Rys. 51. Badania elementów zespolonych realizowane w pracy [102]: a) geometria wrębów dla serii z połączeniem bez adhezji, b) geometria wrębów dla serii z połączeniem z adhezją, c) widok stanowiska badawczego

Mechanizm zniszczenia próbek, w których nie występowało połączenie adhezyjne, polegał na degradacji betonu w wyniku ścięcia lub zmiażdżeniu wrębów (rys. 52 a). W przypadku próbek, w których jako beton uzupełniający wykorzystano beton ultrawysokiej wytrzymałości zniszczenie przebiegało albo poprzez ścięcie wrębów w płaszczyźnie styku albo poprzez powstanie rysy ukośnej w betonie uzupełniającym (rys. 52 b).



Rys. 52. Obraz zniszczenia próbek badanych w pracy [102]: a) próbka bez połączenia adhezyjnego, b) próbka z betonem uzupełniającym

Na rysunku 53 przedstawiono geometrię elementów badawczych, których wyniki i analizę omówiono w pracy [49]. Poszczególne serie różniły się liczbą wrębów w płaszczyźnie zespolenia, ponadto seria SP-1 dodatkowo różniła się geometrią próbki. W zależności od serii średnia wytrzymałość betonu na ściskanie, zarówno dla prefabrykatu jak i betonu uzupełniającego, mieściła się w przedziale 32,9-43,5 MPa. Badania przeprowadzono metodą *"push-off"* z naprężeniem krępującym (dociskiem bocznym) wynoszącym 1 MPa oraz 2 MPa.



Rys. 53. Geometria elementów badanych w pracy [49]: a) seria SP-1 z jednym wrębem prefabrykatu, b) seria SP-2 z dwoma wrębami prefabrykatu, c) seria SP-3 z trzema wrębami prefabrykatu, d) seria SM – próbka monolityczna

Wszystkie elementy badawcze uległy zniszczeniu poprzez ścięcie wrębów w płaszczyźnie zespolenia (rys. 54). W przypadku próbek z dwoma wrębami, w niektórych elementach ścięciu ulegał tylko jeden wrąb, co mogło być przyczyną powstania niezamierzonego mimośrodu i zaniżenia wyników (rys. 54 a).



Rys. 54. Obraz zniszczenia próbek badanych w pracy [49]: a), b) seria SP-2, c) seria SP-3

W tabeli 11 przedstawiono zbiorcze zestawienie wybranych wyników badań omówionych w artykułach [49], [97] i [102]. We wszystkich elementach proces badania kończył się w chwili zniszczeniem wrębów.

Elementy badawcze opisane w pracy [102] podczas obciążenia poddane były również działaniu naprężeń krępujących równych 8 MPa. Nośność na ścinanie próbek z połączeniem adhezyjnym z dwoma wrębami jest o 78,4% większa niż próbek z jednym wrębem. Dla elementów z prefabrykatem z dwoma wrębami stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej jest o 100% większy niż dla próbek z jednym wrębem na prefabrykacie. Porównując nośności na ścinanie próbek z jednym wrębem z połączeniem adhezyjnym i bez połączenia adhezyjnego stwierdzono, że nośność ta jest większa o 122,6% w przypadku próbek z połączeniem adhezyjnym. Należy zaznaczyć, że próbki charakteryzowały się inną geometrią (patrz rysunki 51 a i 51 b), a wytrzymałość betonu uzupełniającego była o 87,5% większa niż prefabrykatu, z którego w całości były wykonane próbki w badaniu bez adhezji.

Autor	Metoda badania, uwagi	Docisk boczny [MPa]	Liczba wrębów w styku	Geometria wrębów*	u - stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej	Stan wilgotności powierzchni	Nośność styku [MPa]
	"push-off"	0	3	d = 5 mm, l = 83 mm, $\alpha = 30^{\circ}$	0,6	Brak danych	1,52
Mohamad M. E. i in. [97]	"push-off"	0,5	3	d = 5 mm, l = 83 mm, $\alpha = 30^{\circ}$	0,6	Brak danych	2,31
	,,push-off"	1	3	d = 5 mm, l = 83 mm, $\alpha = 30^{\circ}$	0,6	Brak danych	3,15
	,,push-off"	1,5	3	d = 5 mm, l = 83 mm, $\alpha = 30^{\circ}$	0,6	Brak danych	3,48
	,,push-off"	8	1	d = 30 mm, $\alpha = 40^{\circ}$	0,25	Nawilżona	12,11
Young- Jin Kim	,,push-off"	8	2	d = 30 mm, l = 240 mm, $\alpha = 40^{\circ}$	0,5	Nawilżona	21,60
i in. [102]	,, <i>push-off</i> ", brak stałego połączenia (bez adhezji)	8	1	$d = 30 \text{ mm},$ $\alpha = 40^{\circ}$	0,25	Sucha	5,44
	,, <i>push-off</i> ", brak stałego połączenia (bez adhezji)	1	1	d = 35 mm, $\alpha = 36^{\circ}$	0,5	Sucha	3,25
	" <i>push-off</i> ", brak stałego połączenia (bez adhezji)	1	2	d = 35 mm, l = 240 mm, $\alpha = 36^{\circ}$	0,4	Sucha	3,40
Qing Zhi i in.	" <i>push-off</i> ", brak stałego połączenia (bez adhezji)	2	1	d = 35 mm, $\alpha = 36^{\circ}$	0,5	Sucha	4,25
[49]	<i>"push-off"</i> , brak stałego połączenia (bez adhezji)		2	d = 35 mm, l = 240 mm, $\alpha = 36^{\circ}$	0,4	Sucha	4,10
	" <i>push-off</i> ", brak stałego połączenia (bez adhezji)	2	3	d = 35 mm, l = 150 mm, $\alpha = 36^{\circ}$	0,6	Sucha	6,00
* Geometr	" <i>push-off</i> ", monolit	1					5,50

Tab. 11. Zestawienie wyników badań nośności styku na ścinanie według [49], [97] i [102]

d – wysokość wrębów,

 α – kąt płaszczyzny wrębu do powierzchni prefabrykatu według PN-EN 1992-1-1:2008,

l – rozstaw wrębów.

Na rysunku 55 pokazano zależność naprężeń ścinających w styku od wielkości naprężeń krępujących uzyskaną w badaniach [49] i [97]. Autorzy pracy [97] wykazali, że naprężenia niszczące styk są wprost proporcjonalne do wielkości docisku bocznego. W przypadku próbek z dociskiem bocznym równym 1 MPa, dla elementów z wrębami badanych w pracy [97], uzyskano podobne wartości naprężeń ścinających styk jak dla przedstawionych w badaniach [49]. Jednocześnie trzeba zwrócić uwagę, że badanie elementów przedstawionych w pracy [49] zostało wykonane na próbkach bez adhezji, jednakże średnia wytrzymałość betonu na ściskanie była większa niż próbek omówionych w pracy [97]. W przypadku badań [49] wykonano również próbki monolityczne. Przy tym samym docisku bocznym niszczące naprężenia ścinające styk w próbkach z 1 wrębem są o 40,9% mniejsze niż w przypadku próbek monolitycznych, a w przypadku elementu z 2 wrębami o 38,2%. Największą wartość niszczących naprężeń ścinających w styku uzyskano w przypadku próbki z dociskiem bocznym 2 MPa i 3 wrębami w płaszczyźnie zespolenia, w których stosunek powierzchni wrębów do całej powierzchni ścinanej wynosił 0,6.



Rys. 55. Zależność nośności styku od docisku bocznego próbki w odniesieniu do liczby wrębów w płaszczyźnie ścinanej uzyskane w badaniach [49] i [97]

2.4. Wnioski oraz problemy naukowo-badawcze wynikające z przeglądu literatury

Wraz z rozwojem materiałów i metod badawczych prace naukowe coraz częściej ukierunkowane są na poszukiwania nowych rozwiązań konstrukcyjnych oraz ulepszania istniejących. Poprzez ulepszenie istniejących rozwiązań konstrukcyjnych lepiej wykorzystane są zalety materiałów, niedoskonałości istniejących procedur obliczeniowych są eliminowane, co w konsekwencji przyczynia się do polepszenia rachunku ekonomicznego procesu budowlanego i może prowadzić do zrównoważonego rozwoju.

W ramach przeglądu literaturowego skupiono się na mechanizmach działających w styku między dwoma betonami wykonanymi w różnym czasie, metodach badawczych, metodach obliczeniowych oraz przeanalizowano wyniki badań połączeń, w których powierzchnia prefabrykatu została wykonana w postaci wrębów.

Większość badań dostępnych w literaturze, dotyczących połączenia dwóch betonów, w których powierzchnia prefabrykatu ukształtowana jest w postaci wrębów skupia się na próbkach w małej skali typu "*push-off*" [46], [49], [94]–[98], przecinania w jednej płaszczyźnie [100], przecinania w dwóch płaszczyznach [99], [102] oraz badaniach "*slant-shear*" [52]. W przytoczonych badaniach zwrócono uwagę na nośność styku pomiędzy betonami w zależności od: rozstawu wrębów, wielkości wrębów, wysokości wrębów, liczby wrębów, sposobu obciążenia, występowania docisku bocznego, jak i zastosowania zbrojenia zszywającego. W opisanych procedurach badawczych ciężko jest uzyskać zniszczenie próbki poprzez działanie tylko sił ścinających. Zazwyczaj w mniejszym lub większym stopniu zniszczenie przebiega w złożonym stanie naprężeń. Jednakże uzyskany złożony stan naprężeń w próbkach małej skali nie zawsze odzwierciedla naprężenia występujące w elementach w skali rzeczywistej.

W wyniku przeglądu literatury na temat pracy styków z wrębami można stwierdzić, że relacjonowane są raczej badania ukierunkowane na pracę samych styków "wyobcowanych" z konstrukcji. Niewiele jest relacji dotyczących pracy tych styków, ale w ramach rzeczywistych konstrukcji. W przeglądzie literatury przedstawiono przykład belki "podwójnie" zespolonej [93], rozwiązania systemu belek sprężonych Rector [78], [79], Technobeton [80], [81] oraz systemu stropów PPB [77]. Brak jest jednak badań belek żelbetowych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami.

Na podstawie analizy porównawczej wyników uzyskanych z badań [100] oraz obliczonych nośności styku według PN-EN 1992-1-1:2008 i *fib* Model Code 2010 można wnioskować, że

na nośność połączeń ma wpływ udział wrębów (rozstaw wrębów) na całej powierzchni ścinanej, czego nie uwzględnia się w wymienionych procedurach obliczeniowych. Rozstaw i liczba wrębów ma również wpływ na efektywność połączenia pomiędzy betonami. Dodatkowo w procedurze obliczania nośności styku pomiędzy betonami dla powierzchni prefabrykatu z wrębami, którą zamieszczono w *fib* Model Code 2010, współczynniki odzwierciedlające efektywność styku zostały przyjęte jak dla powierzchnia szorstkiej. W konsekwencji nośność styku została znacznie zredukowana w stosunku do nośności określanych na podstawie wytycznych zawartych w normie PN-EN 1992-1-1:2008 prowadząc do znacznych różnic w porównaniu z badaniami laboratoryjnymi [100] (rys. 50).

Dla zrozumienia sił działających w styku pomiędzy betonami badacze często wykonują analizy modeli metodami numerycznymi (np. metodą elementów skończonych) [98]. Jednakże brak jest w literaturze modeli belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami oraz porównań ich z badaniami laboratoryjnymi.

Powyższe przesłanki pozwoliły na zestawienie problemów, których rozwiązanie podjęte zostało w niniejszej pracy. Są one następujące:

- Brak jest badań belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami uwzględniających rozstaw wrębów oraz wpływ zbrojenia zszywającego. Dostępne badania głównie skupiają się na próbkach w małej skali.
- Brak jest zaawansowanych analiz numerycznych przedstawiających siły wewnętrzne działające na styku warstw oraz proces odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu.
- 3. Brak jest analiz porównawczych wyników badań belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami z procedurami obliczeniowymi według normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz wytycznych *fib* Model Code 2010. Procedury obliczeniowe nie uwzględniają wpływu rozstawu wrębów na nośność styku, a przyjęte parametry styku, zwłaszcza zagadnień kontaktu i adhezji, mogą różnić się od tych występujących w styku wrębowym.

3. Podstawy i założenia programu własnych badań i analiz oraz cząstkowe cele pracy

Przedstawione w punkcie 2.4 wnioski z przeglądu literatury były punktem wyjścia do zaprogramowania własnych badań opisanych w pracy doktorskiej. Program badań ułożono tak, aby uzupełnić braki w wiedzy na temat pracy zginanych elementów zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną w postaci wrębów.

3.1. Przedmiot badań

Program badań laboratoryjnych obejmuje belki zespolone o przekroju prostokątnym, w którym powierzchnia prefabrykatu została ukształtowana w postaci wrębów według wytycznych normy PN-EN 1992-1-1:2008. Elementy zaprojektowano w skali półtechnicznej: długość belek 3000 mm, przekrój prefabrykatu 150 x 250 mm oraz przekrój betonu uzupełniającego 150 x 70 mm. Badania zostały podzielone na dwie serie.

W pierwszej serii belki zespolone różniły się powierzchnią prefabrykatu, która została wykonana jako wrębowa z rozstawem wrębów 80 mm oraz 120 mm przy wysokości wrębów 10 mm. Dla każdego rodzaju belek zespolonych wykonano po dwa elementy badawcze. Pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym nie zastosowano zbrojenia zszywającego. Dodatkowo w celach porównawczych wykonano jedną belkę monolityczną. We wszystkich elementach badano: siłę niszczącą, siłę rysującą, ugięcie, przemieszczenie betonu uzupełniającego względem prefabrykatu oraz odkształcenia w środku przęsła belki.

W drugiej serii wykonano dwie belki zespolone z powierzchnią prefabrykatu z wrębami rozstawionymi co 80 mm i wysokości identycznej jak w serii I. Dodatkowo pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym zastosowano zbrojenie zszywające. Podobnie jak w serii I wykonano jedną belkę monolityczną (referencyjną) z tego samego betonu co prefabrykat. Stanowisko badawcze wyposażono w czujniki zegarowe elektroniczne do wyznaczenia ugięć, przemieszczenia podpór oraz odkształceń w środku przęsła belki. Wartość siły obciążającej odczytywano ze wskazań siłomierza. Dodatkowo w trakcie badań wykonywano zdjęcia aparatami cyfrowymi w celu dalszej analizy z wykorzystaniem metody obrazowej.

Na podstawie wyników badań laboratoryjnych dokonano kalibracji modeli belek zespolonych do analizy numerycznej wykonanej przy użyciu programu ABAQUS. Kalibrację przeprowadzono zmieniając parametry powierzchni styku pomiędzy betonami. Procedurę

81

kalibracji zakończono po uzyskaniu wyników ugięć oraz charakteru zniszczenia złącza podobnego do badań laboratoryjnych.

Dodatkowo na podstawie przyjętych parametrów styku skalibrowanych belek wykonano model belki zespolonej z powierzchnią prefabrykatu z wrębami o rozstawie 120 mm i zastosowanym zbrojeniem zszywającym, której nie przebadano laboratoryjnie.

Zakres analiz modelu numerycznego belki obejmował: ugięcia, deformacje, zarysowanie, odkształcenia i naprężenia w prętach, przemieszczenia wzajemne części składowych oraz stan naprężeń na powierzchni styku.

3.2. Cele pracy

Celem pracy jest uzupełnienie i poszerzenie wiedzy dotyczącej elementów zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, a w szczególności elementów zginanych pracujących w złożonym stanie naprężeń.

Kolejnym celem pracy jest wykazanie, że założenia zawarte w normie PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010 nie są precyzyjne w przypadku styków z wrębami o różnych rozstawach wrębów, zwłaszcza gdy połączenie może ulec lokalnemu rozwarstwieniu. Ponadto zalecenia opisane w *fib* Model Code 2010 przypisują parametry szorstkości styku z wrębami tak jak do powierzchni bardzo szorstkiej, co budzi wątpliwości.

Ostatni cel pracy sformułowano na podstawie badań laboratoryjnych i analiz MES, a było nim zaproponowanie zmian sposobu obliczania nośności styku dla powierzchni prefabrykatu z wrębami. Zmiany wynikają z konieczności uwzględnienia faktu, że połączenie z wrębami pracuje w złożonym stanie naprężeń i może wystąpić lokalne zarysowanie w styku.

3.3. Tezy pracy

Realizacja celów pracy przedstawionych w punkcie 3.2 posłuży do udowodnienia podstawowych tez pracy:

- Nośność styku z wrębami zależy od geometrii wrębów i ich udziału w powierzchni styku a także od gładkości powierzchni połączenia.
- Na nośność styku z wrębami wpływają zjawiska "shear-friction" i "dowel action", które w znacznym stopniu uaktywniają się w chwili zerwania adhezji, co w konsekwencji prowadzi do tego, że zniszczenie styku ma charakter postępujący.

4. Własne badania laboratoryjne

4.1. Badania wpływu rozstawu wrębów ukształtowanych na prefabrykacie bez zbrojenia zszywającego w belkach zespolonych o przekroju prostokątnym

4.1.1. Przedmiot badań, materiały i metody badawcze

Badaniom poddano żelbetowe belki zespolone oraz referencyjną belkę monolityczną. Belki zespolone różniły się przygotowaniem powierzchni. Poszczególne serie charakteryzowały się:

- BI-W powierzchnia prefabrykatu z wrębami "wąskimi" (wręby co 80 mm, rys. 57 a), prefabrykat o wymiarach 150 x 250 x 3000 mm (rys. 56 a),
- BI-S powierzchnia prefabrykatu z wrębami "szerokimi" (wręby co 120 mm, rys. 57 b), prefabrykat o wymiarach 150 x 250 x 3000 mm (rys. 56 b),
- BI-M belka monolityczna o wymiarach 150 x 320 x 3000 mm (rys. 56 c).

Wykonano dwa betonowania, w których łącznie wykonano 4 prefabrykaty oraz 1 belkę monolityczną. W pierwszym betonowaniu wykonano 3 elementy badawcze (BI-W1, BI-S1, BI-M), natomiast w drugim 2 belki (BI-W2, BI-S2).

Zbrojenie główne (dolne) belek wszystkich serii stanowiły pręty żebrowane 3Ø20 mm ze stali B500B, a jako strzemiona zastosowano pręty żebrowane Ø8 mm również ze stali B500B. Wymiary belek i ich zbrojenie pokazano na rysunku 56.

Elementy prefabrykowane zostały wykonane z betonu towarowego klasy C25/30 dostarczonego bezpośrednio do laboratorium, w którym wykonywano elementy oraz realizowano badania. Beton towarowy został wykonany z cementu CEM I 42,5R. beton miał klasę konsystencji F4 i wskaźnik w/c wynoszący 0,61. Wykorzystany Do wykonania uzupełniającego wykorzystany betonu został cement CEM II/B-V 32,5N-LH/HSR/NA (producent Grupa Ożarów S.A.). Kruszywo naturalne użyte do wykonania mieszanki betonowej było mieszaniną kruszywa drobnego (0-4mm) i żwiru (4-16mm). Do mieszanki betonowej zastosowano domieszke upłynniająca BETOCRETE-F27 (FM) w ilości 0,89% masy cementu. Jako wodę zarobową zastosowano wodę wodociągową. Recepturę betonu uzupełniającego przedstawia tabela 12. Klasę betonu uzupełniającego ustalono zgodnie z normą PN-EN 206+A2: 2021-08 [N5] i zakwalifikowano go do klasy C25/30.

Materiał	Masa [kg]
Cement CEM II/B-V 32,5N-LH/HSR/NA	280,00
Woda wodociągowa	165,75
Kruszywo drobne frakcji 0-4 mm	538,05
Żwir frakcji 4-16 mm	1454,73
Plastyfikator BETOCRETE-F27 (FM)	2,50

Tab. 12. Receptura betonu uzupełniającego na 1 m3 mieszanki betonowej

Beton uzupełniający grubości 7 cm układano po 28 dniach dojrzewania betonu towarowego (serie BI-W i BI-S). Przed ułożeniem betonu uzupełniającego powierzchnie prefabrykatów oczyszczano oraz zwilżano wodą. Podczas każdego betonowania wykonano próbki do ustalenia parametrów wytrzymałościowych betonu na ściskanie (6 kostek 150 × 150 × 150 mm), rozciąganie przy rozłupywaniu (6 kostek 150 × 150 × 150 mm), modułu sprężystości betonu (3 walce Ø 150 mm, h = 300 mm) oraz rozciąganie przy zginaniu (3 beleczki 100 x 100 x 500 mm). Belki oraz próbki przechowywano w laboratorium do czasu badania w warunkach powietrzno-suchych przez 63 dni (prefabrykat) oraz 35 dni (beton uzupełniający). Otrzymane parametry mechaniczne materiałów zamieszczone zostały w tabeli 13.

		Stal								
		fcm,cube [MPa]	$f_{ m ctm}$ [N	IPa]	E _{cm} [GPa]				
	element	wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe	zbrojenie	fy [MPa]	E _s [GPa]
Betonowanie	Beton uzupełniający	35,97	1,37	2,30	0,19	30,99	0,95	strzemiona φ 8	545	200
1	Prefabrykat	45,98	1,19	2,70	0,25	31,66	1,01	zbrojenie główne φ 20	547	200
Betonowanie	Beton uzupełniający	35,67	0,86	2,20	0,18	31,05	0,36			
2	Prefabrykat	45,93	0,64	2,57	0,20	32,29	0,90			

Tab. 13. Parametry wytrzymałościowe betonów w dniu badania belek i stali konstrukcyjnej



Rys. 56. Wymiary i zbrojenie elementów: a) seria BI-W, b) seria BI-S, c) seria BI-M

Powierzchnia prefabrykatów została przygotowana według wytycznych normy PN-EN 1992-1-1:2008. Rozstawy wrębów w prefabrykacie serii BI-W wynosiły 80 mm (rys. 57 a), natomiast dla serii BI-S wynosiły 120 mm (rys. 57 b). W obu wariantach wysokość wrębów wynosiła 10 mm, a pomiędzy betonami nie zastosowano zbrojenia zszywającego.



Rys. 57. Schemat geometrii oraz zdjęcia powierzchni prefabrykatów: a) seria BI-W, b) seria BI-S

Belki poddano czteropunktowemu zginaniu przy pomocy siłownika hydraulicznego. Stanowisko badawcze wyposażono w czujniki zegarowe elektroniczne Sylvac S_dial SWISS MODE do wyznaczenia ugięć (czujniki nr 6-8), przemieszczeń podpór (czujniki nr 9-12), odkształceń w środku przęsła belki (czujniki nr 1-5, baza pomiarowa ~200 mm), przemieszczeń betonu uzupełniającego względem prefabrykatu (czujniki nr 13-18). Wartość siły obciążającej P odczytywano ze wskazań siłomierza (czujnik nr 19). Obciążenie przykładano na element badawczy w sposób jednostajny z prędkością około 2,7 kN/min, aż do zniszczenia elementu. Wyniki pomiarów rejestrowano w sposób ciągły z częstotliwością co 1 sekundę i zapisywano w arkuszu danych. Schemat badanej belki, położenie czujników zegarowych oraz widok przygotowanego stanowiska przedstawiono na rysunku 58.



Rys. 58. Stanowisko badawcze: a) schemat belki zespolonej, położenie czujników (1-19), b) widok stanowiska badawczego

4.1.2. Wyniki badań

4.1.2.1. Zarysowanie i zniszczenie elementów

Wszystkie belki poddane były obciążeniu jednostajnemu aż do zniszczenia. Jako zniszczenie traktowano brak dalszego zauważalnego przyrostu siły obciążającej badany element. W zależności od rozpatrywanego elementu zniszczenie następowało w różny sposób: odspojeniu ulegał beton uzupełniający, następowało ścięcie wrębów lub zmiażdżeniu ulegał beton w strefie ściskanej.

Zniszczenie belek serii BI-W (wręby co 80 mm) było wynikiem ścięcia wrębów w betonie uzupełniającym oraz odspojenia betonu w części przypodporowej (rys. 59). Zniszczenie belki

BI-W1 wystąpiło przy obciążeniu 175,70 kN, natomiast w belce BI-W2 całkowite zniszczenie styku wystąpiło przy obciążeniu 193,80 kN. Różnica pomiędzy siłami niszczącymi mogła być wynikiem różnicy szorstkości powierzchni betonu w styku. Ta z kolei mogła pojawić się z tego powodu, że ze względu na dostępność form, betonowania wykonywano w dwóch cyklach z powtórnym wykorzystaniem przygotowanych form oraz elementów dociskających wykonanych ze sklejki wodoodpornej. Czyszczenie elementów dociskających, po pierwszym cyklu betonowania, spowodowało powstanie na ich powierzchni niewielkich zarysowań, które w efekcie mogły być przyczyną wzrostu nośności połączenia pomiędzy betonami wykonanymi w różnych terminach. W tym przypadku na wzrost nośności styku miały wpływ siły adhezji, które uzależnione są od szorstkości styku. W przypadku belki BI-W1 powierzchnia wrębów była gładsza niż w belce BI-W2. W obydwu przypadkach od obciążenia około 100-120 kN słyszalne były trzaski, które mogły świadczyć o postępującym odspajaniu betonu uzupełniającego od prefabrykatu. Na rysunku 61 a przedstawiono szczegół obrazu zarysowania oraz postępujące zniszczenie wrębów betonu uzupełniającego elementu badawczego BI-W1 przy obciażeniu około 165 kN. Na podstawie analizy dokumentacji fotograficznej stwierdzono, że odspojenie pomiędzy betonami najwcześniej powstawało pomiędzy czujnikami 15-16 oraz 17-18 (patrz rys. 58 a).



Rys. 59. Obraz elementu zespolonego zniszczonego poprzez odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu: a) belka BI-W1, b) belka BI-W2

W przypadku belek serii BI-S, w których rozstaw wrębów był większy i wynosił 120 mm, zniszczenie połączenia polegało na ścięciu wrębów betonu uzupełniającego (rys. 60). Zniszczenie połączenia na całej długości wystąpiło nagle, ale poprzedzały je odgłosy trzasków świadczące o częściowym rozwarstwianiu się styku pomiędzy betonami. Siła niszcząca belkę BI-S1 wynosiła 138,90 kN, natomiast w elemencie BI-S2 całkowite odspojenie (równoznaczne ze zniszczeniem belki) wystąpiło przy obciążeniu 144,90 kN. Rysunek 61 b przedstawia zarysowanie styku belki BI-S1 przy obciążeniu około 136 kN. W przypadku serii BI-S również zauważono, że dla gładszej powierzchni prefabrykatu (belka BI-S1) odspojenie pomiędzy betonami wystąpiło przy mniejszym obciążeniu. Proces destrukcji styku wszystkich elementów tej serii przebiegał w podobny sposób. Najpierw powstawało zarysowanie w styku na odcinku pomiędzy czujnikami 15-16, związane z przesunięciem wzajemnym betonów. Powodowało ono docisk do jednej ukośnej powierzchni wrębu (bliższej końca belki) i odspojenie na drugiej ukośnej powierzchni. W kolejnym etapie wraz ze wzrostem obciążenia zjawiska zachodzące pomiędzy czujnikami 15-16 narastały, aż do ścięcia wrębów w obrębie betonu uzupełniającego (rys. 61 a). Ścięcie w obrębie betonu uzupełniającego wynikało z braku możliwości zarysowania płaszczyzny wrębu od strony końca belki, wynikającego z docisku. Znaczne zarysowanie wrębów spowodowało zwiększenie naprężeń w kolejnych wrębach i zachodzenie tu zjawisk analogicznych do opisanych wyżej aż do ścięcia wrębów. Skutkowało to w efekcie zniszczeniem styku na praktycznie całym odcinku od miejsca przyłożenia siły do końca belki (rys. 60).



Rys. 60. Obraz elementu zespolonego zniszczonego poprzez odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu oraz ścięcie wrębów: a) belka BI-S1, b) belka BI-S2



Rys. 61. Szczegóły obrazu zarysowania pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym:
a) belka BI-W1, zarysowanie pomiędzy czujnikami 17-18 przy sile około 165 kN,
b) belka BI-S1, zarysowanie pomiędzy czujnikami 15-16 przy sile około 136 kN

Belka monolityczna serii BI-M zniszczyła się wskutek przekroczenia wytrzymałości betonu w strefie ściskanej (rys. 62 b). Element został obciążony maksymalną siłą 204,70 kN, a charakter pracy elementu nie odbiegał od pracy typowej belki żelbetowej.



Rys. 62. Obraz zniszczonej belki monolitycznej BI-M: a) widok ogólny belki, b) szczegół A zarysowania / zmiażdżenia betonu w strefie ściskanej przekroju

4.1.2.2. Ugięcia i przemieszczenia

Na podstawie zależności "siła-ugięcie" (rysunek 63 a) można stwierdzić, że praca obydwu belek serii BI-W, aż do zniszczenia, przebiegała w podobny sposób. Pewne różnice występowały w chwili lokalnego odspojenia, co zostało zobrazowane na rysunku 63 b jako zmiany charakteru wzrostu ugięcia (czerwona strzałka przy obciążeniu ~108 kN dla belki BI-W1). Przyczyną mogła być gładsza powierzchnia wrębów belki BI-W1, co skutkowało gwałtowniejszym zerwaniem adhezji pomiędzy betonami. W przypadku belki BI-W1 odspojenie i ścięcie wrębów wystąpiło równocześnie i było równoznaczne ze zniszczeniem elementu. W końcowej fazie pracy belki BI-W2 wystąpiło ścięcie wrębów pomiędzy czujnikami 15-16. W kolejnej fazie nastąpił wzrost ugięcia bez zauważalnego wzrostu obciążenia, a następnie ścięcie i odspojenie kolejnych wrębów w kierunku podpory (czerwona strzałka przy obciążeniu 193,80 kN na rysunku 63 a).



Rys. 63. Wykresy zależności "siła-ugięcie" belek BI-W1 i BI-W2: a) cały przebieg badania, b) szczegół A

W przypadku belek serii BI-S począwszy od obciążenia wynoszącego około 85 kN zależności "siła-ugięcie" zaczynają od siebie odbiegać wraz z pojawieniem się lokalnego

zarysowania pomiędzy betonami (rys. 64 a). Pojawienie się rys świadczących o lokalnym rozwarstwieniu widoczne jest również na wykresie "siła-ugięcie" jako skokowy wzrost ugięcia przy spadku obciążenia (rys. 64 b). W belce BI-S1 w końcowej fazie nastąpiło ścięcie wrębów betonu uzupełniającego pomiędzy czujnikami 15-16, następnie wystąpił wzrost ugięcia przy niewielkim spadku obciążenia, aż w kolejnym etapie ścięciu uległy wszystkie wręby z jednej strony belki. W końcowym etapie procesu zniszczenia styku w belce BI-S2 wystąpiło ścięcie wrębów w strefie pomiędzy czujnikami 15-16 połączone ze skokowym spadkiem obciążenia o wartość około 9 kN, następnie wzrost obciążenia do wartości 144,90 kN i ścięcie pozostałych wrębów w kierunku podpory, co w konsekwencji zniszczyło cały styk.



Rys. 64. Wykresy zależności "siła-ugięcie" dla belek BI-S1 i BI-S2: a) cały przebieg badania, b) szczegół A

Na wykresie "siła-ugięcie" belki monolitycznej BI-M nie zaobserwowano nagłych spadków wartości siły wraz ze wzrostem obciążenia (rys. 65). Otrzymana zależność jest prawie liniowa, a występowanie znacznego zakrzywienia stwierdzono od obciążenia około 195 kN, jako efekt degradacji betonu w strefie ściskanej.

Rysunek 65 przedstawia zbiorcze zestawienie wyników badań w postaci zależności "siła-ugięcie" dla wszystkich elementów zbadanych w serii I. Do obciążenia około 95 kN wykres zależności "siła-ugięcie" dla wszystkich elementów przebiega w podobny sposób. W przedziale sił 95-110 kN wielkości ugięć zaczynają odbiegać od siebie, a w szczególności w porównaniu z wynikami dla belki monolitycznej. W elementach zespolonych w trakcie postępującego lokalnego odspojenia styku sztywność belek maleje, co powoduje, że ugięcia elementów są większe niż w belce monolitycznej BI-M.



Rys. 65. Wykres zależności "siła-ugięcie" dla wszystkich badanych belek w serii I w całym przebiegu badania

Rysunek 66 przedstawia rozwarcie pionowe styku pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym zarejestrowane przez czujniki nr 15 i 18 w całym przebiegu badania belki BI-W1. Pierwsze oznaki odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu występują przy sile z przedziału 95-100 kN. Wraz ze wzrostem obciążenia wartość rozwarcia pionowego styku wzrasta, w szczególności dotyczy to rozwarcia zarejestrowanego przez czujnik nr 18. Czujnik nr 18 zlokalizowały był z prawej strony belki, a więc w miejscu, w którym ostatecznie wystąpiło całkowite zniszczenie styku.



Rys. 66. Wykres zależności "siła-rozwarcie pionowe styku" uzyskane z czujników nr 15 i 18 (patrz rys. 58 a) belki BI-W1 w całym przebiegu badania

W przypadku belki BI-W2 (rys. 67) znaczący przyrost przemieszczeń badanych czujnikiem nr 15 został zarejestrowany przy obciążeniu 82 kN, a badanych czujnikiem nr 18 – 96 kN.

Całkowite odspojenie styku wystąpiło przy przemieszczeniach 0,030 mm zarejestrowanych przez czujnik nr 15.



Rys. 67. Wykres zależności "siła-rozwarcie pionowe styku" uzyskane z czujników nr 15 i 18 (patrz rys. 58 a) belki BI-W2 w całym przebiegu badania

Wykresy przedstawione na rysunku 68 obrazują wzajemne przemieszczenia poziome pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym belek BI-W1 oraz BI-W2. Przemieszczenia zostały zarejestrowane przez czujniki nr 13 i 14, które były umieszczone na końcach belek zgodnie z rysunkiem 58 a. Zauważyć można, że jedynie w belce BI-W1 zarejestrowano znaczący przyrost wartości przemieszczeń przy obciążeniu 104 kN, który mógł świadczyć o lokalnym odspojeniu betonu uzupełniającego od prefabrykatu i zarysowaniu wrębów. W pozostałych częściach wykresu wartości nieznacznie przyrastają, co mogło być związane ze zmianą lokalnych naprężeń wewnętrznych w badanych elementach, a nie związane z zarysowaniem styku. Całkowite odspojenie w obydwu belkach zostało zarejestrowane przez czujniki nr 13 (widoczny na wykresach znaczący skokowy wzrost przemieszczeń).



Rys. 68. Wykresy zależności "siła-wzajemne przemieszczenie poziome w styku" dla czujników nr 13 i 14 (patrz rys. 58 a) w całym przebiegu badania: a) belka BI-W1, b) belka BI-W2

Znaczące rozwarcie pionowe w styku belki BI-S1, zarejestrowane zostało przez czujnik nr 15 przy obciążeniu 70 kN (rys. 69 a). W przypadku czujnika nr 18 pod obciążeniem ~50 kN nastąpił wzrost wartości do 0,002 mm, jednakże tak mała wartość nie stanowi podstawy do uznania, że wystąpiło lokalne odspojenie. W kolejnym etapie, przy obciążeniu ~115 kN, wystąpił znaczący wzrost rozwarcia zarejestrowany przez obydwa czujniki. Zniszczenie styku na całej długości nastąpiło przy rozwarciach pionowych wynoszących ~0,160 mm zarejestrowanych przez czujnik nr 15.



Rys. 69. Wykres zależności "siła-rozwarcie pionowe styku" w całym przebiegu badania belki BI-S1: a) czujnik nr 15 (patrz rys. 58 a), b) czujnik nr 18 (patrz rys. 58 a)

W przypadku belki BI-S2 przyrost wartości rozwarcia pionowego, świadczący o możliwym lokalnym odspojeniu, został zarejestrowany przez czujniki nr 15 oraz nr 18 przy obciążeniu 78 kN (rys. 70). Należy zwrócić uwagę, że czujniki mierzyły wartości przemieszczeń w danym punkcie i do obciążenia 101 kN przyrosty wartości rejestrowanych przez czujniki nr 15 oraz 18 były odmienne. Według czujnika nr 15 rozwarcie styku narastało tam szybciej niż w okolicy czujnika nr 18. Przy obciążeniu 101 kN zarówno w przypadku czujnika nr 15 jak i nr 18 nastąpił nagły przyrost przemieszczeń, co wskazuje na postępujące lokalne odspojenie. Ścięcie wrębów wystąpiło z lewej strony belki (patrz czujnik nr 15), jednakże przed samym zniszczeniem największe wartości przemieszczeń pionowych zarejestrował czujnik nr 18 i wynosiły one ~0,083 mm.



Rys. 70. Wykresy zależności "siła-rozwarcie pionowe styku" w całym przebiegu badania belki BI-S2: a) czujnik nr 15 (patrz rys. 58 a), b) czujnik nr 18 (patrz rys. 58 a)

4.1.3. Analiza wyników badań

W tabeli 14 zestawiono teoretyczne siły rysujące wyznaczone na podstawie normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz wytycznych *fib* Model Code 2010. Dodatkowo obliczono siły V_{Rc} według normy PN-EN 1992-1-1:2008, przy których powstają pierwsze rysy ukośne. Obliczone wartości sił porównano z wartościami sił odpowiadającymi zaobserwowanym zarysowaniom pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym, opisanymi w punkcie 4.1.2.

W celu wyznaczenia teoretycznej siły poprzecznej, przy której następuje zarysowanie styku wykorzystano procedurę obliczeniową zawartą w [5].

$$V_{\rm Rd,i(cr)} = \tau_{\rm Rd,i(cr)} b_{\rm i} \frac{\Delta_{11}(E_{\rm p}I_{\rm p} + E_{\rm n}I_{\rm n})}{w_0}$$
(4.1)

$$\Delta_{11} = \frac{1}{E_{\rm p}A_{\rm p}} + \frac{1}{E_{\rm n}A_{\rm n}} + \frac{w_0^2}{E_{\rm p}I_{\rm p} + E_{\rm n}I_{\rm n}}$$
(4.2)

w których:

- $E_{\rm p}$, $A_{\rm p}$, $I_{\rm p}$ odpowiednio moduł sprężystości betonu, pole przekroju oraz moment bezwładności warstwy elementu prefabrykatu,
- E_n , A_n , I_n odpowiednio moduł sprężystości betonu, pole przekroju oraz moment bezwładności warstwy elementu wykonanego z betonu uzupełniającego,
- *b*_i szerokość przekroju w rozpatrywanym punkcie,
- wo odległość pomiędzy środkami ciężkości warstw,

 $\tau_{\text{Rd,i(cr)}}$ – naprężenia rysujące styk.

Procedurę wyznaczenia naprężeń rysujących styk $\tau_{\text{Rd,i(cr)}}$ przeprowadzono według normy PN-EN 1992-1-1:2008 (wzór 2.7) oraz wytycznych *fib* Model Code 2010. Według *fib* Model Code 2010 nośność styku ze stopniem zbrojenia zszywającego < 0,05% należy obliczać jako połączenie "sztywne" (wzór 2.11), jednakże do celów analizy wykonano również obliczenia nośności styku traktując je jako połączenie "niesztywne" (wzór 2.12). Wszystkie potrzebne do obliczeń współczynniki przyjęto tak jak dla powierzchni prefabrykatu z wrębami, na podstawie tabel 3 oraz 5.

Lokalne zarysowanie styku najwcześniej zaobserwowano w belkach z rozstawem wrębów 120 mm odpowiednio przy obciążeniu 70 kN oraz 78 kN. W elementach, gdzie rozstaw wrębów prefabrykatu wynosił 80 mm pierwsze oznaki odspojenia pojawiły się przy sile 95-100 kN w belce BI-W1 oraz 82-96 kN w elemencie BI-W2.

Teoretyczne siły poprzeczne, przy których powstaje zarysowanie w styku obliczone na podstawie naprężeń rysujących według wytycznych EC2-1-1 oraz MC2010 (jako połączenie sztywne) są takie same. Wartości te są większe o 46,3% od siły poprzecznej, która spowodowała zarysowanie styku w belce BI-S1 oraz większe o 26,3% w porównaniu z wartościami uzyskanymi w belce BI-S2. W przypadku belek BI-W wartości teoretycznych sił poprzecznych są większe o 4,1-9,4% od wartości otrzymanych dla belki BI-W1 oraz o 3,6-20,4% w przypadku elementu BI-W2.

Wartości teoretycznych sił poprzecznych ustalone przy wykorzystaniu wartości naprężeń zgodnych z procedurą obliczania połączeń "niesztywnych" są najbardziej zbliżone do wartości sił, przy którym zaobserwowano lokalne zarysowanie pomiędzy betonami w belkach serii BI-S. W przypadku belek serii BI-W różnice są wyraźnie większe i wynoszą od 38,2 do 67,0%. Procedura obliczania nośności styku dla połączeń "niesztywnych" (wzór 2.12) uwzględnia również zbrojenie zszywające oraz zjawiska, które związane są z pracą zbrojenia zszywającego (m.in. *"shear-friction"* oraz *"dowel action"*). Dla elementów belkowych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami z jednej strony praca połączenia pomiędzy betonami wygląda jak odpowiadająca połączeniu "niesztywnemu", ponieważ powstają lokalne zarysowania, ale z drugiej strony zachowanie styku częściowo przypomina połączenie "sztywne", gdyż po lokalnym odspojeniu styk dalej przenosi naprężenia, aż do zniszczenia wrębów.

W tabeli 14 zamieszczono również obliczone według PN-EN 1992-1-1:2008 wartości sił poprzecznych V_{Rc}, odpowiadające teoretycznemu obciążeniu powodującemu zarysowanie ukośne w badanych belkach. Wartość siły poprzecznej, przy której powstaje lokalne zarysowanie styku dla belki BI-W1 jest mniejsza o 22,7-26,4% od teoretycznej siły poprzecznej, przy której powstaje zarysowanie ukośne. W przypadku belki BI-W2 wartości sił również są mniejsze, a różnica wynosi odpowiednio 25,7-36,1%. Wartości sił poprzecznych najbardziej zbliżone do obliczonych sił powodujących zarysowanie ukośne zaobserwowano w elementach serii BI-S (rozstaw wrębów 120 mm) w chwili ścięcia wrębów. Wartości te wynosiły 71,45 kN oraz 74,45 kN. W literaturze wielokrotnie zwracano uwagę [5], [103], że w zależności od stopnia zespolenia styku zniszczenie połączenia w belkach zespolonych może przebiegać na dwa sposoby. Pierwszy sposób zniszczenia charakteryzuje styki, w których połączenie betonów jest na tyle słabe, że zarysowanie połączenia występuje przed pojawieniem się rys ukośnych. Drugi sposób związany jest z zarysowaniem ukośnym, które osłabia połączenie w danym miejscu i determinuje pojawienie się lokalnego zarysowania w styku [5], [103], [104]. Im połączenie pomiędzy betonami jest mocniejsze, tym bardziej przebieg rysy ukośnej przypomina układ zarysowania taki jak w belkach monolitycznych. Widoczne jest to dla elementów serii BI-W, w których zarysowanie styku powstało przy większym obciążeniu, prawdopodobnie w konsekwencji propagacji rys ukośnych (zjawisko to opisano w dalszej części pracy w rozdziale 4.2).

Żadna z przedstawionych w tabeli 14 procedur obliczeniowych nie uwzględnia rozstawu wrębów przy obliczaniu nośności styku. Badania wykazały, że występują różnice pomiędzy obciążeniem, przy którym powstało lokalne zarysowanie dla rozstawu wrębów 80 mm oraz 120 mm. Różnice takie występują również dla sił, przy których wystąpiło całkowite zniszczenie połączenia. Obciążenie niszczące styk belki BI-W1 było większe o 26,4% w porównaniu z belką BI-S1 oraz większe o 33,7% porównując belkę BI-W2 z belką BI-S2.

Ważnym aspektem wynikającym z analizy wyników badań jest również szorstkość samej powierzchni wrębów. Wprowadzona w sposób niezmierzony dodatkowa szorstkość omówiona w punkcie 4.1.2.1 wpłynęła na siły adhezji pomiędzy betonami, co w konsekwencji przyczyniło się do lokalnego charakteru rozwarstwienia styku. Obciążenie, przy którym wystąpiło zniszczenie styku belki BI-W2 było większe o 10,43% w porównaniu z belką BI-W1. Podobna zależność widoczna była dla elementów z rozstawem wrębów prefabrykatu 120 mm: obciążenie niszczące styk belki BI-S2 było większe o 4,31% w porównaniu z belką BI-S1. Należy zaznaczyć, że w normie PN-EN 1992-1-1:2008 i *fib* Model Code 2010 do obliczania nośności na ścinanie styku wyróżniono odrębną kategorię "powierzchnia z wrębami", której przypisano współczynniki szorstkości i chropowatości. W przypadku takiego rodzaju styku sama powierzchnia wrębów jest w rzeczywistości gładka lub bardzo gładka.

D. J. C. Ll		Obciążenie [kN]							
Kodzaj obile	czen / dadania	BI-W1 BI-W2		BI-S1	BI-S2				
Lokalne zarysowanie styku (wartości z badań)	siła poprzeczna*	49,60-52,10	43,10-50,10	37,10	41,10				
Zniszczenie styku - ścięcie wrębów (wartości z badań)	Zniszczenie styku - ścięcie wrębów siła poprzeczna [*] (wartości z badań)		99,00	71,55	74,55				
Zarysowanie styku $V_{\rm T}$ - $\tau_{\rm Rd,i(cr)}$ obliczone we PN-EN 1992-1-1:200	Rd,i(cr) edług 8	54,26	51,91	54,26	51,91				
Zarysowanie styku $V_{\rm T}$ - $\tau_{\rm Rd,i(cr)}$ obliczone we (połączenie "sztywne	arysowanie styku $V_{\text{Rd,i(cr)}}$ $V_{\text{Rd,i(cr)}}$ obliczone według MC2010 54,26 51,91 54,26 51, ołaczeniesztywne")								
Zarysowanie styku $V_{\rm I}$ - $\tau_{\rm Rd,i(cr)}$ obliczone we (połączenie "niesztyw	Rd,i(cr) edług MC2010 vne'')	31,14	31,10	31,14	31,10				
Rysa ukośna									
Powstanie pierwszej i - wartość nośności ob PN-EN 1992-1-1:200	rysy ukośnej V _{Rc} liczona według 8	67,43	67,41	67,43	67,41				
Powstanie pierwszej i wartości z badań	rysy ukośnej $V_{ m Rc}$ –	Nie analizowano morfologii rys							
	Nośność na zginanie								
Teoretyczna nośność (uplastycznienie prętó	na zginanie ów głównych)	218,59	218,42	218,59	218,42				
* – siła poprzeczna sta i ciężaru trawersu (0,0	anowiła 50% siły odczyta 50 kN)	anej z siłomierza	oraz 50% ciężaru	własnego belki (3,6 kN)				

Tab. 14. Zestawienie sił rysujących obliczonych według normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010

4.1.4. Wnioski z badań

Na podstawie wyników badań i przeprowadzonych analiz dotyczących teoretycznej siły poprzecznej, przy której powstaje zarysowanie styku można sformułować następujące wnioski:

- Badane belki zniszczyły się poprzez ścięcie wrębów w styku. Wcześniej obserwowano lokalne zarysowanie pomiędzy betonami. Decydującym czynnikiem wpływającym na wielkość obciążenia, przy którym wystąpiło zniszczenie belek zespolonych był rozstaw wrębów prefabrykatu.
- Nośność styku uzależniona jest od sił adhezji, na które miała wpływ szorstkość powierzchni wrębów.
- 3. Procedury obliczeniowe zawarte w normie PN-EN 1992-1-1:2008 oraz fib Model Code 2010 nie uwzględniają wpływu rozstawu wrębów na nośność styku. Zawarte w tych procedurach współczynniki, zależne od przygotowanej powierzchni, odnoszą się do powierzchni prefabrykatu z wrębami i znacznie przewyższają współczynniki przypisane powierzchni gładkiej i bardzo gładkiej.

4.2. Badania wpływu zbrojenia zszywającego belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami

4.2.1. Przedmiot badań, materiały i metody badawcze

Przebadano belki zespolone o powierzchni prefabrykatów ukształtowanych w postaci wrębów oraz referencyjną belkę monolityczną. W tej serii pomiędzy betonem prefabrykatu a betonem uzupełniającym zastosowano zbrojenie zszywające. Poszczególne belki miały następujące parametry geometryczne:

- BII-W powierzchnia prefabrykatu z wrębami "wąskimi" (wręby co 80 mm, rys. 72), prefabrykat o wymiarach 150 x 250 x 3000 mm (rys. 71 a),
- BII-M monolit o wymiarach 150 x 320 x 3000 mm (rys. 71 b).

Zbrojenie główne (dolne) belek wszystkich serii stanowiły pręty żebrowane 3Ø20 mm ze stali B500B, a jako strzemiona zastosowano pręty żebrowane Ø8 mm, podobnie jak w serii BI, ze stali B500B. Zbrojenie zszywające dla elementów serii BII-W wykonano z prętów żebrowanych Ø6 mm ze stali B500B. Z jednej strony belki zbrojenie zszywające (część nie analizowana) celowo zostało zagęszczone, aby odspojenie wystąpiło w analizowanej części belki. Wymiary belek oraz ich zbrojenie pokazano na rys. 71.

Elementy prefabrykowane zostały wykonane z betonu towarowego klasy C25/30 dostarczonego bezpośrednio do laboratorium. Beton towarowy został wykonany z cementu Wykorzystany beton miał klasę konsystencji F4 i wskaźnik w/c CEM I 42,5R. wynoszący 0,61. Do wykonania betonu uzupełniającego został wykorzystany cement CEM II/B-V 32,5N-LH/HSR/NA (producent Grupa Ożarów S.A). Kruszywo naturalne użyte do wykonania mieszanki betonowej było mieszaniną kruszywa drobnego (0-4mm) i żwiru (4-16mm). Do mieszanki betonowej zastosowano domieszkę upłynniającą BETOCRETE-F27 (FM) w ilości 1,00% masy cementu. Jako wodę zarobową zastosowano wodę wodociągową. Recepturę betonu uzupełniającego przedstawia tabela 15. Klasę betonu uzupełniającego ustalono zgodnie z normą PN-EN 206+A2: 2021-08 [N5] i zakwalifikowano go do klasy C25/30.

Materiał	Masa [kg]
Cement CEM II/B-V 32,5N-LH/HSR/NA	300,00
Woda wodociągowa	165,00
Kruszywo drobne frakcji 0–4 mm	495,00
Żwir frakcji 4–16 mm	1390,00
Plastyfikator BETOCRETE-F27 (FM)	3,00

Tab. 15. Receptura betonu uzupełniającego na 1 m³ mieszanki betonowej

Beton uzupełniający grubości 7 cm układano po 71 dniach dojrzewania betonu "prefabrykatu" (seria BII-W). Przed ułożeniem betonu uzupełniającego powierzchnie prefabrykatów oczyszczano oraz zwilżano wodą. Podczas każdego betonowania wykonano próbki do ustalenia parametrów wytrzymałościowych betonu na ściskanie (10 kostek $150 \times 150 \times 150$ mm), rozciąganie przy rozłupywaniu (6 kostek $150 \times 150 \times 150$ mm), modułu sprężystości betonu (3 walce Ø 150 mm, h = 300 mm) oraz rozciąganie przy zginaniu (3 beleczki 100 x 100 x 500 mm). Belki oraz próbki przechowywano w laboratorium do czasu badania w warunkach powietrzno-suchych przez 113 dni (prefabrykat) oraz 42 dni (beton uzupełniający). Otrzymane parametry mechaniczne materiałów zamieszczone zostały w tabeli 16. Zwrócić należy uwagę, że w serii BII było odwrotnie (wytrzymałość prefabrykatu okazała się niższa niż betonu uzupełniającego).

		Stal							
	$f_{\rm cm,cube}$ [MPa]		f _{ctm} [MPa]		E _{cm} [GPa]				
element	wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe	zbrojenie	fy [MPa]	Es [GPa]
Beton uzupełniający	43,57	1,43	2,40	0,39	31,85	0,28	strzemiona ø 6	545	200
Prefabrykat	36,30	1,86	2,30	0,13	27,99	0,09	strzemiona φ 8	545	200
							zbrojenie główne م 20	547	200

Tab. 16. Parametry wytrzymałościowe betonów i stali konstrukcyjnej



Rys. 71. Wymiary i zbrojenie elementów: a) seria BII-W, b) seria BII-M

Powierzchnia prefabrykatów została przygotowana według wytycznych normy PN-EN 1992-1-1:2008. Rozstaw wrębów w prefabrykacie serii BII-W wynosił 80 mm (rys. 72), natomiast wysokość wrębów 10 mm. Pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym zastosowano zbrojenie zszywające w postaci prętów Ø6 mm w podstawowym rozstawie co 160 mm (rys. 71 a).



Rys. 72. Belka serii BII-W: a) schemat geometrii powierzchni z wrębami, b) widok wykonanej powierzchni z wrębami

Belki poddano czteropunktowemu zginaniu przy pomocy siłownika hydraulicznego. Stanowisko badawcze wyposażono w czujniki zegarowe elektroniczne Sylvac S_dial SWISS MODE do wyznaczenia ugięć (czujniki nr 6-8), przemieszczeń podpór (czujniki nr 9-12), odkształceń w środku przęsła belki (czujniki nr 1-5, baza pomiarowa ~200 mm), przemieszczeń betonu uzupełniającego względem prefabrykatu (czujniki nr 13-14). Wartość siły obciążającej P odczytywano ze wskazań siłomierza (czujnik nr 15). Obciążenie przykładano na element badawczy w sposób jednostajny z prędkością około 2,7 kN/min, aż do zniszczenia elementu. Wyniki pomiarów rejestrowano w sposób ciągły z częstotliwością co 1 sekundę i zapisywano w arkuszu danych. Schemat badanej belki, położenie czujników zegarowych, zasięgi stref fotografowanych oraz widok przygotowanego stanowiska przedstawiono na rysunku 73.



Rys. 73. Stanowisko badawcze: a) schemat belki zespolonej, położenie czujników oraz rozmieszczenie stref rejestracji wyników przez aparaty cyfrowe (I.-III.), b) widok stanowiska badawczego

Analizę obrazu 2D wykonano przy pomocy metody cyfrowej korelacji obrazu (DIC – "*Digital Image Correlation*") wykorzystując oprogramowanie komputerowe GOM Correlate [105]. Metoda cyfrowej korelacji obrazu wymaga odpowiedniego przygotowania elementu badawczego poprzez pomalowanie powierzchni podlegającej badaniu na przykład białą farbą oraz naniesienie na nią deseniu w postaci czarnych kropek, które stanowią znaczniki wykorzystane w procesie przetwarzania zdjęć (rys. 74 a).

W przedstawionych badaniach wykorzystano 3 aparaty cyfrowe (rys. 74 b) o rozdzielczości 24 megapiksele z matrycami CMOS wielkości APS-C, z których każdy wykonywał zdjęcia fragmentu belki o wymiarach około 320x600 mm (zgodnie z rysunkiem 73 a oraz 74 a). Zdjęcia wykonywane były automatycznie co 20 sekund, a synchronizację z wynikami z czujników zegarowych uzyskano poprzez skorelowanie czasu wewnętrznego aparatów cyfrowych z komputerem. Każdy fragment belki fotografowany był jednym aparatem, dlatego wykonano cyfrową korelację obrazu 2D.

Metoda cyfrowej korelacji obrazu działa na zasadzie analizy korelacji i poszukiwania elementów o jednakowych kształtach oraz określania zmiany ich współrzędnych. Charakterystycznym punktom analizowanego obrazu oprogramowanie przyporządkowuje kwadratowe lub prostokątne pola zwane "fasetkami" (rys. 74 a). W każdym polu znajduje się niepowtarzalny deseń, który zostaje bezpośrednio wykorzystany do analizy przemieszczeń i odkształceń. Dokładny opis zasady działania metody DIC, sposób przygotowania i wykonania badań oraz niedokładności metody można odnaleźć w publikacjach [57], [106]–[111].



Rys. 74. Metoda obrazowa: a) widok deseniu strefy II rejestracji wyników przez aparat oraz przykładowy szczegół fasetki, b) widok stanowiska do fotografii wykorzystywany w cyfrowej korelacji obrazu

4.2.2. Wyniki badań

4.2.2.1. Zarysowanie i zniszczenie elementów

Badaniom poddano dwie belki zespolone serii BII-W oraz jedną belkę monolityczną BII-M. Belkę BII-W1 oraz belkę BII-M obciążono aż do zniszczenia, które charakteryzowało się zmiażdżeniem betonu w strefie ściskanej. Belkę BII-W2 obciążono do około 95% obciążenia niszczącego belkę BII-W1.

W belce BII-W1 pierwsze rysy od zginania zaobserwowano przy obciążeniu 10 kN (rys. 75 a). Wraz ze wzrostem obciążenia szerokość i długość rys ulegały zwiększeniu oraz powstawały nowe rysy w kierunku podpory (rys. 75 b).



Rys. 75. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W1 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate [105]: a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 10 kN (strzałkami oznaczono miejsca pojawiających się, lecz jeszcze słabo widocznych, rys), b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 20 kN

Pojawienie się rysy ukośnej w belce BII-W1 miało miejsce przy obciążeniu 50 kN (wskazana czarną strzałką na rysunku rys. 76 a). Rysa ta ewoluowała od rysy od zginania zmieniając kąt przebiegu. Wraz ze wzrostem obciążenia zwiększyła rozwartość. Powstanie kolejnych rys ukośnych zaobserwowano przy obciążeniu 90 kN (oznaczone czarnymi strzałkami na rysunku 76 c).



Rys. 76. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W1 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate (strzałkami oznaczono miejsca rozwijających się, wraz ze wzrostem obciążenia, rys ukośnych):
a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 50 kN, b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 80 kN, c) przemieszczenia belki pod obciążeniem 90 kN

Zarysowanie styku pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym belki BII-W1 zaobserwowano przy obciążeniu 100 kN w przekroju, gdzie propagowała pierwsza rysa od ścinania (rys. 77 a). Prawdopodobnie rysa ukośna osłabiła dany przekrój i zdeterminowało to lokalne odspojenie (rys. 77 c). Podobny przebieg zarysowania pomiędzy betonami pojawił się na kolejnych wrębach w stronę podpory przy obciążeniu 150 kN (rys. 77 b, d). We wszystkich przypadkach zarysowanie w styku pojawiło się z jednej strony wrębu, tam gdzie nie występowało zbrojenie zszywające (rys. 78).



Rys. 77. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W1 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate: a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 100 kN, b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 150 kN, c) szczegół A – przemieszczenia wzdłuż osi Y pod obciążeniem 100 kN, d) szczegół B – przemieszczenia wzdłuż osi Y pod obciążeniem 150 kN

Zniszczenie elementu BII-W1 nastąpiło poprzez zmiażdżenie betonu w strefie ściskanej (rys. 78 c). Poprzedzało je znaczące zarysowanie od zginania, ścinania oraz rozwój zarysowania pomiędzy betonami (rys. 78 a, b). Ścięcie wrębów na całej długości styku nie nastąpiło.



Rys. 78. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W1 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate: a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 180 kN, b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 198,7 kN, c) przemieszczenia belki pod obciążeniem 198,7 kN – zniszczenie elementu/zmiażdżenie strefy ściskanej przekroju

Wyniki badań przeprowadzone metodą obrazową drugiego elementu tej samej serii, tzn. BII-W2, mają charakter zbliżony do wyników badań belki BII-W1. Proces powstania pierwszych rys od zginania zaobserwowano przy obciążeniu około 10 kN i wraz ze wzrostem obciążenia postępowała propagacja rys oraz powstawanie nowych (rys. 79).

Przy obciążeniu około 50 kN, niektóre rysy od zginania, propagując, zaczęły zmieniać kąt, w konsekwencji przekształcając się w zarysowanie ukośne (rys. 80).



Rys. 79. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W2 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate: a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 10 kN (strzałkami oznaczono miejsca pojawiających się, lecz jeszcze słabo widocznych, rys), b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 20 kN



Rys. 80. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W2 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate (strzałkami oznaczono miejsca rozwijających się, wraz ze wzrostem obciążenia, rys ukośnych):
a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 50 kN, b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 80 kN

W przypadku belki BII-W2 zarysowanie w styku zaobserwowano przy obciążeniu około 105 kN, jako rysę z jednej strony wrębu, w miejscu w którym przekrój został osłabiony przez rysę ukośną (rys. 81 a, c). Na rysunkach 81 b i 81 d przedstawiono kolejne zarysowanie styku przy obciążeniu około 150 kN, w miejscu, w którym zastosowano zbrojenie zszywające. Rysa

w styku powstała jako przedłużenie rysy ukośnej, a jej kierunek wymuszony został przez geometrię wrębów (rys. 81 b, d). Pierwsze zarysowanie w styku zlokalizowane było pomiędzy strzemionami w miejscu usytuowania detalu A na rys. 81 a. Rysa ta nie uległa znacznemu powiększeniu przy wzroście obciążenia. Kolejne zarysowania pomiędzy betonami zlokalizowane było bliżej podpory w miejscu usytuowania detalu B na rys. 81 b. To zarysowanie styku charakteryzowało się wyraźną zmianą rozwartości przy wzroście obciążenia (rys. 82). Podobny przebieg powstawania kolejnych zarysowań w styku miał miejsce w przypadku belki BII-W1.





d) szczegół B – przemieszczenia wzdłuż osi Y pod obciążeniem 150 kN



Rys. 82. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-W2 zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate (strzałkami oznaczono zarysowanie na wrębach):
a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 180 kN, b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 187 kN

Belka monolityczna serii BII-M stanowiła element kontrolny. Zarysowanie od zginania zaobserwowano przy podobnym obciążeniu jak w serii BII-W, czyli 10 kN. Postępujące zarysowanie od zginania przy obciążeniu 20 kN oraz rysę ukośną zaprezentowano na rysunku 83. Rysa ukośna stanowiła kontynuację rysy od zginania. Wraz ze wzrostem obciążenia powstawały kolejne rysy od zginania oraz ścinania, w rozstawach do siebie zbliżonych (rys. 84). Warto zwrócić uwagę, że o ile zarysowanie od zginania belki monolitycznej jest zbliżone do zarysowania belek zespolonych, to rozstaw rys ukośnych w belkach zespolonych charakteryzuje się nierównomiernym rozmieszczeniem (por. rys. 78, 82 i 85). Lokalne zarysowanie styku pomiędzy betonami przyczyniło się do innego przebiegu rys ukośnych.


Rys. 83. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-M zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate: a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 20 kN, b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 50 kN (strzałką oznaczono miejsca rozwijającej się, wraz ze wzrostem obciążenia, rysy ukośnej)



Rys. 84. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-M zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate: a) przemieszczenia belki pod obciążeniem 80 kN (strzałkami oznaczono miejsca rozwijających się, wraz ze wzrostem obciążenia, rys ukośnych), b) przemieszczenia belki pod obciążeniem 100 kN, c) przemieszczenia belki pod obciążeniem 150 kN

Belka monolityczna BII-M uległa zniszczeniu poprzez zmiażdżenie strefy ściskanej przekroju przy obciążeniu 192 kN (rys. 85). Strefę ściskaną w belce monolitycznej stanowił beton taki, z jakiego w belkach zespolonych wykonano prefabrykat (gorsze właściwości mechaniczne niż beton uzupełniający w belkach zespolonych – tab. 16). Według obliczeń teoretycznej nośności na zginanie przedstawionej w tabeli 17 nośność belki zespolonej, przy założeniu pełnego zespolenia styku, jest większa od nośności belki monolitycznej. Zaprojektowana belka monolityczna wykonana z betonu o właściwościach betonu uzupełniającego, przy tej samej geometrii i zbrojeniu, przeniosłaby większe obciążenie.



Rys. 85. Obraz zarysowania belki zespolonej BII-M zobrazowany za pomocą programu GOM Correlate:
a) przemieszczenia belki przy obciążeniu 180 kN,
b) przemieszczenia belki przy obciążeniu 192 kN – zniszczenie elementu

4.2.2.2. Ugięcia i przemieszczenia

Na rysunku 86 zostały pokazane wykresy zależności "siła-ugięcie" belek serii BII-W oraz belki monolitycznej BII-M. Na wykresach tych nie zaobserwowano w przypadku elementów zespolonych nagłych spadków siły przy wzroście ugięć. Jednakże począwszy od obciążenia 90-100 kN widoczne były mniejsze sztywności belek zespolonych w porównaniu z belką monolityczną, która charakteryzowała się mniejszym tempem narastania ugięć przy wzroście obciążenia. Takie zachowanie elementów można przypisać lokalnemu zarysowaniu na powierzchni wrębów. Pomimo, że cała belka monolityczna była wykonana z betonu takiego jak prefabrykat (gorsze właściwości wytrzymałościowe niż beton uzupełniający – tab. 16), to charakteryzowała się większą sztywnością od belek zespolonych, aż do momentu degradacji betonu w strefie ściskanej.



Rys. 86. Wykres zależności ugięcie-siła dla belek: BII-W1, BII-W2, BII-M

W celu oceny przebiegu zarysowania pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym, w miejscu wizualnego spostrzeżenia zarysowania omówionego w rozdziale 4.2.2.1, w programie GOM Correlate wstawiono wirtualne tensometry o długości 5 mm. Przykładowe szczegóły lokalizacji wirtualnych tensometrów przedstawia rysunek 87.



Rys. 87. Szczegóły lokalizacji wirtualnych tensometrów rozmieszczonych w programie GOM Correlate: a) dla szczegółu A według rys. 77 c; b) dla szczegółu B według rys. 81 d

Analizę zarysowania styku dla belki BII-W1 w całym przebiegu badania zobrazowano na rysunku 88. Pierwszą rysę pomiędzy betonami zaobserwowano przy obciążeniu 100 kN (rys. 77 c), jednakże, na przedstawionym rysunku 88 a, wzrost wartości obciążeń od około 85 kN może sugerować wcześniejsze zmiany odkształceń betonu związane z powstawaniem mikrorys. Znaczący wzrost wartości przemieszczeń począwszy od obciążenia ~95 kN przyjęto jako możliwe zarysowanie styku. Podobna sytuacja zaistniała w przypadku kolejnego zarysowania (rys. 88 b) opisanego również w rozdziale 4.2.2.1 (rys. 77 d). Zarysowanie zaobserwowano wizualnie przy obciążeniu 150 kN, a pierwsze oznaki wzrostu odkształceń betonu od około 115 kN.



Rys. 88. Przemieszczenia pomiędzy betonami w belce BII-W1 zarejestrowane przy pomocy programu GOM Correlate (strzałkami oznaczono punkty charakterystyczne opisane w tekście):
a) w miejscu lokalizacji zarysowania według szczegółu A z rys. 77 a, c;
b) w miejscu lokalizacji zarysowania według szczegółu B z rys. 77 b, d

Analogiczne obserwacje w zarysowaniu styku poczyniono w przypadku belki BII-W2 (rys. 89 a). Wizualnie widoczne zarysowanie pojawiło się pod obciążeniem 105 kN (rys. 81 c), a nagły skok wartości przemieszczeń już przy obciążeniu około 98 kN. W przypadku rysy pojawiającej się w obrębie wrębu (rys. 81 d) zastosowano dwa wirtualne tensometry (rys. 87 b). Rysa w styku, na której umiejscowiono tensometr 1, powstała od propagującej rysy ukośnej przy obciążeniu ~123 kN. W przypadku rysy, dla której mierzono wartości przy pomocy tensometru 2, zmianę przemieszczeń spostrzeżono przy obciążeniu ~142 kN (rys. 89 b), a w przypadku wizualnej obserwacji rysę zauważono przy obciążeniu ~150 kN (rys. 81 d).



Rys. 89. Przemieszczenia pomiędzy betonami w belce BII-W2 zarejestrowane przy pomocy programu GOM Correlate (strzałkami oznaczono punkty charakterystyczne opisane w tekście):
a) w miejscu lokalizacji zarysowania według szczegółu A z rys. 81 a, c;
b) w miejscu lokalizacji zarysowania według szczegółu B z rys. 81 b, d

W obydwu belkach serii BII-W zarysowanie pojawiające się bliżej punktu przyłożenia obciążenia (rys. 77 a oraz 81 a) miało charakter nienarastający. Po pojawieniu się rys, począwszy od obciążenia około 105–110 kN wartości przemieszczeń nie zwiększały się (rys. 88 a oraz 89 a). W przypadku zarysowań umiejscowionych bliżej podpory (rys. 77 b oraz 81 b), po odspojeniu, wartości przemieszczeń rejestrowanych przez wirtualne tensometry zwiększały się aż do zniszczenia belek (rys. 88 b oraz 89 b).

4.2.3. Analiza wyników badań

Analizę wyników badań belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym przedstawiono w tabeli 17. Podobnie jak w przypadku belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego obliczono teoretyczne siły rysujące $V_{\text{Rd,i(cr)}}$ (wzór 4.1) wyznaczone na podstawie normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz wytycznych *fib* Model Code 2010. W celu określenia naprężeń w styku, wynikających z zastosowania zbrojenia zszywającego, we wzorach 2.7 oraz 2.12 w miejsce naprężeń granicy plastyczności stali *fy*d zastosowano oszacowane wartości naprężeń w prętach zbrojenia zszywającego w chwili zarysowania styku. Zgodnie z pracami [5] oraz [112], przy przemieszczeniach łączonych części rzędu 0,2-0,5 mm, naprężenia w zbrojeniu zszywającym wynoszą 15% granicy plastyczności stali w przypadku gładkiej powierzchni styku i 30% granicy plastyczności stali w przypadku szorstkiej powierzchni styku. Pozostałe parametry do obliczeń naprężeń w styku przyjęto według tablic 3 oraz 5, jak dla powierzchni z wrębami. Zaznaczyć należy, że powierzchnie prefabrykatów ukształtowane były w postaci wrębów o geometrii według rysunku 72, a sama powierzchnia poszczególnych wrębów była gładka.

W miejscach, w których zaobserwowano lokalne rozwarstwienie styku wykonano obliczenia naprężeń w styku przed samym odspojeniem (wzór 2.6). W celu wyznaczenia współczynnika β (opisanego w punkcie 2.1.3.1) określono zasięg strefy ściskanej belki w miejscu odspojenia zginanej wystąpienia pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym. Zasięg ten określono na podstawie analizy wartości odkształceń przekroju zarejestrowanych przy użyciu "wirtualnych" tensometrów o długości 200 mm (wykorzystując oprogramowanie GOM Correlate). Na rysunku 90 przestawiono przykładowe wykorzystywane ustawienie "wirtualnych" tensometrów oraz uzyskane z nich wyniki. Na podstawie tych odkształceń założeniu paraboliczno-prostokątnej zależności oraz przy "naprężenie-odkształcenie" (σ - ε) betonu, zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1:2008 oraz [58], oszacowano (poprzez scałkowanie odpowiedniej części bryły naprężeń) wartości siły podłużnej w betonie uzupełniającym (P_B) oraz w betonie prefabrykatu (P_A) (rys. 90). Iloraz siły P_B i całej siły w strefie ściskanej przekroju ($P_{\rm A} + P_{\rm B}$) wyraża wartość współczynnika β .

W przypadku belek serii BII-W lokalne zarysowanie styku zaobserwowano przy porównywalnych wartościach obciążenia (tab. 17). Podobna sytuacja wystąpiła w przypadku obliczonych wartości naprężeń w styku. W przypadku zarysowania w styku zlokalizowanego bliżej punktu przyłożenia obciążenia, naprężenia te są większe o 5,9% dla belki BII-W2 w porównaniu z naprężeniami w belce BII-W1. W odniesieniu do zarysowania pomiędzy

betonami zaobserwowanego bliżej podpory, naprężenia w styku belki BII-W2 były większe o 4,9% w porównaniu z naprężeniami belki BII-W1.



Rys. 90. Przykładowy schemat rozmieszczenia "wirtualnych" tensometrów dla belki BII-W1 w II strefie rejestracji zdjęć (według rys. 73) ustalony w oprogramowaniu GOM Correlate oraz otrzymany wykres odkształceń wykorzystany do obliczenia współczynnika β przy obciążeniu 95,00 kN

Pierwsze rysy ukośne, wykorzystując metodę obrazową, spostrzeżono przy obciążeniu około 50 kN (rys. 76 oraz 80). Wraz ze wzrostem obciążenia pojawiały się kolejny rysy ukośne, a istniejące wydłużały swój zasięg propagując w stronę betonu uzupełniającego przyczyniając się do lokalnego zarysowania styku.

W tabeli 17 zamieszczono również wartość siły, przy której powstają pierwsze rysy ukośne. Obliczenia siły poprzecznej V_{Rc} przeprowadzono według normy PN-EN 1992-1-1:2008. Lokalne zarysowanie styku zaobserwowano w dwóch lokalizacjach: pierwsza rysa powstały bliżej punktu przyłożenia obciążenia (rys. 88 a, 89 a), natomiast druga rysa zlokalizowana była w styku bliżej podpory (rys. 88 b, 89 b). Otrzymana wartość siły poprzecznej, przy której powstają pierwsze rysy ukośne jest bardzo zbliżona do wartości sił poprzecznych w chwili zarysowania styku bliżej podpory. Lokalne rozwarstwienie styku bliżej punktu przyłożenia obciążenia mogło wynikać z powstawania dodatkowego momentu zginającego w styku zgodnie z zaczerpniętym z [5] rysunkiem 91. Warto także zwrócić uwagę na fakt, że po zarysowaniu rozwartości tych rys nie zwiększały się (rys. 88 a oraz 89 a), co mogło być skutkiem działania dodatkowej siły dociskającej P (rys. 91).



Rys. 91. Model obliczania długości rysy w styku według [5]

Siły poprzeczne w badanych belkach zespolonych, w chwili pojawienia się rysy styku zlokalizowanej bliżej punktu przyłożenia obciążenia (rys. 88 a, 89 a), odpowiadają wartości teoretycznej siły poprzecznej $V_{\text{Rd,i(cr),4}}$, obliczonej według *fib* Model Code 2010 przy założeniu wykorzystania 30% granicy plastyczności zbrojenia zszywającego. W przypadku porównywania naprężeń stycznych $v_{\text{Edi,1}}$, powstających w styku przy tym samym obciążeniu, dla belki BII-W1 są one większe o 16,7% od naprężeń rysujących styk obliczonych według MC2010 (tj. $\tau_{\text{Rd,i(cr),4}}$), a dla belki BII-W2 są większe o 24,5%.

W przypadku zarysowania styku umiejscowionego bliżej podpory (rys. 88 b, 89 b), wartości siły rysującej $V_{\text{Rd,i(cr),1}}$ obliczonej według normy PN-EN 1992-1-1:2008, przy założonych naprężeniach w zbrojeniu zszywającym równych 15% granicy plastyczności, są prawie takie same jak poprzeczne siły rysujące w obydwu belkach (tj. odpowiednio 59,60 kN oraz 63,60 kN). Jednocześnie naprężenia styczne $v_{\text{Edi,2}}$ w miejscu zarysowania styku są większe o 11,8% od naprężeń $\tau_{\text{Rd,i(cr),1}}$ obliczonych dla belki BII-W1, a dla belki BII-W2 są one większe o 17,3%.

W tabeli 17 zamieszczono również obliczone wartości naprężeń w styku oraz odpowiadające im siły poprzeczne przy założeniu różnego stopnia uplastycznienia zbrojenia zszywającego. Wartość siły rysującej styk, przy uwzględnieniu 15% granicy plastyczności stali zbrojenia zszywającego, ustalona według EC2-1-1 jest większa o 44,3% w porównaniu z MC2010. W przypadku obliczeń, w których uwzględniono 30% granicy plastyczności stali różnica pomiędzy wartościami otrzymanymi zgodnie z normą EC2-1-1, a MC2010 wynosi 35,3%. Tak znaczna różnica pomiędzy wartościami wynika głównie z faktu, że składnik adhezji / zazębiania we wzorze 2.12 ($c_r f_{ck}^{1/3}$) w przypadku MC2010 znacznie obniża wyznaczane wartości w porównaniu z zapisami zawartymi w Eurokodzie 2-1-1 – wzór 2.7 (cf_{ctd}) (rys. 92). Należy zwrócić uwagę, że współczynniki c_r oraz *c* dla powierzchni prefabrykatu z wrębami są różne (tablica 3 i 5). Dodatkowo MC2010 operuje wartościami charakterystycznymi, a EC2-1-1 obliczeniowymi.

Wartości naprężeń stycznych $v_{\text{Edi,2}}$, w miejscu pojawienia się zarysowania bliżej podpory, najbardziej zbliżone są do wartości naprężeń $\tau_{\text{Rd,i(cr),2}}$, uzyskanych z obliczeń zgodnych z EC2-1-1 przy założeniu naprężeń w zbrojeniu zszywającym równych 30% granicy plastyczności (rys. 92).

Rodzaj obliczeń / badania		Belki zespolone				
		BII-W1 BII		BII-W2		
Lokalne zarysowanie styku	yku siła poprzeczna [kN] ³			49,60 51,10		
(wartości z badań) ¹	wartości z badań) ¹ naprężenia styczne $v_{\text{Edi},1}$ [MPa] ⁴		1,19		1,26	
Zarysowanie styku	siła poprzeczna [kN] ³		59,60		63,60	
umiejscowione bližej podpory (wartości z badań) ²	naprężenia styczne $v_{\text{Edi.2}}$ [MPa] ⁴		1,42		1,49	
Obliczenia $\tau_{\rm Rdi(cr)}$ według	teoretyczna siła poprzeczna rysująca styk V _{Rd.i(cr).1} [kN]		62,49			
PN-EN 1992-1-1:2008 (zbrojenie zszywające – 15%	naprężenia rysujące styk	Beton (adhezja / zazębianie)	1,15	1 27		
wartości granicy plastyczności) ⁵	$\tau_{Rd,i(cr),1}$ [MPa]	Strzemiona zszywające (" <i>shear-friction"</i>)	0,12		1,27	
Obliczenia $ au_{ m Rd,i(cr),2}$ według	teoretyczna siła poprzeczna rysująca styk $V_{\text{Rd,i(cr),2}}$ [kN]		67,90			
PN-EN 1992-1-1:2008 (zbrojenie zszywajace – 30%	naprężenia rysujące styk	Beton (adhezja / zazębianie)	1,15		1 29	
wartości granicy plastyczności) ⁶	$\tau_{\rm Rd,i(cr),2}$ [MPa]	Strzemiona zszywające (" <i>shear-friction"</i>)	0,23		1,30	
	teoretyczna siła poprzeczna rysująca styk V _{Rd,i(cr),3} [kN]		43,30			
Obliczenia $\tau_{\text{Rd,i(cr),3}}$ według fib Model Code 2010 (zbrojenie zszywające – 15% wartości granicy plastyczności) ⁵	naprężenia rysujące styk $ au_{ m Rd,i(cr),3}$ [MPa]	Beton (adhezja / zazębianie)	0,66			
		Strzemiona zszywające (" <i>shear-friction"</i>)	0,10		0,88	
		"Dowel action"	0,12			
	teoretyczna siła poprzeczna rysująca styk $V_{\text{Rd,i(cr),4}}$ [kN]		50,19			
Obliczenia $\tau_{\text{Rd,i(cr),4}}$ według fib Model Code 2010 (zbrojenie zszywające – 30% wartości granicy plastyczności) ⁶	naprężenia rysujące styk $ au_{ m Rd,i(cr),4}$ [MPa]	Beton (adhezja / zazębianie)	0,66		1,02	
		Strzemiona zszywające (" <i>shear-friction"</i>)	0,19	_		
		"Dowel action"	0,17			
Dowstania nianyszai nysy ukośnaj	Rysa ukoś	na				
- wartość nośności obliczona wedł	ug PN-EN 1992-1-1:2008		62,32			
Powstanie pierwszej rysy ukośnej V_{Rc} [kN]– wartości z badań			25,0-45,0 25,0-45,0			
	Nośność na zg	inanie	1			
Teoretyczna nośność na zginanie Belka zespolona		Belka zespolona	226,80			
(uplastycznienie prętów głównych) [kN] Belka monolityczna 219,40			9,40			
 ⁴ – przy obciążeniach wyznaczony ² – przy obciążeniach wyznaczony ³ – siła poprzeczna stanowiła 50% ⁴ – naprężenia w styku obliczone r z procedurą pokazaną na rysunk 	ch na podstawie rysunków ch na podstawie rysunków siły odczytanej z siłomier na podstawie odkształceń v cu 90,	v 88 a, 89 a, 88 b, 89 b, za oraz 50% ciężaru własno vyznaczonych z wirtualnyc	ego bell h tenso	ki (3,6 metró	kN) w zgodnie	

Tab. 17. Zestawienie sił rysujących obliczonych według normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010

⁵ – obliczenia teoretycznych sił poprzecznych rysujących styk V_{Rd,i(cr),1} i V_{Rd,i(cr),3} według wzoru (4.1), do obliczeń *z*_{Rd,i(cr),1} i *T*_{Rd,i(cr),3}, przyjęto założenie, że przy zerwaniu przyczepności betonu naprężenia w zbrojeniu zszywającym wynoszą 15% granicy plastyczności według [5] i [112],

⁶ – obliczenia teoretycznych sił poprzecznych rysujących styk V_{Rd,i(cr),2} i V_{Rd,i(cr),4} według wzoru (4.1), do obliczeń τ_{Rd,i(cr),2} i τ_{Rd,i(cr),4}, przyjęto założenie, że przy zerwaniu przyczepności betonu naprężenia w zbrojeniu zszywającym wynoszą 30% granicy plastyczności według [5] i [112]



Rys. 92. Wartości naprężeń rysujących styk (w odniesieniu do badań i obliczeń, na podstawie tabeli 17) z uwzględnieniem udziału poszczególnych składników

4.2.4. Wnioski z badań

Na podstawie wyników badań i przeprowadzonych analiz dotyczących teoretycznej siły poprzecznej, przy której powstaje zarysowanie styku można sformułować następujące wnioski i spostrzeżenia:

- W badanych belkach zespolonych nie osiągnięto zniszczenia styku na całej jego długości. Zbrojenie zszywające włącza się w proces przekazywania naprężeń pomiędzy betonami po zarysowaniu styku oraz ogranicza rozwartość rys w styku.
- 2. Na zarysowanie pomiędzy betonami ma wpływ powstanie rysy ukośnej. Zarysowanie powstałe od ścinania i lokalizacja zbrojenia zszywającego determinują miejsce zarysowania lokalnego oraz wielkość obciążenia, przy jakim może się ono pojawić. Dodatkowo miejsce lokalnego zarysowania styku wpływa na lokalizację oraz przebieg nowych rys ukośnych.
- 3. Procedura obliczeniowa ustalania naprężeń w styku dla powierzchni prefabrykatu z wrębami według normy PN-EN 1992-1-1:2008 w większym stopniu odzwierciedla rzeczywiste naprężenia występujące między betonami niż fib Model Code 2010. Sposób obliczania składnika związanego z adhezją / zazębianiem zawarty we wzorze 2.12 $(c_r f_{ck}^{1/3})$ w *fib* Model Code 2010 znacznie obniża obliczone wartości. Jednocześnie pozostałe składniki modelu zawartego w MC2010 lepiej odzwierciedlają przekazywanie naprężeń stycznych niż norma PN-EN 1992-1-1:2008.

4.3. Analiza porównawcza belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym i bez zbrojenia zszywającego

Rysunek 93 przedstawia zależności "siła-ugięcie" dla wszystkich badanych belek. Wykresy te pokrywają się do obciążenia około 90 – 110 kN. Po lokalnym zarysowaniu styku sztywność belek zespolonych zmniejsza się, co przejawia się większym ugięciem w porównaniu do belek monolitycznych. W przypadku belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego zniszczenie charakteryzowało się gwałtownym przebiegiem, ale dla elementów serii BI-W (rozstaw wrębów co 80 mm) obciążenie niszczące było porównywalne lub też nieznacznie odbiegało od wyników uzyskiwanych dla belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym oraz belek monolitycznych. Należy zwrócić uwagę, że praca elementów oraz charakter zniszczenia elementów zespolonych ze zbrojeniem zszywającym przebiegały prawie tak samo jak w belkach monolitycznych.



Rys. 93. Wykres zależności "siła-ugięcie" dla wszystkich badanych belek

Na rysunku 94 pokazano siły poprzeczne, przy których powstało lokalne zarysowanie w styku, oraz obliczoną nośność na ścinanie dla wszystkich zbadanych belek zespolonych. W przypadku belek serii BII-W uwzględniono zarysowanie styku bliżej podpory w miejscu, gdzie powstająca rysa zwiększała swoją rozwartość aż do zniszczenia elementów. Dla belek serii BI-W i BI-S wartości przemieszczeń, które charakteryzowano jako zarysowanie,

odczytywano przy pomocy czujnika nr 15 (rys. 58), a więc w tym samym obszarze co dla belek serii BII-W (rys. 77 b).

Lokalne zarysowanie styku belek serii BII-W wystąpiło przy podobnych wartościach obciążenia. Były one zbliżone do nośności obliczonej według Eurokodu 2-1-1, która odpowiada wystąpieniu pierwszej rysy ukośnej. Zaobserwowano, że im większy rozstaw wrębów prefabrykatu, tym wartość obciążenia, przy którym powstaje częściowe zarysowanie styku jest mniejsza (rys. 94). Dodatkowo stwierdzono, że zastosowanie zbrojenia zszywającego pomiędzy betonami wykonanymi w różnym czasie, zauważalnie wpływa na wzrost obciążenia przy jakim może wystąpić częściowe zarysowanie styku.

Nośność na ścinanie (V_{Rc}) odnosi się do odporności na rozciąganie umownych ukośnych krzyżulców betonowych. Analiza obrazowa wykazała, że pierwsze rysy ukośne pojawiają się przy sile poprzecznej o wartości około 25 kN, a ich rozwartość i długość nabiera znaczenia przy obciążeniu około 45 kN (rys. 76). Rysy ukośne propagują w kierunku płaszczyzny zespolenia i po jej osiągnięciu wpływają na stan naprężeniowo-odkształceniowy styku determinując miejsca wystąpienia lokalnego zarysowania styku.



Rys. 94. Siła poprzeczna, przy której wystąpiło lokalne zarysowanie styku oraz nośność na ścinanie ze względu na zarysowanie krzyżulców betonowych dla wszystkich belek zespolonych na podstawie tabel 14 i 17

Na rysunku 95 zaprezentowano zestawienie wartości naprężeń odpowiadających charakterystycznym nośnościom na ścinanie styku, w analizowanych belkach, obliczonych według Eurokodu 2-1-1 oraz *fib* Model Code 2010. Do obliczeń przyjęto parametry styków

według wytycznych zawartych w stosowanych procedurach obliczeniowych (patrz punkt 2.1.3). Charakterystyczną nośność na ścinanie według MC2010 znacznie obniża składnik związany z adhezją / zazębianiem, ale jednocześnie nośność ta uwzględnia mechanizmy jakie działają w obciążonym styku ("*shear-friction*" i "*dowel action*"). Największa wartość nośności na ścinanie styku została wyznaczona według Eurokodu 2-1-1 dla połączenia ze zbrojeniem zszywającym, a w przypadku elementów bez zbrojenia zszywającego według Eurokodu 2-1-1 oraz MC2010, przy założeniu, że połączenie traktowane jest jako "sztywne".



Rys. 95. Nośności na ścinanie styku obliczone według wybranych procedur obliczeniowych

4.4. Podsumowanie wniosków analizy porównawczej belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym i bez zbrojenia zszywającego

Na podstawie wyników badań i przeprowadzonych analiz porównawczych można sformułować następujące wnioski i spostrzeżenia:

- Na lokalne zarysowanie styku w belkach zespolonych ma wpływ rozstaw wrębów prefabrykatu oraz zbrojenie zszywające pomiędzy betonami, jeżeli je zastosowano. Im rozstaw wrębów jest większy, tym wartość obciążenia, przy którym powstaje lokalne rozwarstwienie styku, jest mniejsza. Znając parametry wytrzymałościowe betonów, z których wykonane są poszczególne części belki zespolonej, można wpływać na nośność styku rozstawem wrębów.
- 2. Procedury obliczeniowe zawarte w Eurokodzie 2-1-1 oraz *fib* Model Code 2010 nie odzwierciedlają w pełni pracy styku z powierzchnią prefabrykatu z wrębami. MC2010 znacznie zmniejsza udział składnika adhezji / zazębiania, a EC2-1-1 nie uwzględnia zjawiska "*dowel action*", które ma wpływ na nośność w stykach zespolonych ze zbrojeniem zszywającym.

5. Analiza numeryczna żelbetowych belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami

5.1. Program analiz numerycznych

Analizie MES (metoda elementów skończonych) [113]–[115] poddano modele numeryczne belek zespolonych, których badania opisano w rozdziale 4. Są to belki zespolone serii BI-W z rozstawem wrębów prefabrykatu co 80 mm, belki serii BI-S z rozstawem wrębów prefabrykatu co 120 mm oraz belki serii BII-W ze zbrojeniem zszywającym oraz wrębami prefabrykatu rozstawionymi co 80 mm. Dodatkowo wykonano model belki zespolonej BII-S o parametrach wytrzymałościowych materiałów tak jak w belce BII-W, z zastosowaniem zbrojenia zszywającego pomiędzy betonami, ale rozstawie wrębów co 120 mm (belka taka nie była przedmiotem badań laboratoryjnych). Do stworzenia modeli numerycznych belek oraz obliczeń użyto programu ABAQUS 2019. Modele poddano kalibracji polegającej na "dopasowaniu" parametrów wpływających na nośność połączenia pomiędzy betonami, w taki sposób, aby uzyskać satysfakcjonującą zbieżność wyników obliczeń numerycznych oraz obraz zniszczenia z wynikami uzyskanymi z badań laboratoryjnych.

5.2. Modele konstytutywne materiałów

5.2.1. Model betonu przyjęty w analizie MES

Beton w elementach konstrukcyjnych pracuje w złożonym stanie naprężeń. Najczęściej parametry wytrzymałościowe betonu uzyskuje się z testów jednoosiowego ściskania oraz rozciągania. W celu określenia wytrzymałości betonu w złożonym stanie naprężeń należy uwzględnić wzajemną interakcję poszczególnych składowych stanu naprężeń. Hipoteza Druckera-Pragera [116]–[118] opisuje wytrzymałość betonu równaniem stanu trójosiowego, przedstawiając ją jako powierzchnię w trójwymiarowej przestrzeni naprężeń w kształcie stożka (rys. 96). Powierzchnia zewnętrzna wykresu przedstawia zniszczenie betonu, natomiast wewnętrzna część obrazuje zakres, w którym beton nie ulega degradacji. O degradacji betonu decyduje energia odkształcenia postaciowego, a gładkość funkcji opisującej powierzchnię graniczną betonu ściskanego i rozciąganego, stanowiącej kryterium zniszczenia sprawia, że obliczenia przy zastosowaniach numerycznych nie są skomplikowane. Podstawową wadą tej hipotezy jest jej niepełna zgodność z rzeczywistym zachowaniem betonu [119].



Rys. 96. Powierzchnia graniczna według hipotezy Druckera-Pragera [119]: a) widok ogólny, b) przekrój dewiatorowy dla $\sigma_m = 0$;

 σ_1 , σ_2 , σ_3 – naprężenia normalne główne, σ_m – naprężenie normalne średnie, f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężeń, f_{cc} – wytrzymałość betonu na dwuosiowe równomierne ściskanie w płaskim stanie naprężeń, f_t – wytrzymałość betonu na rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężeń, f_{tt} – wytrzymałość betonu na trójosiowe równomierne rozciąganie, τ_{okt} – naprężenia styczne, DPw – wewnętrzna powierzchnia graniczna Druckera – Pragera, OPz – zewnętrzna powierzchnia graniczna Druckera – Pragera, OPz – kąt Lodego

W programie ABAQUS zaimplementowany jest model betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP ("*Concrete Damage Plasticity*"). Model ten jest modyfikacją hipotezy wytrzymałościowej Druckera-Pragera, a główna różnica polega na wprowadzeniu parametru K_c opisującego powierzchnię zniszczenia w przekroju dewiatorowym [120]. Parametr K_c jest odległością pomiędzy osią hydrostatyczną do południków ściskania i rozciągania w przekroju dewiatorowym. W przypadku, gdy parametr K_c wynosi 1 geometryczna interpretacja przekroju dewiatorowego powierzchni zniszczonej przyjmuje kształt okręgu (rys. 97 a). Instrukcja ABAQUS [121] zaleca stosować wartość parametru K_c równą 2/3 i wtedy przyjmuje on kształt połączonych trzech wzajemnie stycznych elips (rys. 97 a).

Na rysunku 97 b przedstawiono powierzchnię potencjału plastycznego w płaszczyźnie południkowej dla modelu betonu plastycznego ze wzmocnieniem CDP oraz dla hipotezy Druckera-Pragera. W przypadku modelu betonu CDP funkcja opisana jest hiperbolą. W programie ABAQUS regulacja kształtu hiperboli następuje poprzez parametr mimośrodowości potencjału plastycznego ε (*"Eccentricity"*). Według wytycznych [121] zalecaną wartością parametru mimośrodowości potencjału plastycznego dla modelu CDP jest $\varepsilon = 0,1$. W przypadku hipotezy Druckera-Pragera funkcja przyjmuje postać liniową i wartość parametru mimośrodowości wynosi $\varepsilon = 0$ (rys. 97 b).

122



Rys. 97. Parametry opisujące model CDP na podstawie [121]: a) przekrój dewiatorowy powierzchni zniszczenia, b) powierzchnia potencjału plastycznego w płaszczyźnie południkowej

W modelu betonu CDP należy uwzględnić również zachowanie betonu w trakcie dwuosiowego ściskania. Wartość parametru σ_{b0}/σ_{c0} (f_{b0}/f_{c0}) określa stosunek wytrzymałości betonu w stanie dwuosiowym do wytrzymałości betonu w stanie jednoosiowym. Domyślną wartością tego parametru, według wytycznych [121], jest wartość 1,16. Zaproponowana wartość domyślna jest zbliżona do wartości uzyskanych w badaniach przeprowadzonych przez Kupfera w 1969 roku (1,16248) [122].



Rys. 98. Wytrzymałość betonu w dwuosiowym stanie naprężeń w modelu CDP na podstawie [121]

Kąt dylatancji ψ ("*Dilation Angle*") jest jednym ze składników opisujących zachowanie betonu w złożonym stanie naprężeń w modelu CDP. Kąt dylatancji, nazywany inaczej kątem tarcia wewnętrznego w betonie, określa nachylenie asymptoty powierzchni zniszczenia w stosunku do osi hydrostatycznej, mierzonej w płaszczyźnie południkowej. Analiza porównawcza nośności belki żelbetowej omówiona w artykule [123] dla różnych kątów dylatancji w zakresie $20\div50^{\circ}$ (co 10°) wykazała, że najdokładniejsze przybliżenie wartości uzyskanych w badaniach laboratoryjnych występuje dla $\psi = 40^{\circ}$. Najczęściej jednak w analizach numerycznych kąt tarcia wewnętrznego w betonie przyjmuje się jako równy $\psi = 36^{\circ}$ [124], [125].

W analizach numerycznych często występującym problemem jest brak zbieżności, czyli brak możliwości uzyskania rozwiązania w danym kroku obliczeniowym. Zaimplementowana do programu ABAQUS procedura Newtona-Raphsona daje możliwość zmniejszenia wielkości przyrostu obciążenia lub zwiększenia maksymalnej liczby kroków niezbędnych do uzyskania rozwiązania. Jednakże takie podejście często nie jest wystarczające do uzyskania zakładanej zbieżności, zwłaszcza gdy mamy do czynienia z materiałami o nieliniowej charakterystyce. W modelu betonu CDP istnieje możliwość wprowadzenia dodatkowego parametru wiskotycznego µ ("Viscosity"). Parametr ten ma za zadanie regularyzację równań konstytutywnych w taki sposób, że pozwala na niewielkie przekroczenie powierzchni potencjału plastycznego w niektórych małych krokach zadania [124]. W pracy [126] przedstawiono analizę porównawczą modeli belki żelbetowej, dla których przyjęto różne wartości parametru wiskotycznego. Wartość obciążenia niszczącego najbardziej zbliżoną do wyników badań laboratoryjnych uzyskano dla parametru wiskotycznego $\mu = 0,0005$, jednakże wykres zależności "siła-ugięcie" był najbardziej zbliżony do doświadczalnego w przypadku przyjęcia parametru wiskotycznego o wartości $\mu = 0,0001$. W niniejszej rozprawie parametr wiskotyczny przyjęto o wartości $\mu = 0,0001$, a pozostałe parametry modelu betonu CDP użyte w analizach numerycznych - zgodnie z tabelą 18.

Nazwa parametru	Wartość		
Kc	0,667		
Parametr mimośrodowości potencjału plastycznego (,, Eccentricity ") ε	0,1		
$f_{ m b0}/f_{ m c0}~(\sigma_{ m b0}/\sigma_{ m c0})$	1,16		
Kąt dylatancji (" <i>Dilation angle"</i>) Ψ	36°		
Parametr wiskotyczny (,, Viscosity parameter") μ	0,0001		

Tab. 18. Parametry modelu betonu CDP użyte w analizach numerycznych

5.2.1.1. Naprężenia ściskające w modelu betonu CDP

W modelu CDP należy zdefiniować krzywą "naprężenie-odkształcenie" dla betonu ściskanego. Można ją uzyskać pośrednio, np. z krzywej normowej PN-EN 1992-1-1:2008 (rys. 99 a), lub bezpośrednio z testów jednoosiowego ściskania betonu. W celu wprowadzenia do modelu betonu CDP, wartości odkształceń całkowitych ε_c otrzymane z krzywej "naprężenie-odkształcenie", należy podzielić na część składającą się z części sprężystej ε_{0c}^{el} (materiał niezniszczony) oraz niesprężystej $\tilde{\varepsilon}_{c}^{in}$ (stopniowa degradacja betonu) według rysunku 99 b. Składowe te można obliczyć za pomocą zależności:

$$\varepsilon_{\rm c} = \varepsilon_{\rm 0c}^{\rm el} + \tilde{\varepsilon}_{\rm c}^{\rm in} \tag{5.1}$$

$$\varepsilon_{\rm 0c}^{\rm el} = \frac{\sigma_{\rm c}}{E_0} \tag{5.2}$$

w których:

 σ_c – naprężenia sprężyste,

*E*₀ – początkowy moduł sprężystości materiału niezniszczonego.



Rys. 99. Zależność "naprężenie-odkształcenie": a) betonu ściskanego według normy PN-EN 1992-1-1:2008; b) modelu betonu CDP przy jednoosiowym ściskaniu [121] (podane wartości dotyczą betonu uzupełniającego belek serii BII-W)

W pierwszej fazie obciążenia zależność σ_c - ε_c dla betonu zachowuje się prawie liniowo (odkształcenia sprężyste), a po przejściu pewnej granicy materiał definiowany jest jako nieliniowo sprężysty. Najtrudniejsze jest określenie tej granicy, która w głównej mierze zależy od średniej wytrzymałości betonu na ściskanie. W niniejszej rozprawie do wyznaczenia poziomu naprężeń sprężystych wykorzystano zapisy z normy PN-EN 1992-1-1:2008 dotyczące zakresu, w którym określa się sieczny moduł betonu tj. 0÷0,4*f*_{cm} (rys. 99 a). Przyjęto zatem, że górną granicą odkształceń sprężystych jest 0,4*f*_{cm}.

Najdokładniejszą metodą określenia modułu sprężystości betonu jest wyznaczenie go na podstawie testów jednoosiowego ściskania. W przypadku, gdy opracowywany model wirtualny służy do analiz przed wykonaniem badań laboratoryjnych, moduł sprężystości betonu można obliczyć zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1:2008 ze wzoru:

$$E_{\rm cm} = 22(0, 1f_{\rm cm})^{0,3} \tag{5.3}$$

W celu wyznaczenia kształtu krzywej σ_c - ε_c (rys. 99) należy określić przy jakich odkształceniach ε_{c1} beton osiąga średnią wytrzymałość betonu f_{cm} oraz maksymalne odkształcenia ε_{cu1} przy jego zniszczeniu. Zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1:2008 odkształcenia ε_{c1} można obliczyć na podstawie wzoru:

$$\varepsilon_{\rm c1} = 0.7 (f_{\rm cm})^{0.31},$$
 (5.4)

a odkształcenia graniczne (dla betonów do klasy C50/60) wynoszą $\varepsilon_{cu1} = 0,0035$.

Ważną zmienną w modelu betonu CDP jest parametr degradacji betonu d_c . Zmienna d_c określa, w jakim stopniu beton uległ zniszczeniu. Dla betonu niezniszczonego zmienna degradacji wynosi 0, a dla całkowitej utraty możliwości przenoszenia naprężeń wartość równa jest 1. Zmienną degradacji można opisać zależnością 5.5, zmodyfikowaną o przedział odkształceń, opisaną w pracy [127]. Wyraża ona stosunek naprężeń opadającej gałęzi wykresu "naprężenie-odkształcenie" (rys. 99 a) do wytrzymałości betonu na ściskanie [128].

$$d_{\rm c} = \begin{cases} 0, & dla \quad \varepsilon \le \varepsilon_{\rm c1} \\ 1 - \frac{\sigma_{\rm c}}{f_{\rm cm}}, & dla \quad \varepsilon > \varepsilon_{\rm c1} \end{cases}$$
(5.5)

W modelu CDP odkształcenia plastyczne $\tilde{\varepsilon}_{c}^{pl}$ wyrażone są wzorem:

$$\tilde{\varepsilon}_{\rm c}^{\rm pl} = \tilde{\varepsilon}_{\rm c}^{\rm in} - \frac{d_{\rm c}}{(1-d_{\rm c})} \frac{\sigma_{\rm c}}{E_0},\tag{5.6}$$

a naprężenia ściskające w betonie σ_c wzorem:

$$\sigma_{\rm c} = (1 - d_{\rm c}) E_0 (\varepsilon_{\rm c} - \tilde{\varepsilon}_{\rm c}^{\rm pl}).$$
(5.7)

5.2.1.2. Naprężenia rozciągające w modelu betonu CDP

Wartości granicznych naprężeń rozciągających betonu w warunkach laboratoryjnych określa się zazwyczaj w sposób pośredni wykorzystując rozłupywanie próbek betonowych lub zginanie beleczek. Bezpośrednie (osiowe) rozciąganie betonu jest trudne do przeprowadzenia i charakteryzuje się dużymi rozrzutami wyników. W EC2-1-1 opisano sposób określenia

wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctm} , jeżeli dany element jest na etapie projektowania lub dysponujemy tylko wynikami wytrzymałości betonu na ściskanie. Zależność opisana jest wzorem:

$$f_{\rm ctm} = 0.30 f_{\rm ck}^{2/3} \tag{5.8}$$

W elementach betonowych ze zbrojeniem stalowym w miejscach postępującego zarysowania zachodzi zjawisko zesztywnienia (tzw. *"tension stiffening"*). Rozciągany beton nie jest wtedy traktowany jako ciało sprężysto-kruche, ale zachodzą w nim również inne zjawiska, takie jak zazębianie się kruszywa oraz przyczepność betonu do prętów stalowych na odcinkach między rysami. W chwili zarysowania spadek naprężeń w betonie rozciąganym nie jest gwałtowny, lecz stopniowy (rys. 100). Kształt krzywej opadającej zależy od wielu czynników, m.in.: rodzaju i wielkości kruszywa, występowania zbrojenia stalowego, czy też zastosowania zbrojenia rozproszonego. Model betonu rozciąganego CDP (rys. 100) pozwala na odwzorowanie tych zjawisk. Odkształcenia rysujące styk $\tilde{\varepsilon}_{t}^{ck}$ definiowane są jako różnica odkształceń całkowitych ε_{t} i odkształceń sprężystych ε_{0t}^{el} dla niezniszczonego materiału:

$$\tilde{\varepsilon}_{\rm t}^{\rm ck} = \varepsilon_{\rm t} - \varepsilon_{\rm 0t}^{\rm el},\tag{5.9}$$

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}.$$
(5.10)



Rys. 100. Zależność "naprężenie-odkształcenie" dla modelu betonu CDP przy jednoosiowym rozciąganiu wraz z graficzną definicją efektu zesztywnienia [121] (podane wartości dotyczą betonu uzupełniającego belek serii BII-W)

Odkształcenia plastyczne betonu rozciąganego można opisać wprowadzając, analogicznie jak dla betonu ściskanego, zmienną degradacji d_t :

$$\tilde{\varepsilon}_{t}^{\text{pl}} = \tilde{\varepsilon}_{t}^{\text{in}} - \frac{d_{t}}{(1-d_{t})} \frac{\sigma_{t}}{E_{0}},\tag{5.11}$$

gdzie

$$d_{t} = \begin{cases} 0, & dla \quad \varepsilon \leq \varepsilon_{0t}^{el} \\ 1 - \frac{\sigma_{t}}{f_{ctm}}, & dla \quad \varepsilon > \varepsilon_{0t}^{el} \end{cases}$$
(5.12)

W instrukcji ABAQUS [121] przyjęto możliwość wyznaczenia części krzywej "naprężenie-odkształcenie" dla betonu rozciąganego w postaci liniowej – dotyczy to części wykresu od maksymalnych naprężeń rozciągających do zera. Całkowite odkształcenia powinny być rozłożone w obszarze co najmniej 10 razy większym od odkształceń powstających w stanie sprężystym, czyli do osiągnięcia wartości naprężeń w betonie $f_{\rm ctm}$.

W celu wyznaczenia krzywej "naprężenie-odkształcenie" dla betonu rozciąganego można posłużyć się zależnością [124], będącą modyfikacją wersji pierwotnej przedstawionej w pracy [129].

$$\begin{cases} \sigma_{\rm t} = E_0 \varepsilon_{\rm t}, & dla \quad \varepsilon_{\rm t} < \varepsilon_{\rm cr} \\ \sigma_{\rm t} = f_{\rm ctm} \left(\frac{\varepsilon_{\rm cr}}{\varepsilon_{\rm t}}\right)^n, & dla \quad \varepsilon_{\rm t} > \varepsilon_{\rm cr} \end{cases}$$
(5.13)

w której:

 $\varepsilon_{\rm cr}$ – oznacza odkształcenie przy zarysowaniu betonu,

n – oznacza tempo osłabienia, które zostanie opisane w dalszej części pracy.

5.2.2. Model konstytutywny stali zbrojeniowej

Do opisu modelu konstytutywnego stali zbrojeniowej wykorzystano wykres zawarty w normie PN-EN 1992-1-1:2008 (rys. 101). Część wykresu związana z naprężeniem sprężystym została przedstawiona w postaci liniowej zależnej od przyjętego modułu sprężystości stali zbrojeniowej. W przypadku części wykresu od granicy plastyczności, poprzez wzmocnienie, aż do zerwania możliwe jest zastąpienie rzeczywistej krzywej wykresem liniowym. W takim przypadku początek linii stanowi granica sprężystości, a punkt końcowy uzależniony jest od odkształceń ε_{uk} , przy których stal zbrojeniowa osiąga największe naprężenia. Przyjęcie i zaimplementowanie takiego sposobu opisu krzywej "naprężenie-odkształcenie" stali zbrojeniowej w programie ABAQUS znacznie przyspiesza proces obliczeniowy nie pogarszając jakości otrzymanych wyników.



Rys. 101. Wykres wyidealizowany oraz obliczeniowy "naprężenie-odkształcenie" stali zbrojeniowej ściskanej i rozciąganej według PN-EN 1992-1-1:2008

5.3. Model numeryczny belek zespolonych

5.3.1. Dane materiałowe modelu numerycznego

Podstawowe parametry wytrzymałościowe betonu przyjęte w analizach numerycznych zestawiono w tabeli 19. Ponieważ w obydwu betonowaniach belek serii BI-W oraz BI-S zastosowano tę samą recepturę betonu, a uzyskane wyniki wytrzymałościowe były zbliżone, to jako główne parametry wytrzymałościowe betonu użyte do analizy numerycznej przyjęto te z betonowania 1 (tab. 13).

W przypadku belki serii BII-S (wirtualnej), dla której nie wykonano badań laboratoryjnych, wytrzymałość betonu prefabrykatu i betonu uzupełniającego przyjęto taką samą jak w serii BII-W.

Niezbędne parametry wykorzystane w modelu betonu CDP zostały opisane w punkcie 5.2 i przedstawione w tabeli 18.

Beton Stal Seria fy [MPa] $E_{\rm s}$ fcm,cube [MPa] Element fctm [MPa] $E_{\rm cm}$ [GPa] zbrojenie [GPa] Beton strzemiona 35,97 2,30 30,99 545 200 **BI-W**¹ uzupełniający **ø** 6 BI-S¹ strzemiona 45,98 Prefabrykat 2,70 31,66 545 200 **\$** Beton zbrojenie 43,57 31,85 547 200 2,40 główne ϕ 20 BII-W² uzupełniający BII-S^{2,3} Prefabrykat 36,30 2,30 27,99 parametry wytrzymałościowe betonu przyjęto dla betonowania 1 według tabeli 13

Tab. 19. Zestawienie parametrów wytrzymałościowych badanych belek przyjęte w analizach numerycznych

² – parametry wytrzymałościowe betonu według tabeli 16

³ – parametry wytrzymałościowe betonu belki serii BII-S przyjęto takie same,

jak dla belek serii BII-W

W celu wyznaczenia krzywej "naprężenie-odkształcenie" zastosowano zależności PN-EN 1992-1-1:2008:

$$\sigma_{\rm c} = f_{\rm cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \tag{5.14}$$

$$k = 1,05E_{\rm cm}\frac{\varepsilon_{\rm c1}}{f_{\rm cm}} \tag{5.15}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_{\rm C}}{\varepsilon_{\rm C1}} \tag{5.16}$$

w których:

 $\sigma_{\rm c}$ – naprężenia ściskające w betonie,

 $f_{\rm cm}$ – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie,

E_{cm} – średni moduł sprężystości betonu,

 $\varepsilon_{\rm c}$ – odkształcenia betonu przy ściskaniu,

 ε_{c1} – odkształcenia odpowiadające największemu naprężeniu.

Program ABAQUS naprężenia sprężyste ε_{0c}^{el} oblicza automatycznie na podstawie naprężeń występujących w materiale przy danym obciążeniu oraz wprowadzonego modułu sprężystości. Odkształcenia niesprężyste $\tilde{\varepsilon}_{c}^{in}$ należy obliczyć na podstawie wzorów 5.1 oraz 5.2. Dodatkowo należy uwzględnić zmienną degradacji d_{c} gałęzi krzywej opadającej według wzoru 5.5. Procedurę transformacji zmiennych używanych w programie ABAQUS przeprowadzono dla wszystkich rodzajów betonów według tabeli 19. Przykładowe zestawienie wyników dla belek

serii BI-W / BI-S zawarto w tabeli 20, a wykres zależności "naprężenie-odkształcenie", z uwzględnieniem naprężeń sprężystych i niesprężystych, pokazano na rysunku 102.

Naprężenia σ _c [MPa]	Odkształcenia całkowite E _c	Odkształcenia niesprężyste ẽ ⁱⁿ	Parametr degradacji d _c	
0	0			
14,38	0,000493	0	0	
16,42	0,000575	0,000045	0	
20,49	0,000750	0,000220	0	
25,51	0,001000	0,000470	0	
29,58	0,001250	0,000720	0	
32,68	0,001500	0,000970	0	
34,77	0,001750	0,001220	0	
35,84	0,002000	0,001470	0	
35,97	0,002250	0,001720	0	
34,74	0,002500	0,001970	0,034	
32,52	0,002750	0,002220	0,096	
29,14	0,003000	0,002470	0,190	
24,56	0,003250	0,002720	0,317	
18,75	0,003500	0,002970	0,479	

Tab. 20. Zestawienie danych modelu CDP betonu ściskanego belek serii BI-W / BI-S



Rys. 102. Krzywa zależności "naprężenie-odkształcenie" betonu ściskanego przyjęta w modelu CDP dla belek serii BI-W / BI-S

W przypadku zależności "naprężenie-odkształcenie" dla betonu rozciąganego obliczenia odkształceń całkowitych ε_t wykonano za pomocą wzoru 5.13. Następnie otrzymane

odkształcenia całkowite, za pomocą wzorów 5.9 i 5.10, transformowano do zmiennych, które wprowadzono do programu ABAQUS. Zmienną degradacji d_t betonu obliczono wykorzystując wzór 5.11. Według [124] efekt zesztywnienia może wpływać na wyniki analizy, dlatego wykonano kalibrację w programie ABAQUS dla belki serii BII-W, wprowadzając różne wartości współczynnika tempa osłabienia n (wzór 5.13) jak pokazano na rysunku 103. Uzyskane różnice okazały się niewielkie, a najdokładniejsze odwzorowanie efektu zesztywnienia uzyskano dla n = 1. Zestawienie danych modelu CDP dla betonu rozciąganego belek serii BI-W / BI-S przedstawia tabela 21.



Rys. 103. Krzywa zależności "naprężenie-odkształcenie" betonu rozciąganego dla różnych wartości parametru tempa osłabienia *n* (według wzoru 5.13) [124] dla belek serii BI-W / BI-S

Naprężenia σ _t [MPa]	Odkształcenia całkowite E _t	Odkształcenia niesprężyste ẽt ⁱⁿ	Parametr degradacji d_t
0	0		
2,70	0,0000755	0	0
1,17	0,0002000	0,0001245	0,61
0,78	0,0003000	0,0002245	0,74
0,59	0,0004000	0,0003245	0,81
0,47	0,0005000	0,0004245	0,84
0,39	0,0006000	0,0005245	0,87
0,33	0,0007000	0,0006245	0,89
0,29	0,0008000	0,0007245	0,90
0,27	0,0009000	0,0008245	0,91

Tab. 21. Zestawienie danych modelu CDP betonu rozciąganego belek serii BI-W / BI-S

W obliczeniach numerycznych założono sprężysto-plastyczny model stali zbrojeniowej zarówno dla części ściskanej, jak i rozciąganej. Zbrojenie główne, strzemiona oraz strzemiona zszywające wykonano z tego samego gatunku stali. Wykresy krzywych "naprężenie-odkształcenie" określone w testach laboratoryjnych dla wszystkich prętów były zbliżone, a przykładową zależność dla prętów ϕ 20 zobrazowano na rysunku 104 b. Wyidealizowana zależność "naprężenie-odkształcenie" dla stali zbrojeniowej według normy PN-EN 1992-1-1:2008 została przedstawiona na rysunku 104 a. Na jej podstawie sporządzono model stali zbrojeniowej, w którym wyznaczono część sprężystą z zależności f_{yk} / E_s , a zasięg części plastycznej zdefiniowano przy odkształceniu ε_{uk} , odpowiadającym osiągnięciu naprężenia maksymalnego (rys. 104 b). Należy zaznaczyć, że w badaniach laboratoryjnych belek zbrojenie główne oraz strzemiona nie osiągnęły granicy plastyczności, natomiast naprężenia w strzemionach zszywających były dalekie od granicy plastyczności, zjawisko takie sygnalizowano już wcześniej w pracach [5], [34].



Rys. 104. Wykres naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej: a) wyidealizowany dla ściskania i rozciągania na podstawie normy PN-EN 1992-1-1:2008, b) zbadany laboratoryjnie oraz przyjęty w modelu MES

5.3.2. Model numeryczny i jego kalibracja

belki został wykonany Wirtualny model zespolonej przy użyciu programu ABAQUS / CEA 2019. Symetria belki pozwoliła na zamodelowanie połowy belki zgodnie z rysunkiem 105. Model numeryczny belki zespolonej w programie ABAQUS składa się ze zbrojenia stalowego, prefabrykatu oraz betonu uzupełniającego. W przypadku elementów betonowych, po wstępnej analizie, przyjęto siatkę elementów skończonych o wymiarze oczek 15 mm odpowiadającej największemu wymiarowi kruszywa zastosowanego około w mieszance betonowej. Do zamodelowania betonu zastosowano dwa typy elementów w miejscach przekazywania sił pomiedzy betonami skończonych: zastosowano

sześciowęzłowe elementy bryłowe C3D6, a w pozostałych miejscach ośmiowęzłowe elementy bryłowe C3D8R (rys. 105). Zbrojenie stalowe zamodelowano elementami typu T3D2. Współpracę pomiędzy zbrojeniem a betonem uzyskano stosując opcję "*embedded*", jako element wbudowany zastosowano zbrojenie stalowe, a jako element bazowy wybrano beton. Rodzaje typów elementów oraz ich liczbę użytych w modelu belki zespolonej zestawiono w tabeli 22.

Element	Liczba elementów	Liczba węzłów	Typ elementu skończonego	Liczba elementów skończonych	Suma węzłów	Suma elementów skończonych
Zbrojenie główne	3	201	T3D2	200	603	600
Strzemiona 8	18	40	T3D2	39	720	702
Strzemiona zszywające φ 6 ¹	8	53	T3D2	52	424	416
Zbrojenie górne ø 6	2	201	T3D2	200	603	600
Beton uzupełniający	1	5247^{2} 5420^{3}	C3D8R	2280	5247 ² 5420 ³	5080^2 5230^3
			C3D6	2800^2 2955 ³		
Prefabrykat	1	$\frac{12243^2}{11505^3}$	C3D8R	8360	$\frac{12243^2}{12560^3}$	11560^2 11505^3
			C3D6	3200^2 3145^3		

Tab. 22. Zestawienie typów, liczby elementów i węzłów użytych w modelu belki zespolonej

¹ - strzemiona zszywające zastosowano w belkach serii BII-W oraz BII-S,

² – liczba węzłów / elementów skończonych typu C3D6 w przypadku belek serii BI-S oraz BII-S,

³ – liczba wezłów / elementów skończonych typu C3D6 w przypadku belek serii BI-W oraz BII-W

Przykładana siła oraz reakcja podporowa przekazywane były za pośrednictwem stalowych elementów pośrednich o wymiarach 150x40x40 mm (identycznie jak w badaniach laboratoryjnych). Kontakt pomiędzy stalowymi elementami a betonem zamodelowano jako "powierzchnia do powierzchni" (*"surface-to-surface"*), o charakterze *"Hard"* z możliwością separacji. Na płaszczyźnie stanowiącej oś symetrii belki zamodelowano podpory powierzchniowe, których zadaniem było uzyskanie reakcji wynikających z istnienia drugiej, pominiętej ze względu na symetrię, część belki.



Rys. 105. Model belki zespolonej 3D serii BII–W wykonany przy pomocy oprogramowania ABAQUS:
a) widok przyjętych rodzajów elementów bryłowych siatki MES,
b) wizualizacja przestrzenna poszczególnych elementów belki zespolonej

Modele belek zespolonych obejmowały wykonanie połączenia w formie kontaktu pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym, który stanowił typ powierzchnia do powierzchni ("*surface-to-surface"*) o charakterze "*Hard"*. Takie rozwiązanie umożliwia przekazywanie oddziaływań we wszystkich kierunkach również z opcją tarcia. Dodatkowo model styku pomiędzy betonami zawierał oddziaływanie kohezyjne, bez wprowadzania dodatkowych elementów pomiędzy warstwami betonu "*cohesive contact"*, które zostało zaimplementowane jako kryterium "*traction-separation"* (rys. 106). Kryterium to identyfikuje parametry określające zachowanie powierzchni styku w wyniku przyłożenia naprężeń ścinających. Zachowanie to jest na początku liniowo-sprężyste, a następnie po inicjacji zniszczenia przechodzi w stan tzw. "ewolucji zniszczenia", również charakteryzujący się liniowością. Kryterium "*traction-separation"* pozwala na modelowanie zniszczenia powierzchni kohezyjnej od stopniowej degradacji aż do całkowitego zniszczenia styku. Kryterium inicjacji zniszczeniom w styku δ^o oraz kryterium ewolucji zniszczenia opisane wzrostem przemieszczeń w styku do wartości δ^f powodującej całkowitą separację powierzchni.

W zagadnieniach trójwymiarowych zależności poszczególnych naprężeń i przemieszczeń można opisać wzorem:

$$t^{o} = \begin{pmatrix} t_{nn}^{o} \\ t_{ss}^{o} \\ t_{tt}^{o} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn}^{o} & K_{ns}^{o} & K_{nt}^{o} \\ K_{ns}^{o} & K_{ss}^{o} & K_{st}^{o} \\ K_{nt}^{o} & K_{st}^{o} & K_{tt}^{o} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_{nn}^{o} \\ \delta_{ss}^{o} \\ \delta_{tt}^{o} \end{pmatrix} = K^{o}\delta^{o},$$
(5.17)

w którym:

 t^{o} , t_{nn}^{o} , t_{ss}^{o} , t_{tt}^{o} – naprężenia powierzchni kohezyjnej (t^{o} – naprężenia przyczepności; t_{nn}^{o} – naprężenia normalne; t_{ss}^{o} , t_{tt}^{o} – naprężenia styczne),

 δ^{o} , δ^{o}_{nn} , δ^{o}_{ss} , δ^{o}_{tt} – przemieszczenia wzajemne części zespolonej na powierzchni kohezyjnej, K^{o} , K^{o}_{nn} , K^{o}_{ss} , K^{o}_{tt} – sztywność powierzchni kohezyjnej.



Rys. 106. Model graficzny zachowania kryterium "traction-separation"

Proces kalibracji modelu wykonano przyjmując współczynnik tarcia $\mu = 0,6$, parametr naprężeń powierzchni kohezyjnej równy (we wszystkich kierunkach) wytrzymałości betonu na rozciąganie $t^{o}_{n} = t^{o}_{s} = t^{o}_{t} = 2,3$ MPa oraz parametr separacji przy zniszczeniu we wszystkich kierunkach ($\delta^{f}_{n}, \delta^{f}_{s}, \delta^{f}_{t}$) zmienny w zakresie od 0,001 do 0,1 mm. Sztywność powierzchni kohezyjnej (K_{nn}, K_{ss}, K_{tt}) przyjęto jako zdefiniowaną w programie wartość domyślną. Kalibrację uznano za satysfakcjonującą po uzyskaniu wartości obciążenia rysującego styk zespolony podobnego do tego, przy którym odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu zidentyfikowano metodą obrazową (seria BII). Najlepszą zgodność z badaniami laboratoryjnymi osiągnięto dla wartości przemieszczenia 0,005 mm (ustalony parametr separacji).

5.4. Wyniki analiz numerycznych

5.4.1. Ugięcia belek zespolonych

Na rysunku 107 zaprezentowane zostały wykresy zależności "siła-ugięcie" belki zespolonej BII-W oraz BII-S otrzymane z analiz numerycznych. Do chwili odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu zależności dla obu belek są zbliżone. W przypadku belki BII-S zaburzenie jednostajnego wzrostu ugięcia zaobserwowano przy obciążeniu 93 kN co, jak można przypuszczać, związane jest z odspojeniem betonu uzupełniającego od prefabrykatu na jednym z wrębów. W belce BII-W proces zmiany charakteru narastania zależności "siła-ugięcie" zaobserwowano przy obciążeniu 103-106 kN i był on mniej gwałtowny niż w przypadku belki BII-S. W obu belkach po inicjacji niszczenia styku monotoniczność zależności "siła-ugięcie" zostaje zaburzona, co może świadczyć o postępującej degradacji połączenia (rys. 107 b). Od obciążenia około 140 kN ugięcie belki BII-S przyrasta szybciej niż w belce BII-W. Początek utraty nośności belki BII-S wystąpił przy obciążeniu około 184 kN w wyniku wzrostu wytężenia betonu w strefie ściskanej oraz znacznej zmiany odkształceń w kolejnych strzemionach zszywających (co opisano w rozdziale 5.4.3). W przypadku belki serii BII-W zmiana charakteru narastania wartości na wykresie "siła-ugięcie" (rys. 107) świadcząca o utracie nośności wystąpiła przy obciążeniu około 196 kN.



Rys. 107. Wykresy zależności "siła-ugięcie" belek ze zbrojeniem zszywającym BII-W i BII-S: a) cały przebieg analizy MES, b) szczegół A

Zależności "siła-ugięcie" w całym przebiegu analizy MES belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego BI-S oraz BI-W zostały pokazane na rysunku 108. Zmianę charakteru narastania zależności "siła-ugięcie" belki BI-S zaobserwowano przy obciążeniu około 88 kN, natomiast w przypadku belki BI-W przy około 106 kN. Do chwili odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu obie zależności narastały w podobnym tempie, a po zarysowaniu styku ugięcie

belki BI-S było większe niż belki BI-W (rys. 108 b). Końcowy etap pracy obu modeli belek wykazywał znaczny wzrost ugięć bez gwałtownego ścięcia wrębów, dlatego jako końcową siłę niszczącą przyjęto obciążenie, przy którym następuje wyraźnie większy gradient narastania ugięcia. W przypadku belki BI-S obciążenie to zidentyfikowano na poziomie 149 kN, a belki BI-W jako siłę niszczącą zidentyfikowano obciążenie 175 kN.



Rys. 108. Wykresy zależności "siła-ugięcie" belek ze stykiem niezbrojonym BI-W i BI-S: a) cały przebieg analizy MES, b) szczegół A

Porównanie zależności "siła-ugięcie" dla wszystkich belek zespolonych, dla których wykonano modele MES przedstawia rysunek 109. Do chwili rozpoczęcia odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu tj. 88-106 kN praca belek zespolonych przypomina elementy quasi-monolityczne. Po odspojeniu, ugięcie belek ze zbrojeniem zszywającym, przy tym samym obciążeniu, jest wyraźnie mniejsze niż w przypadku belek bez zbrojenia zszywającego. Biorąc pod uwagę rozstaw wrębów na prefabrykacie można zaobserwować, że w przypadku wrębów rozstawionych co 120 mm (BI-S, BII-S) ugięcie przy tym samym obciążeniu jest większe niż dla elementów z rozstawem wrębów co 80 mm (BI-W, BII-W).



Rys. 109. Wykres zależności "siła-ugięcie" wszystkich belek zespolonych analizowanych w programie ABAQUS

5.4.2. Zarysowanie belek zespolonych

Zarysowanie belek zespolonych zostało zobrazowane w programie ABAQUS przy użyciu parametru *DAMAGET*. Parametr ten określa degradację betonu podlegającego rozciąganiu (d_t) w zakresie od 0 do 1, którą przyjęto zgodnie z tabelą 21. Do analizy wyników zarysowania belek zespolonych zamodelowanych w programie ABAQUS wybrano widoki układów rys przy takim samym obciążeniu, przy którym opisano belki serii BII analizowane z wykorzystaniem metody obrazowej (pkt 4.2.2.1).

Na rysunku 110 przedstawiono obrazy zarysowania belek serii BII-W oraz BII-S przy wartościach obciążenia 50, 80 i 100 kN, wygenerowane przy użyciu parametru degradacji betonu *DAMAGET*.

W przypadku belki BII-W (MES) rozstaw rys oraz ich charakterystyka są takie same jak zarysowanie uzyskane metodą obrazową w badaniach belek serii BII-W do obciążenia 100 kN.

W belce serii BII-S, przy obciążeniu 80 kN, rys ukośnych jest więcej i mają one większy zasięg niż w belce BII-W. Podobna sytuacja występuje w obrazie zarysowania przy obciążeniu 100 kN. W tym przypadku w belce BII-S większość rys ukośnych rozwija się aż do osiągnięcia poziomu styku betonów składowych, w odróżnieniu od belki BII-W, w której tylko część rys rozwija się aż do poziomu styku.



Rys. 110. Obrazy zarysowania belki zespolonej jako maksymalne wytężenie betonu rozciąganego wygenerowane przy użyciu parametru degradacji betonu *DAMAGET* przy obciążeniu 50 kN, 80 kN oraz 100 kN: a) seria BII-W, b) seria BII-S

Wraz z postępującym procesem degradacji betonu układ zarysowania uzyskany w analizie MES coraz bardziej różni się od układu rys otrzymanych w badaniach laboratoryjnych (patrz rys. 111 i pkt 4.2.2.1). Główne różnice polegają na tym, że w modelu numerycznym liczba rys jest większa niż ta stwierdzona w badaniach laboratoryjnych.

Porównując zarysowanie belki BII-W z belką BII-S przy tym samym obciążeniu (rys. 111) można zauważyć, że w belce BII-W zasięg rys ukośnych jest mniejszy oraz mniejsza liczba rys ukośnych dochodzi do styku i w nim propaguje.



Rys. 111. Obraz zarysowania belki zespolonej jako maksymalne wytężenie betonu rozciąganego wygenerowane przy użyciu parametru degradacji betonu *DAMAGET* przy obciążeniu 150 kN oraz 180 kN: a) seria BII-W, b) seria BII-S

Analizując obraz zarysowania belek zespolonych BI-W oraz BI-S (rys. 112), przy tym samym obciążeniu, można stwierdzić, że rozwój rys ukośnych jest intensywniejszy dla belki

serii BI-S. Rysy te już przy mniejszym obciążeniu osiągają poziom styku, powodując jednocześnie lokalne rozwarstwienie styku.

Proces degradacji przy wzroście obciążenia (rys. 113), podobnie jak w belkach serii BII, charakteryzuje się wzrostem liczby rys prostopadłych oraz ukośnych. Przy obciążeniu 135 kN zarysowania styku w belce BI-S mają większy zasięg niż w styku w elemencie BI-W.



Rys. 112. Obraz zarysowania belki zespolonej jako maksymalne wytężenie betonu rozciąganego wygenerowane przy użyciu parametru degradacji betonu *DAMAGET* przy obciążeniu 50 kN oraz 80 kN: a) seria BI-W, b) seria BI-S



Rys. 113. Obraz zarysowania belki zespolonej jako maksymalne wytężenie betonu rozciąganego wygenerowane przy użyciu parametru degradacji betonu *DAMAGET* przy obciążeniu 100 kN oraz 135 kN: a) seria BI-W, b) seria BI-S

5.4.3. Zarysowanie styku belek zespolonych

W analizie MES zarysowanie styku pomiędzy prefabrykatem a betonem uzupełniającym zaobserwowano w tych samych w miejscach, w których wystąpiło ono w badaniach laboratoryjnych w belkach serii BII-W (rys. 77).

W analizie belek ze zbrojeniem zszywającym do ustalenia, gdzie występują strefy zarysowania styku wykorzystano trzy parametry: *S, Mises*, przemieszczenia wzdłuż osi Z oraz

CSTATUS. W przypadku belek bez zbrojenia zszywającego odczytywano przemieszczenia wzdłuż osi Z oraz parametr CSTATUS. Parametr S, Mises określa wzrost naprężeń występujący w zbrojeniu zszywającym po odspojeniu betonu uzupełniającego od prefabrykatu, co można ...dowel action". W przypadku utożsamiać ze zjawiskiem przemieszczeń wzdłuż osi Z skierowanych wzdłuż belki (np. rys. 114) szczególną uwagę zwrócono na obciążenie, przy którym powstaje różnica przemieszczeń w styku. Parametr CSTATUS wskazuje na otwarcie połączenia, tożsame z przekroczeniem wartości granicznej parametru separacji styku zadanej podczas kalibracji modelu w programie ABAQUS na podstawie kryterium "traction-separation", tj. 0,005 mm. Należy zaznaczyć, że we wszystkich analizowanych belkach pierwsze oznaki odspojenia ujawniły się w przemieszczeniach wzdłuż osi Z oraz, dla belek serii BII, dodatkowo w wartościach parametru S, Mises. Otwarcie styku uzyskane z wykorzystaniem parametru CSTATUS najczęściej występowało przy obciążeniu o 4-5 kN większym niż określone na podstawie przemieszczeń wzdłuż osi Z oraz parametru S, Mises.

Naprężenia w zbrojeniu zszywającym w chwili odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu odczytano przy pomocy parametru *S, Mises.* Wzrost naprężeń (zerwanie adhezji) wystąpił przy tym samym obciążeniu, przy którym zaobserwowano wzajemne przemieszczenie betonów wzdłuż osi Z. Zmiana tempa narastania naprężeń w zbrojeniu zszywającym wystąpiła w momencie odspojenia zarejestrowanego przy pomocy parametru *CSTATUS*, co mogło świadczyć o postępującym zazębianiu kruszywa i wrębów. Naprężenia w rozpatrywanym zbrojeniu zszywających dla obydwu serii mieszczą się w zakresie 15-30% granicy plastyczności stali, a ich poszczególne wartości zostały przedstawione w dalszej części pracy. Niemniej jednak należy zwrócić uwagę, że nie wykonano pomiarów odkształceń w zbrojeniu zszywającym. Obliczenia teoretycznych sił rysujących przedstawione w dalszej części pracy wykonano dla wartości 15% oraz 30% granicy plastyczności stali zszywającej według wytycznych zawartych w pracach [5], [112].

Belka ze stykiem zbrojonym BII-W

W przypadku belek serii BII-W pierwsze oznaki odspojenia zostały zaobserwowane przy obciążeniu około 102 kN obok punktu przyłożenia obciążenia (rys. 114 a, b). Natomiast otwarcie styku odczytane przy pomocy parametru *CSTATUS* wystąpiło przy obciążeniu 106 kN (naprężenia w zbrojeniu zszywającym ~145 MPa) i wystąpiło w tym samym miejscu – tam, gdzie zarejestrowano rysy w styku w badaniach laboratoryjnych belki BII-W1 (rys. 77).

Na pojawienie się różnicy przemieszczeń blisko punktu przyłożenia siły (oznaczone strzałkami na rysunku 114 b) mogły mieć wpływ naprężenia poziome powstające w strefie obciążenia miejscowego siłą skupioną.





c) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 106 kN

Odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu od strony podpory zaobserwowano w MES w tym samym miejscu, gdzie zaobserwowano odspojenie w badaniach laboratoryjnych belek serii BII-W (np. rys. 77 b). Różnica przemieszczeń wzdłuż osi Z oraz naprężenia w strzemionach zszywających pojawiły się przy obciążeniu 120 kN (rys. 115 a, b), a otwarcie połączenia według parametru *CSTATUS* przy obciążeniu 124 kN (rys. 115 c) co odpowiadało wartościom sił zarejestrowanych z wykorzystaniem wirtualnych tensometrów w belce BII-W2 (rys. 89 b).

Na rysunku 116 przedstawiono wybrane parametry analizy MES belki BII-W przy obciążeniu 180 kN. Parametr *CSTATUS* oraz naprężenia w zbrojeniu (*S, Mises*) sugerują, że odspojenie nastąpiło na większości wrębów (pomiędzy detalem A i B z rys. 77), czego nie udało się zaobserwować wykorzystując metodą obrazową w badaniach laboratoryjnych. Jednakże warto w tym miejscu podkreślić, że metoda obrazowa ma również pewne ograniczenia i nie jest możliwe "zobaczenie" przy jej użyciu zarysowań oraz odkształceń znajdujących się wewnątrz elementu, a jej dokładność nie pozwala na zobrazowanie mikrorys.



Rys. 115. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania zbrojonego styku belki serii BII-W: a) naprężenia w zbrojeniu zszywającym wygenerowane przy użyciu parametru *S, Mises* przy obciążeniu 120 kN, b) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 120 kN,

c) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 124 kN



Rys. 116 Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania zbrojonego styku belki serii BII-W: a) naprężenia w zbrojeniu zszywającym wygenerowane przy użyciu parametru *S, Mises* przy obciążeniu 180 kN, b) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 180 kN,

c) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 180 kN
Belka ze stykiem zbrojonym BII-S

Pierwsze oznaki odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu w belce BII-S zaobserwowano przy obciążeniu 88 kN, na podstawie parametru *S, Mises* oraz różnicy przemieszczeń w styku na kierunku Z, w obszarze punktu przyłożenia obciążenia (rys. 117 a, b). Otwarcie połączenia według parametru *CSTATUS* wystąpiło przy obciążeniu 93 kN pomiędzy drugim a trzecim prętem zbrojenia zszywającego od strony przyłożenia obciążenia (rys. 117 c) przy naprężeniach w zbrojeniu zszywającym ~125 MPa.

Zarysowanie styku w strefie przypodporowej (w tym samym miejscu co w belce BII-W) wystąpiło przy obciążeniu 99 kN (rys. 118 a, b), natomiast pierwsze oznaki otwarcia połączenia zaobserwowano przy sile 104 kN (rys. 118 c). Dodatkowo na rysunku 119 zobrazowano wytężenie zbrojenia zszywającego i odspojenie styku przy obciążeniu 180 kN. Podobnie jak w przypadku belki BII-W otwarcie połączenia nastąpiło na większości wrębów i w tych właśnie miejscach zaobserwowano wzrost naprężeń w zbrojeniu zszywającym.



Rys. 117. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania zbrojonego styku belki serii BII-S: a) naprężenia w zbrojeniu zszywającym wygenerowane przy użyciu parametru *S, Mises* przy obciążeniu 88 kN, b) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 88 kN, c) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru *CSTATUS* przy obciążeniu 93 kN



Rys. 118. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania zbrojonego styku belki serii BII-S: a) naprężenia w zbrojeniu zszywającym wygenerowane przy użyciu parametru *S, Mises* przy obciążeniu 99 kN, b) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 99 kN,

c) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 104 kN



Rys. 119. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania zbrojonego styku belki serii BII-S: a) naprężenia w zbrojeniu zszywającym wygenerowane przy użyciu parametru *S, Mises* przy obciążeniu 180 kN, b) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 180 kN,

c) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 180 kN

Belka ze stykiem niezbrojonym BI-W

Odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu w belkach zespolonych bez zbrojenia zszywającego (BI-W i BI-S) odczytywano przy pomocy parametru *CSTATUS* oraz wizualnej obserwacji, na wrębach, różnicy przemieszczeń wzdłuż osi Z.

Rysunek 120 przedstawia wyniki analizy MES dotyczące zarysowania styku belki serii BI-W. Różnica przemieszczeń na osi Z, świadcząca o odspojeniu w styku, wystąpiła przy obciążeniu 92 kN, natomiast według parametru *CSTATUS* otwarcie połączenia nastąpiło przy obciążeniu 96 kN. Wraz ze wzrostem obciążenia odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu oraz degradacja styku postępowały na kolejnych wrębach w kierunku podpory (rys. 121). Całkowite odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu wystąpiło przy obciążeniu około 175 kN (rys. 122).



Rys. 120. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania niezbrojonego styku belki serii BI-W:
a) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 92 kN,
b) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru *CSTATUS* przy obciążeniu 96 kN



Rys. 121. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania niezbrojonego styku belki serii BI-W:
a) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 112 kN,
b) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru *CSTATUS* przy obciążeniu 116 kN



Rys. 122. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania niezbrojonego styku belki serii BI-W:
a) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 175 kN,
b) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru *CSTATUS* przy obciążeniu 175 kN

Belka ze stykiem niezbrojonym BI-S

W przypadku belki serii BI-S oznaki odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu, na podstawie różnicy przemieszczeń wzdłuż osi Z, zostały zaobserwowane przy obciążeniu 82 kN (rys. 123 a). Według parametru *CSTATUS* otwarcie połączenia wystąpiło przy obciążeniu 86 kN i wraz z jego wzrostem odspojeniu ulegały kolejne wręby w kierunku podpory (rys. 124), aż do całkowitego odspojenia styku (rys. 125).



Rys. 123. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania niezbrojonego styku belki serii BI-S: a) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 82 kN,

b) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 86 kN



Rys. 124. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania niezbrojonego styku belki serii BI-S: a) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 98 kN,

b) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru CSTATUS przy obciążeniu 103 kN



Rys. 125. Wyniki analizy MES dotyczące zarysowania niezbrojonego styku belki serii BI-S:
a) przemieszczenia wzdłuż osi Z przy obciążeniu 149 kN,
b) odspojenie betonu uzupełniającego na podstawie parametru *CSTATUS* przy obciążeniu 149 kN

5.4.4. Naprężenia CNORMF2

Parametr *CNORMF2* określa naprężenia normalne działające prostopadle do styku (równolegle do osi Y). Na rysunku 126 przedstawiono wyniki uzyskane z użyciem parametru *CNORMF2* dla belek ze zbrojeniem zszywającym (serie BII) przy różnych wartościach obciążenia. W miejscach występowania wrębów oraz zbrojenia zszywającego występuje koncentracja naprężeń prostopadłych do styku, co można zinterpretować jako efekt działania

zjawiska "*shear-friction*" [130]. Zarówno w belce BII-W, jak i BII-S, przed odspojeniem betonu uzupełniającego od prefabrykatu, koncentracja naprężeń określana przez parametr *CNORMF2* występuje głównie na wrębach (rys. 126 przy obciążeniu 80 kN). Po odspojeniu betonu uzupełniającego od prefabrykatu następuje znaczący wzrost tych naprężeń w bezpośrednim sąsiedztwie zbrojenia zszywającego (miejsca te oznaczono strzałkami na rys. 126 przy obciążeniu 102 kN). Wraz ze wzrostem obciążenia i otwieraniem się styku działanie efektu "*shear-friction*" pojawia się na kolejnych wrębach oraz strzemionach postępując w kierunku podpory (miejsca te oznaczono strzałkami na rys. 126 przy obciążeniu 102 kN).



Rys. 126. Wyniki analizy MES dotyczące naprężeń występujących w styku wygenerowane przy użyciu parametru *CNORMF* względem osi Y przy obciążeniu 80 kN, 102 kN oraz 120 kN: a) seria BII-W, b) seria BII-S

W przypadku belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego (BI) naprężenia normalne, określane parametrem *CNORMF2*, przed odspojeniem betonu uzupełniającego od prefabrykatu występują na wszystkich wrębach (rys. 127 przy obciążeniu 80 kN). W chwili odspojenia i częściowej degradacji styku naprężenia prostopadłe do styku zmniejszają wartość (rys. 127 przy obciążeniu 92 kN) i wraz z dalszym wzrostem obciążenia naprężenia te maleją na kolejnych wrębach w stronę podpory (rys. 127 przy obciążeniu 149 kN).



Rys. 127. Wyniki analizy MES dotyczące naprężeń występujących w styku wygenerowane przy użyciu parametru *CNORMF* względem osi Y przy obciążeniu 80 kN, 92 kN oraz 149 kN: a) seria BI-W, b) seria BI-S

5.5. Analiza wyników symulacji numerycznych

W tabeli 23 zestawiono wartości sił rysujących styk otrzymane z badań laboratoryjnych i analizy MES dla wszystkich belek zespolonych zawartych w pracy. Dodatkowo porównano wartości obciążeń, przy których nastąpiło zniszczenie elementu. Wyniki uzyskane z analizy MES w przypadku belki BII-W, na której wykonano kalibrację modelu, najbardziej pokrywały się z wynikami badań laboratoryjnych (tab. 23, rys. 128).

Analiza MES wykazała i potwierdziła, że dla przyjętego w badaniach schematu statycznego, pierwsze odspojenie betonu uzupełniającego od prefabrykatu występuje bliżej punktu przyłożenia obciążenia. Przyczyną tego zarysowania jest powstanie dodatkowego momentu zginającego w styku, które to zagadnienie zostało opisane w [5] (rys. 91). Ze wszystkich opisywanych serii modeli numerycznych belek zespolonych wzajemne przemieszczenie betonów w styku najwcześniej zaobserwowano w belce ze stykiem niezbrojonym serii BI-S przy obciążeniu 82 kN, natomiast najpóźniej w belce BII-W ze stykiem zbrojonym przy obciążeniu 102 kN (tab. 23).

		Obciążenie [kN]							
Rodzaj	Belki ze zbroj	stykiem onym	Belki ze stykiem niezbrojonym						
		BII-W	BII-W BII-S		BI-S				
Zarysowanie styku	Badania laboratoryjne	95,0-98,0	_ 3	_ 3	_3				
przyłożenia obciążenia ¹	Analiza MES: zaobserwowane / uzyskane przez <i>CSTATUS</i>	102 / 106 88 / 93		92 / 96	82 / 86				
7	Badania laboratoryjne	115,0-123,0	_3	82,0-100,0	70,0-78,0				
zarysowanie styku umiejscowione bliżej podpory ²	Analiza MES: zaobserwowane / uzyskane przez <i>CSTATUS</i>	120 / 124	99 / 104	112,0 / 116,0	98,0 / 103,0				
7	Badania laboratoryjne	198,7	_3	175,5-193,8	138,9-144,9				
Zmszczenie delki	Analiza MES	~196,0	~184,0	~175,0	~149,0				
1 – przy obciążeniac 2 – przy obciążeniac	1 – przy obciążeniach wyznaczonych na podstawie rysunków 88 a, 89 a,								

Tab. 23. Zestawienie sił rysujących otrzymanych z badań laboratoryjnych oraz z analizy MES

³ – brak danych lub element nie został wykonany w badaniach laboratoryjnych.

Rysunek 128 przedstawia zależności "siła-ugiecie" belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym, które zostały poddane badaniom laboratoryjnym oraz analizom MES w programie ABAQUS. Do obciążenia około 120 kN modele poddane analizie MES belek ze stykiem zbrojonym serii BII-W oraz BII-S charakteryzowały się mniejszym ugięciem, przy tym samym obciążeniu, w porównaniu z rzeczywistymi elementami BII-W1 i BII-W2. Dodatkowo zależność "siła-ugięcie" belek MES, w przedziale sił 14-20 kN, charakteryzuje się zmianą tempa narastania ugięcia, co jest związane z procesem powstawania pierwszych rys od zginania. W przypadku belek poddanych badaniom laboratoryjnym zmianę tempa narastania ugięcia zależności "siła-ugięcie", świadczącą o zarysowaniu belek, zaobserwowano przy obciażeniu 7-12 kN. Proces odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu w wirtualnych belkach zespolonych przebiegał w sposób bardziej burzliwy w porównaniu z badaniami laboratoryjnymi, czyli z większymi zmianami ugięcia przy nieznacznym wzroście obciążenia.

Zniszczenie elementów, w przypadku belek serii BII-W (według MES oraz badań laboratoryjnych), przedstawione na wykresie zależności "siła-ugięcie" (rys. 128) przebiegało w podobny sposób, czyli po częściowym odspojeniu styku degradacji ulegał beton w strefie ściskanej. W analogiczny sposób uległa zniszczeniu wirtualna belka BII-S, ale przy mniejszej wartości obciążenia.



Rys. 128. Wykres zależności "siła-ugięcie" wszystkich belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym uzyskane z badań (punkt 4.2.2.2) oraz belek analizowanych w programie ABAQUS (rys. 107)

Zależności "siła-ugięcie" belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego (BI) uzyskane w badaniach laboratoryjnych oraz w modelach MES pokazano na rysunku 129. Ugięcie belek analizowane w programie ABAQUS, przy tym samym obciążeniu, w porównaniu do ugięć w belkach rzeczywistych było mniejsze do obciążenia 100-110 kN. Podczas procesu odspojenia styku, zarówno w belce BI-W (MES), jak i BI-S (MES), ugięcie narastało szybciej niż w belkach rzeczywistych BI-S1 / S2 oraz BI-W1 / W2. Pewne różnice wystąpiły również w końcowej fazie pracy elementów. W badaniach laboratoryjnych zniszczenie nastąpiło nagle poprzez ścięcie styku, natomiast degradacja połączenia w modelach MES była postępująca. Model betonu CDP, opisany w punkcie 5.2.1, dostępny w programie ABAQUS nie pozwala na usuwanie zdegradowanych elementów skończonych w trakcie analizy numerycznej [131], co mogło być przyczyną przebiegu końcowej części zależności "siła-ugięcie" (rys. 129).



Rys. 129. Wykres zależności "siła-ugięcie" wszystkich belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego uzyskane z badań (punkt 4.1.2.2) oraz belek analizowanych w programie ABAQUS (rys. 108)

5.6. Wnioski z przeprowadzonych symulacji numerycznych

Na podstawie symulacji numerycznych i analiz porównawczych z wynikami badań laboratoryjnych można sformułować następujące wnioski i spostrzeżenia:

- Na miejsce i wielkość obciążenia, przy jakim pojawiało się zarysowanie pomiędzy betonami oraz zniszczenie elementu miały wpływ rozstawy wrębów na prefabrykacie oraz fakt zastosowania zbrojenia zszywającego.
- 2. Analiza MES wykazała, że efekty zjawisk identyfikowanych jako "*shear-friction*" oraz "*dowel action*" w znacznym stopniu uaktywniają się po zarysowaniu styku, a koncentrację naprężeń na powierzchni wrębów zaobserwowano w pobliżu zbrojenia zszywającego, co potwierdza, że wcześniej wymienione zjawiska wystąpiły.
- Analiza MES, podobnie jak metoda obrazowa, wykazała, że miejsce wystąpienia zarysowania styku oraz wartość obciążenia, przy którym te zarysowanie wystąpi, związane jest z powstawaniem i propagacją rys ukośnych.
- Stosowanie modelu betonu CDP prowadzi do zadawalających wyników w zakresie obrazu zarysowania, ugięcia, nośności elementu oraz włączenia zbrojenia zszywającego w pracę styku w chwili odspojenia betonu uzupełniającego od prefabrykatu.

6. Zalecenia do projektowania żelbetowych belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami

6.1. Modyfikacja procedury MC2010 służącej do obliczania nośności styku pomiędzy betonami

Na podstawie przeglądu literatury, przeprowadzonych badań laboratoryjnych oraz analiz MES zaproponowano zmiany w sposobie obliczania nośności styku pomiędzy betonami z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami.

Spostrzeżono, że styk pomiędzy betonami ukształtowany w formie wrębów pracuje w złożonym stanie naprężeń, co w pierwszej kolejności powoduje lokalne odspojenie betonów z jednej strony wrębów, a następnie zazębianie się wrębów związane z generowaniem lokalnego docisku na powierzchniach ukośnych, a to z kolei skutkuje znacznym ich udziałem w przenoszeniu naprężeń stycznych w styku. Dodatkowo na wartość siły stycznej, przy której powstanie zarysowanie pomiędzy betonami ma wpływ szorstkość betonu na powierzchni wrębów oraz rozstaw wrębów na powierzchni prefabrykatu.

Jako model nośności styku poddanego modyfikacji wykorzystano procedurę zawartą w *fib* Model Code 2010 (tab. 4) różnicując typy styków na "sztywne" (bez zbrojenia zszywającego) oraz "niesztywne" (ze zbrojeniem zszywającym). Zmodyfikowaną procedurę MC2010 wraz z objaśnieniem parametrów występujących we wzorach przedstawiono w tabeli 24. Zarówno w połączeniu "sztywnym", jak i "niesztywnym" główne zmiany dotyczą składnika związanego z adhezją / zazębianiem. Zaproponowana zmiana zakłada możliwość stosowania różnych rozstawów wrębów na prefabrykacie (zgodnie z wytycznymi normowymi). Nowy zapis składnika związanego z adhezją / zazębianiem odnosi się do udziału poszczególnych wrębów w styku (u), czyli stosunku szerokości wrębu do jego rozstawu (wzory 6.3 i 6.4 w tabeli 24) (rys. 130) oraz wytrzymałości betonu na rozciąganie zarówno betonu uzupełniającego jak i prefabrykatu (wzory 6.1 i 6.2 w tabeli 24).

Zakładając, że w większości przypadków prefabrykat wykonany jest z betonu o wyższej wytrzymałości niż beton uzupełniający zaproponowana zmiana pozwala na zaprojektowanie połączenia o większej nośności, poprzez zmianę rozstawu wrębów na powierzchni prefabrykatu.

Dodatkowo w propozycji obliczania nośności styku uwzględniono zmianę współczynników (zaproponowano skorygowane wartości poszczególnych parametrów) zależnych od szorstkości powierzchni wrębów (tab. 25). Zmiana polega na tym, że zamiast przyjętej w MC2010

kwalifikacji styku z wrębami jako powierzchni szorstkiej w skali "makro"¹, proponuje się odniesienie do skali "mezo"² i kwalifikowanie powierzchni wrębów (a nie kompleksowo powierzchni styku) w zależności od stopnia szorstkości powierzchni betonu.

Zmiana pozwala na wybór zestawu współczynników w zależności od parametru szorstkości R_t powierzchni betonu wrębów. W zaproponowanej zmianie wszystkie współczynniki odnoszące się do danego parametru szorstkości R_t na powierzchni wrębów zostały przyjęte tak samo jak w *fib* Model Code 2010 dla powierzchni "gładkiej", "szorstkiej" i "bardzo szorstkiej" (tab. 5 oraz 25). W procedurze zgodnej z normą EC2-1-1 poszczególne współczynniki zależne od szorstkości styku odnosiły się do powierzchni z wrębami, a w *fib* Model Code 2010 powierzchni z wrębami, a w *fib* Model Code 2010 powierzchni z wrębami zakwalifikowano do powierzchni bardzo szorstkiej.

Zmodyfikowana procedura MC2010 obliczania nośności styku na ścinanie zakłada, że styk może pracować w złożonym stanie naprężeń, co w konsekwencji może spowodować zarysowanie styku. W takim wypadku głównym czynnikiem w przenoszeniu naprężeń ścinających jest zazębianie mechaniczne oraz tarcie zależne od szorstkości na powierzchni wrębów.



Rys. 130. Oznaczenia parametrów stosowanych we wzorach 6.3 oraz 6.4 w tabeli 24

¹ Według autorów [133] strefa skali "makro" jest oceniana na podstawie badań przydatnych przede wszystkim do sporządzania "map przyczepności", np. na użytek zgrubnej lokalizacji rejonów wadliwych.

² Według autorów [133] strefa skali "mezo" jest oceniana na podstawie badań właściwości fizycznych i mechanicznych, w tym morfologii powierzchni warstwy podkładowej, a także porowatości betonu w strefie zespolenia.

Połączenie "sztywne"	Połaczenie "niesztywne"							
$\tau_{\rm Rdi} = A + B \le 0.5 \nu f_{\rm cd}$	$\tau_{\rm Rdi} = A + B + C \le \beta_{\rm c} \nu f_{\rm cd}$							
$\tau_{\rm Rdi} = min \left(u_1 f_{\rm ctd,bu}; u_2 f_{\rm ctd,bp} \right) + \mu \sigma_{\rm n} \leq$	$\tau_{\rm Rdi} = min \left(u_1 f_{\rm ctd,bu}; u_2 f_{\rm ctd,bp} \right) + \mu \sigma_{\rm n} +$							
$\leq 0.5 \nu f_{\rm cd} * \tag{6.1}$	$+\kappa_1 \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \rho \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \le$							
	$\leq \beta_{\rm c} \nu f_{\rm cd} * \tag{6.2}$							
$u_1 = \frac{p_1}{l_w} $								
<i>u</i> ₂	$=\frac{\ddot{p}_2}{l_w} \tag{6.4}$							
Oznaczenia para	imetrów we wzorach							
u_1 – udział wrębów w betonie uzupełniającym								
<i>u</i> ₂ – udział wrębów w betonie prefabrykatu								
p_1 – szerokość wrębu w betonie uzupełniającym	według rysunku 130							
p_2 – szerokość wrębu w betonie prefabrykatu we	edług rysunku 130							
<i>l</i> _w – rozstaw wrębów poprzecznych w kierunku r	równoległym do osi belki według rysunku 130							
fctd,bu- obliczeniowa wytrzymałość betonu uzupe	ełniającego na rozciąganie							
f _{ctd,bp} – obliczeniowa wytrzymałość betonu prefa	brykatu na rozciąganie							
 <i>κ</i>1 – współczynnik interakcji siły rozciągającej v według tabeli 25 	vzbudzonej w prętach zbrojeniowych lub trzpieniach							
κ_2 – współczynnik interakcji dla nośności od zg.	inania według tabeli 25							
ρ – stopień zbrojenia styku								
α – kąt nachylenia zbrojenia przecinającego styk	2							
$\beta_{\rm c} - { m współczynnik}$ dla wytrzymałości ściskaneg	o zastrzału według tabeli 25							
μ – współczynnik tarcia przy ścinaniu według ta	abeli 25							
$\sigma_{\rm n}$ – naprężenie ściskające wynikające z możliwej siły normalnej działającej na styk								
v-współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu								
$\nu = 0.55 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} < 0.55$								
*- pogrubioną czcionką zaznaczono propozy-	cje zmian w stosunku do wytycznych zawartych							
w <i>fib</i> Model Code 2010								

Tab. 24. Własna propozycja modyfikacji procedury MC2010 służącej do obliczania nośności na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia w przypadku powierzchni ukształtowanej z wrębami

Tab. 25. Współczynniki we własnej propozycji procedury obliczania nośności styku z wrębami, p	przedstawionej
w tabeli 24	

Szorstkość nowiorzabni	10.	10.	ρ	μ			
Szorstkose powierzenin	K 1	K 2	p_{c}	$20 \le f_{ m ck} < 35^{**}$	$f_{ m ck} \ge 35^{**}$		
Styk z wrębami (powierzchnia wrębów gładka)	0,5	1,1	0,4	0,6	0,6		
Styk z wrębami (powierzchnia wrębów szorstka $R_t \ge 1,0 mm^*$)	0,5	0,9	0,5	0,7	0,7		
Styk z wrębami (powierzchnia wrębów bardzo szorstka $R_t \ge 3,0 mm^*$)	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0		

* R_t – parametr szorstkości $R_t = 4V/\pi D^2$ według [7]

** *f*_{ck} – wartość wyrażona w [MPa]

6.2. Analiza porównawcza wyników badań z nośnością styku na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia obliczoną według zmodyfikowanej procedury MC2010

W celu weryfikacji poprawności zaproponowanych zmian w sposobie obliczania nośności styku dla powierzchni prefabrykatu z wrębami, przeprowadzono obliczenia oraz analizę porównawczą. Do analizy porównawczej wykorzystano wyniki badań belek zespolonych, obliczenia sił rysujących według normy PN-EN 1992 1 1:2008, *fib* Model Code 2010 oraz zmodyfikowanej procedury MC2010 obliczania nośności styku według punktu 6.1.

W tabeli 26 oraz na rysunku 131 przedstawiono zestawienie sił poprzecznych odpowiadających obciążeniu rysującemu styk belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego obliczonych według normy PN-EN 1992-1-1:2008, *fib* Model Code 2010 oraz zaproponowanych zmian. W ramach analiz wykonanych na podstawie zmodyfikowanej procedury MC2010 obliczono udział powierzchni wrębów betonu uzupełniającego do powierzchni styku (*u*) w odniesieniu do belek serii BI-W oraz BI-S, uwzględniając składnik adhezja / zazębianie (wzór 6.1). W przypadku belek serii BI-W, przy udziale wrębów 0,5, siły poprzeczne odpowiadające zarysowaniu styku uzyskane w badaniach (43,10 i 52,10 kN), są zbliżone do wartości obliczonych według EC2-1-1, *fib* Model Code 2010 oraz zmodyfikowanej procedury MC2010 (51,91 i 54,26 kN).

Wartości otrzymane w obliczeniach według własnej propozycji zmiany są identyczne z wartościami obliczonymi według procedury EC2-1-1 oraz MC2010, ponieważ udział wrębów u = 0,50 jest równy co do wartości współczynnikowi zależnemu od szorstkości styku c = 0,5 (EC2-1-1) oraz współczynnikowi przyczepności adhezyjnej $c_a = 0,5$ (MC2010). Inaczej sytuacja wygląda w przypadku belek serii BI-S, w których udział wrębów wynosi u = 0,33. Procedury EC2-1-1 oraz MC2010 nie uwzględniają rozstawu wrębu w obliczaniu nośności styku. W przypadku belek serii BI-S, w których zarysowanie styku zaobserwowano w badaniach przy obciążeniu 37,10 i 41,10 kN, w obliczeniach według własnej propozycji uzyskano wartości 34,59 i 36,19 kN. Są to wartości bliższe tych uzyskanych w badaniach niż wartości obliczone według EC2-1-1 i MC2010.

Tab. 26. Zestawienie sił rysujących obliczonych według normy PN-EN 1992-1-1:2008, fib Model Code	2010
oraz propozycji własnej zgodnie z tabelą 24	

Dodasi shkara	Obciążenie [kN]			
Kodzaj oblicze	BI-W ²	BI-S ²		
 u – udział powierzchni wrębów beton powierzchni styku 	0,50	0,33		
Zarysowanie styku	siła odczytana z siłomierza	$(82,00;100,00)^2$	$(70,00;78,00)^2$	
(wartości z badań)	siła poprzeczna ¹	$(43,10;52,10)^2$	$(37,10;41,10)^2$	
Całkowite odspojenia (ścięcie	siła odczytana z siłomierza	$(175,50;193,80)^2$	$(138,90;144,90)^2$	
wrębów, wartości z badań)	siła poprzeczna ¹	$(89,85;99,00)^2$	$(71,55;74,55)^2$	
Zarysowanie styku $V_{\text{Rd},i(cr)}$ - $\tau_{\text{Rd},i(cr)}$ obliczone według PN-EN 19	(51,91 ; 54,26) ³	(51,91 ; 54,26) ³		
Zarysowanie styku <i>V</i> _{Rd,i(cr)} - <i>T</i> _{Rd,i(cr)} obliczone według <i>fib</i> Model (połączenie "sztywne")	(51,91 ; 54,26) ³	(51,91 ; 54,26) ³		
Zarysowanie styku V _{Rd,i(cr)} - <i>T</i> _{Rd,i(cr)} obliczone według propozycji (połączenie "sztywne", powierzchnia	(51,91 ; 54,26) ³	(34,59 ; 36,19) ³		
¹ – siła poprzeczna stanowiła 50% sił	% ciężaru własnego be	elki (3,6 kN)		

i ciężaru trawersu (0,60 kN),

² - podane wartości przedstawiono dla obydwu belek serii BI-W oraz BI-S według tabeli 14,

³ – podane wartości przedstawiono dla dwóch wytrzymałości betonu według tabeli 13.



Rys. 131. Wizualizacja sił rysujących styk na podstawie badań oraz wybranych procedur obliczeniowych zgodnie z tabelą 26

W tabeli 27 porównano wyniki badań belek zespolonych ze zbrojeniem zszywającym serii BII-W i BII-S oraz obliczeń teoretycznej siły rysującej styk uwzględniając naprężenia w styku wyznaczone na podstawie propozycji zmian. Obliczenia te zostały wykonane dla 15% oraz 30% wartości granicy plastyczności zbrojenia zszywającego. Poszczególne składniki naprężeń w styku zostały przedstawiono oddzielnie w tabeli 27. W zaproponowanej procedurze obliczania nośności styku ważnym składnikiem jest adhezja / zazębianie, na której wartość wpływa udział wrębów betonu uzupełniającego do całej ścinanej powierzchni (*u*). Udział ten w przypadku belki serii BII-W jest większy o 50% w porównaniu z belką BII-S co w konsekwencji powoduje wzrost udziału naprężeń w styku od zjawiska adhezji / zazębiania w belce serii BII-W również o 50% w stosunku do belki BII-S. Dodatkowo na rysunku 132 w graficzny sposób zaprezentowano wartości naprężeń rysujących styk otrzymane w badaniach laboratoryjnych oraz obliczone według EC2-1-1, MC2010 i propozycji zmian. W przypadku belek serii BII-W obliczone wartości naprężeń rysujących, według propozycji zmiany, które wynoszą 1,40 MPa jeżeli przyjęto 15% wartości granicy plastyczności zbrojenia zszywającego oraz 1,52 MPa w przypadku przyjęcia 30% wartości granicy plastyczności, dobrze odpowiadają naprężeniom występującym w styku uzyskanym w badaniach laboratoryjnych, które wyniosły 1,42-1,49 MPa. Naprężenia rysujące styk w belce BII-S wyznaczone na podstawie analiz MES osiągnęły wartość 1,22 MPa. Najbardziej zbliżoną wartość (1,12 MPa) obliczoną według propozycji zmian w przypadku belki BII-S osiągnięto przy założeniu 30% wartości granicy plastyczności zbrojenia zszywającego. Porównując obliczone wartości na podstawie fib Model Code do wyników badań oraz propozycji zmiany można stwierdzić, że założenia zawarte w fib Model Code 2010 zaniżają wyniki dla powierzchni prefabrykatu z wrębami. Główną przyczyną uzyskania mniejszych wartości naprężeń w styku obliczonych według fib Model Code 2010 jest przypisanie współczynników związanych z szorstkością styku do powierzchni bardzo szorstkiej, co powoduje znaczne zmniejszenie składnika wzoru związanego z adhezją / zazębianiem. W przypadku normy EC2-1-1 obliczone wartości naprężeń rysujących styk najbardziej odpowiadają wynikom badań belek serii BII-W, przy założeniu 30% wartości granicy plastyczności zbrojenia zszywającego. Jednakże sam mechanizm działania poszczególnych składników wzoru, który jest zawarty w normie EC2-1-1 nie uwzględnia zjawiska "dowel action". Ponadto norma EC2-1-1 oraz fib Model Code w swoich procedurach obliczeniowych nie uwzględniają rozstawu wrębów prefabrykatu, co w konsekwencji prowadzi do niezbyt precyzyjnego odwzorowania rzeczywistego zachowania styku.

-	Belki zespolone						
	E	BII-W	BII-S ⁸				
<i>u</i> – udział powierzchni w		0,50	0,33				
Zarysowanie styku	siła odczytana z siłomierza [kN]			0;98,00)7	88,00		
blisko miejsca przyłożenia obciażenia	siła poprzeczna [kN] ³	(49,6	0;51,10) ⁷	46,60			
$(wartości z badań)^1$	naprężenia styczne v _{Edi,1} [MPa] ⁴			9;1,26) ⁷	1,149		
Zarysowanie styku	siła odczytana z siłomierz	za [kN]	(115,0); 123,00) ⁷	98,80		
umiejscowione bliżej podpory	siła poprzeczna [kN] ³		(59,6	0;63,60)7	51,50		
$(wartości z badań)^2$	naprężenia styczne v _{Edi,2} [MPa] ⁴			2;1,49)7	1,229		
Obliczenia $\tau_{\text{Rd},i(\text{cr}),5}$ według zaproponowanej	teoretyczna siła poprzecz $V_{\text{Rd,i(cr),5}}$ [kN]	na rysująca styk		62,60	44,71		
zmiany procedury, wzór 6.2, powierzchnia		Beton (adhezja / zazębianie)	1,20		0,80	1,00	
wrębów gładka (zbrojenie	naprężenia rysujące styk	Strzemiona zszywające ("shear-friction")	0,06	1,40	0,06		
zszywające – 15% wartości granicy plastyczności) ⁵	rka,i(cr),5 [iiii d]	"Dowel action"	0,14		0,14		
Obliczenia $\tau_{\text{Rd},i(\text{cr}),6}$ według zaproponowanej	teoretyczna siła poprzeczna rysująca styk $V_{\text{Rd},i(cr),6}$ [kN]			67,96		50,08	
zmiany procedury, wzór 6.2, powierzchnia		Beton (adhezja / zazębianie)	1,20		0,80	1,12	
wrębów gładka (zbrojenie	naprężenia rysujące styk Ted (cr) 6 [MPa]	Strzemiona zszywające (" <i>shear-friction"</i>)	0,12	1,52	0,12		
zszywające – 30% wartości granicy plastyczności) ⁶		"Dowel action"	0,20		0,20		
Powstanie pierwszej rysy - wartość nośności oblicz	62,32						
 ¹ – przy obciążeniach wyznaczonych na podstawie rysunków 88 a, 89 a, ² – przy obciążeniach wyznaczonych na podstawie rysunków 88 b, 89 b, ³ – siła poprzeczna stanowiła 50% siły odczytanej z siłomierza oraz 50% ciężaru własnego belki (3,6 kN) i ciężaru trawersu (0,60 kN), ⁴ – naprężenia w styku obliczono na podstawie odkształceń wyznaczonych z wirtualnych tensometrów zgodnie z procedurą pokazaną na rysunku 90, 							

⁵ – obliczenia teoretycznej siły poprzecznej rysującej styk $V_{\text{Rd},i(\text{cr}),5}$ według wzoru (4.1), do obliczeń $\tau_{\text{Rd},i(\text{cr}),5}$ przyjęto założenie, że przy zerwaniu przyczepności betonu naprężenia w zbrojeniu zszywającym wynoszą 15% granicy plastyczności według [5] i [112],

⁶ – obliczenia teoretycznej siły poprzecznej rysującej styk $V_{\text{Rd,i(cr),6}}$ według wzoru (4.1), do obliczeń $\tau_{\text{Rd,i(cr),6}}$ przyjęto założenie, że przy zerwaniu przyczepności betonu naprężenia w zbrojeniu zszywającym wynoszą 30% granicy plastyczności według [5] i [112],

 7 – podane wartości przedstawiono dla belek BII-W1 oraz BII-W2 według tabeli 17,

⁸ – podane wartości sił poprzecznych belki BII-S uzyskano z analizy modelu numerycznego,

 ⁹ – naprężenia zostały obliczone poprzez interpolację na podstawie wartości siły poprzecznej uzyskanej w belce BII-S odczytanych z programu ABAQUS oraz stosunku naprężeń średnich i siły poprzecznej uzyskanych w belce BII-W



Rys. 132. Wartości naprężeń rysujących styk (w odniesieniu do badań i obliczeń, na podstawie tabel 17 oraz 27) z uwzględnieniem udziału poszczególnych składników

6.3. Obliczenia według zmodyfikowanej procedurze MC2010 w odniesieniu do wyników badań innych autorów

Obliczenia nośności styku przeprowadzone według zmodyfikowanej procedury MC2010 skonfrontowano z naprężeniami ścinającymi otrzymanymi w badaniach małoskalowych próbek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, opisanych w punkcie 2.3 na podstawie publikacji [97] i [100].

Autorzy pracy [97] wykonali serię badań typu "push-off" próbek zespolonych bez zastosowania docisku bocznego oraz dla różnych wartości docisku bocznego (0,5 MPa, 1,0 MPa i 1,5 MPa). W artykule źródłowym nie zamieszczono informacji na temat szorstkości powierzchni betonu wrębów, dlatego obliczenia według wzoru 6.1 wykonano przyjmując różne wartości współczynnika tarcia μ (0,6, 0,7, 0,8). Udział wrębów w całej ścinanej powierzchni (u = 0,6) był zbliżony do współczynnika zależnego od szorstkości styku (c = 0,5) według EC2-1-1 i współczynnika przyczepności adhezyjnej $c_a = 0.5$ według MC2010. Nośność styku w badaniach oraz niszczące naprężenia ścinające otrzymaną obliczone według zmodyfikowanej procedury MC2010, normy EC2-1-1 i zaleceń MC2010 zaprezentowano na rysunku 133. W przypadku próbek bez docisku bocznego nośność styku jest taka sama jak obliczone niszczące naprężenia ścinające obliczone według zmodyfikowanej procedury MC2010, które zostały otrzymane dla wszystkich wartości współczynnika tarcia. Wraz ze wzrostem docisku bocznego obliczone niszczące naprężenia ścinające odbiegają od nośności styku uzyskane w badaniach laboratoryjnych, a wartości najbliższe wielkościom otrzymanym w badaniach zostały uzyskane dla współczynnika tarcia $\mu = 0.8$. Powstające różnice wynikają z docisku bocznego, który powoduje, że złożony stan naprężeń panujący w styku, w próbkach małej skali, różni się od tego występującego w rzeczywistej konstrukcji. W przypadku obliczeń według EC2-1-1 oraz MC2010 również zaobserwowano wzrost różnicy naprężeń ścinających wraz z dociskiem bocznym w porównaniu z nośnością styku otrzymaną z badań. Dodatkowo naprężenia ścinające bez docisku bocznego obliczone według normy EC2-1-1 i MC2010 są o 16,2% mniejsze w porównaniu z zmodyfikowaną procedurą MC2010. Wraz ze wzrostem docisku bocznego różnice pomiędzy wynikami obliczeń zmniejszają się.



Rys. 133. Zależności nośności styku od docisku bocznego uzyskane w badaniach [97] (patrz rys. 55) oraz obliczone zgodnie z własną propozycją (punkt 6.1) dla różnych wartości współczynnika szorstkości

Obliczenia nośności styku według zmodyfikowanej procedury MC2010 (wzór 6.2) przeprowadzono także w odniesieniu do wyników badań uzyskanych w pracy [100] opisanych w punkcie 2.3.3. Współczynniki szorstkości powierzchni betonu na wrębach przyjęto w dwóch wariantach: jak dla powierzchni gładkiej oraz bardzo szorstkiej (tab. 25). Wyniki obliczeń, z podziałem na poszczególne składniki nośności styku, przedstawiono w tabeli 28. Dodatkowo otrzymane wyniki w sposób graficzny porównano z wynikami badań, obliczeniami według EC2-1-1 oraz MC2010 (rys. 134).

Zmodyfikowana procedura MC2010 obliczania nośności styku uwzględnia wpływ udziału wrębów betonu uzupełniającego do całej powierzchni ścinanej (u). Wraz ze wzrostem szerokości wrębów zwiększa się udział składnika adhezji / zazębiania, co w konsekwencji powoduje wzrost nośności styku. Efekt ten zaobserwowano również w badaniach. Najbardziej zbliżone wartości nośności styku z obliczonymi wartościami naprężeń niszczących styk otrzymano w badaniach laboratoryjnych próbek serii T40. Wraz ze wzrostem udziału wrębów różnice, pomiędzy wartościami z badań a wynikami nośności styku z zmodyfikowaną procedurą MC2010, zwiększają się. Zmodyfikowana procedura MC2010 uwzględnia także szorstkość powierzchni betonu wrębów, a realizowane jest to poprzez przyjęcie odpowiedniego współczynnika tarcia μ . Przeprowadzono obliczenia uwzględniając powierzchnię gładką oraz bardzo szorstką, ponieważ w artykule źródłowym nie podano informacji na temat szorstkości powierzchni betonu. We wszystkich analizowanych przypadkach przyjęcie powierzchni bardzo szorstkiej prowadziło do uzyskania wyników bliższych wartościom uzyskanym w badaniach

laboratoryjnych. Należy zaznaczyć, że zmodyfikowana procedura MC2010 uwzględnia złożony stan naprężeń, w którym zakłada możliwość wystąpienia wcześniejszego zarysowania styku. W badaniach [100] sposób obciążenia próbek (rys. 48 a) powodował stan naprężeń zbliżony do czystego ścinania. Dodatkowo kształt wykresu (rys. 48 b) sugeruje, że oznaki utraty adhezji zaobserwowano w końcowej fazie badania (skokowy spadek obciążenia). Połączenie betonów w takim złączu, w rzeczywistej konstrukcji zespolonej, pracuje w złożonym stanie naprężeń i, w sytuacjach wyjątkowych, może zostać poddane obciążeniu dynamicznemu, co z kolei może doprowadzić do wcześniejszego zerwania adhezji [132]. Zaproponowane zmiany w obliczaniu nośności styku uwzględniają taką możliwość, co przyczynia się do tego, że otrzymane wyniki znajdują się po stronie bezpiecznej.

Zarówno EC2-1-1, jak i MC2010 nie uwzględniają wpływu rozstawu wrębów na nośność styku i w zależności od serii badawczej obliczona nośność styku według tych procedur przyjmuje wartości niższe lub wyższe niż otrzymane w badaniach laboratoryjnych (wyjątek stanowi nośność styku próbki serii T70 obliczona zgodnie z EC2-1-1) (rys. 134). Pomimo, że występują różnice pomiędzy niszczącymi naprężeniami ścinającymi a nośnością styku obliczoną zgodnie z procedurą własną, to w obydwu przypadkach widoczny jest wpływ udziału wrębów prefabrykatu w całej ścinanej powierzchni.

		betonu	hni erzchni	ścinające	No zapr wzó wrębów	śność sty oponow or 6.2 (po v prefab	yku wedł anej zmi owierzch rykatu g	lug any, nia gladka)	No zaprop 6.2 (p prefabi	śność sty onowane oowierzc ykatu b	yku wedl ej zmian hnia wro ardzo sz	tug y, wzór ębów orstka)
Seria	Długość wrębu [mm]	Średnia wytrzymałość prefabrykatu [MPa]	u – stosunek powierzc wrębów do calej powi ścinanej	Niszczące naprężenia [MPa] (średnia)	Adhezja / zazębianie [MPa]	"shear-friction" [MPa]	"dowel action" [MPa]	Suma [MPa]	Adhezja / zazębianie [MPa]	"shear-friction" [MPa]	"dowel action" [MPa]	Suma [MPa]
T40	40	35,3	0,20	1,82-2,00 (1,90)	0,64	0,52	0,46	1,62	0,64	0,86	0,38	1,88
T50	50	34,3	0,25	2,43-2,47 (2,45)	0,79	0,52	0,45	1,76	0,79	0,69	0,37	1,86
T60	60	36,3	0,30	2,76-3,06 (2,87)	0,98	0,52	0,47	1,97	0,98	0,87	0,38	2,23
T70	70	36,7	0,35	3,10-3,32 (3,18)	1,16	0,52	0,47	2,15	1,16	0,87	0,38	2,41
T80	80	33,8	0,40	3,41-3,47 (3,45)	1,26	0,52	0,45	2,22	1,26	0,69	0,37	2,32

Tab. 28. Zestawienie wyników badań nośności styku na ścinanie relacjonowanych w pracy [100] oraz nośności styku według własnej procedury zgodnie z tabelą 24



■Nośność styku według EC2-1-1

■Nośność styku według *fib* Model Code 2010

Nośność styku wg zaproponowanej zmiany, wzór 6.2 (powierzchnia wrębów prefabrykatu gładka)
 Nośność styku wg zaproponowanej zmiany, wzór 6.2 (powierzchnia wrębów prefabrykatu bardzo szorstka)

Rys. 134. Porównanie niszczących naprężeń ścinających uzyskanych w badaniach według [100] i nośności styku obliczonej według EC2-1-1, *fib* Model Code 2010 oraz własnej procedury (tab. 24) dla różnych szorstkości powierzchni wrębów w zależności od serii próbek na podstawie tabel 10 i 28

6.4. Wnioski z analizy porównawczej własnej zmodyfikowanej procedury MC2010

Na podstawie analizy porównawczej obliczeń nośności styku przy użyciu zmodyfikowanej procedury MC2010 i wyników badań własnych oraz badań przedstawionych w części literaturowej można sformułować następujące wnioski i spostrzeżenia:

- 1. Własna modyfikacja procedury MC2010 obliczania nośności styku dobrze odzwierciedla zachowanie styku w zespolonych elementach belkowych, w których styk pracuje w złożonym stanie naprężeń. Uwzględnia zjawisko *"shear-friction"*, *"dowel action"*, wpływ różnego rozstawu wrębów oraz parametrów szorstkości betonu na powierzchni wrebów.
- Zmodyfikowana procedura MC2010 lepiej odpowiada wynikom własnych badań belek zespolonych bez zbrojenia zszywającego i ze zbrojeniem zszywającym niż procedury z normy PN-EN 1992-1-1:2008 oraz *fib* Model Code 2010.
- 3. Zmodyfikowana procedura MC2010 obliczania nośności styku bardzo dobrze odzwierciedliła wyniki badania nośności styku bez udziału docisku bocznego z [97]. W przypadku wystąpienia docisku bocznego pomiędzy wartościami zbadanymi na małych próbkach a teoretycznymi występują rozbieżności tym większe, im większy jest docisk.

Różnice te wynikają ze złożonego stanu naprężeń w styku w próbkach małej skali różniącego się od tego jaki może wystąpić w rzeczywistej konstrukcji.

4. Wpływ udziału wrębów w całej powierzchni ścinanej opisany w [100] potwierdza słuszność założeń procedury własnej, zaproponowanej w pkt 6.1, aby udział wrębów uwzględniać w obliczeniach nośności styku. Założenie, że styk pracuje w złożonym stanie naprężeń, a zerwanie adhezji może wystąpić przy mniejszych naprężeniach niż obliczeniowa nośność styku, przyczynia się do tego, że obliczenia nośności styku przeprowadzone według własnej zmodyfikowanej procedury znajdują się po stronie bezpiecznej.

7. Podsumowanie i wnioski końcowe

Podsumowanie oraz wnioski końcowe sformułowano na podstawie studiów literaturowych, wyników badań własnych, analiz MES oraz analiz porównawczych dotyczących zaproponowanej własnej modyfikacji procedury obliczeniowej według MC2010 do obliczania nośności styku z powierzchnią prefabrykatu ukształtowaną z wrębami.

W części literaturowej opisano zjawiska fizykochemiczne występujące na styku łączonych betonów wykonywanych w różnych terminach, omówiono także wykorzystywane modele badawcze do wyznaczenia nośności styku oraz scharakteryzowano procedury obliczeniowe stosowane do określania nośności styku. Podano również wybrane przykłady konstrukcji zespolonych w zależności od zastosowanych materiałów, rodzaju prefabrykatu, sposobu zespolenia, rodzaju powierzchni prefabrykatu oraz zjawisk występujących na styku dwóch materiałów łączonych w różnych terminach. Skupiono się na nośności styku w zależności od efektywności zespolenia w odniesieniu do geometrii wrębów, udziału powierzchni wrębów w całej ścinanej płaszczyźnie oraz wpływie liczby wrębów występujących na długości styku. Przegląd badań w części literaturowej był punktem wyjścia do określenia problemów naukowo-badawczych występujących w podejmowanym zagadnieniu.

Autor w pracy starał się wykazać, że aktualnie stosowane procedury używane do wyznaczania nośności styku pomiędzy betonami wykonywanymi w różnych terminach (konstrukcje zespolone typu "beton-beton") nie są precyzyjne w przypadku styków z wrębami o różnych rozstawach, zwłaszcza gdy połączenie może ulec lokalnemu rozwarstwieniu. W rozprawie zaproponowana została modyfikacja sposobu obliczania nośności styku dla powierzchni prefabrykatu z wrębami z uwzględnieniem faktu, że styk z wrębami pracuje w złożonym stanie naprężeń i może w nim wystąpić lokalne zarysowanie.

W celu określenia doświadczalnych podstaw opisu pracy styku w belkach zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami przygotowano plan własnych badań laboratoryjnych oraz analiz numerycznych. Zwrócono szczególną uwagę na sposób zarysowania styku oraz obciążenie przy jakim pojawia się zarysowanie pomiędzy betonami.

Wykorzystując analizy wykonane na podstawie badań literaturowych oraz analizy z części badawczej zaproponowano zmodyfikowaną procedurę MC2010 obliczania nośności styku z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, przedstawioną w punkcie 6.1. Zmodyfikowaną procedurę MC2010 zweryfikowano wykorzystując otrzymane wyniki z badań własnych, analiz numerycznych oraz wybranymi wynikami badań z części literaturowej. Na tej podstawie sformułowano wnioski opisane w dalszej części rozdziału.

7.1. Wpływ rozstawu wrębów na prefabrykacie oraz zastosowania zbrojenia zszywającego na nośność styku w żelbetowych elementach zespolonych

Na podstawie analiz i porównań wyników obliczeń uzyskanych ze zmodyfikowanej procedury MC2010 obliczania nośności styku z wynikami badań własnych, analiz numerycznych oraz badań przedstawionych w części literaturowej, można sformułować następujące wnioski i spostrzeżenia, które stanowią o tym, że podstawowe tezy pracy wyszczególnione w punkcie 3.3 uznaje się za udowodnione:

- Na lokalne zarysowanie styku w belkach zespolonych ma wpływ rozstaw wrębów prefabrykatu oraz zbrojenie zszywające pomiędzy betonami, jeżeli je zastosowano. Im rozstaw wrębów jest większy, tym wartość obciążenia, przy którym powstaje lokalne rozwarstwienie styku, jest mniejsza. Znając parametry wytrzymałościowe betonów, z których mają być wykonane poszczególne części belki zespolonej, można wpływać na nośność styku rozstawem wrębów.
- Procedura obliczania nośności styku według normy PN-EN 1992-1-1:2008 nie uwzględnia różnego rozstawu wrębów oraz zjawiska "dowel action" w stykach ze zbrojeniem zszywającym.
- 3. Procedura obliczania nośności styku według wytycznych *fib* Model Code 2010 nie uwzględnia różnego rozstawu wrębów, a współczynniki odzwierciedlające efektywność styku zostały przyjęte jak dla powierzchni szorstkiej. W stykach ze zbrojeniem zszywającym udział składnika adhezji / zazębiania został znacząco zredukowany w stosunku do wytycznych zawartych w normie PN-EN 1992-1-1:2008.
- 4. Analiza MES wykazała, że efekty zjawisk identyfikowanych jako "dowel action" oraz "shear-friction" ujawniają się po zarysowaniu styku, jako wzrost naprężeń w zbrojeniu zszywającym oraz koncentracja naprężeń na powierzchni wrębów w pobliżu zbrojenia zszywającego.
- 5. Analiza MES, podobnie jak metoda obrazowa, wykazała, że miejsce wystąpienia zarysowania pomiędzy betonami ma związek z zarysowaniem ukośnym pojawiającym się w prefabrykacie. Zarysowanie powstałe od ścinania i lokalizacja zbrojenia zszywającego determinują miejsce oraz wielkość obciążenia przy jakim może pojawić się lokalne zarysowanie w płaszczyźnie styku. Styk pracuje w złożonym stanie naprężeń, a jego zarysowanie ma wpływ na lokalizację oraz przebieg powstającego zarysowania ukośnego w prefabrykacie.

- 6. Nośność styku w elementach zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami w dużym stopniu uzależniona jest od składnika uwzględniającego adhezję i zazębianie. Po zarysowaniu styku (zerwaniu adhezji) zazębianie mechaniczne wyraźnie zaznacza swój wpływ na przenoszenie sił ścinających styk.
- Nośność styku uzależniona jest od sił adhezji, na które ma wpływ szorstkość betonu na powierzchni wrębów.
- 8. Zmodyfikowana procedura MC2010 obliczania nośności styku w belkach zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami dobrze odzwierciedla zachowanie styku w zespolonych elementach belkowych, w których styk pracuje w złożonym stanie naprężeń. Zaproponowane wytyczne uwzględniają zjawiska "*shear-friction*", "*dowel action*", a także wpływ różnego rozstawu wrębów oraz parametrów szorstkości betonu na powierzchni wrębów.
- 9. Otrzymane wyniki nośności styku, w przypadku badań własnych belek zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami rozstawionymi co 80 mm oraz 120 mm bez zbrojenia zszywającego i ze zbrojeniem zszywającym, są zbliżone do wyników obliczeń nośności styku według zmodyfikowanej procedury MC2010.
- 10. Zmodyfikowana procedura MC2010 zakłada możliwość rozwarstwienia styku pomiędzy betonami układanymi w różnych terminach, dlatego można ją również zastosować do elementów poddanych obciążeniu zmęczeniowemu oraz dynamicznemu. Jednakże należy zaznaczyć, że w celu poznania dokładnego zachowania elementów zespolonych pod takim rodzajem obciążenia należy przeprowadzić dodatkowe badania.
- 11. Analiza porównawcza wyników badań przedstawionych w części literaturowej oraz obliczonych nośności styku według zmodyfikowanej procedury MC2010 wykazała wpływ udziału wrębów w całej powierzchni ścinanej na końcową nośność styku, co potwierdza słuszność jej zaleceń.
- 12. Stosowanie w analizach numerycznych modelu betonu CDP prowadzi do poprawnych wyników w zakresie otrzymywanego w wyniku symulacji obrazu zarysowania oraz deformacji. Modelowanie MES jest dobrym narzędziem do wstępnych analiz elementów przed wykonaniem rzeczywistych badań laboratoryjnych, pod warunkiem znajomości parametrów potrzebnych do skalibrowania modelu.

7.2. Kierunki dalszych badań

Na podstawie badań własnych oraz tych przedstawionych w części literaturowej, mając na uwadze obszary wymagające dalszych badań w przedmiotowym obszarze żelbetowych elementów zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami, autor planuje następujące możliwe kierunki działań:

- Badanie wpływu szorstkości betonu na powierzchni wrębów prefabrykatu na nośność styku.
- 2. Badanie wpływu rozstawu wrębów w belkach teowych z prefabrykatem żelbetowym oraz sprężonym bez zbrojenia zszywającego na nośność styku.
- 3. Badanie wpływu geometrii wrębu na postępujące zarysowanie styku pomiędzy betonami układanymi w różnych terminach.
- 4. Badanie korelacji pomiędzy zarysowaniem ukośnym elementu a zarysowaniem styku pomiędzy betonami układanymi w różnych terminach.
- 5. Badania elementów zespolonych z powierzchnią prefabrykatu z wrębami pod obciążeniem długotrwałym i cyklicznym (zmęczeniowym).
- 6. Badania wpływu skurczu i pełzania na nośność styku.
- Badania, analiza MES i weryfikacja zaproponowanej zmodyfikowanej procedury MC2010 w elementach płytowych, przy zastosowaniu innych metod badawczych, np. tak jak podano w [134]–[136] do ustalenia, czy nastąpiło odspojenie betonów.

Literatura

- Lewicki B., Cholewicki A., Gałkowski Z., Henclewski T., Kotlicki W., Pawlikowski J., Pogorzelski A., Zieleniewski S., *Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi:* projektowanie konstrukcji i obliczenia. Warszawa: Arkady, 1979.
- [2] Lewicki B., Złącza w ścianach zewnętrznych z prefabrykatów wielkowymiarowych: problem szczelności, zasady projektowania, przykłady rozwiązań. Warszawa: Arkady, 1970.
- [3] Lewicki B., Budynki mieszkalne z prefabrykatów wielkowymiarowych. Obliczenia i konstrukcja. Wyd. II. Warszawa: Arkady, 1964.
- [4] Lewicki B., Budynki mieszkalne ze ścianami monolitycznymi: obliczanie, konstrukcja i technologia wykonania. Warszawa: Arkady, 1967.
- [5] Halicka A., Studium stanu naprężeń i odkształceń w płaszczyźnie styku i strefie przypodporowej elementów zespolonych z udziałem betonów skurczowych i ekspansywnych. Lublin: Wydawnictwo Uczelniane, 2007.
- [6] Walraven J. (ed.), van der Horst A., *Model Code 2010 Final draft*. International Federation for Structural Concrete (*fib*) (*fib* Bulletin: 65, 66), 2012.
- [7] Walraven J. C., Ajdukiewicz A., Pre-norma konstrukcji betonowych: fib Model Code 2010. Kraków: Stowarzyszenie Producentów Cementu, t. 1-2, 2014.
- [8] Randl N., Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010.
 Structural Concrete, t. 14, nr 3, s. 230–241, 2013.
- [9] Pocius A. V., *Adhesion and adhesives technology: An introduction*. Third edition, Munich: Hanser, 2012.
- [10] Rudawska A., *Wybrane zagadnienia konstytuowania połączeń adhezyjnych jednorodnych i hybrydowych*. Lublin: Politechnika Lubelska, 2013.
- [11] Fic S. B., Adhezja i samoorganizacja struktury materiału w tworzeniu konstrukcji.
 Lublin: Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, 2019.
- [12] Kinloch A. J., The science of adhesion. Part 1. Surface and interfacial aspects. Journal of Materials Science, t. 15, nr 9, s. 2141–2166, 1980.
- [13] Peppas N. A., Adhesion and adhesives: Science and technology. t. 7, nr 3, Dordrecht: Springer Netherlands, 1988.
- [14] Courard L., Bissonnette B., Garbacz A., Fundamental approach for the concept of concrete repair compatibility. Proceedings of the 4th International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR 2015, s. 164, 2016.

- [15] Garbacz A., Courard L., Bissonnette B., A surface engineering approach applicable to concrete repair engineering. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, t. 61, nr 1, s. 73–84, 2013.
- [16] Courard L., Piotrowski T., Garbacz A., *Near-to-surface properties affecting bond strength in concrete repair*. Cement and Concrete Composites, t. 46, s. 73–80, 2014.
- [17] Garbacz A., Courard L., Kostana K., *Characterization of concrete surface roughness and its relation to adhesion in repair systems*. Materials Characterization, t. 56, nr 4-5, s. 281–289, 2006.
- [18] Garbacz A., Piotrowski T., Courard L., *Inżyneria powierzchni betonu. Część 1. Struktura geometryczna powierzchni*. Materiały Budowlane, t. 9, s. 3–7, 2006.
- [19] Santos P. M., Júlio E. N., A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces. Construction and Building Materials, t. 38, s. 912–923, 2013.
- [20] Franczak-Balmas D., Analiza wpływu szorstkości powierzchni styku jako parametru kształtującego nośność styku zespolonych elementów betonowych. Budownictwo i Architektura, t. 16, nr 3, s. 125–134, 2017.
- [21] Derkowski W., Surma M., Composite Action of Precast Hollow Core Slabs With Structural Topping. Technical Transactions, t. 3-B, s. 15–29, 2015.
- [22] Shpenkov G. P., *Friction surface phenomena*. Tribology series,D. Dowson (ed.), Elsevier, t. 29, 1995.
- [23] Walraven J. C., Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. ASCE J Struct Div, t. 107, nr 11, s. 2245–2270, 1981.
- [24] Słowik M., Nośność na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego. Lublin: Politechnika Lubelska, 2016.
- [25] Pundir M., Tirassa M., Fernández Ruiz M., Muttoni A., Anciaux G., Review of fundamental assumptions of the Two-Phase model for aggregate interlocking in cracked concrete using numerical methods and experimental evidence. Cement and Concrete Research, t. 125, s. 1-17, 2019.
- [26] Vecchio F. J., Collins M. P., Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected To Shear. Journal of the American Concrete Institute, t. 83, nr 2, s. 219–231, 1986.
- [27] Santos P. M., Júlio E. N., Shear-Friction: Concept, Codes and New Trends. Codes in Structural Engineering Developments and Needs for International Practice, s. 903–910, 2010.

- [28] Santos P. M., Júlio E. N., Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers.
 8th fib PhD Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark, June 20-23, s. 6, 2010.
- [29] Birkeland P. W., Birkeland H. W., Connections in Precast Concrete Construction. ACI Journal Proceedings, t. 63, nr 3, s. 345–368, 1966.
- [30] Mattock A. H., Hawkins N. M., Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research. PCI Journal, t. 17, nr 2, s. 55–75, 1972.
- [31] Loov R. E., *Design of precast connections*. Paper presented at a seminar organized by Compa International Pte, Ltd. Singapore, 8 p., 1978.
- [32] Walraven J., Frenay J., Pruijssers A., Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members. PCI Journal, t. 32, nr 1, s. 66–84, 1987.
- [33] Randl N., *Investigations on transfer of forces between old and new concrete at different joint roughness*. University of Innsbruck, 1997.
- [34] Randl N., Wicke M., Schubübertragung zwischen alt- und neubeton. Experimentelle untersuchungen, theoretischer hintergrund und bemessungsansatz. Beton-und Stahlbetonbau, t. 95, nr 8, s. 461–473, 2000.
- [35] Santos P. M., Júlio E. N., *Interface shear transfer on composite concrete members*. ACI Structural Journal, t. 111, nr 1, s. 113–121, 2014.
- [36] Franczak-Balmas D., Analiza wpływu wytrzymałości betonów składowych jako czynnika kształtującego nośność niezbrojonego styku zespolonych elementów betonowych. Budownictwo i Architektura, t. 15, nr 4, s. 053–061, 2016.
- [37] Halicka A., Franczak D., Rozwój przyczepności między dwoma betonami w czasie twardnienia betonu. Budownictwo i Architektura, t. 5, s. 5–16, 2009.
- [38] Dybeł P., Wałach D., Evaluation of the Development of Bond Strength between Two Concrete Layers. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, t. 245, nr 3, 2017.
- [39] Sadowski Ł., Stefaniuk D., Hoła J., *The effect of the porosity within the interfacial zone between layers on pull-off adhesion*. Construction and Building Materials, t. 152, s. 887–897, 2017.
- [40] Costa H., Carmo R. N. F., Júlio E., *Influence of lightweight aggregates concrete on the bond strength of concrete-to-concrete interfaces*. Construction and Building Materials, t. 180, s. 519–530, 2018.
- [41] Ebead U., Younis A., *Pull-off characterization of FRCM/Concrete interface*. Composites Part B: Engineering, t. 165, s. 545–553, 2019.

- [42] Pereira E., Medeiros M. H. F. de, Pull Off test to evaluate the compressive strength of concrete: an alternative to Brazilian standard techniques. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, t. 5, nr 6, s. 757–780, 2012.
- [43] Sadowski Ł., Hoła J., New nondestructive way of identifying the values of pull-off adhesion between concrete layers in floors. Journal of Civil Engineering and Management, t. 20, nr 4, s. 561–569, 2014.
- [44] Soetens T., Matthys S., Shear-stress transfer across a crack in steel fibre-reinforced concrete. Cement and Concrete Composites, t. 82, s. 1–13, 2017.
- [45] Abd El Malik Shehata I., Da Conceição Domingues Shehata L., De Mendonça E. C. G., Strength of shear keys used in pre-cast prestressed composite beams. Materials and Structures / Materiaux et Constructions, t. 43, nr 5, s. 675–685, 2010.
- [46] Nowak Wiesław, Analiza przecinania styku dwóch betonów. Kielce: Politechnika Świętokrzyska, 1979.
- [47] Godycki-Ćwirko T., Mechanika betonu. Warszawa: Arkady, 1982.
- [48] Gohnert M., Proposed theory to determine the horizontal shear between composite precast and in situ concrete. Cement and Concrete Composites, t. 22, nr 6, s. 469–476, 2000.
- [49] Zhi Q., Xiong X., Yang W., Liu S., Xiong J., *Experimental study on the shear behavior of precast wall concrete joints with/without dowel reinforcement*. Materials, t. 13, nr 7, s. 1–18, 2020.
- [50] Wichert M., Matz H., Empelmann M., Grouted segment joints for structures made of ultra-high performance concrete. Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete-Innovations in Materials, Design and Structures, t. 27, nr 29, s. 2231–2238, 2019.
- [51] Rama Seshu D., Naik A., A study on the behaviour of interfacial shear bond strength between the concrete layers. Cement, Wapno, Beton, t. 2016, nr 2, s. 86–95, 2016.
- [52] Oettel V., Empelmann M., Structural behavior of profiled dry joints between precast ultra-high performance fiber reinforced concrete elements. Structural Concrete, t. 20, nr 1, s. 446–454, 2019.
- [53] Halicka A., Civil engineering parameters of interface between shrinkable and expansive concrete resulting from their adhesion. Electronic Journal of Polish Agricultural Universities, t. 10, nr 4, 2007.

- [54] Jabłoński Ł., Numerical analyses of concrete composite T-shaped beams with variously arranged interface. Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, s. 441–448, 2018.
- [55] Jabłoński Ł., Halicka A., Influence of surface based cohesive parameters on static performance of concrete composite T-shaped beams. MATEC Web of Conferences, t. 262, s. 1-7, 2019.
- [56] Halicka A., Influence new-to-old concrete interface qualities on the behaviour of support zones of composite concrete beams. Construction and Building Materials, t. 25, nr 10, s. 4072–4078, 2011.
- [57] Sadowski G., Wydra M., Porównanie metod badawczych stosowanych w analizie procesu zarysowania belki zespolonej. ACTA SCIENTIARUM POLONORUM - Architectura, t. 18, nr 1, s. 3–12, 2019.
- [58] Sadowski G., Wiliński P., Badanie wpływu ukształtowania styku na ugięcie żelbetowych belek zespolonych. Inżynieria i Budownictwo, t. 73, nr 4, s. 206–210, 2017.
- [59] Ranjbar N., Behnia A., Chai H. K., Alengaram J., Jumaat M. Z., Fracture evaluation of multi-layered precast reinforced geopolymer-concrete composite beams by incorporating acoustic emission into mechanical analysis. Construction and Building Materials, t. 127, s. 274–283, 2016.
- [60] Halicka A., Jabłoński Ł., Styk między betonami układanymi w różnym czasie parametry i nośność według fib Model Code 2010. Inżynieria i Budownictwo, t. 71, nr 7, s. 346–350, 2015.
- [61] Fekas K., Moretti M., Shear resistance of interfaces between existing and new RC elements. CESARE'14 International Conference Civil Engineering for Sustainability and Resilience, s. 9, 2013.
- [62] Kwon S. J., Yang K. H., Mun J. H., Mechanical Model for Shear Friction Capacity of Concrete at Construction Joints. Advances in Materials Science and Engineering, t. 2018, 2018.
- [63] Gołdyn M., Urban T., *Experimental investigations on interface between ordinary and lightweight aggregate concretes cast at different times*. Materials, t. 14, nr 7, 2021.
- [64] Wieneke K. M., *Horizontal Shear Design of Concrete Interfaces in Beam and Slab Structures*. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2019.
- [65] Soltani M., Interface shear transfer in reinforced concrete members: code evaluation, modeling, and testing. Clemson University, 2016.

- [66] Kucharczuk W., Labocha S., Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków.Wyd. I. Warszawa: Arkady, 2007.
- [67] Kucharczuk W., Labocha S., Analysis of the resistance and the stiffness of the composite beams, depending on the degree of shear connection. Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, t. XXX, nr 60 (2/13), s. 175–188, 2013.
- [68] Szmigiera E., Grzeszykowski B., Niedośpiał M., Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych. Cz. 1, Elementy zginane. Wyd. I. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2019.
- [69] Grzeszykowski B., Szmigiera E., *Nonlinear Longitudinal Shear Distribution in Steel-Concrete Composite Beams*. Archives of Civil Engineering, t. 65, nr 1, s. 65–82, 2019.
- [70] Niedośpiał M. L., Grzeszykowski B., Szmigiera E., Projektowanie stropów zespolonych na blachach fałdowych według Eurokodu 4. Przewodnik Projektanta, t. 1, nr 1, s. 10–15, 2018.
- [71] Zhao B., Kruppa J., *Fire resistance of composite slabs with profiled steel sheet and of composite steel concrete beams. Part 2: Composite beams.* Publications Office, 1997.
- [72] Nguyen X. T., Park J. S., Inelastic Strength for Fire Resistance of Composite I-Beam Covered by Insulation Material Subjected to Basic Loading Condition. Metals, t. 11, nr 5, s. 739, 2021.
- [73] Starosolski W., Stropy prefabrykowane i zespolone. Ustroń: XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, s. 1-51, 2002.
- [74] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2 tom 1.
 Wyd. XII. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2007.
- [75] Zając J., Drobiec Ł., Jasiński R., Wieczorek M., Kisiołek A., Experimental Tests of the Vector II Slab in Field Conditions, Slab and Strip Model. Civil and Environmental Engineering Reports, t. 31, nr 1, s. 54–69, 2021.
- [76] Deryło P., Wymiana stropów. Wiadomości Konserwatorskie, nr 47, s. 141–147, 2016.
- [77] Drobiec Ł., Pająk Z., Stropy z drobnowymiarowych elementów. Wyd. II. Gliwice:
 Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2011.
- [78] Merlet J. D., Avis Technique 3/97-305. Rector, 2001.
- [79] Derkowski W., Cholewicki A., Niesyczyński M., Skupień P., Prefabrykacja: jakość, trwałość, różnorodność. Z. 3, Obiekty kubaturowe mieszkalne i inne, w których głównym układem konstrukcyjnym są ściany. Warszawa: Stowarzyszenie Producentów Betonów, 2017.
- [80] Guiraud J., Turski P., Poradnik projektanta. Technobeton, 2004.

- [81] Derkowski W., Walczak R., Innowacje w stropach betonowych. Szczyrk: XXXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, s. 555–594, 2019.
- [82] Jabłoński Ł., Halicka A., Influence of the interface reinforcement on static performance of concrete composite T-shaped beams. Budownictwo i Architektura, t. 19, nr 3, s. 063–076, 2020.
- [83] Fang Z., Jiang H., Liu A., Feng J., Chen Y., Horizontal Shear Behaviors of Normal Weight and Lightweight Concrete Composite T-Beams. International Journal of Concrete Structures and Materials, t. 12, nr 1, 2018.
- [84] Sadowska-Buraczewska B., Studium pracy konstrukcji warstwowych ukształtowanych z betonów o znacznie różniących się charakterystykach materiałowych. Białystok: Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej, 2017.
- [85] Boccadoro L., Steiger R., Zweidler S., Frangi A., Analysis of shear transfer and gap opening in timber-concrete composite members with notched connections. Materials and Structures / Materiaux et Constructions, t. 50, nr 5, 2017.
- [86] Zhang L., Chui Y. H., Numerical Study of the Geometry Effect of Notched Connections in Mass Timber Panel-Concrete Composite Floors. Modular and Offsite Construction (MOC) Summit Proceedings, s. 587–596, 2019.
- [87] Khelil A., Kiniagi C., Boissire R., *Development of new wood-concrete connectors*.IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, t. 652, nr 1, s. 1-5, 2019.
- [88] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych tom IV.
 Wyd. I. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2012.
- [89] Lewicki B., Konstrukcje budynków z prefabrykatów wielkowymiarowych. Zasady projektowania z przykładami obliczeń. Wyd. I. Warszawa: Arkady, 1993.
- [90] Sørensen J. H., Herfelt M. A., Hoang L. C., Muttoni A., *Test and lower bound modeling of keyed shear connections in RC shear walls*. Engineering Structures, t. 155, s. 115–126, 2018.
- [91] Sørensen J. H., Hoang L. C., Olesen J. F., Fischer G., Test and analysis of a new ductile shear connection design for RC shear walls. Structural Concrete, t. 18, nr 1, s. 189–204, 2017.
- [92] Tran A., Calculation and study of variable connections for precast concrete wall against shear forces in different load categories and consequence classes. HÄME University of Applied Sciences, 2020.
- [93] Kang J. Y., Park J. S., Jung W. T., Keum M. S., Connection between Concrete Layers with Different Strengths. Engineering, t. 07, nr 07, s. 365–372, 2015.

- [94] Jiang H., Shao T., Fang Z., Xiao J., Hu Z., Shear-friction behavior of grooved construction joints between a precast UHPC girder and a cast-in-place concrete slab. Engineering Structures, t. 228, s. 1-12, 2021.
- [95] Jang H. O., Lee H. S., Cho K., Kim J., Numerical and experimental analysis of the shear behavior of ultrahigh-performance concrete construction joints. Advances in Materials Science and Engineering, t. 2018, 2018.
- [96] Jang, H. O., Lee, H. S., Cho, K., Kim, J., Experimental study on shear performance of plain construction joints integrated with ultra-high performance concrete (UHPC). Construction and Building Materials, t. 152, s. 16–23, 2017.
- [97] Mohamad M. E., Ibrahim I. S., Abdullah R., Abd. Rahman A. B., Kueh A. B. H., Usman J., *Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond*. Cement and Concrete Composites, t. 56, s. 1–14, 2015.
- [98] Al-Fasih M. Y., Mohamad M. E., Ibrahim I. S., Ahmad Y., Ariffin M. A. M., Sarbini N. N., Mohamed R. N., Kueh A. B. H., *Experimental and numerical evaluations* of composite concrete-to-concrete interfacial shear strength under horizontal and normal stresses. PLoS ONE, t. 16, nr 5, s. 1–16, 2021.
- [99] Sadowski G., Wiliński P., Badania i analiza efektywności połączeń w płaszczyźnie styku w elementach betonowanych dwuetapowo. Raport z grantu: 504/02439/7191/42.000100. Płock: Politechnika Warszawska, s. 31, 2016.
- [100] Sørensen J. H., Design and modeling of structural joints in precast concrete structures. Technical University of Denmark, Department of Civil Engineering, 2018.
- [101] Xia J., Shan K. Y., Wu X. H., Gan R. L., Jin W. L., *Shear-friction behavior of concrete-to-concrete interface under direct shear load*. Engineering Structures, t. 238, 2021.
- [102] Kim Y. J., Chin W. J., Jeon S. J., Interface shear strength at various joint types in high-strength precast concrete structures. Materials, t. 13, nr 19, s. 1–19, 2020.
- [103] Jabłoński Ł., Halicka A., Wpływ zbrojenia styku na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym. Budownictwo i Architektura, t. 19, nr 3, s. 63–76, 2020.
- [104] Sadowski G., Wiliński P., Halicka A., Analysis of the Shear Resistance in the Indented Interface Between Two Concrete Parts of Concrete Composite Beam. Civil and Environmental Engineering Reports, t. 31, nr 1, s. 93–105, 2021.
- [105] GOM a ZEISS Company, GOM Corellate. [online:] http://www.gom.com/3dsoftware/gom-correlate/download.html. [dostęp: 15.12.2019].
- [106] Szczecina M., Tworzewski P., Uzarska I., Numerical Modeling of Reinforced Concrete Beams, Including the Real Position of Reinforcing Bars. Structure and Environment, t. 10, nr 1, s. 28–38, 2018.
- [107] Aggelis D. G., Verbruggen S., Tsangouri E., Tysmans T., Van Hemelrijck D., Characterization of mechanical performance of concrete beams with external reinforcement by acoustic emission and digital image correlation. Construction and Building Materials, t. 47, s. 1037–1045, 2013.
- [108] Tsangouri E., Aggelis D. G., Van Tittelboom K., De Belie N., Van Hemelrijck D., Detecting the activation of a self-healing mechanism in concrete by acoustic emission and digital image correlation. The Scientific World Journal, t. 2013, 2013.
- [109] Kowalewski Z. L., Dietrich L., Kopeć M., Szymczak T., Nowoczesne systemy optyczne w badaniach mechanicznych - budowa, działanie, zastosowanie. XXII seminarium Nieniszczące badania materiałów, s. 16–18, Zakopane, 2016.
- [110] Krawczyk Ł., Gołdyń M., Urban T., O niedokładnościach systemów cyfrowej korelacji obrazu. Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture, t. XXXIV, s. 259–270, 2017.
- [111] Shah S. G., Kishen J. M. C., Fracture Properties of Concrete-Concrete Interfaces Using Digital Image Correlation. Experimental Mechanics, t. 51, nr 3, s. 303–313, 2011.
- [112] Mishima T., Suzuki A., Shinoda Y., Maekawa K., Nonelastic behavior of axial reinforcement subjected to axial and slip deformation at the crack surface. ACI Structural Journal, t. 92, nr 3, s. 380–385, 1995.
- [113] Zienkiewicz O. C., Metoda elementów skończonych. Wyd. I. Warszawa: Arkady, 1972.
- [114] Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., *The Finite Element Method: Solid mechanics*. 5th ed., t. 3. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000.
- [115] Liu G. R., Quek S. S., Finite Element Method: A Practical Course. Oxford: Elsevier Science & Technology, 2003.
- [116] Drucker D. C., *A Definition of Stable Inelastic Material*. Journal of Applied Mechanics,
 t. 26, nr 81, s. 101–106, 1959.
- [117] Drucker D. C., Prager W., Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of Applied Mathematics, t. 10, nr 2, s. 157–165, 1952.
- [118] Szwed A., Kamińska I., Rozszerzony potencjał plastyczny Druckera-Pragera do modelowania gruntów i betonu. Technika Transportu Szynowego, t. 12, s. 129–134, 2017.

- [119] Majewski S., *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2003.
- [120] Jabłoński Ł., Wpływ parametrów styku na pracę statyczną żelbetowych belek zespolonych o przekroju teowym. Lublin: Politechnika Lubelska, 2022.
- [121] Dassault Systèmes Simulia, Abaqus 6.14. Abaqus 6.14, 2014.
- [122] Kupfer H., Das verhalten des betons tinter zweiachsiger beanspruchun. Techn. Hochsch. Munchen, Lehrstuhl Massivbau Ber., t. 18, 1969.
- [123] Earij A., Alfano G., Cashell K., Zhou X., Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation. Engineering Failure Analysis, t. 82, s. 92–115, 2017.
- [124] Kmiecik P., Kamiński M., Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Archives of Civil and Mechanical Engineering, t. 11, nr 3, s. 623–636, 2011.
- [125] Jankowiak I., Madaj A., Stalowo-betonowy dźwigar zespolony z rozciąganą płytą betonową. Inżynieria i Budownictwo, t. 67, nr 12, s. 667–671, 2011.
- [126] Demir A., Ozturk H., Edip K., Stojmanovska M., Bogdanovic A., Effect of Viscosity Parameter on the Numerical Simulation of Reinforced Concrete Deep Beam Behavior. The Online Journal of Science and Technology, t. 8, nr 3, s. 50–56, 2017.
- [127] Grzeszykowski B., Niedośpiał M. L., Golubińska A. J., Analiza numeryczna płyty stropu zespolonego stalowo-betonowego w sąsiedztwie węzła podatnego. [w]: Beton i konstrukcje z betonu badania. Pod. red.: Szmigiera E., Łukowski P., Jemioło S., Warszawa: Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, s. 213–226, 2015.
- [128] Śledziewski K., *Studium zachowania zespolonej belki ciągłej z uwzględnieniem zarysowania płyty*. Lublin: Politechnika Lubelska, 2016.
- [129] Wang T., Hsu T. T. C., Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. Computers and Structures, t. 79, nr 32, s. 2781–2791, 2001.
- [130] Sadowski G., Wiliński P., Halicka A., Composite beams with indented construction joint

 comparison of results of laboratory tests and numerical analysis. Budownictwo
 i Architektura, t. 19, nr 4, s. 031–042, 2020.
- [131] Martin O., Comparison of different Constitutive Models for Concrete in ABAQUS / Explicit for Missile Impact Analyses. Publications Office of the European Union, 2010.
- [132] Kamiński K., Bezpieczeństwo projektowania sprężonych, gęstożebrowych stropów zespolonych w świetle przepisów normowych, na przykładzie pewnego rozwiązania.
 Kraków: Konferencja naukowo-techniczna Konstrukcje sprężone, s. 165–168, 2015.

- [133] Hoła J., Sadowski Ł., Problem wielkoskalowego podejścia do oceny zespolenia warstw betonowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo, t. 173, nr 23, s. 116–125, 2018.
- [134] Gromysz K., Modelling the influence of composite stiffness on energy dissipation in reinforced composite concrete floors. Archives of Civil Engineering, t. 58, nr 1, s. 71–96, 2012.
- [135] Gromysz K., Verification of the damping model vibrations of reinforced concrete composite slabs. Procedia Engineering, t. 57, s. 372–381, 2013.
- [136] Gromysz K., Estimation of stiffness and energy dissipation for the models of reinforcedconcrete composite slabs based on the investigations of statically loaded slabs. Archives of Civil Engineering, t. 58, nr 3, s. 259–292, 2012.

Normy

- [N1] PN-EN 1992-1-1:2008. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N2] PN-B-03264:2002. *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N3] American Concrete Institute (ACI). Building code requirements for structural concrete. ACI 318-14, Farmington Hills, 2014.
- [N4] American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO). AASHTO
 LRFD bridge construction specifications. 7th Edition, Washington, 2014.
- [N5] PN-EN 206+A2:2021-08. Beton Wymagania, właściwości użytkowe, produkcja i zgodność.
- [N6] PN-EN 12615:2000. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych -Metody badań - Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie.