

POLITECHNIKA KOSZALIŃSKA

WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I GEODEZJI Katedra Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu

mgr inż. Marek Ziarkiewicz

ROZPRAWA DOKTORSKA

Doświadczalna ocena wybranych metod wymiarowania belek z fibrokompozytu drobnokruszywowego

Promotor:

dr hab. inż. Wiesława Głodkowska, prof. PK

KOSZALIN 2018

SPIS TREŚCI

STR	ESZCZENIE	4
SUN	IMARY	5
WY.	KAZ WAŻNIEJSZYCH SKRÓTÓW I OZNACZEŃ	6
1,	WPROWADZENIE	11
2.	GENEZA, PRZEDMIOT, CEL I TEZY PRACY	13
3.	STAN ZAGADNIENIA W ZAKRESIE PRZEDMIOTU PRACY	16
3.1.	Ogólna charakterystyka fibrobetonów	16
3.2.	Charakterystyka fibrokompozytu drobnokruszywowego użytego w badaniach	24
3.3.	Nośność na zginanie przekrojów fibrobetonowych	30
3.3	.1. Związki konstytutywne fibrobetonu w strefie ściskanej	30
3.3	.2. Związki konstytutywne fibrobetonu w strefie rozciąganej	31
3.3	.3. Związki konstytutywne dla stali zbrojenia konwencjonalnego	34
3.3	.4. Nośność na zginanie przekrojów fibrobetonowych wg RILEM TC 162- TDF oraz FIB Model Code 2010	35
3.4.	Stany graniczne użytkowalności belek fibrobetonowych	48
3.4	1. Zarysowanie belek fibrobetonowych	48
3.4	.2. Ugięcie belek fibrobetonowych	63
4.	PROGRAM I ZAKRES BADAŃ	83
4.1.	Charakterystyka użytych materiałów	84
4.2.	Wykonanie i pielęgnacja elementów próbnych	84
4.2	.1. Elementy próbne badań wiodących	84
4.2	.2. Elementy próbne badań uzupełniających	89
5.	METODYKA BADAŃ	91
5.1.	Badania uzupełniające - właściwości techniczne materiałów	91
5.2.	Badania wiodące - nośność i użytkowalność belek zginanych	95
6.	ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ	102
6.1.	Badania uzupełniające	102
6.1	.1. Wytrzymałość na ściskanie fibrokompozytu	102
6.1	.2. Granica proporcjonalności i wytrzymałości resztkowe	103
6.1	.3. Cechy wytrzymałościowe stali zbrojeniowej	107
6.2.	Badania wiodące	108
6.2	.1. Fazy pracy zginanych belek	108
6.2	.2. Nośność na zginanie	110
6.2	.3. Zarysowanie	119

6.2	.4. Ugięcie	132
7.	PROPOZYCJA WYMIAROWANIA ZGINANYCH ELEMENTÓW WYKONANYCH Z DROBNOKRUSZYWOWEGO	
	FIBROKOMPOZYTU	142
8.	PODSUMOWANIE I WNIOSKI	157
9.	BIBLIOGRAFIA	160

SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

Załącznik Z1. Charakterystyka stali zbrojenia konwencjonalnego

Załącznik Z2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie kompozytu z włóknami i bez włókien wraz z parametrami analizy statystycznej

Załącznik Z3. Wyniki badań granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych wraz z parametrami analizy statystycznej

Załącznik Z4. Wyniki badań stali zbrojenia konwencjonalnego

Załącznik Z5. Zarysowanie badanych belek

Załącznik Z6. Wyniki pomiarów ugięcia badanych belek

STRESZCZENIE

Doświadczalna ocena wybranych metod wymiarowania belek z fibrokompozytu drobnokruszywowego

Jednym z rodzajów fibrobetonu jest fibrokompozyt drobnokruszywowy opracowany w Katedrze Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu Politechniki Koszalińskiej. Opracowanie tego materiału miało na celu zagospodarowanie kruszywa drobnego, które stanowi odpad po procesie hydroklasyfikacji w lokalnych kopalniach. Wysokie parametry wytrzymałościowe tego materiału, takie jak wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie i wytrzymałości resztkowe sugerują, że materiał ten może być stosowany do wykonywania elementów konstrukcyjnych. Analiza stanu zagadnienia wykazała jednak, że istnieją uzasadnione wątpliwości co do poprawności aktualnych metod projektowania zginanych elementów fibrobetonowych.

Przedmiotem niniejszej dysertacji jest fibrokompozyt drobnokruszywowy na bazie kruszywa odpadowego z zawartością włókien stalowych stanowiącą 1,2% objętości kompozytu (94,5 kg/m³), wykorzystany jako materiał konstrukcyjny. Celem jest ocena metod wymiarowania zginanych elementów fibrobetonowych wg RILEM TC-162-TDF oraz prenormy Model Code 2010, z uwagi na międzynarodowy charakter tych przepisów, pod kątem możliwości zastosowania tych metod do projektowania zginanych elementów wykonanych z fibrokompozytu na bazie kruszyw odpadowych.

Realizację celu niniejszej rozprawy umożliwiło przeprowadzenie badań eksperymentalnych, które podzielono na badania wiodące i uzupełniające. Zakres badań wiodących obejmował pomiar siły obciążającej, ugięć, odkształceń prętów zbrojenia rozciąganego oraz odkształceń obu powierzchni bocznych zginanych belek w skali naturalnej. Zakres badań uzupełniających obejmował wyznaczenie wytrzymałości na ściskanie użytego kompozytu, granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych. Zakres badań prętów zbrojeniowych obejmował wyznaczenie granicy plastyczności, modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie.

Analiza teoretyczna obejmowała ocenę wpływu włókien stalowych na moment uplastycznienia zbrojenia rozciąganego oraz nośność na zginanie badanych belek. W aspekcie stanu granicznego użytkowalności przeanalizowano wpływ włókien na moment rysujący, końcowy rozstaw rys, szerokość rozwarcia rys oraz ugięcia badanych belek. Wyniki badań potwierdziły korzystny wpływ włókien stalowych na nośność i użytkowalność badanych belek, przez co udowodniono pierwszą tezę rozprawy doktorskiej. Następnie obliczono wszystkie analizowane wielkości metodami wg RILEM TC 162-TDF, wg fib Model Code 2010 oraz wg propozycji innych autorów, a następnie porównano wyniki tych obliczeń z wartościami eksperymentalnymi. Przeprowadzona analiza wykazała, że metody te nie opisują poprawnie momentu uplastycznienia zbrojenia rozciąganego i nośności na zginanie oraz szerokości rozwarcia rys.

Bazując na spostrzeżeniach własnych oraz innych badaczy uznano, że przyjmowanie do obliczeń średnich wartości wytrzymałości resztkowych jest przyczyną zaistniałych rozbieżności. W rezultacie zaproponowano współczynniki korekcyjne dla wytrzymałości resztkowych, po uwzględnieniu których wyniki obliczeń momentu uplastycznienia zbrojenia rozciąganego, nośności na zginanie i szerokości rozwarcia rys wg analizowanych metod znacznie lepiej odpowiadały wartościom eksperymentalnym. Ponadto zaproponowano własną propozycję obliczania ugięć, bazującą na Model Code 2010 i EC2. Poprawność zaproponowanych współczynników korekcyjnych potwierdzono także dla wyników badań eksperymentalnych innych autorów. Ostatecznie uzyskano potwierdzenie drugiej tezy rozprawy doktorskiej o możliwości projektowania belek wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego w oparciu o metody wg RILEM i Model Code 2010 z uwzględnieniem zaproponowanych współczynników korekcyjnych.

Rozprawa doktorska liczy 237 stron, w tym załączniki stanowią 65 stron, zawiera 92 rysunków i 40 tablic, wykaz literatury obejmuje łącznie 226 pozycji.

SUMMARY

Experimental evaluation of selected design methods of Steel Fiber Reinforced Waste Sand Concrete Beams

One type of fiber-reinforced concrete is Steel Fiber Reinforced Waste Sand Concrete (SFRWSC), which has been developed in the Department of Concrete Structures and Concrete Technology at Koszalin University of Technology. This composite has been created primarily to manage waste fine aggregate remaining after hydroclassification process in local mines. High parameters of strength in SFRWSC, namely compressive and tensile strengths as well as residual strengths, show that this composite can be used in the production of construction elements. However, an in-depth analysis raised justified doubts regarding the correctness of the current methods used for designing bending elements made from SFRWSC.

The object of this dissertation is SFRWSC with the volume content of steel fibers equal to 1.2% (94,5 kg/m³), which is used as construction material. The aim of the research is to evaluate the methods used for designing elements from fiber-reinforced concrete in accordance with RILEM TC-162-TDF and Model Code 2010 with a view to applying them, considering the international character of these regulations, to designing bending elements made from SFRWSC.

The aim of this dissertation was attained by means of an experimental investigation which was divided into main and supplementary investigation. The main investigation measured load force, deflections, tensile reinforcement strains and strains of full-scale beams' both lateral surfaces whereas compressive strength of the used composite, limit of proportionality as well as residual strengths were determined in the supplementary investigation. The research on reinforcement bars determined modulus of elasticity, yield stress and tensile strength.

The theoretical analysis evaluated the influence of steel fibers on tensile reinforcement's yielding moment and ultimate moment capacity of the tested beams. As regards serviceability limit state, the influence of fibers on cracking moment, final crack spacing, crack width and deflection of the tested beams was analysed. The research results confirmed the beneficial influence of steel fibers on load bearing capacity and serviceability of the tested beams, which proved the first thesis of the doctoral dissertation. Next, all the values subject to analysis were calculated in accordance with RILEM TC 162-TDF and fib Model Code 2010 as well as according to propositions by other authors. The results of these calculations were then compared with the experimental values. The analysis revealed that tensile reinforcement's yielding moment, ultimate moment capacity and crack width were not described correctly by the abovementioned methods.

The author's observations as well as other researchers' opinions led to a conclusion that assuming average values of residual strengths in calculations explained the disagreement. Therefore, correction factors for residual strengths were proposed to make calculation results of tensile reinforcement's yielding moment, ultimate moment capacity and crack width correspond more closely to the experimental values. Moreover, the author proposed his own method for calculating deflections based on Model Code 2010 and EC2. The correctness of the proposed correction factors was also confirmed for the experimental research results obtained by other authors. Finally, the second thesis of the dissertation regarding the possibility of designing beams made from SFRWSC in accordance with RILEM and Model Code 2010 methods which take the proposed correction factors into account, was confirmed.

The doctoral dissertation is 237 pages long and it contains 92 figures and 40 tables. The list of literature includes 226 items and the attachments count 65 pages.

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH SKRÓTÓW, SYMBOLI I OZNACZEŃ

Skróty

ACI	American Concrete Institute (Amerykański Instytut Betonu)
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement (przemieszczenie krawędzi rozwarcia
	rysy)
EC2	PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu.
	Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
FRC	Fiber Reinforced Concrete (Beton modyfikowany włóknami)
IAE	Integral absolute error (całkowity błąd bezwzględny), [%]
ITB	Instytut Techniki Budowlanej
MC2010	Pre-norma Konstrukcji Betonowych. fib Model Code 2010
RILEM	International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and
	Structures (Międzynarodowa Unia Laboratoriów Badawczych dla
	Materiałów i Konstrukcji)
SFRC	Steel Fiber Reinforced Concrete (Beton modyfikowany włóknami
	stalowymi)
SGU	Stan graniczny użytkowalności
SGN	Stan graniczny nośności

Symbole i oznaczenia

Małe litery łacińskie

a	ugięcie, [mm]
a_0	ugięcie belek bez włókien, [mm]
<i>a</i> ₂	odległość od środka ciężkości zbrojenia ściskanego do krawędzi ściskanej przekroju, [mm]
a_f	ugięcie belek z włóknami, [mm]
b	szerokość przekroju zginanego, [mm]
с	grubość otuliny zbrojenia, [mm]
d	wysokość użyteczna przekroju, [mm]
d_f	średnica włókien, [mm]
f _{0,5}	naprężenia resztkowe w strefie rozciąganej w chwili, gdy szerokość rysy wynosi 0,5 mm, [N/mm ²]
f _{c,cyl}	wytrzymałość na ściskanie określona na próbkach walcowych, [N/mm ²]
f _{c,cube}	wytrzymałość na ściskanie określona na próbkach sześciennych, [N/mm ²]

f_{cd}	obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie, [N/mm ²]
f_{ck}	charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie, [N/mm ²]
f_{ct}	wytrzymałość betonu na rozciąganie, [N/mm ²]
$f_{ct,sp}$	wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu, [N/mm ²]
$f^{f}_{\scriptscriptstyle ct,L}$	granica proporcjonalności fibrobetonu, [N/mm ²]
f_{eq}	wytrzymałość ekwiwalentna fibrobetonu, [N/mm ²]
f_{fcm}	średnia wytrzymałość fibrobetonu na ściskanie, [N/mm ²]
$f_{fctm,fl}$	średnia wytrzymałość fibrobetonu na rozciąganie przy zginaniu, [N/mm ²]
$f_{Ft,2,5}$	naprężenia resztkowe odpowiadające rozwartości rysy równej 2,5 mm, [N/mm ²]
f_{Fts}	resztkowa wytrzymałość w stanie użytkowalności (wytrzymałość po zarysowaniu do oceny rozwartości rysy w stanie użytkowalności), [N/mm ²]
f_{Ftsd}	obliczeniowa resztkowa wytrzymałość w stanie użytkowalności (wytrzymałość po zarysowaniu do oceny rozwartości rysy w stanie użytkowalności), [N/mm ²]
f_{Ftu}	graniczna resztkowa wytrzymałość (wytrzymałość po zarysowaniu do oceny rozwartości rysy w stanie nośności), [N/mm ²]
f_{Ftud}	obliczeniowa graniczna resztkowa wytrzymałość (wytrzymałość po zarysowaniu do oceny rozwartości rysy w stanie nośności), [N/mm ²]
f_{Ri}	wytrzymałości resztkowe, [N/mm ²]
f_{Rmi}	średnia wytrzymałość resztkowa, [N/mm ²]
f_t	wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej, [N/mm ²]
f_y	granica plastyczności stali zbrojeniowej, [N/mm ²]
h _{sp} , h	wysokość przekroju zginanego, [mm]
k	współczynnik jednorodności, [-]
l_{cs}	długość charakterystyczna, [mm]
l_f	długość włókien, [mm]
l _{s,max}	długość odcinka, na którym zachodzi poślizg między betonem a prętem zbrojeniowym, [mm]
n	stosunek modułów sprężystości stali zbrojeniowej i fibrobetonu, [-]
S	odchylenie standardowe, [N/mm ²]
S _{r,max}	maksymalny rozstaw rys, [mm]
S _{r,max,obl}	teoretyczny maksymalny rozstaw rys, [mm]
S _{rm}	średni rozstaw rys, [mm]
S _{rm,obl}	teoretyczny średni rozstaw rys, [mm]
W	szerokość rozwarcia rysy, [mm]
<i>W_{max}</i>	maksymalna szerokość rozwarcia rysy, [mm]
<i>W_{min}</i>	minimalna szerokość rozwarcia rysy, [mm]
W _{sr}	średnia szerokość rozwarcia rys, [mm]

- *w_u* graniczna szerokość rozwarcia rysy, [mm]
- *y* wysokość strefy rozciąganej, [mm]
- \overline{x} wartość średnia, [N/mm²]
- x_{min} wartość minimalna, [N/mm²]

Duże litery łacińskie

- A_e efektywne pole powierzchni strefy rozciąganej przekroju betonowego, [mm²]
- A_s pole przekroju rozciąganych prętów zbrojeniowych, [mm²]
- *B* sztywność zginanej belki żelbetowej, [kNm²]
- *E* moduł sprężystości, [N/mm²]
- E_c moduł sprężystości matrycy betonowej, [N/mm²]
- E_{cm} średni moduł sprężystości betonu, [N/mm²],
- E_f moduł sprężystości włókien, [N/mm²]
- E_s moduł sprężystości stali zbrojeniowej, [N/mm²]
- G_F energia pękania betonu niezbrojonego, [J]
- *I* moment bezwładności przekroju, [m⁴]
- I_e efektywny moment bezwładności przekroju betonowego, określony zgodnie z ACI Building Code 318, [m⁴]
- *I*_g moment bezwładności niezarysowanego przekroju betonowego (przy pominięciu prętów zbrojeniowych), [m⁴]
- *I_{cr}* moment bezwładności zarysowanego przekroju betonowego, [m⁴]
- J_I moment bezwładności żelbetowego przekroju zginanego w fazie I, $[m^4]$
- J_{II} moment bezwładności żelbetowego przekroju zginanego w fazie II, [m⁴]
- K współczynnik orientacji, uwzględniający reprezentatywność elementów na których określa się wytrzymałości resztkowe f_{Ri} w stosunku do projektowanej konstrukcji i warunków wykonawstwa, [-]
- L rozpiętość belki, [m]
- M moment zginający, [kNm]
- *M_{Ed}* obliczeniowy moment zginający w stanie granicznym nośności, [kNm]
- *M_{cr}* moment rysujący, [kNm]
- *M_{cr,obl}* teoretyczny moment rysujący, [kNm]
- *M_y* moment zginający odpowiadający uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego, [kNm]
- $M_{y,obl}$ teoretyczny moment zginający odpowiadający uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego, [kNm]
- M_u nośność na zginanie, [kNm]
- $M_{u,obl}$ teoretyczna nośność na zginanie, [kNm]

N_{Ed} obliczeniowa siła podłużna w stanie granicznym nośności, [kN]

V_f objętościowa zawartość włókien, [%]

Małe litery greckie

stosunek modułów sprężystości stali i betonu E_s/E_c , [-] α_e współczynnik określający relację maksymalnej szerokości rozwarcia rysy do β średniej, [-] częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla fibrobetonu, [-] γ_F δ poślizg pomiędzy betonem a prętem zbrojeniowym, [mm] Е odkształcenie, [-] odkształcenie betonu przy ściskaniu, [-] $\mathcal{E}_{\mathcal{C}}$ średnie odkształcenia betonu na odcinku $l_{s,max}$, [-] \mathcal{E}_{cm} odkształcenie betonu wskutek skurczu swobodnego, [-] \mathcal{E}_{CS} odkształcenie graniczne betonu przy ściskaniu, [-] \mathcal{E}_{cu} średnie odkształcenie powierzchni fibrobetonu, mierzone przez rysy, [-] ε_m średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych, [-] \mathcal{E}_{sm} odkształcenie odpowiadające wytrzymałości resztkowej f_{Fts} , [-] *ESGU* odkształcenie odpowiadające wytrzymałości resztkowej f_{Ftu} , [-] ESGN graniczne odkształcenie stali przy rozciąganiu, [-] \mathcal{E}_{su} odkształcenie betonu przy rozciaganiu, [-] \mathcal{E}_t odkształcenie graniczne betonu przy rozciąganiu, [-] ε_{tu} odkształcenie graniczne stali zbrojeniowej, [-] $\mathcal{E}_{\mathcal{U}}$ współczynnik uwzględniający efekt usztywnienia przy rozciąganiu, obliczany ζ zgodnie z Eurokodem 2, [-] współczynnik orientacji włókien, [-] η_f współczynnik skali wg RILEM, [-] κ_h wskaźnik zmienności, [%] v gęstość pozorna w stanie suchym, [kg/m³] ρ objętościowa zawartość włókien, [-] ρ_f efektywny stopień zbrojenia, [-] $ho_{p,eff}$ stosunek pola przekroju zbrojenia zawartego wewnątrz efektywnego pola ρ_r przekroju strefy rozciąganej, [-] naprężenie, [N/mm²] σ naprężenie ściskające w betonie, [N/mm²] σ_c naprężenia resztkowe przenoszone przez zarysowany fibrobeton, [N/mm²]. σ_f naprężenie w stali zbrojeniowej, [N/mm²] σ_s

- σ_{sr} naprężenia w zbrojeniu rozciąganym, obliczane w przekroju przez rysę, dla obciążenia powodującego zarysowanie, [N/mm²]
- σ_t naprężenie rozciągające w betonie, [N/mm²]
- τ_{max} maksymalne naprężenia przyczepności stali i betonu, [N/mm²]
- τ_{bms} naprężenia przyczepności stali do betonu, [N/mm²]
- ϕ średnica pręta, [mm],
- ϕ_I krzywizna zginanej belki w fazie niezarysowanej, [1/mm]
- ϕ_{II} krzywizna zginanej belki w fazie zarysowanej, [1/mm]
- ϕ_{mean} krzywizna zginanej belki z uwzględnieniem efektu usztywnienia zbrojenia rozciąganego, [1/mm]
- χ krzywizna belki zginanej, [1/mm]

Duże litery greckie

 Δl wydłużenie próbki rozciąganej, [mm]

1 WPROWADZENIE

Beton zwykły jest powszechnie wykorzystywanym materiałem konstrukcyjnym. Zapotrzebowanie na ten materiał na świecie jest ogromne i stale wzrasta. Podstawowym składnikiem betonu zwykłego jest kruszywo grube, które stanowi około 50% objętości mieszanki betonowej [89]. Pozostałe składniki do kruszywo drobne (około 20%), cement, woda, dodatki i domieszki. Taki skład optymalnej mieszanki betonowej sprawia, iż niekiedy kruszywo grube (jako składnik podstawowy) staje się towarem deficytowym, szczególnie w rejonach, w których naturalne złoża tego kruszywa są niewielkie. Do takich rejonów zalicza się niewatpliwie obszar północnej Polski. Przyjmuje się, że złoża kruszywa grubego w tym rejonie wynoszą około 4% ogółu złóż krajowych [111]. Występują one w postaci mieszaniny kruszywa drobnego i grubego. Oddzielenie frakcji drobnych od grubych wymaga zastosowania procesu technologicznego zwanego hydroklasyfikacja. Efektem tego procesu jest pozostawienie hałd wypłukanego kruszywa w postaci piasku pozbawionego frakcji grubych. W rejonie Pomorza kruszywo grube wciąż eksploatowane jest w ten sposób co powoduje stałe nagromadzanie się odpadowego kruszywa drobnego. Coraz pilniejszym problemem staje się konieczność zagospodarowania tego odpadu.

Jednym z zadań badawczych realizowanych w Katedrze Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu Politechniki Koszalińskiej jest próba zastosowania odpadowego kruszywa drobnego do wykonania pełnowartościowego kompozytu cementowego w taki sposób, aby uzyskany materiał spełniał wymagania stawiane betonowi zwykłemu. Pierwsze prace badawcze wykonali w tym zakresie W. Głodkowska i J. Kobaka [67], [64], [65], [66], [63]. Ustalono wówczas iż w skład mieszanki powinny wchodzić włókna stalowe, tak aby zniwelować istotne wady wynikające z braku kruszywa grubego. Powstały w ten sposób fibrokompozyt drobnokruszywowy stał się przedmiotem licznych badań cech fizyko-mechanicznych, takich jak wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, wytrzymałość resztkowa przy zginaniu, wytrzymałość na ścinanie, statyczny i dynamiczny moduł sprężystości, mrozoodporność, odporność na ścieranie, przepuszczalność, skurcz, pełzanie [74], [70], [72], [69], [71], [75], [68], [73]. Ustalono, iż dodatek włókien stalowych w istotny sposób poprawia badane właściwości, a jego optymalna zawartość objętościowa w kompozycie wynosi 1,2% [71], [122]. Uzyskane wyniki badań zrodziły także przypuszczenia, że materiał ten mógłby być z powodzeniem stosowany do wykonywania elementów konstrukcyjnych, takich jak płyty fundamentowe, belki czy płyty stropowe. W dotychczas przeprowadzonych wstępnych badaniach wg EN14651 [220] uzyskano względnie duże wartości wytrzymałości resztkowych. Wg fib Model Code 2010 [210] materiał ten można oznaczyć klasą 7b, co oznacza że materiał ten nadaje się do wykonywania elementów konstrukcyjnych i może przyczynić się do częściowej redukcji zbrojenia konwencjonalnego.

Jednak zastosowania fibrobetonu (do których można zaliczyć opracowany fibrokompozyt na bazie piasków odpadowych) do wykonywania elementów konstrukcyjnych jeszcze w latach 90-tych ubiegłego wieku należały do rzadkości. Sytuacja zaczęła sie stopniowo zmieniać z chwilą opublikowania pierwszych zaleceń i norm umożliwiających projektowanie elementów konstrukcyjnych [208], [225], [206], [207], [210]. Zastosowania praktyczne dotycza przede wszystkim wykonywania posadzek przemysłowych, nawierzchni dróg, elementów konstrukcyjnych tuneli czy wyrobisk kopalnianych, a także płyt stropowych [123], [51], [77], [54], [23], [192], [41], [160], [26], [189], [40], [22]. W skali całego uprzemysłowionego świata ilość zastosowań jest jednak niewielka. Główną przeszkodą utrudniającą rozpowszechnienie tego typu konstrukcji jest natura samego fibrobetonu. Jest to materiał o niejednorodnej strukturze. Jego cechy zależą od wielu zmiennych takich, jak: ilość dodanych włókien, wielkość i ich kształt, skład kompozytu czy wytrzymałość matrycy [45], [19], [82], [179]. Poza tym modelowanie zachowania się fibrobetonu w realnych konstrukcjach jest problematyczne. Opublikowane dotychczas przepisy prezentują różne modele obliczeniowe, a ich zgodność z wynikami badań eksperymentalnych nie zawsze jest satysfakcjonująca [21], [191], [106], [143], [151]. Mimo tych trudności celowość stosowania fibrobetonu do wykonywania elementów konstrukcyjnych jest uzasadniona. Konstrukcje fibrobetonowe zbrojone tradycyjnym zbrojeniem konwencjonalnym wykazują większą nośność i sztywność niż konstrukcje z klasycznego betonu zwykłego. Ponadto włókna stalowe w istotny sposób redukują szerokość rozwarcia rys, a także odkształcenia reologiczne takie jak skurcz i pełzanie. Są to istotne parametry decydujące o ostatecznej geometrii projektowanej konstrukcji. Większa nośność umożliwia przenoszenie większych obciążeń, a w połączeniu ze zwiększoną sztywnością możliwe jest projektowanie, np. stropów o większych rozpiętościach.

Pomimo iż pierwsze badania doświadczalne zginanych belek fibrobetonowych datuje się na lata 70-te ubiegłego wieku problem obliczania nośności na zginanie wciąż jest aktualny. Pierwsze metody wymiarowania zginanych przekrojów bazowały na autorskich wynikach badań eksperymentalnych. Miały one ograniczony zakres stosowania. Istotny krok na przód dokonał się z chwilą opublikowania normy niemieckiej DBV Merkblatt Stahlfaserbeton [208], włoskiej CNR-DT 204 [206], hiszpańskiej EHE-08 [207] oraz międzynarodowych: RILEM TC-162-TDF [225] i fib Model Code 2010 [210]. W ostatnich latach wiele prac badawczych dotyczy oceny zgodności wyników badań eksperymentalnych z wynikami obliczeń wg wspomnianych przepisów [21], [191], [106], [143], [151]. Jak sie okazuje zgodność ta jest niekiedy kontrowersyjna. Nie jest więc jasne czy przepisy te poprawnie opisują nośność elementów wykonanych fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych.

2 GENEZA, PRZEDMIOT, CEL I TEZY PRACY

Jak wynika z danych Europejskiego Stowarzyszenia Kruszywa UEPG (Union Européenne des Producteurs de Granulats, European Aggregates Association) aktualnie w krajach Europejskich ogólnie wytwarza się około 2,5 mld ton kruszyw rocznie [1]. Udział kruszyw żwirowo-piaskowych stanowi 39%. Większość kruszyw (około 91%) pochodzi ze złóż kopalin lądowych. W Polsce obserwuje się wyraźne zróżnicowanie występowania kruszyw piaskowo-żwirowych pod względem zarówno jakościowym jak i ilościowym, które wynika z uwarunkowań geologicznych [178]. Kruszywa te mają charakter surowców regionalnych. W strefie północnej kraju występują głównie złoża piaszczyste pochodzenia lodowcowego i wodnolodowcowego. Charakteryzują się one małą zawartością frakcji żwirowych i jednocześnie dużą zawartością piasku drobnego. Przyjmuje się, że około 90% złóż kruszyw grubych znajduje się w regionie południowym Polski, 6% w regionie środkowym i tylko 4% w regionie północnym [111]

Takie uwarunkowania geologiczne zmuszają lokalnych producentów kruszyw do pozyskiwania kruszyw grubych poprzez hydroklasyfikację. Efektem jej stosowania jest pozostawienie hałd wypłukanego piasku pozbawionego frakcji grubych (rys. 2.1). Proces ten polega na kilkukrotnym płukaniu wydobytego w postaci pospółki urobku, a następnie na jego rozsianiu na sitach. Podczas wydobywania surowca procesowi hydroklasyfikacji poddaje się 43% urobku, uzyskując w efekcie żwir stanowiący wagowo 20% do 25% całości materiału. Pozostały z procesu hydroklasyfikacji piasek, który stanowi 75% do 80%, traktowany jest w efekcie jako odpad, co z punktu widzenia definicji jest prawidłowym określeniem, gdyż odpadami wydobywczymi definiuje się odpady powstające przy poszukiwaniu, wydobywaniu, fizycznej i chemicznej przeróbce rud oraz innych kopalin.



Rys. 2.1. Widok ogólny hałd piasku odpadowego na Pomorzu Zachodnim (fot. Domski J.)

Powstałe w ten sposób wyrobiska powinny być poddane kosztownej rekultywacji. Alternatywnym rozwiązaniem tego problemu może być wykorzystanie piasku odpadowego, jako pełnowartościowego surowca budowlanego, stanowiącego podstawowy składnik kompozytu zbrojonego włóknami stalowymi. Ponadto takie działania bezpośrednio przyczyniłyby się do przywrócenia wartości użytkowych i przyrodniczych zdegradowanym przez hydroklasyfikację terenom. Możliwości wykorzystania kompozytów drobnokruszywowych z dodatkiem włókien stalowych w praktyce inżynierskiej są od wielu lat tematem badań naukowych pracowników Politechniki Koszalińskiej ujętych między innymi w rozprawach doktorskich [103], [47], [109], [122].

Myśląc o poszerzeniu obszarów zastosowań opracowanego fibrokompozytu na elementy konstrukcyjne należy mieć na uwadze metody projektowania. Metod takich obecnie nie ma w odniesieniu do kompozytów drobnokruszywowych ze zbrojeniem rozproszonym. Z uwagi na liczne podobieństwa zarówno składu, jak i cech mechanicznych można traktować opracowany fibrokompozyt jako rodzaj fibrobetonu. Z tego względu najwłaściwszym wydaje się próba adaptacji metod projektowania elementów fibrobetonowych na elementy fibrokompozytowe na bazie kruszywa odpadowego.

Przez fibrobeton rozumie się beton zwykly z dodatkiem różnego rodzaju włókien. W ostatnich kilku dziesięcioleciach dokonał się znaczny postęp w rozwoju zarówno technologii fibrobetonów, jak i mechaniki konstrukcji fibrobetonowych [201], [176], [104], [35], [46], [173], [181], [137], [132]. Mimo to problem wymiarowania elementów zginanych wciąż nie doczekał się ogólnie akceptowanego rozwiązania. Opublikowane dotychczas normy i zalecenia takie jak niemiecka DBV Merkblatt Stahlfaserbeton [208], włoska CNR-DT 204 [206], hiszpańska EHE-08 [207] oraz międzynarodowe: RILEM TC-162-TDF [225] i Model Code 2010 [210] prezentują odmienne podejścia zarówno w stosunku do określania cech materiałowych fibrobetonu w warunkach rozciągania, jak i sposobu modelowania strefy rozciąganej przekroju Sytuacja ta motywuje obecnych badaczy do kontynuacji zginanego. prac eksperymentalnych mających na celu ocenę oraz ewentualną korektę opublikowanych dotychczas metod wymiarowania elementów zginanych [21], [191], [106], [143], [151], [20].

Przedmiotem niniejszej dysertacji jest fibrokompozyt drobnokruszywowy na bazie kruszywa odpadowego z zawartością włókien stalowych stanowiącą 1,2% objętości kompozytu (94,5 kg/m³), wykorzystany jako materiał konstrukcyjny.

Celem jest ocena metod wymiarowania zginanych elementów fibrobetonowych wg RILEM TC-162-TDF oraz prenormy fib Model Code 2010, z uwagi na międzynarodowy charakter tych przepisów, pod kątem możliwości zastosowania tych

metod do projektowania zginanych elementów wykonanych z fibrokompozytu na bazie kruszyw odpadowych.

Biorąc powyższe pod uwagę postawiono następujące tezy rozprawy doktorskiej:

1. Dodatek włókien stalowych do kompozytu wykonanego na bazie kruszyw odpadowych w istotny sposób przyczynia się do zwiększenia nośności na zginanie elementów konstrukcyjnych, zmniejszenia szerokości rozwarcia rys prostopadłych i ugięć oraz umożliwia częściową redukcję zbrojenia konwencjonalnego.

2. Możliwe jest projektowanie zginanych elementów konstrukcyjnych wytworzonych z fibrokompozytu drobnokruszywowego w oparciu o metody wymiarowania wg rekomendacji RILEM TC-162-TDF i prenormy fib Model Code 2010, po ich uprzedniej eksperymentalnej weryfikacji i korekcie.

Przeprowadzone badania stanowić będą istotny krok w kierunku wdrożenia opracowanego fibrokompozytu do praktyki inżnierskiej. Wdrożenie to wynika z zainteresowania regionalnych przedsiębiorców. Uzyskane wyniki badań eksperymentalnych oraz obliczeń teoretycznych opublikowane w czasopismach o zasięgu międzynarodowym stanowić będą także poszerzenie wiedzy o zginanych przekrojach wykonanych z ogólnie rozumianego fibrobetonu oraz mogą przyczynić się do uściślenia aktualnych metod wymiarowania.

3 STAN ZAGADNIENIA W ZAKRESIE PRZEDMIOTU PRACY

3.1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA FIBROBETONÓW

Idea dodawania włókien do zapraw budowlanych w celu poprawy ich właściwości znana była już w starożytności. Wówczas stosowano włókna pochodzenia organicznego. Z końcem XIX wieku Berard jako pierwszy opatentował sposób wzmacniania betonu za pomoca metalicznych włókien odpadowych [147], [133]. W 1910 roku Porter, jako pierwszy na świecie, wspomniał o możliwości zastosowania krótkich drutów stalowych w celu poprawy jednorodności betonu zbrojonego tylko grubymi prętami [90]. Następne patenty, dotyczące różnych kształtów włókien i ich zastosowań zgłosili jako pierwsi w swoich krajach: H. Alfsen we Francji (1918), A. Kleinlogel w Niemczech (1920) i N. Zitkewic w Anglii (1938) [90], [147], [133]. Jednak dopiero w 1963 roku w USA powstała pierwsza teoria fibrobetonu, opracowana przez J.P. Romualdiego i G.B. Batshona [204], w której udowadniali oni teze, że dodatek włókien hamuje powstawanie, propagację i rozwój rys w betonie. Od tego czasu nastąpił znaczny wzrost popularności kompozytów z włóknami stalowymi [119], [105], które zyskały nawet określenie "betonu przyszłości" [90]. [93]. Odzwierciedleniem zainteresowania był rozwój prac naukowo-badawczych w wielu krajach świata [183], [158], [184], [144], w tym i w Polsce [24], [102], [167]. Powszechnie stosowany fibrobeton (ang. Steel Fibre Reinforced Concrete - SFRC) nie różni się znacznie pod względem składu od betonu zwykłego. Poszczególne składniki dozowane są w podobnych ilościach. Używane włókna maja długość z reguły od 12,7 do 63,5 mm [60], [179], ale stosuje się również znacznie krótsze o długości od 6 do 12 mm (mikrowłókna) do betonów ultrawysokowartościowych. Średnica włókien najczęściej mieści się w przedziale od 0,45 do 1 mm [179]. Włókna dozuje się z reguły w ilości od 0,5 do 1,5% objętości. Zawartość włókien poniżej 0,5% nie wpływa w istotny sposób na cechy fibrobetonu [88], [45]. Zbyt duża zawartość z kolej pogarsza urabialność kompozytu, a włókna mają tendencję do zbrylania się w tzw. "jeże" [90]. Niekiedy jednak stosuje sie większe zawartości włókien niż 1,5%. Do wytwarzania fibrobetonów ultrawysokowartościowych (UHPFRC) stosuje się krótsze i cieńsze włókna a ich zawartość sięga 5% [79]. W przypadku betonów SIFCON, których wykonanie polega na ułożeniu włókien w formach, a następnie "wstrzyknięciu" zaczynu cementowego, stosuje się włókna o zawartości nawet 20% [120].

Intensywny rozwój prac naukowo-badawczych w wielu krajach świata doprowadził do powstania pierwszych norm dotyczących betonów z włóknami stalowymi, które ukazały się w pierwszej kolejności w państwach szczególnie narażonych na zagrożenia sejsmiczne, czyli w Japoni (1983) oraz w USA (1984). Aktualnie podobne normy lub obowiązujące wytyczne ma wiele krajów, np. Wielka Brytania, Francja, Niemcy, Belgia, Holandia, Austria czy Hiszpania [101]. Powstały także wytyczne instytucji

międzynarodowych takich jak RILEM [225] czy fib [210]. Przepisy te, oraz norma niemiecka [208], włoska [206] i hiszpańska [207] umożliwiają wymiarowanie fibrobetonowych elementów zginanych i ścinanych, zbrojonych prętami stalowymi. Niestety w Polsce wciąż nie ma żadnych wytycznych umożliwiających projektowanie konstrukcji fibrobetonowych, co utrudnia zastosowanie takich kompozytów w praktyce inżynierskiej. Należy mieć nadzieję, iż obecny stan wiedzy i pozytywne doświadczenia innych państw skłonią PKN do unormowania obliczeń elementów fibrobetonowych, gdyż konstrukcje wykonane z tego materiału są bardziej odporne na działanie nagłych obciążeń [25] oraz trwalsze, a więc i bezpieczniejsze.

Niestety w środowisku naukowym wciąż nie ma zgodny odnośnie sposobu modelowania i obliczania zarówno cech fizyko-mechanicznych fibrobetonu, jak i elementów konstrukcyjnych wykonanych z tego materiału [91], [159]. Także wspomniane wyżej normy prezentują odmienne podejścia do tych zagadnień. Mnogość koncepcji teoretycznych zmusza współczesnych badaczy do ich oceny i weryfikacji, oraz do tworzenia bardziej zaawansowanych modeli, które lepiej opisywałyby analizowane cechy fibrobetonów. Prace naukowo-badawcze wciąż prowadzone są na wielu obszarach. W ostatnich latach opublikowano wiele prac dotyczących wpływu kształtu, wymiarów i zawartości włókien na cechy mechaniczne rodzaju, fibrokompozytów [56], [36], [34], [176], [179], [17], [157], [108]. Prowadzone są także badania fibrobetonowych elementów konstrukcyjnych zginanych i ścinanych, zbrojonych dodatkowo prętami stalowymi [174], [200], [138], [151], [175], [53], [136]. Badanie te wykonuje się zarówno na elementach próbnych w laboratoriach, jak i na rzeczywistych konstrukcjach [77], [189]. Wiele prac jest poświęconych zarówno rozwojowi analitycznych metod obliczania fibrobetonu [196], [33], [21], [143], jak i metod komputerowych [168], [39].

Problem ilościowego opisu cech fibrobetonu jako materiału, czy też konstrukcji fibrobetonowych wciąż jest więc aktualny. Wynika on przede wszystkim z natury tego materiału. Jego cechy zależą nie tylko od cech i ilości użytych włókien, ale także od składu matrycy cementowej. Wspomnieć też należy o trudnym w opisie losowym rozkładzie włókien. Wszystkie te parametry mają wpływ na cechy mechaniczne fibrobetonu takie jak wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie czy wytrzymałości resztkowe. Wytrzymałość na ściskanie (f_c) jest parametrem charakteryzującym ogólną jakość materiału, oraz jest niezbędna przy wymiarowaniu zginanych i ścinanych elementów konstrukcyjnych zarówno w stanie granicznym nośności jak i użytkowalności. Wytrzymałość na rozciąganie (f_{ctm}) znajduje zastosowanie przy wymiarowaniu w stanie granicznym użytkowalności (szerokość rozwarcia rys, ugięcie). Wytrzymałości resztkowe (f_{Ri}) - unikalne cechy materiałów zbrojonych włóknami - umożliwiają uwzględnienie wpływu włókien na nośność i użytkowalność projektowanych elementów konstrukcyjnych.

FIBROBETON W WARUNKACH ROZCIĄGANIA I ŚCISKANIA

Jedną z podstawowych zalet fibrobetonu jest zdolność do przenoszenia naprężeń rozciągających w poprzek rysy. Dodatek włókien do matrycy sprawia, że pierwotnie materiał kruchy staje się materiałem ciągliwym. Na rys. 3.1 przedstawiono przykładową zależność siła-wydłużenie osiowo rozciąganej próbki wykonanej z betonu zwykłego i fibrobetonu. Na rysunku 3.2 przedstawiono rozkład naprężeń rozciągających w poprzek rysy dla betonu zwykłego i fibrobetonu.



Rys. 3.1. Zależność siła - wydłużenie osiowo rozciąganej próbki wykonanej z betonu zwykłego i fibrobetonu [140]



Rys. 3.2. Rozkład naprężeń rozciągających w poprzek rysy dla betonu zwykłego i fibrobetonu wg RILEM TC-162-TDF [225]

Efekt włókien jest już widoczny w początkowej fazie obciążania jeszcze przed osiągnięciem maksymalnych naprężeń. Powodują one opóźnienie powstania pierwszej rysy dzięki skutecznemu hamowaniu powstawania i propagacji mikrorys. Rozwój mikrorys w strefie pękania (*process zone*) wymusza pojawienie się pierwszej makrorysy już przy naprężeniach rozciągających równych około 70% naprężeń maksymalnych. Na

tym etapie obciążenia uwidacznia się już efekt włókien w postaci zwiększonej wytrzymałości materiału jak i zmniejszonych odkształceń. Znacznie większy moduł sprężystości włókien w stosunku do matrycy powoduje poprawę jej sztywności. Ponadto w strefie kontaktowej między matrycą cementową a uziarnieniem rozkład naprężeń rozciągających jest bardziej równomierny. Reinhardt [170] zaproponował sposób uwzględniania wpływu włókien stalowych na naprężenia rozciągające w fazie niezarysowanej za pomocą współczynnika γ , który oblicza się ze wzoru:

$$\gamma = 1 + V_f \cdot \left(\eta_f \cdot \frac{E_f}{E_c} - 1\right),\tag{3.1}$$

w którym:

- V_f objętościowa zawartość włókien [%],
- E_f moduł sprężystości włókien [N/mm²],
- E_c moduł sprężystości matrycy betonowej [N/mm²],
- η_f współczynnik orientacji włókien [-].

Dla powszechnie stosowanych zawartości włókien i współczynnika η mniejszego od 1 wzrost wytrzymałości obliczony wg powyższego wzoru nie przekracza 5%. Dlatego też pozytywny wpływ włókien na wytrzymałość matrycy w fazie niezarysowanej jest często pomijany, pomimo iż niekiedy obserwowano wzrost wytrzymałości nawet o 25% [161].

Jednak najważniejszy efekt obecności włókien w matrycy widoczny jest po pojawieniu się pierwszej rysy w rozciąganej próbce. W elementach betonowych następuje wówczas gwałtowny spadek siły rozciągającej. W elementach wzmocnionych włóknami spadek siły jest znacznie mniejszy, a próbka wykazuje wyraźnie zwiększoną ciągliwość, tj. przyrost wydłużenia przy niewielkim spadku siły (rys. 3.1.). Dzięki efektowi mostkowania rys (*fiber bridging*, rys. 3.2.) w poprzek powstałej rysy nadal przenoszone są naprężenia rozciągające. Wielkość tych naprężeń zależy od wielu parametrów zarówno włókien jak i matrycy cementowej. Bezpośrednio po powstaniu pierwszej rysy naprężenia te z reguły maleją stopniowo wraz ze wzrostem wydłużenia. Ten typ zachowania fibrobetonu nazwany jest osłabieniem przekroju po zarysowaniu (*post crack softening*). Opracowano jednak takie rodzaje fibrobetonów dla których po powstaniu pierwszej rysy naprężenia stale wzrastają wraz ze wzrostem wydłużenia. Ten typ z kolei nazwano wzmocnieniem przekroju po zarysowaniu (*post crack hardening*). Oba przypadki przedstawiono na rys. 3.3.

W celu określenia zdolności fibrobetonu do przenoszenia naprężeń rozciągających w fazie zarysowanej niezbędne jest określenie pewnych wielkości w drodze eksperymentu. Istnieje wiele metod badania drobnowymiarowych elementów fibrobetonowych, z których można wyodrębnić badania jednoosiowego rozciągania,

badania zginanych beleczek statycznie wyznaczalnych oraz badania płyt dwukierunkowo zginanych. W tego typu badaniach określa się siłę obciążającą, oraz odpowiedź elementu w postaci ugięcia czy szerokości rozwarcia rysy, nie ingerując w mikrostrukturę badanego materiału.



Rys. 3.3. Różnice pomiędzy (a) fibrobetonem wykazującym osłabienie po zarysowaniu i (b) fibrobetonem wykazującym wzmocnienie po zarysowaniu (ε_{cc} - odkształcenia odpowiadające granicy proporcjonalności, ε_{pc} - odkształcenia przy maksymalnych naprężeniach, σ_{cc} - naprężenia odpowiadające granicy proporcjonalności, σ_{pc} naprężenia po powstaniu rysy, L - długość włókna), Naaman [146]

Badanie osiowego rozciągania jest teoretycznie najlepszą metodą wyznaczania wytrzymałości materiału. Jednakże wykonanie takiego badania wiąże się z pokonaniem kilku problemów technicznych. Trudności dotyczą przede wszystkim sposobu łączenia końców badanego elementu z maszyną wytrzymałościowa. Stosuje się tu albo zacisk, albo przegub. Pierwszy sposób wymaga odpowiedniego kleju albo precyzyjnego mechanicznego zamocowania. Realizacja drugiego sposobu wymaga maszyny wytrzymałościowej z przegubowymi płytami mocującymi. Oba sposoby łączenia mogą jednak w niekontrolowany sposób zaburzać uzyskane wyniki. Zacisk może wywołać niepożądany moment zginający w próbce. Połączenie przegubowe może spowodować niekorzystne odchylenie próbki stwarzając problemy przy pomiarze szerokości

rozwarcia rysy. Przykładowy schemat badania wytrzymałości na osiowe rozciąganie przedstawiono na rys. 3.4.



Rys. 3.4. Schemat badania wytrzymałości na rozciąganie osiowe [140]

Z uwagi na problemy związane z realizacją badania osiowego rozciągania w wielu normach zaleca się wyznaczanie cech materiałowych w badaniu elementów zginanych. Rozróżnia się tu zasadniczo badania 3-punktowego zginania belek ze szczeliną i 4punktowego zginania belek bez szczeliny (rys. 3.5.).



Rys. 3.5. Badanie 3-punktowego zginania (a) i 4-punktowego zginania (b) [140]

Pierwszy sposób został ujęty w takich przepisach jak RILEM TC-162-TDF [225], fib Model Code 2010 [210], normie hiszpańskiej EHE-08 [207] a także w Polsce w postaci normy europejskiej PN-EN 14651 [220]. Istota badania polega na zginaniu beleczek o przekroju 150x150 mm i rozpiętości 500 mm. Szczelina ma wysokość 25 mm. W trakcie badania rejestruje się zarówno siłę obciążająca, szerokość rozwarcia

rysy CMOD a także ugięcie w środku rozpiętości. Wielkość siły pomierzona przy arbitralnie ustalonych szerokościach rozwarcia rysy stanowi podstawę do obliczania tzw. wytrzymałości resztkowych f_{Ri} . Fakt, że w trakcie badania można mierzyć szerokość rozwarcia rysy jest jego zasadniczą zaletą. Z drugiej strony obecność szczeliny jest też źródłem pewnych kontrowersji. Wymusza ona pojawienie się rysy nie koniecznie w najsłabszym przekroju analizowanej belki. Ponadto rozproszenie uzyskanych wyników jest znaczne [62], [75]. Badanie to zostało szczegółowo opisane w dalszej części niniejszej rozprawy.

Drugi sposób polega na zginaniu beleczek bez szczeliny dwiema siłami skupionymi. Został on ujęty w normie niemieckiej DBV-Merkblatt [208] oraz szwajcarskiej [226]. Beleczki mają identyczny przekrój jak w poprzedniej metodzie, lecz rozpiętość jest większa i wynosi 600 mm. W trakcie badania mierzy się zarówno siłę obciążającą jak i ugięcie beleczki. Uzyskana zależność stanowi podstawę do wyznaczania tzw. wytrzymałości równoważnej fibrobetonu na zginanie f_{eq} . Oblicza się ją na podstawie pola powierzchni ograniczonego wykresem siła-ugięcie, dla normowo określonej wielkości ugięcia. Zaletą tego badania jest przede wszystkim mniejsze rozproszenie wyników.

Istnieje także szereg metod umożliwiających określenie cech mechanicznych fibrobetonu przy zginaniu w oparciu o badania elementów płytowych [226], [205], [219]. Do badań wykorzystuje się płyty okrągłe lub kwadratowe, podparte w sposób przegubowy liniowo lub punktowo. Płyty obciąża się siłą skupioną w środku ich rozpiętości. W trakcie badania mierzy się zarówno siłę obciążającą jak i ugięcie. Badania te służą głównie do określania zdolności pochłaniania energii fibrobetonu. Oblicza się ją w oparciu o pole powierzchni pod wykresem siła-ugięcie dla normowo ustalonych wielkości ugięcia. Badania płyt maja tę zaletę względem elementów belkowych, że są one wewnętrznie statycznie niewyznaczalne. W trakcie badania powstaje więcej rys, które "współpracują" ze sobą przy przenoszeniu obciążenia. W efekcie rozrzut wyników jest znacznie mniejszy [145].

Podkreślić należy, że badania elementów zginanych takich jak beleczki czy płyty mają jedną zasadniczą wadę. Na podstawie ich wyników nie da się wprost określić podstawowych parametrów wytrzymałościowych fibrobetonu. W przekrojach zginanych rozkład odkształceń jest liniowy, lecz wielkości naprężeń odpowiadających tym odkształceniom jest niemierzalny i trudny do określenia. Na podstawie wyników badań oblicza się pewne parametry, np. wytrzymałości resztkowe czy równoważne, które jednak nie odpowiadają rzeczywistym wielkościom naprężeń w analizowanym przekroju. Z pomocą przychodzi technika zwana analizą odwrotną, która wiąże się z koniecznością użycia metod numerycznych.

W aspekcie zachowania się fibrobetonu w warunkach ściskania dodatek włókien stalowych do matrycy betonowej powoduje przede wszystkim poprawę ciągliwości materiału. Można to zaobserwować na wykresie σ - ε uzyskanym w badaniu osiowego

ściskania. Im większa zawartość włókien, tym spadek naprężeń po przekroczeniu wytrzymałości na ściskanie jest wolniejszy (rys. 3.6).



Rys. 3.6. Zależność naprężenie-odkształcenie w badaniu jednoosiowego ściskania dla różnych zawartości włókien [190]

Podobnie, jak w przypadku fibrobetonu rozciąganego obecność włókien utrudnia propagację mikrorys. Z drugiej strony dodatek włókien sprawia, że materiał jest bardziej porowaty, zatem korzystny efekt włókien ograniczający propagację mikrorys jest w ten sposób kompensowany. Wpływ włókien stalowych na wytrzymałość na ściskanie fibrobetonów jest wątpliwy. Z niektórych badań wynika, że wytrzymałość ta wzrasta [169], [82]. Z kolei inne badania wskazują na to, że jest zupełnie odwrotnie [172]. Z tego też względu do opisu zachowania kompozytów z włóknami przy ściskaniu stosuje się zależności wyprowadzone dla betonu niezbrojonego [210].

3.2. CHARAKTERYSTYKA FIBROKOMPOZYTU DROBRNOKRUSZYWOWEGO UŻYTEGO W BADANIACH

Matryca kompozytu drobrnokruszywowego została zaprojektowana przez J. Kobakę metodą doświadczalno-analityczną [109]. W jej skład wchodzą: kruszywo mineralne, spoiwo hydrauliczne, woda, pyły krzemionkowe, plastyfikator i włókna stalowe.

<u>Kruszywo</u>

Do wykonania kompozytu użyto kruszywa odpadowego pochodzącego z Kopalni Kruszyw Naturalnych w Lepinie, woj. zachodniopomorskie. Pozyskiwane jest ono jako produkt uboczny w procesie hydroklasyfikacji kruszyw grubych. Podstawowe właściwości użytego kruszywa przedstawiono w tablicy 3.1, a na rys. 3.7 przedstawiono krzywą uziarnienia [122]. Wyniki przeprowadzonych badań potwierdziły, że kruszywo to spełnia wymagania stawiane kruszywom mineralnym zalecanym do wytwarzania betonu zwykłego [212], [89], [217], [165].

Właściwoźć	Wartości uzyskane	Wartości zalecane
właściwość	w badaniach	[212] [89] [217] [165]
Gęstość nasypowa w stanie luźnym ρ_o , [kg/m ³]	1634	
Gęstość nasypowa w stanie zagęszczonym ρ_z ,	1802	≤ 1850
[kg/m ³]		
Gęstość ziarn ρ_g , [kg/m ³]	2632	1800 ÷ 3000
Zawartość pyłów mineralnych <i>f</i> , [%]	1,3	—
Jamistość w stanie luźnym v_0 , [%]	38	—
Jamistość w stanie zagęszczonym v_z , [%]	32	20 ÷ 28
Ziarno mediana d_m , [mm]	0,46	$0,4 \div 0,7$
Wskaźnik uziarnienia wg Kuczyńskiego U_k , [-]	5,55	
Zawartość zanieczyszczeń obcych, [%]	Brak	0,5 %

Tablica 3.1. Podstawowe właściwości użytego kruszywa [122]





<u>Spoiwo</u>

Do wykonania kompozytu użyto cement portlandzki popiołowy o wysokiej wczesnej wytrzymałości, CEM II/A-V 42,5R. Zawartość klinkieru w cemencie zawiera się w przedziale od 80% do 94%, krzemionkowego popiołu lotnego od 6% do 20%, a składników drugorzędnych do 5% [222].

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i zginanie cementu w odniesieniu do wymagań normowych przedstawiono w tablicy 3.2. Otrzymane wytrzymałości są zgodne z wymaganiami normy PN-EN 197-1:2002 [222].

Padana asaha	Wiek w chwili	Wyniki badań	Wymagania wg
Daualla cecila	badania	[MPa]	[222] [MPa]
	2 dni	25,6	>20
Wytrzymałość na ściskanie	14 dni	46,1	Brak
	28 dni	51,5	>42,5
	2 dni	4,9	Brak
Wytrzymałość na zginanie	14 dni	7,7	Brak
	28 dni	8,1	Brak

 Tablica 3.2. Wyniki badań wytrzymałości użytego cementu [122]

<u>Woda zarobowa</u>

Do wykonania mieszanki zastosowano wodę pitną z wodociągu miejskiego. Zgodnie z normą PN-EN 1008 [214] woda ta nie wymaga wykonywania badań określających jej przydatność do stosowania w betonie.

<u>Plastyfikator</u>

Użyto plastyfikatora o nazwie handlowej BETOCRETE 406 FM [211]. Zgodnie z deklaracją producenta oraz treścią normy PN-EN 934-2+A1:2002 [224] należy zakwalifikować ją jako domieszkę upłynniającą. Jak podaje producent, BETOCRETE 406 FM to ciecz o barwie czarno-szarej i gęstości 1,44 g/cm³. Jest to wodna zawiesina wysokoaktywnej pucolany połączonej z domieszką upłynniającą. Jej dodatek powoduje zmniejszenie stosunku wodno-cementowego co prowadzi do redukcji porów kapilarnych, poprawia urabialność i zmniejsza skłonność mieszanki do segregacji składników podczas mieszania. W stwardniałym betonie BETOCRETE 406 FM powoduje długotrwałe zwiększenie szczelności, zwiększenie trwałości i odporności na niszczące działania chemiczne i mechaniczne. Mieszanka nie powoduje korozji zbrojenia, co jest ważną cechą dla betonów z dodatkiem włókien stalowych. Ilość

zastosowanego plastyfikatora ustalono doświadczalnie i stanowiła ona 4% w stosunku do masy cementu.

Pyły krzemionkowe

Pyły krzemionkowe w mieszance betonowej zwiększają efektywność plastyfikatora, co umożliwia w efekcie zachowanie dość niskiego stosunku wodnocementowego. Skutkuje to zwiększeniem wytrzymałości stwardniałego betonu. Obecność pyłów, nawet w niewielkich ilościach, znacząco obniża przepuszczalność betonu, co z kolei prowadzi do większej odporności na korozję. W badanym fibrokompozycie zawartość pyłów krzemionkowych ustalono doświadczalnie [109] na poziomie 5% w stosunku do masy cementu. Według deklaracji producenta gęstość nasypowa użytych pyłów zawiera się w granicach od 620 do 720 kg/m³, a zawartość składników spełnia wymagania chemiczne stawiane przez normę PN-EN 13263-1 [218].

<u>Włókna stalowe</u>

Zastosowano włókna stalowe firmy EKOMET o długości 50 mm i średnicy 0,8 mm zgodnie z normą PN-EN 14889-1 [221]. Smukłość włókien wynosi λ =62,5, więc spełniają one zalecenia zawarte w literaturze o konieczności smukłości włókien powyżej 50 [94]. Użyte włókna posiadają gładką powierzchnię, kołowy przekrój i zakończone są haczykami. Na rys. 3.8. pokazano kształt i wymiary nominalne w milimetrach zastosowanych włókien.



Rys. 3.8. Geometria użytych włókien stalowych

Według deklaracji producenta włókna stalowe wykonane są ze stali o wytrzymałości na rozciąganie równej 1200 MPa. Charakterystykę techniczną włókien przedstawiono w tablicy 3.3.

Cecha	Wartość
Grupa konstrukcyjna [-]	Ι
Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	1200
Kształt włókien: haczykowate	-
Konsystencja (Ve-Be) przy zawartości włókien 12-14 kg/m ³ [s]	4
Wpływ na wytrzymałość betonu (12-14 kg/m ³) przy CMOD*=0,5 mm [MPa]	1,5
Wpływ na wytrzymałość betonu (12-14 kg/m ³) przy CMOD*=3,5 mm [MPa]	1,0
*- rozwarcie naciętej szczeliny wg metody przedstawionej w PN-EN 14651 [220]	

Tablica 3.3. Charakterystyka techniczna użytych włókien stalowych [122]

Wyniki badań i pomiarów przeprowadzonych przez J. Laskowską-Bury [122] potwierdziły, że parametry geometryczne użytych włókien są zgodne z wartościami deklarowanymi przez producenta oraz wymaganiami normy PN-EN 14889-1 [221]. Uzyskana w badaniach wartość średnia wytrzymałości na rozciąganie (R_m) jest mniejsza od deklarowanej przez producenta o ok. 2%, co mieści się w normowej tolerancji 7,5% [221].

Ostateczny skład mieszanki użytego w badaniach fibrokompozytu oraz jego podstawowe właściwości przedstawiono w tablicy 3.4 i 3.5 [122].

L.p.	Składniki	Ilość [kg]
1	Cement CEM II/AV 42,5R	420
2	Kruszywo	1570
3	Woda	160
4	Pył krzemionkowy	21,0
5	Plastyfikator	16,8
6	Włókna stalowe EKOMET	94,5 (1,2%)

Tablica 3.4. Skład 1m³ mieszanki fibrokompozytu drobnokruszywowego [122]

Na szczególną uwagę zasługują wytrzymałości resztkowe, określane zgodnie z normą PN-EN 14651 [220]. Są one unikalną cechą mechaniczną kompozytów wzmacnianych włóknami. Określają one zdolność materiału do przenoszenia naprężeń rozciągających po zarysowaniu. Podobnie, jak wytrzymałość na ściskanie są niezbędne do wymiarowania elementów konstrukcyjnych wg niektórych norm i rekomendacji takich jak RILEM TC-162 TDF [225] oraz fib Model Code 2010 [210].

Otrzymane wskaźniki zmienności dla wytrzymałości resztkowych, zawierające się w przedziale od 13 do 17% są względnie wysokie w porównaniu do współczynników uzyskanych dla pozostałych cech. Niestety duża zmienność uzyskanych wyników jest typowa dla tego rodzaju badania [62], [61], [159], [142]. Wynika ona przede wszystkim z faktu wykonania szczeliny, która wymusza pojawienie się rysy w przekroju

niekoniecznie najsłabszym. W zależności od rozkładu włókien, który ma charakter losowy, ułożenie włókien w przekroju przez szczelinę może być zarówno bardzo korzystne, jak i bardzo niekorzystne, stąd duży rozrzut wyników nie powinien dziwić.

Właściwość	Wartość średnia	Wskaźnik zmienności [%]
Gęstość pozorna w stanie suchym: ρ , [kg/m ³]	2290	1
Wytrzymałość na ściskanie: <i>f_{c,cyl}</i> , [MPa]	64,4	6
Wytrzymałość na ściskanie: <i>f_{c,cube}</i> , [MPa]	67,6	3
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu: $f_{ct,sp}$, [MPa]	7,3	8
Statyczny moduł sprężystości: <i>E_c</i> , [GPa]	36,7	7
Odkształcenia pełzania: ε_p , [‰]	0,26	4
Odkształcenia skurczu: ε_{cs} , [‰]	0,88	4
Odporność na ścieranie: A , [cm ³ /50cm ²]	9,0	7
Granica proporcjonalności: $f_{ct,L}^{f}$, [MPa]	6,3	11
	$f_{RI} = 9,3$	13
Wytrzymałości resztkowe: $f_{\rm p}$ [MPa]	$f_{R2} = 8,8$	15
	$f_{R3} = 7,9$	15
	$f_{R4} = 7,0$	17
Wytrzymałość na ścinanie: τ, [MPa]	12,9	8

Tablica 3.5. Podstawowe właściwości opracowanego fibrokompozytu wg [122] [63].

W oparciu o uzyskane charakterystyczne wartości wytrzymałości resztkowych można było sklasyfikować badany fibrokompozyt zgodnie z zapisami pre-normy fib Model Code 2010 [210]. Symbol klasy fibrokompozytu składa się z cyfry i litery. Cyfrę, którą przyjmuje się z przedziału od 1 do 8, ustala się w oparciu o charakterystyczną wytrzymałość resztkową f_{R1} . Z kolei literę ustala się w oparciu o stosunek charakterystycznych wytrzymałości resztkowych f_{R3}/f_{R1} . Mając na uwadze powyższe ustalono, że analizowany fibrokompozyt można oznaczyć symbolem 7*b*. Litera "b" oznacza, że materiał charakteryzuje się osłabieniem przekroju po zarysowaniu - *post crack softening* (por. rys. 3.3).

Z zapisów pre-normy fib Model Code 2010 wynika także, że włókna stalowe w fibrokompozycie mogą częściowo zastąpić zbrojenie konwencjonalne, jeżeli stosunek $f_{R1k}/f_{Lk}>0,4$ oraz $f_{R3k}/f_{R1k}>0,5$. W analizowanym fibrokompozycie wynosiły one odpowiednio 1,39 oraz 0,8 co oznacza że materiał może być z powodzeniem stosowany do wytwarzania elementów konstrukcyjnych. Wniosek ten stanowił punkt wyjścia do rozpoczęcia prac analitycznych mających na celu prognozowanie nośności na zginanie

elementów konstrukcyjnych wykonanych z fibrokompozytu oraz ocenę wybranych metod obliczeniowych [76]. Dowiedziono wówczas iż przyrost nośności płytowych elementów zginanych o grubości 200 mm w wyniku zastosowania włókien w ilości 1,2% może być znaczny. W zależności od intensywności zbrojenia konwencjonalnego wynosił on od kilku (dla elementów silnie zbrojonych) do nawet kilkudziesięciu procent. Co istotne, wyniki obliczeń metodą wg fib Model Code 2010 i RILEM TC-162-TDF niekiedy znacznie odbiegały od siebie. Dalsza analiza zagadnienia wymiarowania zginanych elementów fibrobetonowych wykazała, iż w tej materii istnieje szereg metod, które w istotny sposób różnią się od siebie [21] a ilość badań eksperymentalnych koncentrujących się na weryfikacji tych metod jest wciąż niewystarczająca [91], [43]. Na tej podstawie uznano, iż przeprowadzenie badań eksperymentalnych zginanych elementów konstrukcyjnych wykonanych z fibrokompozytu o zawartości włókien równej 1,2% jest niezbędne w celu oceny tych metod, oraz ich ewentualnej korekty, co w rezultacie stanowić będzie istotny krok w kierunku wdrożenia opracowanego fibrokompozytu do praktyki inżynierskiej.

3.3. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE PRZEKROJÓW FIBROBETONOWYCH

Wymiarowanie zginanych elementów konstrukcyjnych zawsze wiąże się z koniecznością przyjęcia pewnych modeli konstytutywnych materiału zarówno w strefie ściskanej, jak i rozciąganej. Zakładając następnie liniowy rozkład odkształceń przekroju zginanego możliwe jest określenie brył naprężeń ściskających i rozciągających w analizowanym przekroju. Korzystając z równania równowagi sił podłużnych (całkowita siła w strefie ściskanej musi być równa całkowitej sile w strefie rozciąganej) można wyznaczyć położenie osi obojętnej, a następnie obliczyć nośność na zginanie przekroju w oparciu o warunek równowagi momentów.

Podana wyżej procedura ma charakter ogólny i dotyczy przekrojów wykonanych z dowolnego materiału. Kluczowe znaczenie mają tutaj związki konstytutywne przyjmowane do obliczeń zarówno w strefie ściskanej jak i rozciąganej.

3.3.1. Związki konstytutywne fibrobetonu w strefie ściskanej

W przypadku betonu zwykłego model konstytutywny σ - ε w zakresie odkształceń ściskających, zgodnie z postanowieniami ujętymi w normie [223], przyjmuje formę wykresu paraboliczno-prostokątnego lub bilinearnego (rys. 3.12).

Maksymalne naprężenia ściskające przyjmuje się równe wytrzymałości betonu na ściskanie określonej na próbkach walcowych 150x300 mm, a maksymalne odkształcenia przyjmują wartość 3,5‰. W przypadku fibrobetonu, zgodnie z przepisami RILEM [225] i fib Model Code 2010 [210] można przyjmować identyczne zależności. Graniczne odkształcenia pozostają bez zmian, a wytrzymałość na ściskanie

fibrobetonu określa się wg tej samej procedury co wytrzymałość betonu zwykłego. Jednak przed opublikowaniem tych przepisów w środowisku badaczy nie było wspólnego stanowiska co do modelowania strefy ściskanej fibrobetonu. W 1976 roku Henegar i Doherty [80] przedstawili prostokątny model strefy ściskanej belek fibrobetonowych, w którym naprężenia ściskające stanowiły 85% wytrzymałości na ściskanie określonej na kostkach, a graniczne odkształcenia wynosiły 3‰. Następnie Swamy i Al-Ta'an [185] zaproponowali paraboliczno-prostokątny wykres σ - ϵ , w którym napreżenia ściskajace przyjęto jako 67% kostkowej wytrzymałości na ściskanie fibrobetonu, a graniczne odkształcenia równe 3,5‰. Z kolei Narayanan i Kareem-Palanjian [148] zaproponowali model prostokątny, w którym naprężenia ściskające wynosiły 60% wytrzymałości na ściskanie określonej na kostkach o boku 100 mm, a maksymalne odkształcenia wynosiły również 3,5‰. Całkiem odmienne podejście zaproponowali Ezeldin i Shiah [52]. Przyjęli oni paraboliczny rozkład naprężeń, w którym maksymalne odkształcenia wynosiły jedynie 1,5%. Istnieją również inne propozycje modelowania strefy ściskanej, lecz stanowią one niewielką modyfikację wyżej omówionych sposobów w zakresie przyjmowania maksymalnych naprężeń ściskających czy też granicznych odkształceń [113], [127], [38], [87], [156]. Podsumowując można stwierdzić, że do modelowania strefy ściskanej fibrobetonowego przekroju zginanego stosuje się po dziś dzień dobrze znane zależności stosowane dla betonów zwykłych, a zasadniczą cechą materiałową jest wytrzymałość na ściskanie określana na próbkach walcowych bądź kostkowych.



3.12. Zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu zwykłego w warunkach ściskania wg EC2 [223]

3.3.2. Związki konstytutywne fibrobetonu w strefie rozciąganej

W przekroju zginanym można wyodrębnić strefę ściskaną i rozciąganą. O nośności przekroju decyduje ta, która jest w stanie przenieść mniejszą siłę. Racjonalne projektowanie wymaga, aby tą "słabszą strefą" była strefa rozciągana [131]. To z kolei

prowadzi do wniosku, że sposób modelowania strefy ściskanej nie ma tak istotnego wpływu na obliczoną nośność przekroju, jak sposób modelowania strefy rozciąganej. W przypadku konstrukcji żelbetowych wykonanych z betonu zwykłego pomija się całkowicie zdolność betonu do przenoszenia naprężeń rozciągających, a o nośności tej strefy decyduje tylko zbrojenie konwencjonalne [110], którego charakterystyki wytrzymałościowe określa się łatwo i precyzyjnie. Sytuacja wygląda zupełnie inaczej w przypadku zginanego przekroju fibrobetonowego. Na nośność strefy rozciąganej wpływ ma nie tylko zbrojenie konwencjonalne, ale także tzw. efekt mostkowania rys. Obecność włókien opóźnia powstawanie pierwszych mikrorys oraz hamuje ich propagację. Włókna, które są zakotwione w matrycy po obu stronach rysy umożliwiają przenoszenia tych naprężeń byłoby co prawda zachowawcze, aczkolwiek zupełnie nieuzasadnione ekonomicznie, szczególnie wobec faktu, że wpływ włókien stalowych na nośność zginanego przekroju może być znaczny [76].

Modelowanie zachowania się fibrobetonu w warunkach rozciągania od lat stanowi poważne wyzwanie dla naukowców [44]. Znaczna ilość różnych parametrów i zjawisk wpływających na zdolność fibrobetonu do przenoszenia naprężeń rozciągających w fazie zarysowanej sprawia, że modelowanie tej strefy jest wyjątkowo trudnym zadaniem. W ostatnich latach nadrzędnym celem prowadzonych badań na całym świecie jest opracowanie metod projektowych możliwie najwierniej opisujących zarówno nośność, jak i użytkowalność fibrobetonowych elementów konstrukcyjnych [42]. Do dnia dzisiejszego nie opracowano ogólnie przyjętego rozwiązania, a jedynie kilka różnych metodologii. Generalnie można je pogrupować pod kątem następujących kryteriów [121]:

- a) Związki konstytutywne: zależność naprężenie (σ) szerokość rozwarcia rysy
 (w) lub naprężenie (σ) odkształcenie (ε),
- b) Metodyka: podejście bezpośrednie lub pośrednie (analiza odwrotna),
- c) Skala: badania w skali makro i mikro,
- d) Typ wykresu σ -*w*/ σ - ε : liniowy lub nieliniowy.

<u>Związki konstytutywne σ-ε i σ-w</u>

Stosowane obecnie związki konstytutywne dla fibrobetonu opracowano na podstawie dwóch koncepcji mechaniki pękania. Pierwszą z nich jest model rysy fikcyjnej (*Fictitious Crack Model*) zaproponowany przez Hillerborga [81]. W modelu tym zakłada się, że strefa pękania koncentruje się na bardzo wąskim paśmie i przekształca się w rzeczywistą rysę z chwilą osiągnięcia energii krytycznej. Energia ta jest sumą energii powierzchniowej oraz energii równej polu powierzchni pod wykresem σ -w pokazanym na rys 3.13. Dopóki maksymalne obciążenie nie zostanie osiągnięte cała próbka wykazuje identyczne zachowanie. Po przekroczeniu tego obciążenia

pojawia się strefa pękania. W częściach niezarysowanych próbki naprężenia maleją podczas gdy rysa wykazuje coraz większą szerokość rozwarcia wraz ze wzrostem wydłużenia Δl . Słowo "fikcyjny" w nazwie modelu bierze się z faktu że strefa pękania oznacza fazę przejściową między materiałem ciągłym a pełną rysą.



Rys. 3.13. *Próbka cylindryczna pod osiowym obciążeniem rozciągającym wg modelu rysy fikcyjnej (* σ *- naprężenie,* ε *- odkształcenie,* Δl *- wydłużenie, w - rozwarcie rysy)* [140]

Drugą koncepcją, zaproponowaną przez Bazanta [15], [16] jest teoria zarysowanego pasma (*Crack Band Model*). W tym modelu zakłada się, że rysa jest "rozmyta" na pewnym obszarze zwanym pasmem zarysowanym (*crack band*), który odpowiada strefie pękania w poprzednim modelu. Pasmo to jest jednak znacznie większe, a jego długość oznacza sie symbolem L_{Rb} . Oba modele przedstawiono na rys. 3.14. W przypadku zależności naprężenie-szerokość rozwarcia rysy uzyskanej

w badaniu jednoosiowego rozciągania możliwe jest wyznaczenie zależności naprężenieodkształcenie w oparciu o znaną długość L_{Rb} . Analizy doświadczalne i numeryczne [15], [16] wykazały że wspomniana długość jest równa orientacyjnie od 2,5 do 5krotności wymiaru największego ziarna kruszywa dla betonu zwykłego. W przypadku betonu wzmocnionego włóknami definiuje się ją w odmienny sposób. Olesen [153] zaleca przyjmować długość L_{Rb} jako połowę wysokości próbki. Falkner i inni [55] przyjmują długość L_{Rb} jako dwukrotność długości włókna. Z kolei Casanova i Rossi [31] uzależniają ją od głębokości rysy (wysokości strefy zarysowanej zginanego elementu). Te ostatnie zalecenia zostały przyjęte w niektórych rekomendacjach [208], [210].



Rys. 3.14. Model zarysowanego pasma (Crack Band Model) i model rysy fikcyjnej (Fictitious Crack Model) [140]

Zachowanie fibrobetonu w warunkach rozciągania można opisać przy pomocy relacji naprężenie - szerokość rozwarcia rysy (σ -w) lub naprężenie - odkształcenie (σ - ε) (rys. 3.15). Pierwsza z nich bazuje na modelu rysy fikcyjnej (*fictitious crack model*). Model ten stanowił podstawę do zapoczątkowania licznych prac naukowych mających na celu opis efektu mostkowania rys przez włókna (*fiber-bridging*, por.3.2.) za pomocą relacji σ -w [124], [117], [118]. Główną zaletą tego modelu jest możliwość bezpośredniego porównania go z wynikami badań eksperymentalnych (np. test jednoosiowego rozciągania).

Zależność σ - ε dla zarysowanego fibrobetonu rozciąganego bazuje z kolei na modelu zarysowanego pasma (*crack band model*). W przeciwieństwie do zależności

 σ -w, jest ona prostsza w zastosowaniu do wymiarowania zginanych elementów fibrobetonowych. Odkształcenia zginanego przekroju można przedstawić za pomocą jednego wykresu, uwzględniającego strefę ściskaną oraz rozciąganą wraz z odkształceniami zbrojenia konwencjonalnego. Z drugiej strony wyznaczanie wielkości charakteryzujących wykres σ - ε jest skomplikowanym zadaniem. Trudności dotyczą przede wszystkim wyznaczania długości charakterystycznej l_{cs} [15], [57], [84]. Wielkość ta umożliwia przekształcenie szerokości rozwarcia rysy w odkształcenie, co jest niezbędne w celu opracowania zależności σ - ε w oparciu o wyniki badań np. jednoosiowego rozciągania czy rozciągania przy zginaniu, w których jedną z mierzonych wielkości jest szerokość rozwarcia rysy.



Rys. 3.15. Zależność σ - ε i σ -w dla fibrobetonu [121]

Metoda bezpośrednia lub analiza odwrotna

Opis zachowania fibrobetonu w warunkach rozciągania można wykonać w sposób bezpośredni lub stosując analizę odwrotną. Sposoby te stosowane są powszechnie przy wyznaczaniu innych cech materiałowych takich jak naprężenia przyczepności prętów stalowych lub włókien do matrycy betonowej [10], [11]. Obie procedury przedstawiono w sposób schematyczny na rys. 3.16.

Idea analizy odwrotnej polega na zastosowaniu procedury iteracyjnej w celu dopasowania parametrów i kształtu zależności σ - ε lub σ -w do wyników badań eksperymentalnych. Jest ona dość trudna w stosowaniu i często wymaga wykorzystania
technik numerycznych. Podstawowe zasady analizy odwrotnej w odniesieniu do wyznaczania zależności σ - ε dla betonu rozciąganego w oparciu o wyniki badań elementów zginanych podał Kaklauskas i Ghaboussi [98].

W metodzie bezpośredniej parametry zależności σ -w określa w sposób eksperymentalny (np. test pull-out włókien) i/lub wykorzystując cechy charakterystyczne składowych materiałów kompozytu. Duża ilość zmiennych wpływających na zachowanie fibrokompozytu w warunkach rozciągania oraz trudność ich uchwycenia wymaga walidacji wyznaczonej zależności σ -w celem potwierdzenia jej poprawności.



Rys. 3.16. Schemat procedury wyznaczania związków konstytutywnych dla fibrobetonu metodą bezpośrednią i analizą odwrotną. [121]

Badania w skali makro i mikro

Wiele prac naukowych w zakresie fibrobetonu dotyczy badań w skali makro. Na tym poziomie badawczym określa się cechy makroskopowe materiału takie jak

wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie, wytrzymałości ekwiwalentne czy resztkowe, oraz odpowiadające im odkształcenia czy szerokości rozwarcia rysy. Określa się także zachowanie fibrobetonu w pełnoskalowych elementach konstrukcyjnych.

Na przestrzeni ostatnich trzech dekad równolegle do badań w skali makro prowadzone były badania w skali mikro. Znaczne postępy w dziedzinie mechaniki pękania z lat 80-tych zeszłego stulecia umożliwiły rozwój mechaniki mikrostrukturalnej fibrobetonu [18], [198], [125], [177], [100], dzięki czemu możliwe było lepsze zrozumienie procesu powstawania rys w tym materiale. Jednocześnie procedura analizy odwrotnej, z powodzeniem stosowana do opisu zachowania betonu zwykłego w warunkach rozciągania [171], została zaadoptowana do opisu betonu zwykłego wzmocnionego włóknami [14], [180]. Mariaż mechaniki mikrostrukturalnej fibrobetonu i analizy odwrotnej okazał sie owocny i zapoczątkował nową linię badań naukowych w tym zakresie [195].

Oprócz wspomnianych wyżej dwóch poziomów prowadzenia badań nad fibrobetonem można wyodrębnić trzeci, pośredni. Na tym poziomie analizuje się strukturę fibrokompozytu w skali jego elementów składowych, takich jak włókna. Efekt mostkowania rys przez włókna oblicza się w oparciu o ilość włókien przecinających rysę, ich orientację względem rysy oraz parametry wytrzymałościowe określone w badaniu pull-out. Prace naukowe dotyczące wyznaczania parametrów wytrzymałościowych fibrobetonu rozciąganego przy zginaniu w oparciu o tę metodologię wykonali m.in. [7], [194], [134], [96].

Związki konstytutywne liniowe lub nieliniowe

Określenie kształtu wykresu σ - ε lub σ -w dla rozciąganego fibrobetonu zarysowanego jest niezwykle trudnym zadaniem. Zależy on od bardzo wielu czynników. Można powiedzieć że nawet drobna zmiana w składzie fibrokompozytu może mieć istotny wpływ na wspomniane zależności. Trudno jest więc ustalić jeden, wspólny związek konstytutywny dla wszystkich typów fibrobetonu. Stąd też istnieje szereg różnych propozycji, z których można wyodrębnić wykresy liniowe lub nieliniowe. Zależności liniowe są oczywiście prostsze w zastosowaniach praktycznych, lecz niestety mogą one być obarczone większym błędem niż zależności nieliniowe.

Wybrane związki konstytutywne fibrobetonu w warunkach rozciągania

Na przestrzeni ostatnich 50 lat opracowano wiele sposobów modelowania strefy rozciąganej fibrobetonu, z których wciąż trudno wyodrębnić te propozycje, które rokują największe nadzieje na ich powszechną akceptację. Z tego względu w dalszej części rozdziału ograniczono się jedynie do zwięzłej prezentacji wybranych metod, jako przykładów wyżej opisanych koncepcji i metodologii.

Pierwsze modele związków konstytutywnych naprężenie-odkształcenie (σ - ε) fibrobetonu w strefie rozciąganej opracowano w latach 70-tych ubiegłego wieku. Bazowały one na prostym założeniu, że fibrobeton po powstaniu pierwszej rysy zachowuje się jak materiał idealnie plastyczny, tzn. naprężenia rozciągające przyjmują stałą wartość bez względu na wielkość odkształceń. Różnice między tymi modelami dotyczyły przede wszystkim sposobu obliczania naprężeń rozciągających. Generalnie uzależniano te naprężenia od pewnych podstawowych danych takich jak zawartość, wymiary, kształt i przestrzenny rozkład włókien, naprężenia przyczepności między włóknami a matrycą oraz cechy wytrzymałościowe badanego fibrobetonu [80], [113], [185], [148], [37], [38], [127], [87], [156], [47]. Metody te opracowano w odniesieniu do zginanych belek fibrobetonowych ze zbrojeniem konwencjonalnym. Na ogół pomijano w nich udział naprężeń przenoszonych przez niezarysowaną strefę rozciąganą fibrobetonu, gdyż zlokalizowana jest ona blisko osi obojętnej i jej wpływ na nośność przekroju jest pomijalny. Cechą wspólną tych metod była konieczność stosowania dodatkowych wielkości stałych mających na celu dopasowanie wyników obliczeń do wyników badań eksperymentalnych (analiza odwrotna). W ten sposób uzyskiwano pewną zgodność metody z wynikami badań, pomimo braku pełnego zrozumienia zjawisk zachodzących w strefie rozciąganej fibrobetonu. Podkreślić też należy, że metody te miały ograniczony zakres stosowania z powodu odniesienia ich do stosunkowo niewielkiej bazy wyników badań doświadczalnych, nie obejmującej wszystkich typów fibrobetonów. Podsumowaniem tej linii badań naukowych była zależność σ - ε zaproponowana przez Lima i innych [126] (rys. 3.17a.). W zakresie odkształceń przed pojawieniem się rysy wykres σ - ε jest liniowo zmienny i kończy się z chwilą osiągnięcia średniej wytrzymałości na rozciąganie matrycy. Wpływ włókien na tę wytrzymałość pominięto. Po powstaniu pierwszej rysy naprężenia gwałtownie spadają a następnie utrzymują stałą wartość aż do osiągnięcia odkształceń granicznych. Pewną modyfikację tej koncepcji podali Lok i Xiao [129] (rys. 3.17b.). W zakresie odkształceń przed pojawieniem się rysy zaproponowano nieliniowa zależność σ - ε oraz, co najważniejsze, po osiągnięciu wytrzymałości na rozciąganie naprężenia nie maleją gwałtownie, lecz liniowo aż do osiągnięcia pewnej wielkości odkształceń, po których naprężenia przyjmują stałą wartość. W roku 2002 Dupont i Vandewalle [50] przedstawili nowatorską propozycję, w której przyjmowano dwupoziomowy rozkład naprężeń w zakresie odkształceń fazy zarysowanej (rys. 3.17c.). Odkształcenia odpowiadające zmianie tych naprężeń ε_2 oraz odkształcenia graniczne ε_3 wynosiły odpowiednio 2,5‰ oraz 15‰, czyniąc te wielkości zupełnie nie zależne od wytrzymałości na rozciąganie matrycy.



Rys. 3.17. *Przykładowe związki konstytutywne* σ - ε *dla fibrobetonu rozciąganego* [121]

Warto nadmienić, że przedstawione koncepcje lub ich niewielkie modyfikacje, pomimo upływu lat są wciąż wykorzystywane przez współczesnych badaczy. Campione [30] analizując zginane belki ze zbrojeniem konwencjonalnym stosował zależność zbliżoną do modelu Lok i Xiao (rys. 3.17b.). Tym samym tropem podażyli Taheri i inni [186] proponując model wymiarowania zginanych belek fibrobetonowych. Bardzo podobną zależność do modelu Lima (rys. 3.17a.) zaproponował Grimaldi i Luciano [78], którą następnie wykorzystali Olivito i Zuccarello [154] do analizy teoretycznej zginanych beleczek z wykonaną szczeliną. Z kolei van Zijl i Mbewe [196] oraz Mobasher i inni [143] zaproponowali sposoby wymiarowania zginanych belek fibrobetonowych wykorzystując identyczną pod względem kształtu zależność σ - ε w strefie rozciąganej. W ostatnich latach Cunha i inni [39] podali relację σ - ε (rys. 3.18a.) zbliżoną do modelu Duponta (rys. 3.17c.). Została ona opracowana w oparciu o średni wynik testów pull-out pojedynczego włókna. Z kolei Kaklauskas i inni [99] zaproponowali wykres nieliniowy (rys. 3.18b.) w zakresie odkształceń przekroju zarysowanego. Parametry tej zależności wyznaczono za pomocą analizy odwrotnej w oparciu o wyniki badań eksperymentalnych zginanych belek fibrobetonowych zbrojonych prętami stalowymi.



Rys. 3.18. Zależność σ - ε : a) Cunha i inni [39], b) Kaklauskas i inni [99]

Wszystkie opisane modele dotyczyły relacji naprężenie-odkształcenie (σ - ε). Do wyznaczenia parametrów tych zależności na ogół stosuje się analizę odwrotną. Sytuacja

wygląda nieco inaczej w przypadku związków konstytutywnych naprężenie-szerokość rozwarcia rysy (σ -w). Można tu wyodrębnić dwie grupy badań, w których wykorzystano metodę bezpośrednią lub analizę odwrotną.

Przykładowe zależności σ -w opracowane z wykorzystaniem analizy odwrotnej pokazano na rys. 3.19. W roku 2000 Kooiman [112] zaproponował model dwuliniowy (rys. 3.19a.) którego parametry określono na podstawie 4-punktowego zginania beleczek z wykonaną szczeliną. Dwa lata później Barragan [12] opracował model trójliniowy (rys. 3.19b.) bazujący na wynikach badania jednoosiowego rozciągania fibrobetonu. W przeciwieństwie do większości modeli opracowanych w drodze analizy odwrotnej w zaproponowanej zależności naprężenia rozciągające wzrastają po przekroczeniu minimalnej szerokości rozwarcia rysy w_{min} aż do osiągnięcia szerokości rozwarcia równej 2,0mm. Podobną zależność do propozycji Kooimana opracowali di Prisco i inni [44] (rys. 3.19c.). Pierwsza linia wykresu uzależniona jest od propagacji rys w matrycy. Druga uwarunkowana jest efektem mostkowania rys przez włókna. Wykreśla się ją w oparciu o dwa poziomy naprężeń odpowiadające pewnym szerokościom rozwarcia rysy. Naprężenia te oblicza się w oparciu o parametry wytrzymałościowe uzyskane w badaniu zginanych beleczek bez szczeliny. Weryfikacje tego modelu wykonał Dozio [48]. Stwierdził on, że naprężenia obliczane wg di Prisco są zawyżone względem wyników własnych badań, czego efektem była propozycja nowej zależności (rys. 3.19c.). W odróżnieniu od wyżej opisanych modeli Ahmadi [2] zaproponował zależność nieliniową opartą na funkcji wykładniczej (rys. 3.19d.). Parametrami określającymi tę funkcję są jedynie wytrzymałość matrycy na rozciąganie oraz współczynnik β , który określa się w drodze analizy odwrotnej w oparciu o wyniki badań 4-punktowo zginanych drobnowymiarowych belek. Podkreślić należy, że do modelowania nieliniowych związków konstytutywnych σ -w stosuje się także inne funkcje [152].



Rys. 3.19. Przykładowe związki konstytutywne σ-w dla fibrobetonu rozciąganego [112] [12] [48] [2]

Analizując mikromechanikę fibrobetonu Li i inni [125] jako jedni z pierwszych zaproponowali model σ -w metodą bezpośrednią. Autorzy wnikliwie przeanalizowali fizyczne prawa procesu powstawania i propagacji rys w fibrobetonie. Relacja σ -w jest

wypadkową dwóch składowych: wpływu matrycy i wpływu włókien (rys. 3.20a.). W analizie uwzględniono takie parametry jak mostkowanie rys przez ziarna kruszywa, ilość włókien przecinających rysę, charakterystyka testu pull-out włókien oraz ich rozmieszczenie i ukierunkowanie. Jednak pomimo istotnego wkładu naukowego w rozwój wiedzy o fibrobetonie zastosowanie praktyczne tego modelu jest utrudnione z uwagi na znaczną ilość parametrów oraz przez fakt, że model ten jest ograniczony tylko do szerokości rozwarcia rysy nie przekraczającej 0,3mm.

Inną propozycję modelu σ -w zaproponował Laranjeira [121]. Podobnie jak w modelu Li [125] jest on sumą dwóch głównych czynników: zdolności betonu bez włókien do przenoszenia naprężeń rozciągających po zarysowaniu oraz efektu mostkowania rys przez włókna (rys. 3.20b.). Propozycja ta uwzględnia cechy poszczególnych składników fibrobetonu, proces produkcji i pewne charakterystyki projektowanej konstrukcji. Dane niezbędne do zdefiniowania modelu to charakterystyczna wytrzymałość fibrobetonu na ściskanie, geometria projektowanego przekroju, średnica, długość i wytrzymałość włókien a także ich zawartość i ukierunkowanie.



Rys. 3.20. Przykładowe modele σ *-w wyznaczone metodą bezpośrednią* [21]

Prudencio i inni [166] zaproponowali metodę w której zdolność do przenoszenia naprężeń rozciągających w poprzek rysy określana jest na podstawie badania elementów zginanych. Uzyskana w ten sposób zależność siła - szerokość rozwarcia rysy została zaimplementowana do wykresu naprężeń przekroju zginanego w celu analizy nośności na zginanie. Podobny model zaproponowali Jones i inni [95]. Ustalono wówczas, że nośność na zginanie jest funkcją następujących parametrów: zależność naprężenie - odkształcenie dla strefy ściskanej i rozciąganej (w fazie niezarysowanej), oraz w fazie zarysowanej charakterystyka pull-out włókien, ilość, lokalizacja, ukierunkowanie i zakotwienie włókien a także rozkład odkształceń/szerokości rozwarcia rysy w przekroju zginanym dla danych wielkości ugięć.

Interesujące podejście do problemu przedstawił Luccioni [130] proponując model σ -w w oparciu o zmodyfikowaną teorię mieszanin. Matryca betonowa traktowana jest jako materiał sprężysto-plastyczny a włókna stalowe jako ortotropowa sprężysto-

plastyczna inkluzja, w której uwzględniono takie efekty jak utrata przyczepności włókien oraz wyciąganie włókien z matrycy. Związki konstytutywne dla włókien zostały zmodyfikowane w celu uwzględnienia tych efektów. Dane niezbędne do opisu modelu to cechy wytrzymałościowe matrycy, typ, kształt, ukierunkowanie i zawartość włókien. Cechy matrycy oraz kształt włókien służą do wyznaczenia naprężeń przyczepności i parametrów zjawiska wyciągania włókien z matrycy. Dane te można też określać w drodze eksperymentalnej.

Różnorodność koncepcji modelowania fibrobetonu w strefie rozciąganej bez wątpienia nie przyczynia się do upowszechnienia stosowania tego materiału w praktyce. Projektanci konstrukcji budowlanych, zdając sobie sprawę z chaosu panującego w tym zakresie, nie są chętni do brania odpowiedzialności za stosowanie tej czy innej metody. Oczywistym jest, że tylko ogólnie przyjęta metoda mająca status normy może tą sytuację zmienić. W tym kierunku, w Europie w pierwszych latach XXI wieku poczyniono pewne postępy, publikując normy: niemiecką [208], włoską [206] i hiszpańską [207]. Istotne są także inne prace o charakterze międzynarodowym takie jak rekomendacja RILEM TC-162-TDF [225] czy prenorma fib Model Code 2010 [210]. Analizę porównawczą związków konstytutywnych zaprezentowanych w tych opracowaniach wykonał Blanco [21]. W tablicy 3.9. przedstawiono wykresy zależności σ - ε , parametry opisujące te wykresy oraz rodzaj badania określającego podstawowe cechy wytrzymałościowe.

Generalnie wszystkie modele mają charakter liniowy, od najbardziej uproszczonej postaci (naprężenia przyjmują wartość stałą niezależnie od poziomu odkształceń) do złożonych wieloliniowych wykresów [210]. Parametry tych wykresów określane są za pomocą analizy odwrotnej, w oparciu o wyniki badania zginanych drobnowymiarowych beleczek. Wyróżnić tu można badanie 4-punktowego zginania beleczek bez [208] i z szczeliną [206], oraz 3-punktowego zginania beleczek ze szczeliną [220]. W zależności od rodzaju wykonanego badania stosuje się do opisu zależności σ - ε wytrzymałość ekwiwalentną f_{eq} lub wytrzymałość resztkową f_R (por. rozdz. 3.1).

Inną istotną różnicą między wymienionymi przepisami jest uwzględnianie efektu skali. Współczynnik skali zmniejszający wartość naprężeń rozciągających w przekroju zarysowanym wraz ze wzrostem jego wysokości uwzględniony został jedynie w normie niemieckiej [208] oraz rekomendacji RILEM [225]. Ważną innowacją wprowadzoną do prenormy fib Model Code 2010 [210] oraz normy włoskiej [206] i hiszpańskiej [207] jest tzw. długość charakterystyczna l_{cs} . Definiuje ona związek pomiędzy szerokością rozwarcia rysy i odkształceniem. Dzięki niej możliwe jest wyznaczenie rozkładu naprężeń w przekroju zginanym (a w konsekwencji obliczenie nośności) dysponując jedynie modelem σ -w. Warto także nadmienić, że prenorma fib Model Code 2010 [210] oraz norma włoska [206], w odróżnieniu od pozostałych przepisów, opisują także zależność naprężenie - szerokość rozwarcia rysy (σ -w).

Wykres	Norma	Parametry	Badanie cech fibrobetonu przy rozciąganiu
σ^{\dagger}	DBV [208]	$\sigma_{I} = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{c}^{f} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{c}^{f} \leq f_{eq,ctd,I}$ (α_{sys} : współczynnik skali; α_{c}^{f} : wsp. uwzględniający obciążenia długotrwałe) $\varepsilon_{I} = \varepsilon_{u} = 10\%$	DIN 1048 $F/2 \downarrow \downarrow F/2$ 50 600 50 150 150
	CNR-DT [206]	$\sigma_I = f_{Ftu} = f_{eq2}/3$ $\varepsilon_I = \varepsilon_u = [20\% \text{ dla } pcs; 10\% \text{ dla } pch]$	UNI 11039 $F/2 \downarrow \qquad \downarrow F/2$ $F/2 \downarrow \qquad \downarrow $
$\varepsilon_1 \xrightarrow{\varepsilon_1} \varepsilon_2$	EHE [207]	$\sigma_{I} = f_{ctRd} = 0.33 f_{R3,d}$ $\varepsilon_{I} = \varepsilon_{u} = [20\% \text{ przy zginaniu; } 10\% \text{ przy rozciąganiu}]$	EN 14651
	MC [210]	$\sigma_I = f_{Ftu} = f_{R3}/3$ $\varepsilon_I = \varepsilon_u = [20\% \text{ dla } pcs; 10\% \text{ dla } pch]$	25 550 25 150
σ σ_1 σ_2 σ_2	CNR-DT [206]	$\sigma_{l}=f_{Fts}=0.45f_{eql}$ $\sigma_{2}=f_{Ftu}=k[f_{Fts}-(w_{u}/w_{i2})(f_{Fts}-0.5f_{eq2}+0.2f_{eql})]$ $k=[0,7 \text{ przy rozciąganiu, 1 w innych}$ $przypadkach]$ $\varepsilon_{2}=\varepsilon_{u}=[20\% \text{ dla } pcs; 10\% \text{ dla } pch]$	UNI 11039 $F/2 \downarrow \qquad \downarrow F/2$ $F/2 \downarrow \qquad \downarrow $
ε_1 ε_2 ε_2	DBV [208]	$\sigma_{1} = f_{eq,ctd,I} = f_{eq,ctk,I} \cdot \alpha_{c}^{f} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ct}^{f}$ $\sigma_{2} = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{c}^{f} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{c1}^{f} \leq f_{eq,ctd,I}$ $\varepsilon_{2} = \varepsilon_{u} = 10\%_{0}$	DIN 1048 F/2
σ σ_1	DBV [208]	$\sigma_{1} = f_{ctd} = \alpha_{c}^{f} f_{ctk, ll} / \gamma_{cl}^{f}$ $\sigma_{2} = f_{eq, ctd, l} = f_{eq, ctk, l} \cdot \alpha_{c}^{f} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{cl}^{f}$ $\sigma_{3} = f_{eq, ctd, ll} = f_{eq, ctk, ll} \cdot \alpha_{c}^{f} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{cl}^{c} \leq f_{eq, ctd, l}$ $\varepsilon_{1} = \sigma_{l} / E_{HRF}; \ \varepsilon_{2} = \varepsilon_{1} + 0, 1\%; \ \varepsilon_{3} = \varepsilon_{u} = 10\%$	$\begin{bmatrix} & & & \\ & & \\ 50 & & 600 \end{bmatrix} 150$
σ_2 σ_3 ϵ_1 ϵ_2 ϵ_3 ϵ_3	RILEM [225]	$\sigma_{I}=0,7f_{ctm,fl}(1,6-d)$ $\sigma_{2}=0,45\kappa_{h}f_{R1}$ $\sigma_{3}=0,37\kappa_{h}f_{R4}$ $\varepsilon_{I}=\sigma_{I}/E_{HRF}; \ \varepsilon_{2}=\varepsilon_{I}+0,1\%_{0}; \ \varepsilon_{3}=\varepsilon_{u}=25\%_{0}$ $(\kappa_{h}: \text{współczynnik skali})$	
σ_{1} σ_{2} σ_{3} ε_{2} ε_{3} ε_{2} ε_{3} ε_{4} ε_{2} ε_{3} ε_{4} ε_{5}	EHE [207]	$\sigma_{l}=f_{ct,d}=0, 6f_{ct,fl,d}$ $\sigma_{2}=f_{ctR1,d}=0, 45f_{R1,d}$ $\sigma_{3}=f_{ctR3,d}=k_{1}(0,5f_{R3,d}-0,2f_{R1,d})$ $\varepsilon_{2}=0,1+1000f_{ct,d}/E_{c0}$ $\varepsilon_{3}=2, 5/l_{cs} (l_{cs}: \text{dlugość charakterystyczna})$ $\varepsilon_{u}=[20\% \text{ przy zginaniu; } 10\% \text{ przy}$ rozciąganiu]	EN 14651 \downarrow 25 550 25 150 25 150
σ f_{Ftu} f_{Fts} f_{ct} $0.9f_{ct}$ f_{Fts} f_{Ftu}	MC [210]	$f_{Fts}=0,45f_{RI}$ $f_{Ftu}=f_{Fts}-(w_u/CMOD_3)(f_{Fts}-0,5f_{R3}+0,2f_{RI})$ $\varepsilon_{SLS}=CMOD_I/l_{cs}$ $\varepsilon_{ULS}=w_u/l_{cs}=\min(\varepsilon_{Fu}; 2,5/l_{cs}=2,5/y)$ $\varepsilon_{Fu}=[20\% \text{ dla } pcs; 10\% \text{ dla } pch]$ $(y: wysokość strefy rozciąganej)$	

Tablica 3.9. Modele konstytutywne wg norm i rekomendacji europejskich [21]

3.3.3. Związki konstytutywne dla stali zbrojenia konwencjonalnego

Przez zbrojenie konwencjonalne rozumie się wiotkie pręty stalowe stosowane do zbrojenia betonu zwykłego. W ten sposób uzyskuje się materiał zwany żelbetem. Wpływ ilości i jakości zastosowanych prętów stalowych na nośność przekroju zginanego jest duży i choć dodatek włókien stalowych do betonu może częściowo redukować ilość zbrojenia konwencjonalnego, to jednak całkowite jego zastąpienie możliwe jest tylko w bardzo nielicznych przypadkach, np. w płytach [189], [141].

Oczywistym jest, że do obliczania nośności przekrojów zbrojonych prętami stalowymi niezbędna jest zależność σ - ε dla tego materiału. Wyznacza się ją w prostym teście jednoosiowego rozciągania, a z uwagi na dużą jednorodność i przewidywalność uzyskanych wyników sposób modelowania tej zależności nie budzi dziś żadnych wątpliwości. Wg obecnie obowiązującej w Polsce normy dotyczącej projektowania konstrukcji betonowych - EC2 [223], można przyjmować dwie zależności σ - ε dla stali zbrojeniowej (rys. 3.21). Są to wykresy dwuliniowe, w których pierwsza linia odpowiada zakresowi odkształceń sprężystych, a druga zakresowi odkształceń plastycznych. Różnice dotyczą tego drugiego zakresu. Można tu przyjmować albo wykres poziomy, nie ograniczając przy tym zakresu odkształceń, lub też nachylony, z ograniczeniem odkształceń do wartości ε_u . Parametry określające te wykresy to granica plastyczności (f_y), wytrzymałość na rozciąganie (f_t), moduł sprężystości (E_s) oraz odkształcenia graniczne (ε_u). Wyznacza się je w sposób eksperymentalny zgodnie z normą [209]. Podkreślić należy że typ wykresu σ - ε uzyskany w badaniu (z wyraźną bądź umowną granicą plastyczności) nie jest brany pod uwagę.



Rys. 3.21. Wykresy naprężenie-odkształcenie stali zbrojeniowej wg EC2 [223]

3.3.4. Nośność na zginanie przekrojów fibrobetonowych wg RILEM TC 162-TDF oraz fib Model Code 2010

Przedstawiona analiza stanu zagadnienia dotycząca związków wyżej konstytutywnych dla fibrobetonu rozciąganego potwierdza aktualność problemu. Znaczna różnorodność zaproponowanych koncepcji powinna zachęcać współczesnych badaczy nie tylko do poszukiwania nowych pomysłów, lecz także do weryfikacji tych istniejących, pretendujących do miana metody uniwersalnej. W tym sensie uwagę autora niniejszej rozprawy skupiły metody wymiarowania wg rekomendacji RILEM TC 162-TDF [225] oraz prenormy fib Model Code 2010 [210]. Uznano bowiem, że metody te stanowią najlepszą podstawę do opracowania polskich przepisów wymiarowania konstrukcji fibrobetonowych, których obecnie brak. Kolejnym istotnym argumentem był fakt, że metody te opierają się na wytrzymałościach resztkowych wyznaczanych zgodnie z normą PN-EN 14651 [220], która ma status polskiej normy. Nie bez znaczenia jest też międzynarodowy charakter tych przepisów oraz ich popularność w środowisku naukowym na całym świecie.

<u>RILEM TC 162-TDF [225]</u>

Międzynarodowy związek laboratoriów i ekspertów materiałów konstrukcyjnych (RILEM) został założony w 1947 roku w celu wspierania rozwoju naukowego i wymiany wiedzy w tym zakresie. Obecnie zrzesza on ekspertów z 70 państw. Jednym z zadań tej organizacji jest wspieranie i upowszechnianie idei zastosowania fibrokompozytów w praktyce inżynierskiej. W ten sposób powstała rekomendacja RILEM TC 162-TDF, opisująca metodę wymiarowania zginanych przekrojów fibrobetonowych w oparciu o zależność naprężenie-odkształcenie.

Założenia przyjmowane do wymiarowania fibrobetonowych przekrojów zginanych w odniesieniu do modelowania strefy ściskanej czy też zbrojenia konwencjonalnego są identyczne jak wg normy EC2 [223]. Różnice dotyczą oczywiście modelowania strefy rozciąganej. Rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju zginanym pokazano na rys. 3.22. W strefie rozciąganej zastosowano trójliniowy rozkład naprężeń. Pierwsza linia dotyczy zakresu sprężystego i kończy sie z chwilą osiągnięcia naprężeń σ_1 , które zależą od wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie przy zginaniu. Odpowiadające tym naprężeniom odkształcenia ε_1 oblicza się w oparciu o moduł sprężystości kompozytu. Z chwilą osiągnięcia naprężeń σ_1 zakłada się, że przekrój ulega zarysowaniu, stąd też następuje spadek naprężeń do wielkości σ_2 (zależnych od wytrzymałości resztkowej f_{RI}). Spadek ten dokonuje się przy wzroście odkształcenia o 0,1‰. Trzecia linia wykresu również oznacza spadek naprężeń, lecz znacznie wolniejszy. Zależność kończy się z chwilą osiągnięcia odkształcenia przekroju zginanego na poziomie środka ciężkości

zbrojenia konwencjonalnego. Odpowiadające tym odkształceniom naprężenia σ_3 zależą od wytrzymałości resztkowej f_{R4} .

Wartym podkreślenia jest fakt, że naprężenia w zarysowanej strefie rozciąganej przekroju (σ_2 , σ_3) zależą także od współczynnika skali κ_h . Na rys. 3.23. pokazano sposób wyznaczania tego współczynnika w oparciu o wysokość przekroju. W przypadku przekrojów zginanych o wysokości do 12,5 cm współczynnik ten przyjmuje wartość 1, a następnie maleje wraz ze wzrostem wysokości przekroju. Dla przekrojów o wysokości większej niż 60 cm przyjmuje on wartość 0,4.



Rys. 3.22. Rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju zginanym wg RILEM TC 162-TDF [225]



Rys. 3.23. Zależność współczynnika skali κ_h od wysokości przekroju h [225]

Jak już wcześniej wspomniano metoda wymiarowania zginanych przekrojów wg RILEM bazuje na wytrzymałościach resztkowych. Procedura wyznaczania tych cech została szczegółowo omówiona w dalszej części rozprawy. W kontekście niniejszego rozdziału bardzo ważny jest fakt, że wytrzymałości resztkowe oblicza się w oparciu

o siłę pomierzoną w badaniu zginanych beleczek zakładając liniowy rozkład naprężeń w przekroju, co nie jest prawdą. W ten sposób wytrzymałości resztkowe nie oznaczają wcale rzeczywistych naprężeń w przekroju dla danych szerokości rozwarcia rys, lecz stanowią pewien parametr który pozwala na wyznaczenie tych naprężeń. Techniką, która umożliwia rozwiązanie tego problemu jest wspomniana wcześniej analiza odwrotna, lecz jest to procedura skomplikowana a uzyskane dzięki niej wyniki nie mają charakteru ogólnego i dotyczą tylko analizowanego fibrobetonu. W rekomendacji RILEM przyjęto bardzo proste rozwiązanie tego problemu, zakładając, że naprężenia w strefie rozciąganej przyjmują wartość stałą na całej jej wysokości. Na rys. 3.24. przedstawiono sposób transformacji wytrzymałości resztkowych f_{RI} i f_{R4} na naprężenia σ_2 i σ_3 .



Rys. 3.24. Sposób transformacji wytrzymałości resztkowych f_{R1} i f_{R4} na naprężenia σ_2 i σ_3 [225]

Z lewej strony pokazano rozkłady naprężeń przyjęte do obliczenia wytrzymałości resztkowych a z prawej strony uproszczone modele rozkładów rzeczywistych. Zakładając, że $M_1=M_2$ wyznaczono zależności pomiędzy wytrzymałościami resztkowymi f_{R1} i f_{R4} a naprężeniami σ_2 i σ_3 :

$$\sigma_2 = 0.45 f_{R1} \tag{3.2}$$

$$\sigma_3 = 0.37 f_{R4} \tag{3.3}$$

Nie sposób odmówić tej procedurze prostoty, która powinna charakteryzować każdą praktyczną i ogólną metodę projektowania. Jednak im prostsze są metody obliczeniowe, tym zazwyczaj są mniej dokładne. Skrupulatną weryfikację tej metody wykonali Barros i inni [13], badając wytrzymałości resztkowe i ekwiwalentne na ponad dwustu beleczkach, w których zawartość włókien wynosiła od 10 do 45 kg/m³. Następnie wykorzystując analizę odwrotną zaproponowano korektę wielkości naprężeń i odkształceń przyjmowanych do opisu strefy rozciąganej fibrobetonu (tablica 3.10).

1 5 1 5	
Naprężenia σ_i [MPa]	Odkształcenia ε_i
$\sigma_I = 0,52 f_{ctm,fl} (1, 6-d)$	$\varepsilon_I = \sigma_I / E_c$
$\sigma_2 = 0,36 f_{RI} \kappa_{\mathrm{h}}$	$arepsilon_2 = 1,2 \%$
$\sigma_3 = 0,27 f_{R4} \kappa_{\rm h}$	$arepsilon_3=104~\%$

Tablica 3.10. Wielkości opisujące wykres σ - ε fibrobetonu w strefie rozciąganej [13]

Z analizy tej wynika, że wielkości naprężeń σ_1 , σ_2 i σ_3 wg RILEM są nieco zawyżone. Z kolei odkształcenia ε_3 są ponad dwukrotnie większe od wartości obliczonej przez Barrosa [13]. Podkreślić jednak należy, że analiza Barrosa dotyczyła konkretnego typu fibrobetonu. Nie można mieć pewności, że wnioski wypływające z tej analizy mają charakter ogólny, szczególnie że program badań ograniczony był do fibrobetonu o zawartości włókien nie większej niż 45 kg/m³.

Innym przykładem weryfikacji rekomendacji RILEM jest rozprawa doktorska Duponta [49], w której stwierdzono, że zasadniczą wadą tego modelu jest trudność oszacowania przy jakim poziomie ugięcia/szerokości rozwarcia rysy powinno się ustalać punkt wykresu (ε_2 , σ_2). Odkształcenia ε_2 są ponadto uzależnione od wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie, co jest przez Duponta kwestionowane. Ważnym aspektem tej pracy jest też eksperymentalna walidacja modelu RILEM na przykładzie belek fibrobetonowych ze zbrojeniem konwencjonalnym. Wykazano, że analizowana metoda zawyża nośność na zginanie względem wyników badań eksperymentalnych nawet o kilkanaście procent.

Do podobnych wniosków doszli Blanco i inni [21] analizując nośność na zginanie płyt fibrobetonowych o przekroju $b \ x \ h = 1000 \ x \ 200 \ mm$ i rozpiętości 3 m, ze zbrojeniem konwencjonalnym w postaci 7 prętów o średnicy 16 mm, oraz z dodatkiem włókien stalowych w ilości objętościowej 0,25 i 0,5%. Wykazano, że metoda RILEM znacznie zawyża moment zginający (nawet o 45%) przy niewielkich ugięciach, lecz przy dużych ugięciach zbieżność wyników obliczeń z wielkościami eksperymentalnymi była satysfakcjonująca. Z kolei Mobasher i inni [143] analizowali belki fibrobetonowe

o przekroju $b \ x \ h = 200 \ x \ 200 \ mm$ i rozpiętości 1 i 2 m ze zbrojeniem konwencjonalnym (2#8, 2#12 i 2#16) wykonane z betonu o zwykłej i wysokiej wytrzymałości. Stosowano włókna stalowe w ilości od 25 do 60 kg/m³. Wykazano, że zgodność momentów zginających obliczonych i pomierzonych jest większa w przypadku belek wykonanych z betonu o wysokiej wytrzymałości. Jednak na ogół wyniki obliczeń wg metody RILEM były zawyżone. W przypadku belek wykonanych z betonu zwykłego stwierdzono większą rozbieżność między wielkościami teoretycznymi a eksperymentalnymi. Ponadto zaobserwowano nieliczne przypadki w których nośność rzeczywista była większa od obliczeniowej.

Powyższe przykłady pokazują, że nie można bezkrytycznie podchodzić do zapisów rekomendacji RILEM. Mimo to, zdaniem autora jest to metoda która stanowi pewien konsensus pomiędzy prostymi metodami umożliwiającymi łatwe i zachowawcze projektowanie, a sposobami dokładniejszymi, lecz trudniejszymi w praktycznym zastosowaniu. Celowa jest więc ocena oraz ewentualna adaptacja tej metody w kontekście nośności na zginanie belek wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego.

FIB MODEL CODE 2010 [210]

Międzynarodowa federacja betonu konstrukcyjnego (*Fédération Internationale du Béton - fib*) złożona z 43 narodowych grup członkowskich jest niekomercyjnym stowarzyszeniem, którego celem jest wspieranie rozwoju technicznej, ekonomicznej, estetycznej i ekologicznej jakości konstrukcji betonowych na całym świecie. W wyniku znacznego postępu naukowego w zakresie fibrobetonu w ostatnich 20-tu latach oraz publikacji kilku rekomendacji [226], [208], [225], [206], [207] na temat projektowania konstrukcji fibrobetonowych zdecydowano o rozszerzeniu zawartości dokumentu fib Model Code o rozdziały dotyczące wymiarowania takich konstrukcji. Model Code jest opracowaniem o charakterze normatywnym, choć nie ma on statusu normy. Stanowił on jednak podstawę do opracowania norm europejskich (Eurokody) zarówno w przeszłości jak i dziś. Jak napisano we wstępie, celem tego dokumentu jest nie tylko podanie reguł praktycznych, ale także omówienie podstaw, wskazanie trendów oraz tych obszarów w których dalsze badania są konieczne.

Prenorma Model Code 2010 definiuje dwa modele związków konstytutywnych naprężenie-szerokość rozwarcia rysy dla fibrobetonu rozciąganego po zarysowaniu (rys. 3.25), gdzie f_{Fts} reprezentuje użytkową wytrzymałość resztkową, definiowaną jako wytrzymałość po zarysowaniu dla stanu granicznego użytkowalności, a f_{Ftu} reprezentuje wytrzymałość resztkową graniczną.

W przypadku modelu sztywno-plastycznego wartość f_{Ftu} oblicza się w oparciu o wytrzymałość resztkową f_{R3} , przyjmując założenie że cała siła ściskająca

skoncentrowana jest w górnym włóknie przekroju, a na całej wysokości przekroju występują naprężenia rozciągające o stałej wartości (rys. 3.26).



Rys. 3.25. Uproszczone związki konstytutywne dla fibrobetonu po zarysowaniu; linie ciągłe i kreskowane dotyczą odpowiednio osłabienia i wzmocnienia [210]

Zakładając że moment zginający przeniesiony przez przekrój o liniowo-sprężystym rozkładzie naprężeń (z lewej) jest równy momentowi przeniesionemu przez przekrój o rozkładzie naprężeń bliższym rzeczywistości łatwo obliczyć że:



Rys. 3.26. Uproszczony model przyjęty do obliczania granicznej wytrzymałości f_{Ftu} w oparciu o wytrzymałość resztkową f_{R3} [210]

W przypadku modelu liniowego określa się dwie wartości naprężeń, f_{Fts} i f_{Ftu} . Wyznacza się je w oparciu o wykresy naprężeń przedstawione na rys. 3.27.

W stanie granicznym użytkowalności (rys. 3.27b.) przyjęto sprężysto-plastyczny rozkład naprężeń w strefie rozciąganej i sprężysty w strefie ściskanej. Odpowiada on liniowo-sprężystemu rozkładowi naprężeń na całej wysokości przekroju (jak na rys. 3.26 z lewej), w którym wielkość naprężeń w skrajnym włóknie rozciąganym wynosi f_{R1} . Jak wiadomo f_{R1} wyznacza się w badaniu wg [220] w oparciu o siłę pomierzoną przy szerokości rozwarcia rysy równej 0,5 mm, a zatem zakładając, że:

$$w_s = 0,5mm; y + x = h_{sp}; l_{cs} = h_{sp}$$

rozwiązując układ dwóch równań równowagi sił podłużnych i momentów zginających wyznaczono związek między f_{Fts} i f_{RI} , który zależy od modułu sprężystości E i przyjętej długości charakterystycznej l_{cs} [43]:

$$f_{Fts} = k_a(E, l_{cs})f_{R1}$$
 (3.5)



Rys. 3.27. *Przyjęte wykresy naprężeń do obliczenia naprężeń* f_{Fts} *i* f_{Ftu} [210]

Przyjmując, że długość charakterystyczna l_{cs} równa się wysokości przekroju h_{sp} obliczono, że współczynnik k_a zawiera się w przedziale od 0,362 do 0,378 w zależności od modułu sprężystości *E*. Ostatecznie wpływ modułu pominięto i przyjęto średnią wartość równą 0,37.

Rozważając stan graniczny nośności (rys. 3.27c.) cała siła ściskająca skoncentrowana jest w skrajnym włóknie przekroju, a naprężenia rozciągające przyjmują rozkład liniowo zmienny na całej wysokości przekroju. Rozkład ten jest opisany za pomocą trzech punktów, w których naprężenia przyjmują wartość:

- $k_b f_{RI}$ dla szerokości rozwarcia rysy w=0 (górne włókno przekroju)
- $k_a f_{RI} = 0,37 f_{RI} \text{ dla } w = 0,5 \text{mm}$
- $f_{Ft,2,5}$ dla w=2,5mm (dolne włókno przekroju)

Przy szerokości rozwarcia rysy równej 2,5mm oblicza się wytrzymałość resztkową f_{R3} w oparciu o liniowy rozkład naprężeń zgodnie z [220]. Porównując go z rozkładem naprężeń z rys. 3.27c wykorzystując równanie równowagi momentów wyznaczono związek między naprężeniami $f_{Ft,2,5}$ a wytrzymałościami resztkowymi:

$$f_{Ft,2,5} = 0.5f_{R3} - \frac{k_b}{2}f_{R1}, \qquad (3.6)$$

w którym:

$$k_b = 0,529 - 0,143 \frac{f_{R3}}{f_{R1}} \tag{3.7}$$

Zakładając, że wytrzymałość resztkowa f_{R3} jest równa $0.5f_{R1}$, co wynika z minimalnego wymagania stawianego przez Model Code 2010 fibrobetonom konstrukcyjnym łatwo obliczyć, że współczynnik k_b wynosi 0,45. W ten sposób równanie (3.6) przyjmie postać:

$$f_{Ft,2,5} = 0.5f_{R3} - 0.225f_{R1} \cong 0.5f_{R3} - 0.2f_{R1}$$
(3.8)

Zatem ostatecznie naprężenia f_{Fts} i f_{Ftu} dla modelu liniowego (rys. 3.25.) oblicza się ze wzorów:

$$f_{Fts} = 0.45 f_{R1}, \tag{3.9}$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \ge 0,$$
(3.10)

gdzie w_u jest maksymalną szerokością rysy akceptowaną w projektowaniu konstrukcyjnym; jej wartość zależy od wymagań trwałości.

Gdy rozważa się materiały z osłabieniem definicja związku naprężenie - odkształcenie opiera się na identyfikacji szerokości rozwarcia rysy i na odpowiadającej długości charakterystycznej l_{cs} elementu konstrukcyjnego. Wtedy odkształcenie może być obliczane ze wzoru:

$$\varepsilon = \frac{w}{l_{cs}} \tag{3.11}$$

W elementach ze zbrojeniem konwencjonalnym l_{cs} może być oszacowana jako:

$$l_{cs} = min\{s_{rm}, y\},$$
 (3.12)

gdzie:

*s*_{rm} jest średnią odległością między rysami;

y jest odległością między osią obojętną i krawędzią rozciąganą przekroju (rys. 3.27a.), oszacowaną w fazie sprężystej zarysowania, przy pominięciu resztkowej wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie i dla układu obciążenia odpowiadającego szerokości rozwarcia rysy i rozstawowi rys w stanie użytkowalności.

Naprężenia f_{Ftu} w modelu liniowym zależą od wymaganej ciągliwości, która jest związana z dopuszczalną szerokością rysy. Graniczna szerokość rysy może być obliczana jako:

$$w_u = l_{cs} \varepsilon_{Fu}, \tag{3.13}$$

przy założeniu ε_{Fu} równego 2% dla zmiennego rozkładu odkształcenia wzdłuż przekroju i 1% dla stałego rozkładu odkształcenia rozciągającego wzdłuż przekroju. W każdym przypadku maksymalna szerokość rozwarcia rysy nie może przekraczać 2,5 mm.

W przekrojach bez tradycyjnego zbrojenia poddanych zginaniu lub kombinacji zginania i siły podłużnej, z wypadkową siłą leżącą na zewnątrz przekroju zakłada się y = h, gdzie *h* oznacza wysokość przekroju. To samo założenie może być przyjmowane dla płyt.

W przypadku materiałów ze wzmocnieniem w trakcie badania jednoosiowo rozciąganych elementów powstaje wiele rys. Z tego względu określenie zależności naprężenie-szerokość rozwarcia rysy nie jest konieczne, ponieważ typowa zależność naprężenie-odkształcenie może być wyznaczona bezpośrednio w trakcie badania dzieląc wydłużenie przez początkową długość pomiarową. Odkształcenia graniczne ε_{Fu} przyjmuje się identycznie jak dla materiałów z osłabieniem. Materiał jest uważany jako materiał ze wzmocnieniem, gdy wykazuje zachowanie ze wzmocnieniem przy rozciąganiu aż do $\varepsilon_{Fu} = 1\%$.

Mając dane parametry charakteryzujące liniową zależność naprężenie-szerokość rozwarcia rysy, oraz długość charakterystyczną można wyznaczyć zależność naprężenie-odkształcenie, dla materiałów z osłabieniem.

W stanie granicznym użytkowalności zaproponowano zależność σ - ε uwzględniającą wytrzymałość matrycy na rozciąganie. Na rys. 3.28 przedstawiono trzy przypadki związków σ - ε w zależności od cech fibrobetonu w stanie zarysowanym. Z uwagi na ich złożoność są one szczególnie wskazane do stosowania w obliczeniach numerycznych.



Rys. 3.28. Zależności naprężenie-odkształcenie przy SGU dla fibrobetonu z osłabieniem (a) oraz z osłabieniem lub wzmocnieniem (b), (c) [210]

Taki sam wykres σ - ε jak dla betonu zwykłego stosowany jest aż do osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości matrycy na rozciąganie f_{ct} . W stanie po zarysowaniu zastosowanie ma zależność bilinearna. Gałąź poza-szczytowa wykresu (BC) jest opisana analitycznie jako:

$$\frac{\sigma - f_{ct}}{0.2f_{ct} - f_{ct}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_P}{\varepsilon_Q - \varepsilon_P}, \text{ dla } \varepsilon_P \le \varepsilon \le \varepsilon_C,$$
(3.14)

gdzie:

$$\varepsilon_{Q} = \frac{G_{F}}{f_{ct} \cdot l_{cs}} + \left(\varepsilon_{P} - \frac{0.8f_{ct}}{E_{c}}\right)$$
(3.15)

Wartość G_F oznacza energię pękania betonu niezbrojonego, którą można obliczać ze wzoru:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \tag{3.16}$$

Punkt A krzywych na rys. 3.28a, b, c odpowiada naprężeniom równym $0.9f_{ctm}$ przy odkształceniach 0.15%.

Dla materiałów z osłabieniem wytrzymałość resztkowa (czwarta gałąź) jest zdefiniowana przez dwa punkty odpowiadające ($\mathcal{E}_{SGU}, f_{Fts}$) i ($\mathcal{E}_{SGN}, f_{Ftu}$), gdzie:

$$\varepsilon_{SGU} = CMOD/l_{cs} \tag{3.17}$$

$$\varepsilon_{SGN} = w_u / l_{cs} = \min(\varepsilon_{Fu}, 2, 5/l_{cs})$$
(3.18)

przyjmujące $\mathcal{E}_{Fu} = 2\%$ dla zmiennego rozkładu odkształcenia wzdłuż przekroju i 1% dla stałego rozkładu odkształcenia rozciągającego wzdłuż przekroju.

Dla materiałów charakteryzujących się stabilną propagacją aż do \mathcal{E}_{SGU} z wytrzymałością na rozciąganie f_{Fts} większą niż f_{ct} mogą być rozpatrywane dwa przypadki (rys. 3.28b, c.)

Przypadek (II): proces zarysowania pozostaje stabilny aż do odkształcenia SGU i znowu cztery gałęzie definiują zależność konstytutywną. Pierwsze dwie gałęzie pozostają odpowiadające betonowi zwykłemu, podczas gdy trzecia gałąź (BD) jest analitycznie opisana jako:

$$\frac{\sigma - f_{ct}}{f_{Fts} - f_{ct}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_P}{\varepsilon_{SGU} - \varepsilon_P}, \text{ dla } \varepsilon_P \le \varepsilon \le \varepsilon_{SGU}$$
(3.19)

Przypadek (III): zarysowanie pozostaje stabilne aż do odkształcenia \mathcal{E}_{SGU} i trzy gałęzie określają zależność konstytutywną. Druga gałąź (A'D) jest określona jako:

$$\frac{\sigma - \sigma_{A'}}{f_{Fts} - \sigma_{A'}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{A'}}{\varepsilon_{SGU} - \varepsilon_{A'}}, \text{ dla } \varepsilon_{A'} \le \varepsilon \le \varepsilon_{SGU}, \tag{3.20}$$

gdzie $\sigma_{A'}$ jest sprężystą gałęzią dla naprężenia równego $0.9f_{Fts}$.

Dla obydwu przypadków (II) i (III), materiał może być z osłabieniem (DE) lub ze wzmocnieniem (DE'), zależnie od nachylenia ostatniej gałęzi.

W odniesieniu do wymiarowania przekrojów zginanych ze zbrojeniem konwencjonalnym w stanie granicznym nośności można stosować uproszczone wykresy naprężeń przedstawione na rys. 3.29.



Rys. 3.29. *Stan Graniczny Nośności przy działaniu momentu zginającego* M_{Ed} *i siły podłużnej* N_{Ed} : *zastosowanie uproszczonej zależności naprężenie-odkształcenie* [210]

Stan zniszczenia przy zginaniu uznaje się za osiągnięty, gdy zachodzi jeden z następujących warunków:

- osiągnięcie granicznego odkształcenia betonu przy ściskaniu $\mathcal{E}_{cu} = 3,5 \%$;
- osiągnięcie granicznego odkształcenia stali przy rozciąganiu (jeśli jest) \mathcal{E}_{su} ;
- osiągnięcie granicznego odkształcenia fibrobetonu przy rozciąganiu $\mathcal{E}_{Fu} = 2\%$

Wielkości obliczeniowe naprężeń w stanie granicznym nośności oblicza się dzieląc wielkości charakterystyczne przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_F , który przyjmuje wartości zgodnie z tablicą 3.11.

Materiał	Częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_F
Fibrobeton przy ściskaniu	jak dla betonu zwykłego
Fibrobeton przy rozciąganiu (granica proporcjonalności)	jak dla betonu zwykłego
Fibrobeton przy rozciąganiu (wytrzymałość resztkowa)	$\gamma_F = 1,5$

Tablica 3.11. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla fibrobetonu [210]

Poza częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa dla fibrobetonu w Model Code 2010 wprowadzono także współczynnik K, który uwzględnia reprezentatywność elementów na których określa się wytrzymałości resztkowe f_{Ri} w stosunku do projektowanej konstrukcji i warunków wykonawstwa. Zachowania obserwowane w typowych badaniach mogą się znacząco różnić (na korzyść i na niekorzyść) od zachowania fibrobetonu w realnych konstrukcjach. Na ogół zakłada się izotropowy rozkład włókien w materiale i dla tej sytuacji współczynnik K jest równy 1. Dla korzystnego ułożenia włókien można przyjąć że współczynnik orientacji K<1. Analogicznie w przypadku niekorzystnego ułożenia włókien, współczynnik K może być

większy od 1. Dla każdego $K \neq 1$ wymagana jest eksperymentalna weryfikacja tego założenia i wówczas można obliczać zmodyfikowane wytrzymałości resztkowe wg wzorów:

$$f_{Ftsd,mod} = f_{Ftsd} / K \tag{3.21}$$

$$f_{Ftud,mod} = f_{Ftud} / K \tag{3.22}$$

Wprowadzenie materiału konstrukcyjnego jakim jest fibrobeton do zapisów prenormy fib Model Code 2010 stanowi istotny krok w kierunku upowszechnienia i wdrożenia fibrobetonu do praktyki inżynierskiej. Prawdopodobnie na tej podstawie powstaną nowe reguły dotyczące projektowania konstrukcji fibrobetonowych przyjęte w Eurokodach i innych normach krajowych [43].

Prenorma opisuje trzy sposoby wymiarowania elementów zginanych. Dwa z nich to modele uproszczone - dwuliniowy i sztywno-liniowy (rys. 3.29), które z założenia stosowane są do wymiarowania płaskich przekrojów. Mogą one być stosowane jedynie do wymiarowania w Stanie Granicznym Nośności. Trzeci oparty jest na złożonej, 4liniowej zależności σ - ε (rys. 3.28) i jest on szczególnie dedykowany technikom numerycznym, przy czym może on być wykorzystywany do obliczeń także w Stanie Granicznym Użytkowalności.

Istotną nowością wobec innych przepisów jest wprowadzenie koncepcji długości charakterystycznej oraz podanie sposobów jej wyznaczania. Ma ona istotny wpływ na kształt wykresów σ - ε w strefie rozciąganej przyjmowanych do wymiarowania. Zależy ona od wysokości przekroju analizowanego elementu, a także od rozstawu rys w elementach ze zbrojeniem konwencjonalnym. W ten sposób w obliczeniach uwzględniany jest efekt skali, a przez to nie ma konieczności wprowadzania dodatkowego współczynnika, jak w rekomendacji RILEM. Ponadto, dzięki uzależnieniu długości charakterystycznej od rozstawu rys, na charakter wykresu σ - ε ma wpływ także ilość i średnica zastosowanych prętów zbrojenia konwencjonalnego.

Podkreślić jednak należy, że do zapisów prenormy Model Code 2010 należy podchodzić z pewną ostrożnością. Pomimo iż w przeciągu ostatnich piętnastu lat dokonał się istotny postęp w zakresie fibrobetonu, dalsze prace badawcze są konieczne w celu weryfikacji i optymalizacji zaproponowanych metod projektowych [43].

W ostatnich latach zrealizowano kilka istotnych prac badawczych w tym zakresie. Blanco i inni [21] analizując nośność na zginanie płyt fibrobetonowych o przekroju $b \ x \ h = 1000 \ x \ 200 \ mm$ i rozpiętości 3 m, ze zbrojeniem konwencjonalnym w postaci 7 prętów o średnicy 16 mm, oraz z dodatkiem włókien stalowych w ilości objętościowej 0,25 i 0,5%, wykazali, że metoda wymiarowania oparta na 4-liniowej zależności σ - ε (rys. 3.28a.) znacznie zawyża moment zginający (nawet o 30%) w stanie granicznym

użytkowalności, lecz w stanie granicznym nośności różnica między momentem obliczeniowym a eksperymentalnym nie przekraczała 1,6%.

Ning i inni [151] analizowali zginane belki o przekroju $b \ x \ h = 200 \ x \ 300$ mm i rozpiętości 2,1 m ze zbrojeniem konwencjonalnym w ilości 2#16, 2#18 i 2#20. Do mieszanki betonowej dodawano włókna stalowe w ilości 30 i 50 kg/m³. W analizie uwzględniono jedynie model sztywno-liniowy metody uproszczonej (rys. 3.29). Wykazano, że metoda ta zaniża teoretyczną nośność na zginanie badanych belek względem nośności doświadczalnej.

Weryfikacją tego sposobu zajęli się też Biolzi i Cattaneo [20], analizując belki o przekroju $b \ x \ h=150 \ x \ 300 \ mm$ i rozpiętości od 2,4 do 3,4 m, zbrojone dwoma prętami o średnicy 16 mm w strefie rozciąganej, ze strzemionami (#6 co 15 cm) lub bez. Włókna stalowe dozowano w ilości od 50 do 70 kg/m³. Wykazano, że metoda uproszczona bazująca na modelu sztywno-liniowym poprawnie opisuje nośność zginanego przekroju. Iloraz momentu eksperymentalnego i obliczeniowego mieścił się w przedziale od 0,94 do 1,07.

Powyższe przykłady pokazują, że wnioski wypływające z eksperymentalnej weryfikacji metod wymiarowania wg Model Code 2010 są skrajnie różne. Ponadto podkreślić należy, że dotychczas weryfikowano głównie najprostszą metodę, bazującą na modelu sztywno-liniowym. Z dostępnej literatury wynika, że brak jest prac badawczych weryfikujących metodę bazującą na modelu bilinearnym, czy też, nie licząc pracy Blanco [21], na modelu 4-liniowym.

3.4. STANY GRANICZNE UŻYTKOWALNOŚCI BELEK FIBROBETONOWYCH

3.4.1. Zarysowanie belek fibrobetonowych

Szerokość rozwarcia rys i ich rozstaw są parametrami, które nie mają wpływu na nośność na zginanie elementów żelbetowych bez włókien. Zanim pojawią się pierwsze rysy zakłada się, że przekrój żelbetowy zachowuje się w sposób sprężysty zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu. Z chwilą pojawienia się pierwszej rysy pomija się strefę rozciąganą betonu.

Takie założenia byłyby oczywiście niedopuszczalne dla fibrobetonu. Jak już wcześniej omówiono, zarysowany fibrobeton jest w stanie przenosić naprężenia rozciągające. Wartość tych naprężeń uzależniona jest od szerokości rozwarcia rysy, a w elementach zbrojonych prętami stalowymi, także od ich rozstawu. W ten sposób parametry te stają się istotne w kontekście obliczania nośności zginanych elementów fibrobetonowych i nie można ich pomijać.

Metody obliczania rozstawu i szerokości rozwarcia rys w elementach wykonanych z betonu zwykłego, zbrojonych prętami stalowymi, bazują na analitycznym opisie

pewnych fizycznych zjawisk, które rządzą procesem powstawania i propagacji rys. Z chwilą pojawienia się pierwszej rysy element zachowuje swoją integralność dzięki obecności prętów stalowych. Ich ciągłość sprawia, że przyczepność stali do betonu zostaje zupełnie utracona w miejscu rysy. W strefach bezpośrednio obok rysy pręty stalowe doznają poślizgu względem otaczającego betonu. Odkształcenia tych prętów są więc większe niż odkształcenia betonu. Oddalając się od przekroju przez rysę pręty przekazują naprężenia na beton, dzięki naprężeniom przyczepności. Naprężenia te zależą od poślizgu na styku stali i betonu [49]. W przekroju odpowiednio oddalonym od rysy poślizg miedzy stalą a betonem zupełnie zanika. Większość metod obliczania rozstawu i szerokości rozwarcia rys polegają na analizie wyciętego kawałka elementu, którego jeden koniec stanowi przekrój przed zarysowaniem, a drugi po zarysowaniu. Różnią się one głównie sposobem modelowania naprężeń przyczepności między stalą a betonem oraz przyjętymi warunkami brzegowymi. Pomimo przyjęcia pewnych modeli fizycznych są to na ogół metody półempiryczne, w których niektóre wielkości ustala sie w sposób eksperymentalny, stosując współczynniki kalibracyjne nie mające fizycznego sensu. Metody te stanowiły podstawę do opracowania sposobów obliczania rys w elementach fibrobetonowych. Uwzględnienie naprężeń resztkowych przenoszonych przez ten materiał w poprzek rysy skutkuje zmniejszeniem rozstawu i szerokości rozwarcia rys, co zostało wielokrotnie potwierdzone w badaniach. Jednak wciąż aktualne jest pytanie, czy istniejące metody, szczególnie te najnowsze, są wystarczająco dokładne i niezawodne. Poniżej przedstawiono krótką charakterystykę wybranych sposobów obliczania rys w elementach fibrobetonowych, ze szczególnym uwzględnieniem propozcji RILEM [225] i fib Model Code 2010 [210].

METODA IBRAHIMA I LUXMORA

W 1979 i 1986 roku Ibrahim i Luxmore [86], [85] przedstawili propozycję obliczania szerokości rozwarcia rys prostopadłych w belkach żelbetowych z dodatkiem włókien stalowych, opartą na metodzie Leonhardta (1977), w której pomijano odkształcenia betonu między rysami. Ibrahim i Luxmore stwierdzili, że założenie to nie jest słuszne dla belek z włóknami, dlatego też wzór do wyznaczania oczekiwanej szerokości rysy przyjęli w postaci:

$$W_e = S_e \left(\varepsilon_m - \Delta \varepsilon \right), \tag{3.23}$$

gdzie:

 S_e oczekiwany rozstaw rys [mm],

 \mathcal{E}_m średnie odkształcenie powierzchni fibrobetonu, mierzone przez rysy [-],

 $\Delta \varepsilon$ odkształcenie w betonie pomiędzy rysami, zależnym od wielkości obciążenia, charakterystyki pull-out włókien, oraz długości i średnicy włókien [-].

Autorzy tej metody podkreślają, że włókna stalowe powodują zmniejszenie maksymalnej szerokości rozwarcia rysy o 40%, co wynika głównie z ograniczenia odkształceń fibrobetonu między rysami.

METODA AL-TAANA I AL-FEELA

Model obliczeniowy zaproponowany w 1989 r. przez Al-Taana i Al-Feela [4] bazuje na równowadze fragmentu belki pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym (rys. 3.30). W prezentowanej propozycji obliczeń szerokości rozwarcia rys przyjęto m.in. następujące założenia:

- odległość pomiędzy analizowanymi przekrojami jest równa połowie średniego rozstawu rys s_m,
- liniowa zmienność naprężeń przyczepności τ na rozpatrywanym odcinku,
- współczynnik orientacji włókien równy 0,5, przez co nie uwzględniono tzw. "efektu ściany" oraz nie rozróżniono włókien efektywnych i nieefektywnych.



Rys. 3.30. Rozkład naprężeń w przekroju niezarysowanym i zarysowanym [4]

W przekroju niezarysowanym (rys. 3.30) naprężenia rozciągające matrycy dzielą się na część f_t (oznaczającą naprężenia rozciągające betonu bez włókien) oraz na część f_f (uwzględniającą udział włókien w całkowitych naprężeniach rozciągających). Naprężenia f_f oblicza się uwzględniając objętościową zawartość włókien oraz stosunek modułów sprężystości włókien i betonu.

W przekroju zarysowanym z kolei występują naprężenia resztkowe f_{fc} , które określa się w oparciu o wynik badania pull-out pojedynczego włókna, uwzględniając także objętościową zawartość włókien, ich średnicę, długość i naprężenia przyczepności

między włóknami a matrycą. Naprężenia przyczepności w tej metodzie oblicza się z empirycznego wzoru zaproponowanego w 1976 roku przez Swamy'ego i Mangata.

Maksymalne naprężenia przyczepności prętów stalowych do fibrobetonu τ_{max} oblicza sie stosując zależność, jak dla betonu zwykłego, modyfikując go o współczynnik zwiększający, zależny od objętościowej zawartości włókien oraz ich kształtu.

Rozpatrując równowagę wszystkich sił pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym otrzymano wzór na średni rozstaw rys:

$$s_m = \frac{4A_e \left(f_t + f_f - f_{fc}\right)}{\tau_{\max} \Sigma O},$$
(3.24)

gdzie:

 A_e efektywne pole powierzchni strefy rozciąganej [mm²],

 ΣO suma obwodów wszystkich prętów zbrojeniowych [mm].

Średnie odkształcenia stali zbrojeniowej ε_s autorzy metody proponują obliczać zgodnie z półempirycznym wzorem wg CEB z 1976 [32]:

$$\varepsilon_{s} = \frac{\sigma_{s}}{E_{s}} \left[1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s}} \right)^{2} \right], \qquad (3.25)$$

w którym:

- σ_s naprężenia w zbrojeniu rozciąganym, obliczane w przekroju przez rysę [N/mm²],
- σ_{sr} naprężenia w zbrojeniu rozciąganym, obliczane w przekroju przez rysę, dla obciążenia powodującego zarysowanie [N/mm²],
- β współczynnik zależnym od przyczepności prętów zbrojeniowych, równym
 0,7 dla prętów żebrowanych oraz 1,0 dla prętów gładkich,
- E_s moduł sprężystości stali zbrojeniowej [N/mm²].

Ostatecznie średnią szerokość rozwarcia rys oblicza się jako iloczyn średniego rozstawu rys s_m i średnich odkształceń stali zbrojeniowej ε_s ze wzoru:

$$W_m = S_m \cdot \mathcal{E}_s \tag{3.26}$$

<u>METODA TANA I PARAMASIVAMA</u>

Kolejną metodę obliczeń szerokości rozwarcia rys prostopadłych w belkach żelbetowych z włóknami stalowymi przedstawili w 1995 roku Tan i Paramasivam [187]. Zaproponowany sposób pozwala wyznaczyć rozstaw rys oraz szerokość ich rozwarcia na podstawie modelu fizycznego.

W zginanym elemencie żelbetowym rysy pojawiają się wtedy, gdy naprężenia wywołane obciążeniem przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie. Pierwsza rysa pojawia się w pobliżu maksymalnego momentu lub w najsłabszym przekroju belki [182]. Według teorii Saint-Venanta naprężenia rozciągające betonu w przekroju belki obok rysy są zredukowane. Wpływ rysy na naprężenia rozciągające w betonie rozciąga się po obu jej stronach na długości równej wysokości strefy rozciąganej y przekroju zarysowanego. Wynika z tego, że gdy wszystkie główne rysy są utworzone, to minimalna odległość między dwiema z nich wynosi 2y. Natomiast siła działająca w zbrojeniu rozciąganym jest maksymalna w przekroju zarysowanym, zaś minimalna, gdy zachowane są więzi pomiędzy zbrojeniem a otaczającym betonem. Po powstaniu rys głównych mogą występować wtórne podziały pomiędzy nimi, jeżeli ich rozstaw jest większy niż podwójna krytyczna długość przenoszenia L_t . Zatem minimalny rozstaw rys jest równy mniejszej z dwóch wartości: y i L_t , zaś rozstaw maksymalny jest równy mniejszej z wartości: 2y i $2L_t$. Długość L_t jest niezbędna do przeniesienia różnicy pomiędzy siłą maksymalną F_{max} i minimalną F_{min} w zbrojeniu rozciąganym, znajdującym się w fibrobetonie. Można ją wyznaczyć ze wzoru:

$$L'_{t} = k_{p} \frac{F_{tran}}{\Sigma O}$$
(3.27)

w którym:

- k_p współczynnik przyczepności [mm²/N], stanowiący odwrotność obliczeniowych naprężeń przyczepności pręta do betonu w strefie zakotwienia f_{bd} ,
- F_{tran} całkowitą siłę przenoszoną przez pręt na beton na rozpatrywanym odcinku, obliczana jako różnica między siłą F_{max} i F_{min} ,

Na rysunku 3.31 przedstawiono fragment belki w strefie rozciąganej ograniczony rysami. W środku pomiędzy nimi może powstać nowa rysa, gdy naprężenia w betonie osiągną wytrzymałość na rozciąganie fibrobetonu. Siłę F_{tran} oblicza się ze wzoru:

$$F_{tran} = A_e \left(f_t - \sigma_f \right), \tag{3.28}$$

w którym:

- A_e jak we wzorze (3.24),
- f_t naprężenia w betonie niezarysowanym [N/mm²],
- σ_f naprężenia resztkowe przenoszone przez zarysowany fibrobeton [N/mm²].



Rys. 3.31. Rozkład sił w strefie rozciąganej przekroju fibrobetonowego [187]

Wyznaczając siły w betonie i stali zbrojeniowej zgodnie z rys. 3.31 a następnie rozważając oddzielnie wydłużenie betonu Δ_c i stali zbrojeniowej Δ_s na odcinku $s_m/2$, można wyznaczyć różnicę między tymi wydłużeniami co stanowi połowę szerokości rozwarcia rysy w. Ostatecznie wzór na szerokość rozwarcia rysy w przyjmuje postać:

$$w = 2(\Delta_s - \Delta_c) = \frac{s_m}{E_s} \left[\sigma_s - (1 + m\rho_r) \frac{s_m}{k_p \phi} - m\sigma_f \right], \qquad (3.29)$$

w którym:

- *m* stosunek modułu sprężystości stali i betonu (E_s/E_c) ,
- ρ_r stosunek pola przekroju zbrojenia zawartego wewnątrz efektywnego pola przekroju strefy rozciąganej (A_s/A_e),
- ϕ średnica pręta [mm],
- σ_s jak we wzorze (3.25).

METODA DUPONTA

Orientacyjnie na przełomie wieków zaczęło się zmieniać podejście naukowców do opisu naprężeń rozciągających przenoszonych przez fibrobeton zarysowany. Stopniowo odchodzi się od opisu za pomocą ilości włókien, ich kształtu i wymiarów, na rzecz, szczególnie w rekomendacjach i normach, wytrzymałości resztkowych czy ekwiwalentnych, wyznaczanych w badaniu zginanych beleczek (por. 3.2.2). Podobnie postąpił Dupont [49], który jako jeden z pierwszych użył wytrzymałości resztkowych określonych w badaniu wg [220] do uwzględniania wpływu włókien na szerokość rozwarcia rys w elementach fibrobetonowych. Model, który zaproponował, składa się z dwóch części. Pierwsza z nich dotyczy obliczania długości zakotwienia i końcowego średniego rozstawu rys, zaś druga obejmuje wyznaczenie średniej szerokości rozwarcia rys w oparciu o określone wcześniej parametry.

W celu wyznaczenia długości zakotwienia L, analizie poddano część belki obciążonej momentem rysującym M_{cr} , pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym (rys. 3.32).



Rys. 3.32. Rozkład naprężeń i odkształceń w przekroju niezarysowanym i zarysowanym dla fragmentu belki obciążonej momentem rysującym [49]

Założono liniowo zmienny rozkład naprężeń na całej wysokości strefy rozciąganej w przekroju niezarysowanym. Maksymalne naprężenia przyjęto równe 1,2 wytrzymałości na rozciąganie f_{ct} . W przekroju zarysowanym naprężenia są liniowo

zmienne tylko do wartości naprężeń równych $0,8f_{ct}$. Dalej zakłada się, że istnieje rysa, w poprzek której działają stałe naprężenia, które oblicza się w oparciu o wytrzymałość resztkową f_{RI} . Położenie osi obojętnej oblicza się dokładnie w przekroju niezarysowanym i zarysowanym. Założono, że położenie osi obojętnej pomiędzy analizowanymi częściami belki jest stałe na małych odcinkach i zmienia się stopniowo, proporcjonalnie do poślizgu pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem.

Wykorzystując warunki równowagi sił i momentów określono odkształcenia stali zbrojeniowej i betonu w przekroju niezarysowanym i zarysowanym. Odkształcenia w prętach oblicza się uwzględniając odkształcenia w otaczającym betonie oraz poślizg pomiędzy betonem a stalą. Następnie przeanalizowano równowagę sił w wyciętym fragmencie pręta zbrojeniowego o długości dx, w którym naprężenia przyczepności oblicza się ze wzoru:

$$\tau = \tau_{\max} \left(1 + \mu \cdot e^{-\lambda \delta} \right), \tag{3.30}$$

w którym:

- μ współczynnik kształtu wynoszący 0,782 dla betonu zwykłego i 0,883 dla fibrobetonu z włóknami w ilości 60 kg/m³ (dla mniejszej zawartości włókien dopuszcza się interpolację) [49],
- λ współczynnik kształtu zależny od otuliny betonu równy 8,25/mm [49],
- δ poślizg pomiędzy betonem i stalą [mm],
- τ_{max} maksymalne naprężenia przyczepności, zależne od grubości otulenia oraz wytrzymałości matrycy [N/mm²].

Uwzględniając powyższe, w oparciu o warunki równowagi sił normalnych i momentów zginających wyprowadzono równanie różniczkowe, które po uwzględnieniu odpowiednich warunków brzegowych dało rozwiązanie w postaci zależności poślizgu δ (a przez to naprężeń przyczepności τ) w funkcji x. Długość zakotwienia L (rys. 3.32) może być zatem określona poprzez globalną statyczną równowagę sił poziomych w pręcie zbrojeniowym:

$$\Delta F_s = A_s E_s (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1}) = \pi \cdot \Sigma \phi \cdot \int_0^L \tau(x) dx, \qquad (3.31)$$

gdzie:

- A_s pole przekroju rozciąganych prętów zbrojeniowych [mm²],
- E_s moduł sprężystości stali zbrojeniowej [N/mm²],
- $\mathcal{E}_{s1}, \mathcal{E}_{s2}$ odkształcenia w stali zbrojeniowej w przekroju niezarysowanym i zarysowanym [-],
- $\Sigma \phi$ suma średnic prętów zbrojeniowych [mm].

Tak wyznaczoną długość *L* przyjęto jako minimalną odległość pomiędzy rysami, natomiast maksymalną odległość między rysami ustalono jako 2*L*. Wynika z tego, że średni rozstaw rys wynosi 1,5*L*.

Druga część modelu (rys. 3.33) zaproponowanego przez Duponta polega na obliczeniu średniej szerokości rozwarcia rys przy założeniu, że odległość pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym równa się połowie średniego rozstawu rys, czyli 0,75*L*. W modelu tym przyjęto, że oś obojętna w obu przekrojach znajduje się na tym samym poziomie, gdyż udowodniono, że nieznaczna różnica w położeniu osi obojętnej nie ma istotnego wpływu na średnią szerokość rozwarcia rys. Warunki brzegowe w przekroju zarysowanym pozostały niezmienne, natomiast w przypadku przekroju niezarysowanego zmianie uległy wartości naprężeń σ_t i odkształceń ε_{c1} , ε_{s1} i ε_{t1} . Odkształcenia te można wyznaczyć poprzez statyczną równowagę sił normalnych i momentów zginających oraz wykorzystując równanie (3.31), w którym za *L* podstawić należy 0,75*L*. Ostatecznie średnia szerokość rozwarcia rys jest podwojoną wartością poślizgu δ w odległości x=0,75L (w przekroju zarysowanym).



Rys. 3.33. Rozkład naprężeń i odkształceń w przekroju niezarysowanym i zarysowanym dla fragmentu belki obciążonej dowolnym momentem [49]

METODA RILEM TC-162-TDF

Metoda obliczania rys wg RILEM [225] oparta jest na wcześniejszej wersji Eurokodu 2 [223] z 1991 roku. Została ona w niewielkim stopniu zmodyfikowana w celu uwzględnienia korzystnego wpływu włókien. Ogólny wzór na maksymalną szerokość rozwarcia rysy przyjmuje postać:

$$W_{k.} = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}, \qquad (3.32)$$

w którym:

- β współczynnik określający relację maksymalnej do średniej szerokości rozwarcia rysy (dla rys wywołanych obciążeniem równy 1,7),
- s_{rm} średni rozstaw rys [mm],
- \mathcal{E}_{sm} średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych [-].

Zgodnie z propozycją przedstawioną przez Vandewalle [197] rozstaw rys oblicza się z uwzględnieniem współczynnika redukcyjnego, zależnego od wymiarów włókien, ze wzoru:

$$s_{rm} = \left(50 + 0.25k_1k_2\frac{\phi_b}{\rho_r}\right)\left(\frac{50}{L/\phi}\right),$$
 (3.33)

w którym:

- ϕ_b średnica prętów zbrojeniowych [mm],
- k_1 współczynnik uwzględniający cechy przyczepności prętów stalowych do betonu (0,8 dla prętów żebrowanych, 1,6 dla prętów gładkich),
- k_2 współczynnik uwzględniający rozkład odkształceń w przekroju (0,5 przy zginaniu, 1,0 przy osiowym rozciąganiu),
- ρ_r efektywny stopień zbrojenia $A_s/A_{ct,eff}$, gdzie A_s jest polem przekroju zbrojenia zawartego wewnątrz efektywnego pola $A_{ct,eff}$ przekroju strefy rozciąganej,
- *L* długość włókien [mm],
- ϕ średnica włókien [mm].

Wzór powyższy jest słuszny, jeżeli stosunek długości włókien L do ich średnicy ϕ jest większy od 50.

Średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych wyznacza się ze wzoru:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right], \qquad (3.34)$$

w którym:

 $\sigma_s, \sigma_{sr}, E_s$ jak w opisie do wzoru (3.25),

- β_1 współczynnik zależny od przyczepności prętów (1,0 dla prętów żebrowanych, 0,5 dla prętów gładkich),
- β_2 współczynnik zależny od czasu działania i powtarzalności obciążenia (1,0 przy jednokrotnym obciążeniu krótkotrwałym, 0,5 przy obciążeniu długotrwałym lub wielokrotnie zmiennym).

Na rys. 3.34 przedstawiono rozkład naprężeń i odkształceń w zginanym przekroju zarysowanym. Zgodnie z koncepcją zaproponowaną przez Nemegeera i innych [149] [150], naprężenia w prętach rozciąganych σ_s i σ_{sr} należy wyznaczać uwzględniając stały rozkład naprężeń przenoszonych przez fibrobeton na całej wysokości strefy rozciąganej przekroju zarysowanego. W rekomendacji RILEM przyjęto, że naprężenia te powinny wynosić 0,45 f_{Rm1} , gdzie f_{Rm1} oznacza średnią wytrzymałość resztkową f_{R1} . Wykorzystując warunki równowagi sił podłużnych i momentów zginających możliwe jest wyznaczenie naprężeń σ_s i σ_{sr} .



Rys. 3.34. Rozkład naprężeń i odkształceń w fibrobetonowym zarysowanym przekroju zginanym [225]

Podkreślić należy, że do metody obliczania rys wg RILEM [225] należy podchodzić z pewną ostrożnością. Badania zrealizowane przez Domskiego w ramach pracy doktorskiej [47] wykazały, że sposób obliczania szerokości rozwarcia rys zaproponowany przez Vandewalle [197] daje zawyżone wartości względem wyników eksperymentalnych. Domski słusznie zauważył, że wspomniana metoda nie uwzględnia ilości włókien. Zaproponował więc korektę wzoru (3.33) dodając współczynnik (1- V_f), gdzie V_f oznacza objętościową zawartość włókien, a następnie potwierdził prawidłowość własnej propozycji na podstawie wyników badań zginanych belek ze

zbrojeniem konwencjonalnym, w których zastosowano włókna haczykowate Dramix i Ekomet w ilości odpowiednio 34 i 33 kg/m³.

Weryfikacją metody RILEM [225] zajął się też Kelpsa wraz z zespołem [106]. W oparciu o wyniki badań zginanych belek ze zbrojeniem konwencjonalnym [193], w których zastosowano włókna w ilości 79 kg/m³ wykazano, że szerokości rozwarcia rys obliczone wg RILEM [225] są zdecydowanie zawyżone. Kelpsa zaproponował korektę tego sposobu, najpierw dostosowując go do metody obliczania rys wg nowej wersji Eurokodu 2 [223] z 2004 roku, a następnie uwzględniając koncepcję obliczania rozstawu rys wg Lofgrena [128] i Janssona [92]. W konsekwencji wzór na szerokość rozwarcia rysy przyjął postać:

$$w_{k\cdot} = s_{r,\max} \left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \right), \tag{3.35}$$

w którym:

 $S_{r,\max}$ maksymalny rozstaw rys [mm],

 \mathcal{E}_{sm} średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych [-],

 \mathcal{E}_{cm} średnie odkształcenia betonu pomiędzy rysami [-].

Sposób obliczania różnicy odkształceń ($\mathcal{E}_{sm} - \mathcal{E}_{cm}$) pozostał taki sam jak w nowej wersji Eurokodu 2. Pamiętać przy tym należy, że naprężenia w stali zbrojeniowej σ_s wyznacza się uwzględniając naprężenia przenoszone przez zarysowany fibrobeton (rys. 3.34).

Z kolei wzór na maksymalny rozstaw rys $s_{r,max}$ został w niewielkim stopniu zmodyfikowany zgodnie z propozycją Lofgrena [128] i Janssona [92]. Zmiana polega na dodaniu współczynnika k_5 we wzorze:

$$s_{r,\max} = 3.4c + 0.425k_1k_2k_5\frac{\phi_b}{\rho_{p,eff}},$$
(3.36)

w którym:

c grubość otuliny zbrojenia [mm],

 $\rho_{p,eff}$ efektywny stopień zbrojenia równy ρ_r ze wzoru (3.33),

 ϕ_b , k_1 , k_2 jak we wzorze (3.33),

*k*₅ współczynnik uwzględniający wpływ włókien, obliczany zgodnie ze wzorem:

$$k_{5} = \left(1 - \frac{0.45 f_{Rm,1}}{f_{ctm}}\right)$$
(3.37)

<u>METODA MODEL CODE 2010</u>

Sposób obliczania szerokości rozwarcia rys w elementach fibrobetonowych opiera na metodzie właściwej dla elementów żelbetowych bez włókien. Wg Model Code 2010 [210] maksymalną szerokość rozwarcia rysy oblicza się ze wzoru:

$$w_{d} = 2l_{s,\max} \left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs} \right), \tag{3.38}$$

w którym:

- $l_{s,max}$ długość odcinka, na którym zachodzi poślizg między betonem a prętem zbrojeniowym [mm],
- \mathcal{E}_{sm} średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych na odcinku $l_{s,max}$ [-],
- \mathcal{E}_{cm} średnie odkształcenia betonu na odcinku $l_{s,max}$ [-],
- \mathcal{E}_{cs} odkształcenie betonu wskutek skurczu swobodnego [-].

Wielkość $l_{s,max}$ oznacza długość odcinka, na którym naprężenia w matrycy zmieniają się od wartości f_{ctm} do f_{Ftsm} , wskutek działania naprężeń przyczepności τ_{bms} (rys. 3.35).



Rys. 3.35. Uproszczone wykresy naprężeń w stali, betonie i przyczepności w zakłóconym obszarze w stanie formowania rysy; a) centralnie zbrojony element rozciągany z rysą, b) naprężenia w stali w zakłóconym obszarze, c) naprężenia w fibrobetonie w zakłóconym obszarze, d) naprężenia przyczepności w zakłóconym obszarze [210]

Wielkość f_{ctm} oznacza średnią wytrzymałość matrycy na rozciąganie, a f_{Ftsm} naprężenia resztkowe w przekroju zarysowanym, przyjmowane jako 0,45 $f_{Rm,I}$. Na tej podstawie, uwzględniając ponadto wpływ grubości otulenia otrzymano wzór na długość $l_{s,max}$:

$$l_{s,\max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \frac{(f_{ctm} - f_{Ftsm})}{\tau_{bms}} \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}},$$
(3.39)

w którym:

- *k* jest parametrem doświadczalnym, uwzględniającym wpływ otuliny betonowej; w uproszczeniu można przyjmować *k*=1.0,
- *c* grubość otuliny betonowej [mm],
- ϕ_s średnica prętów zbrojeniowych [mm],
- $\rho_{s,ef}$ efektywny stopień zbrojenia równy ρ_r ze wzoru (3.33).

Naprężenia τ_{bms} oblicza się z uproszczonego wzoru, który dla stanu ustabilizowanego zarysowania przyjmuje postać:

$$\tau_{bms} = 1.8 f_{ctm} \tag{3.40}$$

Na rysunku 3.36 pokazano uproszczoną zależność obciążenie-odkształcenie centralnie zbrojonego elementu żelbetowego, poddanego osiowemu rozciąganiu lub wymuszonej deformacji.



Rys. 3.36. Uproszczona zależność obciążenie-odkształcenie dla centralnie zbrojonego rozciąganego elementu żelbetowego [210]
W tym uproszczeniu, w stanie formowania rysy (2) osiowa siła rozciągająca nie wzrasta. Gdy uformowało się dostatecznie dużo rys do zapewnienia, że nie ma niezakłóconych obszarów (białe pola na rys. 3.35), wytrzymałość betonu na rozciąganie nie może być już osiągnięta pomiędzy rysami, a zatem nie pojawiają się nowe rysy. Jest to początek stanu ustabilizowanego zarysowania (3). W tym stanie nie tworzą się nowe rysy, ale poszerzają się rysy już istniejące. Na koniec rozpoczyna się uplastycznienie stali (5). Model ten został wykorzystany do wyznaczenia względnych średnich odkształceń w elemencie fibrobetonowym, które oblicza się ze wzoru:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs} = \frac{\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr}}{E_s} + \eta_r \cdot \varepsilon_{sh}, \qquad (3.41)$$

w którym:

- σ_s naprężenie w stali zbrojeniowej w przekroju przez rysę [N/mm²],
- σ_{sr} maksymalne naprężenie w stali zbrojeniowej w przekroju przez rysę, w stanie formowania rysy przy czystym rozciąganiu [N/mm²],
- β współczynnik doświadczalny do oceny średniego odkształcenia na odcinku $l_{s,max}$, zależny od typu obciążenia, równy 0,6 w przypadku obciążeń krótkotrwałych i długotrwałych dla stanu formowania rysy i w przypadku obciążeń krótkotrwałych dla stanu ustabilizowanego zarysowania, oraz 0,4 w przypadku obciążeń długotrwałych dla stanu ustabilizowanego zarysowania,
- η_r współczynnik uwzględniający wpływ skurczu, równy 1,0 w przypadku obciążeń długotrwałych dla stanu ustabilizowanego zarysowania,
- \mathcal{E}_{sh} odkształcenie skurczu [-].

Naprężenia σ_{sr} oblicza się z warunku równowagi sił podłużnych elementu ograniczonego przekrojem przez rysę oraz przekrojem na granicy między obszarem zakłóconym a niezakłóconym (rys. 3.35):

$$\sigma_{sr} = \frac{\left(f_{ctm} - f_{Ftsm}\right)}{\rho_{s,ef}} \left(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}\right), \tag{3.42}$$

w którym:

 α_{e} stosunek modułów sprężystości stali i betonu E_{s}/E_{c} ,

 $\rho_{s,ef}$ jak we wzorze (3.39).

Sposób wyznaczania naprężeń σ_s nie został w prenormie opisany. Można domniemywać, że należy je wyznaczać zgodnie z rys. 3.34.

Dotychczas opublikowano niewiele prac weryfikujących postanowienia prenormy Model Code 2010 [210] w zakresie obliczania szerokości rozwarcia rys. Tiberti i inni [191] zauważyli, że na rozstaw rys w osiowo rozciąganych elementach ze zbrojeniem konwencjonalnym istotny wpływ ma wytrzymałość matrycy na ściskanie, co nie jest w prenormie uwzględnione. W przypadku elementów fibrobetonowych o wysokiej wytrzymałości rozstaw rys był o 50% mniejszy niż w przypadku elementów o zwykłej wytrzymałości. Zauważono także że rezultaty obliczeń rozstawu rys wg Model Code 2010 [210] są lekko zaniżone w stosunku do wyników badań dla elementów fibrobetonowych o zwykłej wytrzymałości. W elementach o podwyższonej wytrzymałości różnice między wartościami obliczonymi a pomierzonymi były znacznie większe. Tiberti zasugerował więc, że metoda obliczeń rys wg Model Code 2010 [210] wymaga korekty, uwzględniającej wytrzymałość na ściskanie matrycy, nie podając przy tym konkretnej propozycji.

Konieczność korekty tej metody zauważyli także Biolzi i Cattaneo [20], badając 4punktowo zginane belki o przekroju 15 x 30 cm i rozpiętości od 240 do 340 cm, o zmiennej wytrzymałości na ściskanie matrycy, ze strzemionami lub bez, oraz z włóknami (50, 70 kg/m³) lub bez. O ile w przypadku belek bez włókien zgodność wyników obliczeń szerokości rozwarcia rys i ich rozstawu z wynikami badań była satysfakcjonująca, to w przypadku belek z włóknami rozbieżność była znaczna. Pomierzona szerokość rozwarcia rys była prawie 2 razy większa od obliczonej, a rozstaw rys był nawet 2,5 razy większy od obliczonego. Autorzy zauważyli także, że metoda wg Model Code 2010 [210] jest bardzo wrażliwa na parametr f_{ctm} . Jak wiadomo wytrzymałość na rozciąganie można badać różnymi sposobami, a zmienność uzyskanych wyników bywa znaczna. Nawet niewielki błąd popełniony przy określaniu średniej wytrzymałość na rozciąganie może mieć istotny wpływ na wynik obliczeń szerokości rozwarcia rys i ich rozstawu. Autorzy we wnioskach podkreślają, że omawiana metoda wymaga korekty, lecz podobnie jak Tiberti, nie przedstawili konkretnej propozycji.

3.4.2. Ugięcie belek fibrobetonowych

Z matematyki wiadomo, że ugięcie dowolnej belki (*u*) można obliczyć poprzez dwukrotne całkowanie jej krzywizny (ϕ), zgodnie z równaniem:

$$u = \iint_{L} \phi(x) dx, \tag{3.43}$$

gdzie:

L rozpiętość belki [m].

Krzywiznę elementu można z kolei obliczyć na dwa sposoby, wg następujących zależności:

$$\phi = \frac{M}{EI},\tag{3.44}$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{x},\tag{3.45}$$

w których:

- M moment zginający [Nm],
- *E* moduł sprężystości materiału [Pa],
- *I* moment bezwładności przekroju [m⁴],
- ε_c odkształcenia krawędzi ściskanej [-],
- *x* wysokość strefy ściskanej [m],

Krzywizna jako funkcja momentu zginającego i sztywności przekroju (wzór 3.44)

W pierwszym sposobie krzywiznę oblicza sie jako iloraz momentu zginającego i sztywności przekroju (*EI*). Jest on powszechnie stosowany przede wszystkim do obliczeń przekrojów, których sztywność jest stała i nie zależy od momentu zginającego (np. profile stalowe). Wówczas krzywizna elementu jest odwrotnie proporcjonalna do momentu zginającego, a obliczanie ugięć stanowi jedynie problem natury matematycznej. W przypadku elementów żelbetowych dodatkowo wzmacnianych włóknami wyznaczenie sztywności przekroju nie jest już tak łatwym zadaniem. Problemem jest tutaj moduł sprężystości betonu, który jest nieliniowy, a także fakt, że elementy żelbetowe na ogół pracują w fazie zarysowanej. Wpływ powstałych zarysowań na sztywność belki jest znaczny i wzrasta wraz ze wzrostem momentu zginającego [116]. Należy przy tym uwzględnić także efekt usztywnienia zbrojenia między rysami. W elementach fibrobetonowych pojawia się ponadto trudny do oszacowania efekt mostkowania rys przez włókna.

Przykładami metod obliczania ugięć belek żelbetowych ze zbrojeniem rozproszonym, bazujących na omawianej koncepcji wyznaczania krzywizny, są propozycja Alsayeda [3], Ashoura i Wafa [8] oraz Tana i Paramasivama [188], które stanowią rozwinięcie metody obliczania ugięć belek żelbetowych wg normy amerykańskiej ACI Building Code 318 [203]. Z nowszych sposobów obliczania ugięć należy wymienić także propozycję Bywalskiego [29] oraz Amina i innych [6].

Metoda Alsayeda [3] polega na wyznaczeniu sztywności belki fibrobetonowej $(EI)_{ef}$, uwzględniającej wpływ włókien stalowych jedynie poprzez przemnożenie całkowitego momentu bezwładności (I_g) przez współczynnik K. Nie uwzględniono tu wpływu dodatku włókien na wartość modułu sprężystości (E) oraz na efektywny moment bezwładności (I_e) , ponieważ wpływ włókien na redukcję ugięcia zauważalny

jest - zdaniem autora metody - dopiero po zarysowaniu elementu. Dlatego też rozważania Alsayeda dotyczą sytuacji, gdy moment zginający jest większy od rysującego ($M > M_{cr}$). Wzór na sztywność belki fibrobetonowej przyjmuje postać:

$$(EI)_{ef} = E_c (I_e + K \cdot I_g), \qquad (3.46)$$

gdzie:

E_c moduł sprężystości betonu bez włókien [Pa],

- I_e efektywny moment bezwładności przekroju betonowego, określony zgodnie z ACI Building Code 318 [m⁴],
- I_g moment bezwładności niezarysowanego przekroju betonowego (przy pominięciu prętów zbrojeniowych) [m⁴],
- *K* współczynnik uwzględniający procentową zawartość włókien i ich smukłość, określony ze wzoru:

$$K = \alpha_1 \left(V_{pf} \frac{l}{d} \right)^{\alpha_2} \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^{\alpha_3}, \qquad (3.47)$$

w którym:

- V_{pf} procentowa zawartość włókien stalowych [%],
- *l* i *d* długość i średnica włókien [mm],
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ współczynniki określone przez Alsayeda na podstawie badań własnych, zweryfikowane wynikami między innymi Swamy'ego i Al-Ta'na [185]; $\alpha_1 = 0.45$; $\alpha_2 = 2$; $\alpha_3 = 1.25$

Z uwagi na fakt, że Alsayed nie uwzględnił wpływu włókien na wartość modułu sprężystości fibrobetonu, Domski [47] zaproponował korektę jego metody, polegającą na zastąpieniu modułu sprężystości (E_c) we wzorze (3.46) modułem sprężystości fibrobetonu (E_{cf}).

Propozycja Ashoura i Wafa [8] stanowi jedynie modyfikację sposobu obliczania efektywnego momentu bezwładności przekroju betonowego (I_e), przedstawionego w ACI Building Code 318 [203]. Dla belek żelbetowych z dodatkiem włókien stalowych oblicza się go ze wzoru:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] I_{cr} \le I_g, \qquad (3.48)$$

gdzie:

M_{cr} moment rysujący [Nm],

M_a moment zginający w rozważanej chwili [Nm],

- I_g moment bezwładności niezarysowanego przekroju betonowego (przy pominięciu prętów zbrojeniowych) [m⁴],
- *I_{cr}* moment bezwładności zarysowanego przekroju betonowego [m⁴],
- m współczynnik, który dla belek żelbetowych bez włókien wg ACI Building
 Code 318 [203] przyjmuje wartość 3, lecz dla belek z włóknami wg autorów
 metody należy go wyznaczać ze wzoru:

$$m = \frac{2,48}{1+0,16V_f \left(a/d\right)^{0,6}},\tag{3.49}$$

w którym:

- *V_f* objętościowa zawartość włókien stalowych [-],
- *a/d* stosunek długości odcinka ścinania do wysokości użytecznej belki [-],

Propozycja Tana i Paramasivama [188] jest również modyfikacją metody obliczania ugięć belek żelbetowych wg ACI Building Code 318 [203]. Polega ona na uwzględnieniu wpływu włókien stalowych na moment rysujący (M_{cr}), na moment bezwładności przekroju zarysowanego (I_{cr}) oraz na moduł sprężystości matrycy (E_{cf}). Moment rysujący (M_{cr}) oblicza się wg wzoru:

$$M_{cr} = \frac{\varphi_{cf} I_g}{y_t},\tag{3.50}$$

w którym:

- I_g moment bezwładności przekroju niezarysowanego [m⁴],
- *y_t* wysokość strefy rozciąganej przekroju [m],
- wytrzymałość odpowiadająca pierwszej rysie beleczkach W φ_{cf} empirycznego fibrobetonowych; można ją obliczać Ζ wzoru zaproponowanego przez Swamy'ego i Mangata [183], opartego na tzw. prawie mieszanin:

$$\varphi_{cf} = 0,843 f_r \left(1 - V_f \right) + 2,93 V_f \frac{l_f}{d_f}, \qquad (3.51)$$

gdzie:

V_f objętościowa zawartość włókien stalowych [-],

 l_f i d_f długość i średnica włókien [mm],

 f_r wytrzymałość na zginanie beleczek betonowych [N/mm²].

Moment bezwładności przekroju zarysowanego (I_{cr}) w uwzględnieniem włókien stalowych oblicza się ze wzoru:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 + (n-1)A_s'(x-d')^2 + n_f A_f \frac{(h-x)^2}{3} + (n-1)A_f'\frac{x^2}{3}, \qquad (3.52)$$

gdzie:

x wysokość strefy ściskanej [mm],

- *b i h* szerokość i wysokość przekroju belki [mm],
- *d i d'* odległości od środka ciężkości zbrojenia rozciąganego i ściskanego do ściskanej krawędzi przekroju belki [mm],
- $A_s i A_s'$ pola powierzchni zbrojenia rozciąganego i ściskanego [mm²]
- *n* stosunek modułów sprężystości stali zbrojeniowej (E_s) i fibrobetonu (E_{cf}) [-],
- n_f stosunek modułów sprężystości włókien stalowych (E_f) i fibrobetonu (E_{cf}) [-],
- A_f i A_f' pola powierzchni włókien stalowych w strefie ściskanej i rozciąganej, które można obliczać ze wzoru:

$$A_{f}' = \eta_{1}\eta_{0}'V_{f}b(h-x),$$

$$A_{f} = \eta_{1}\eta_{0}V_{f}bx,$$
(3.53)

w którym:

- η_1 współczynniki długości efektywnej, zależny od długości zastosowanych włókien [-],
- η_0, η_0' współczynniki orientacji włókien przed i po zarysowaniu, zależne od długości włókien i wymiarów przekroju elementu [-],

Wartości parametrów η_1 , η_0 i η_0 'we wzorze (3.53) można wyznaczyć na podstawie propozycji Lima i Paramasivama [127]. Służą one także do wyznaczenia modułu sprężystości fibrobetonu, wg wzoru:

$$E_{cf} = (1 - \eta_1 \eta_0 V_f) E_c + \eta_1 \eta_0 V_f E_f, \qquad (3.54)$$

w którym:

 V_f objętościowa zawartość włókien stalowych [-],

E_c moduł sprężystości betonu bez włókien [N/mm2],

 E_f moduł sprężystości włókien stalowych [N/mm²].

Ostatecznie po wyznaczeniu momentu rysującego (M_{cr}) i momentu bezwładności (I_{cr}) oblicza się efektywny moment bezwładności (I_e) jak ze wzoru (3.48) przyjmując za m wartość 3. Następnie mnożąc I_e przez moduł sprężystości fibrobetonu (E_{cf}) otrzymuje sie sztywność przekroju niezbędną do wyznaczenia relacji krzywizna-moment zginający.

Propozycja Bywalskiego [29] bazuje na metodzie obliczania ugięć belek żelbetowych wg polskiej normy PN-B-03264 [213]. Modyfikacja polega na uwzględnieniu wpływu włókien stalowych na wartości momentów bezwładności przekroju w fazie niezarysowanej (faza I) i zarysowanej (faza II). W tym celu Bywalski wykorzystał własny model rozkładu włókien w przekroju i na długości elementu. Ponadto przy obliczaniu położenia osi obojętnej i momentu bezwładności przekroju zarysowanego pominięto wpływ tych włókien, które znajdują się w strefie odkształceń rozciągających większych od 2,5‰, bazując na spostrzeżeniach Jungwirtha i Muttoniego [97]. Ostatecznie wyprowadzono wzory na położenie osi obojętnej (z_1) oraz moment bezwładności przekroju niezarysowanego (J_1):

$$z_{I} = \frac{\frac{bh^{2}}{2} + \alpha_{e} (A_{s2}a_{2} + A_{s1}d) + \frac{1}{2}\beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}}{bh + \alpha_{e} (A_{s1} + A_{s2}) + \beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}}$$
(3.55)

$$J_{I} = \frac{bh^{3}}{12} + bh\left(z_{I} - \frac{h}{2}\right)^{2} + \alpha_{e}A_{s2}\left(z_{I} - a_{2}\right)^{2} + \alpha_{e}A_{s1}\left(d - z_{I}\right)^{2} + \frac{1}{2}\beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}\left(z_{I} - \frac{h}{4}\right)^{2} + \frac{1}{2}\beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}\left(\frac{3}{4}h - z_{I}\right)^{2}$$
(3.56)

Położenie osi obojętnej (z_{II}) oraz moment bezwładności przekroju zarysowanego (J_{II}) wyznacza się z układu równań:

$$\left(\frac{b}{2} + \frac{\beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}}{2h}\right) z_{II}^{2} + (\alpha_{e}A_{s1} + \alpha_{e}A_{s2}) z_{II} - \alpha_{e}A_{s1}d + - \alpha_{e}A_{s2}a_{2} - \frac{\beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}(0,0025)^{2}E_{cm}^{2}J_{II}^{2}}{2hM^{2}} = 0$$

$$J_{II} = \frac{bz_{II}^{3}}{3} + \alpha_{e}A_{s2}(z_{II} - a_{2})^{2} + \alpha_{e}A_{s1}(d - z_{II})^{2} + + \beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}\frac{z_{II}^{3}}{4h} + \beta_{3}\alpha_{e}^{fib}A_{s}^{fib}\frac{(0,0025)^{3}E_{cm}^{3}J_{II}^{3}}{4hM^{3}}$$

$$(3.57)$$

Poszczególne symbole we wzorach (3.55 - 3.58) oznaczają:

b i *h* szerokość i wysokość przekroju [mm],

 A_{s1} i A_{s2} pole przekroju zbrojenia rozciąganego i ściskanego [mm²],

- d wysokość użyteczna przekroju [mm],
- *a*₂ odległość od środka ciężkości zbrojenia ściskanego do krawędzi ściskanej przekroju [mm],
- α_e stosunek modułu sprężystości stali zbrojeniowej i betonu [-],

- α_e^{fib} stosunek modułu sprężystości włókien i betonu [-],
- β_3 współczynnik orientacji włókien, równy 0,8 [-],
- E_{cm} średni moduł sprężystości betonu [N/mm²],
- M moment zginający [Nmm],
- A_s^{fib} zastępcze sumaryczne pole powierzchni wszystkich włókien w przekroju [mm²], które można określić przy następujących założeniach: na długości belki włókna mają rozkład *beta*; znana jest średnia liczba włókien *n* w każdym przekroju belki (np. w wyniku przeprowadzonej symulacji); znana jest orientacja włókien względem podłużnej osi belki.

Mankamentem prezentowanej metody są trudności w rozwiązaniu układu równań (3.57 i 3.58). W tym celu Bywalski sugeruje zastosowanie specjalistycznych programów komputerowych takich jak np. *Mathcad*, *Mathematica* czy *Matlab*.

Propozycja Amina i innych [6] bazuje na modelu moment-krzywizna $(M-\chi)$ przedstawionym na rys. 3.37.



Rys. 3.37. Zależność moment-krzywizna dla jednokierunkowo zginanych elementów żelbetowych [107]

Model ten został pierwotnie zaproponowany przez Kenela i innych [107] dla jednokierunkowo zginanych elementów żelbetowych. Modyfikacja Amina polega na uwzględnieniu wpływu włókien na moment bezwładności przekroju zarysowanego (I_{cr}), oraz na efekt usztywnienia zbrojenia rozciąganego (ang. *tension stiffening effect*), który objawia się przesunięciem odcinka prostej C względem B o wielkość $\Delta \chi$ (rys. 3.37).

Moment bezwładności przekroju zarysowanego (I_{cr}) z uwzględnieniem włókien oblicza się ze wzoru [6]:

$$I_{cr} = \frac{bd_n^3}{3} + nA_{st}(d - d_n)^2 + (n - 1)A_{sc}(d_n - d_{sc})^2 + nA_F \frac{(D - d_n)^2}{3},$$
 (3.59)

w którym:

b i D szerokość i wysokość przekroju [mm],

- d wysokość użyteczna przekroju [mm],
- *d_n* wysokość strefy ściskanej [mm],
- *d_{sc}* odległość od środka ciężkości zbrojenia ściskanego do krawędzi ściskanej przekroju [mm],
- *n* stosunek modułu sprężystości stali (E_s) i betonu (E_c) [-],
- A_{st} i A_{sc} pole powierzchni zbrojenia rozciąganego i ściskanego [mm²],
- A_F pole powierzchni wszystkich włókien występujących w strefie zarysowanej przekroju [mm²].

Autor omawianej metody proponuje, uwzględniając sugestie Avestona i Kelly'ego [9], wyznaczać pole A_F ze wzoru:

$$A_{F} = 0.82 \frac{\rho_{f}}{2k_{t}} (D - d_{n})b, \qquad (3.60)$$

w którym:

 ρ_f objętościowa zawartość włókien [-],

b, d_n , *D* jak we wzorze 3.59 [mm],

 k_t współczynnik orientacji włókien, obliczany ze wzoru:

$$k_t = \frac{1}{0,94 + 0.6l_f / b},\tag{3.61}$$

gdzie:

*l*_f długość włókna [mm],

Objaśnienia wymaga także sposób obliczania wysokości strefy ściskanej (d_n), występującej we wzorze 3.59. Amin proponuje ją wyznaczać w oparciu o warunki równowagi momentów i sił podłużnych przekroju, w którym rozkład odkształceń i naprężeń przyjmuje sie zgodnie z rys. 3.38.

W strefie ściskanej przyjęto proporcjonalnie liniowy rozkład naprężeń, zaś w strefie rozciąganej - stały - o wartości równej $f_{0.5}$ bez względu na wartość odkształceń. Przez wielkość $f_{0.5}$ należy rozumieć naprężenia resztkowe w strefie rozciąganej, w chwili gdy szerokość rozwarcia rysy wynosi 0,5 mm. Amin nie podał w jaki sposób należy wyznaczać ten parametr. Można domniemywać, że chodzi tu o badanie wg normy EN14651 [220], wówczas parametr $f_{0.5}$ odpowiadałby wytrzymałości resztkowej f_{RI} .



*Rys. 3.38. Rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju zginanym przyjmowany do wyznaczania wysokości strefy ściskanej d*_n [6]

Ostatnim, lecz najważniejszym elementem propozycji Amina jest zmiana krzywizny $\Delta \chi$ wywołana efektem usztywnienia zbrojenia rozciąganego (por. rys. 3.37). W tym celu dokonano rozwinięcia sposobu obliczania efektu usztywnienia zbrojenia rozciąganego elementów żelbetowych zaproponowanego przez Martiego [135]. Ostatecznie zmianę krzywizny $\Delta \chi$ uwzględniającą wpływ włókien można obliczać ze wzoru:

$$\Delta \chi = \frac{\left(0,75+1,25f_{0,5} / f_{ct}\right) b f_{ct}}{6A_{st}E_{s}},$$
(3.62)

w którym:

- $f_{0,5}$ naprężenia resztkowe w strefie rozciąganej w chwili, gdy szerokość rysy wynosi 0,5 mm [N/mm²],
- f_{ct} wytrzymałość matrycy na rozciąganie [N/mm2],

pozostałe oznaczenia jak we wzorze 3.59.

Krzywizna jako funkcja odkształceń przekroju zginanego (wzór 3.45)

Alternatywna koncepcja wyznaczania krzywizny elementu bazuje na znajomości rozkładu odkształceń na wysokości przekroju zginanego (por. wzór 3.45). Wykorzystując równania równowagi statycznej oraz znajomość związków konstytutywnych σ - ε dla fibrobetonu i stali zbrojeniowej w strefie ściskanej i rozciąganej można wyznaczyć rozkład odkształceń przekroju dla dowolnego momentu zginającego. W ten sposób uwzględnia się nieliniowość modułu sprężystości fibrobetonu a także dotychczasowe zdobycze nauki w zakresie modelowania zależności σ - ε bądź σ -w. Nie ma też potrzeby obliczania momentu bezwładności przekroju w fazie niezarysowanej i zarysowanej. Sposób ten wymaga jednak stosowania obliczeń iteracyjnych, względnie łatwych do wykonania przy użyciu technik komputerowych.

Przykładem metody bazującej na omawianej koncepcji jest propozycja Ezeldina i Shiaha [52]. Średnią krzywiznę zginanego elementu można obliczać wg znanego z Eurokodu 2 [223] wzoru:

$$\phi_{mean} = (1 - \zeta)\phi_I + \zeta\phi_{II}, \qquad (3.63)$$

w którym:

- ζ współczynnik uwzględniający efekt usztywnienia przy rozciąganiu, obliczany zgodnie z Eurokodem 2 [223],
- ϕ_I krzywizna elementu niezarysowanego [1/mm],
- ϕ_{II} krzywizna elementu zarysowanego [1/mm],

Krzywiznę ϕ_I można obliczać ze wzoru:

$$\phi_I = \frac{M}{E_{cf} I_I},\tag{3.64}$$

w którym:

- M moment zginający [Nmm],
- E_{cf} moduł sprężystości fibrobetonu [N/mm²],
- I_I moment bezwładności przekroju niezarysowanego, obliczony z pominięciem wpływu włókien [mm⁴],

Krzywiznę ϕ_{II} autorzy omawianej metody proponują wyznaczać w oparciu o znajomość rozkładu odkształceń dla dowolnego momentu zginającego, zgodnie ze wzorem:

$$\phi_{II} = \frac{\varepsilon_c}{y_c},\tag{3.65}$$

w którym:

 ε_c odkształcenia krawędzi ściskanej [-],

y_c odległość od osi obojętnej do ściskanej krawędzi przekroju [mm].

Wyznaczenie wielkości ε_c i y_c wymaga przeprowadzenia analizy przekroju zginanego. W pierwszej kolejności należy przyjąć związki konstytutywne dla stali i fibrobetonu. W strefie ściskanej autorzy omawianej metody proponują przyjąć następującą zależność σ - ε dla fibrobetonu:

$$\sigma_{c} = f_{cf}^{\prime} \left[\frac{\beta \left(\varepsilon_{c} / \varepsilon_{0f} \right)}{\beta - 1 + \left(\varepsilon_{c} / \varepsilon_{0f} \right)^{\beta}} \right], \tag{3.66}$$

w którym:

- f'_{cf} wytrzymałość na ściskanie fibrobetonu [N/mm²],
- ε_{0f} odkształcenie betonu odpowiadające naprężeniu równemu wytrzymałości fibrobetonu na ściskanie [-],
- σ_c i ε_c naprężenie i odkształcenie betonu bez włókien [N/mm²],
- β współczynnik materiałowy wyrażony następującymi wzorami:

$$\beta = 1,093 + 0,7132(RI)^{-0.926} \quad dla \quad 0,75 \le RI \le 2,5$$
(3.67)

lub

$$\beta = 1,093 + 7,4818(ri)^{-1,387} \quad dla \quad 2 \le ri \le 5$$
(3.68)

(*RI*) we wzorze (3.67) jest wskaźnikiem wzmocnienia, wyrażającym zawartość wagową stalowych włókien haczykowatych w jednostce objętości betonu zależną od smukłości włókien, zaś (*ri*) we wzorze (3.68) jest tym samym wskaźnikiem wzmocnienia, ale dla włókien stalowych prostych.

Zależność σ - ε dla fibrobetonu w strefie rozciąganej przyjęto jako liniowo zmienną do chwili osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie. Po ich przekroczeniu następuje gwałtowny spadek naprężeń do wartości stałej, którą oblicza się ze wzoru:

$$f_{tu} = 0,00772F_{be}(l/\phi)\rho_f, \qquad (3.69)$$

w którym:

- F_{be} wskaźnik efektywności zakotwienia włókien, który może przyjmować wartości od 1,0 do 1,2 w zależności od cech geometrycznych włókien [-],
- ρ_f procentowa zawartość włókien w objętości betonu [%],
- l/ϕ smukłość włókien [-].

W kolejnym kroku poszukuje się wartości odkształceń ściskanej i rozciąganej krawędzi zginanego przekroju tak, aby spełniony był warunek równowagi sił podłużnych. Wówczas możliwe jest odczytanie odkształceń krawędzi ściskanej (ε_c) i wysokości strefy ściskanej (y_c), a także wyznaczenie momentu zginającego (M) na podstawie warunku równowagi momentów. W ten sposób dowolnemu momentowi zginającemu (M) można przypisać średnią krzywiznę (ϕ_{mean}) (por. wzór 3.63) a następnie obliczyć ugięcie zgodnie ze wzorem (3.43).

4 PROGRAM I ZAKRES BADAŃ

Na realizację celu niniejszej dysertacji składa się przede wszystkim wykonanie badań eksperymentalnych. Program badań podzielono na badania wiodące i uzupełniające (tablica 4.1).

Badania wiodące	Oznacze nie	Wymiary [cm]	Zbrojenie rozciągane	Strzemiona [mm]	Zawartość włókien	
	B1	15x20x330	2#8	#6 co 125	0%	
	BF1	15x20x330	2#8	#6 co 125	1,2% (94,5 kg/m ³)	
	BF1a	15x20x330	2#8	brak	1,2% (94,5 kg/m ³)	
	B2	15x20x330	2#12	#6 co 125	0%	
Belka	BF2	15x20x330	2#12	#6 co 125	1,2% (94,5 kg/m ³)	
	BF2a	15x20x330	2#12	brak	1,2% (94,5 kg/m ³)	
	B3	15x20x330	2#16	#6 co 125	0%	
	BF3	15x20x330	2#16	#6 co 125	1,2% (94,5 kg/m ³)	
	BF3a	15x20x330	2#16	brak	1,2% (94,5 kg/m ³)	
Badania uzupełniające	Oznacze nie	Wymiary [cm]	Kształt próbek	Ilość	Zawartość włókien	
wytrzymałość na				30	0%	
ściskanie fibrokompozytu	f_c	15x30	walce	30	1,2% (94,5 kg/m ³)	
wytrzymałości resztkowe	f_{Rj}	15x15x70	h -1 1 -:	20	1,2% (94,5 kg/m ³)	
granica proporcjonalności LOP	$f^{f}_{{\it ct},{\it L}}$	13X13X70	UEIECZKI	30		
granica plastyczności stali	f_y			15 gat no		
moduł sprężystości stali	E_s	pręty #8, #12, #16 długości 30 cm		każdą	-	
wytrzymałość na rozciąganie stali	f_t	-		steunicę		

Tablica 4.1. Program badań

Zakres badań wiodących obejmował pomiar siły obciążającej, ugięć, odkształceń prętów zbrojenia rozciąganego oraz odkształceń obu powierzchni bocznych zginanych belek.

Zakres badań uzupełniających obejmował wyznaczenie wytrzymałości na ściskanie użytego kompozytu na próbkach walcowych, granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych na beleczkach. Zakres badań prętów zbrojeniowych obejmował wyznaczenie granicy plastyczności, modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie.

4.1. CHARKTERYSTYKA UŻYTYCH MATERIAŁÓW

Do wykonania elementów próbnych użyto fibrokompozytu opracowanego przez J. Kobakę [109] dozując włókna stalowe w optymalnej ilości objętościowej równej 1,2% [122]. Zastosowano takie same materiały składowe (spoiwo, kruszywo, woda, dodatki i domieszki), których szczegółowe charakterystyki oraz ostateczny skład fibrokompozytu przedstawiono w pkt. 3.4 niniejszej rozprawy.

Do wykonania zbrojenia konwencjonalnego elementów belkowych użyto powszechnie dostępnych i stosowanych w budownictwie lokalnym prętów stalowych. Zgodnie z deklaracją producenta spełniają one wymagania normy Eurokod 2 [223] i mogą być stosowane jako zbrojenie w elementach żelbetowych. Szczegółową charakterystykę użytych prętów dostarczoną przez producenta przedstawiono w załączniku Z1.

4.2. WYKONANIE I PIELĘGNACJA ELEMENTÓW PRÓBNYCH

4.2.1. Elementy próbne badań wiodących

Elementy próbne wykonano w Laboratorium Techniki Budowlanej i Laboratorium Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Koszalińskiej. Wymiary belek oraz rozmieszczenie zbrojenia konwencjonalnego przedstawiono na rysunku 4.1. Otulina prętów zbrojeniowych wynosiła 20 mm.



Rys. 4.1. Wymiary belek oraz rozmieszczenie zbrojenia konwencjonalnego

Przed betonowaniem belek wykonano szkielety zbrojenia oraz naklejono na pręty czujniki odkształceń (tensometry elektrooporowe) (rys. 4.2.). Miejsca, w których naklejano tensometry właściwie przygotowano, usuwając użebrowanie i wygładzając powierzchnię. Tak przygotowane prefabrykaty zbrojenia umieszczano w formach stalowych w ten sposób, aby zbrojenie rozciągane zlokalizowane było od strony dna formy (rys. 4.3).



Rys. 4.2. Szkielet zbrojenia wraz z naklejonymi czujnikami odkształceń (tensometry elektrooporowe)

Mieszankę fibrokompozytu wykonano w betoniarce współbieżnej o pojemności 120 dm³ (rys. 4.4), zachowując każdorazowo przyjętą kolejność dozowania składników i określony czas mieszania:

- kruszywo + cement + pył krzemionkowy czas mieszania 2 min,
- kruszywo + cement + pył krzemionkowy + woda i plastyfikator czas mieszania 5 min,
- kruszywo + cement + pył krzemionkowy + woda i plastyfikator + włókna stalowe - czas mieszania 5 min. (tylko w przypadku mieszanki z włóknami)



Rys. 4.3. Szkielet zbrojenia umieszczony w formie przed betonowaniem



Rys. 4.4. Mieszanie składników fibrokompozytu

Mieszankę fibrokompozytu układano w formach w dwóch warstwach, zagęszczając każdą z nich przez 30 sekund przy użyciu wibratora stołowego o częstotliwości 50 Hz (rys. 4.5). Przyjęty czas wibrowania został ustalony na podstawie doświadczeń wyniesionych z wcześniej realizowanych prac badawczych nad tym materiałem [122]. Po wypełnieniu form i zakończeniu drugiego etapu zagęszczania górną powierzchnię belek zatarto (rys. 4.6).



Rys. 4.5. Belka bezpośrednio po pierwszym etapie zagęszczania



Rys. 4.6. Belka bezpośrednio po wypełnieniu formy - zatarcie powierzchni

Każdą belkę po wypełnieniu formy i zatarciu powierzchni zawinięto szczelnie folią i przechowywano w temperaturze 20±2°C. Po dwóch dniach od wykonania belki rozformowano, zwilżono obficie wodą oraz ponownie zawinięto folią. W takich

warunkach dojrzewały one przez 28 dni (rys. 4.7). Następnie belki przygotowywano do badań przez kolejne 2 dni. Badania przeprowadzano po 30 dniach od chwili wykonania.



Rys. 4.7. Belka w trakcie dojrzewania

Do badań belek użyto m.in. systemu Aramis 4m. Z uwagi na fakt, że powierzchnia belek po rozformowaniu była kolorystycznie jednorodna, niezbędnym było odpowiednie przygotowanie powierzchni aby pomiar systemem Aramis 4M był możliwy. W tym celu najpierw zabielono powierzchnię boczną belki roztworem wodnym wapna, a następnie naniesiono losowy deseń czarną matową farbą (rys. 4.8).



Rys. 4.8. Przygotowana powierzchnia belki do badań systemem Aramis 4M.

4.2.2. Elementy próbne badań uzupełniających

Jednocześnie z wykonywaniem belek przygotowano także elementy drobnowymiarowe do badań uzupełniających (rys. 4.9 i 4.10). Procedura wykonania mieszanki kompozytu była identyczna, jak w przypadku belek. Wszystkie elementy wykonano zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-2 [215]. Mieszankę kompozytu układano w formach, w dwóch warstwach, zagęszczając każdą z nich przez 30 sekund przy użyciu wibratora stołowego.

Elementy drobnowymiarowe od chwili wykonania przez kolejne 28 dni przechowywano w identycznych warunkach, jak belki. Termin badania przypadał na 30-ty dzień, licząc od daty wykonania.



a)





Rys. 4.9. Wykonanie beleczek o wymiarach 150 x 150 x 700 mm. a) przygotowanie form, b) po zagęszczeniu pierwszej warstwy kompozytu, c) uzupełnienie form, d) zatarcie powierzchni po drugim etapie zagęszczania



Rys. 4.10. Przykładowa seria próbek cylindrycznych po zaformowaniu, przeznaczona do badań wytrzymałości na ściskanie fibrokompozytu

5 METODYKA BADAŃ

5.1. BADANIA UZUPEŁNIAJĄCE - WŁAŚCIWOŚCI TECHNICZNE MATERIAŁÓW

Wytrzymałość na ściskanie fibrokompozytu określano na próbkach cylindrycznych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [216], wykorzystując maszynę wytrzymałościową typu D-4000 oraz DBZ-200 [kN] firmy Walter Bai Ag (rys. 5.1), o dokładności pomiaru 0,01 kN.



Rys. 5.1. Ogólny widok stanowiska do badania wytrzymałości na ściskanie użytego fibrokompozytu

Wytrzymałości resztkowe oraz granicę proporcjonalności fibrokompozytu określano w badaniu 3-punktowego zginania na próbkach w kształcie beleczek o wymiarach 150 x 150 x 700 mm, zgodnie z normą PN-EN 14651 [220]. Przed przystąpieniem do badania w połowie długości beleczek wykonano szczelinę o wysokości 25 mm. Elementy próbne umieszczano na podporach przegubowych w rozstawie 500 mm i obciążano siła przyłożoną w środku rozpiętości beleczki (rys. 5.2).



Rys. 5.2. Schemat obciążenia próbki podczas badania wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności wg PN-EN 14651 [220]

Obciążenie przykładano w sposób ciągły ze zmienną prędkością, której przyrost ustalono w zależności od szerokości rozwarcia rysy CMOD. Początkowo, do szerokości CMOD=0,1 mm obciążenie przykładano tak, aby ugięcie przyrastało z prędkością 0,05mm/min. Po przekroczeniu tej wartości zwiększano prędkość przyrostu ugięcia do wartości 0,2 mm/min. Koniec badania następował, gdy szerokość rozwarcia rysy CMOD osiągała wartość nieco powyżej 4 mm.

Szerokość rozwarcia rysy, ugięcie oraz siłę obciążającą mierzono przy użyciu systemu akwizycji danych SAD256 (rys. 5.3), wykorzystując indukcyjne czujniki przemieszczeń (dwa ze sztywnymi, dwa z przegubowymi końcówkami) oraz czujnik do pomiaru ugięcia, wszystkie o czułości 1mV/V.

Mierzone wielkości rejestrowano w sposób ciągły przez cały czas trwania badania. Zgodnie z wymaganiami normy [220] częstotliwość pomiarów wynosiła 5 Hz. Ogólny widok próbki na stanowisku do badania wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności przedstawiono na rysunku 5.4.



Rys. 5.3. System akwizycji danych SAD256



Rys. 5.4. Stanowisko do badania wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności

W wyniku badania uzyskano zależność siły obciążającej od szerokości rozwarcia rysy CMOD (rys. 5.5). Na podstawie tego wykresu wyznaczono wartości sił pomierzonych przy odpowiednich szerokościach rozwarcia rysy, które następnie stanowiły podstawę do obliczenia granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych.



Rys. 5.5. Schematyczna zależność siła-CMOD uzyskana w badaniu wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności wg [220]

Granica proporcjonalności oznacza graniczną wartość naprężeń, przy których próbka przestaje zachowywać się w sposób sprężysty. Innymi słowy uznaje się, że przy tej wartości naprężeń powstaje rysa, a dalsza zdolność do przenoszenia obciążenia wynika z obecności włókien. Granicę proporcjonalności obliczono ze wzoru:

$$f_{ct,L}^{f} = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2},$$
(5.2)

w którym:

- F_L maksymalna siła pomierzona w trakcie badania gdy szerokość rozwarcia rysy zawierała się w przedziale od 0 do 0,05 mm (por. rys. 5.5) [N],
- *l* rozstaw podpór [mm],
- *b* szerokość beleczki [mm],
- h_{sp} odległość od dna szczeliny do górnej powierzchni próbki [mm].

Wartości poszczególnych wytrzymałości resztkowych ($f_{R,j}$, gdzie j=1,2,3,4) obliczono podobnie, jak granicę proporcjonalności zakładając, że zginana beleczka zachowuje się w sposób idealnie sprężysty zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu:

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2},\tag{5.3}$$

w którym:

 F_{j} obciążenie odpowiadające szerokości rozwarcia rysy równej $CMOD_{j}$, (*j*=1,2,3,4, por. rys. 5.5) [N],

l, *b*, h_{sp} , jak we wzorze 5.2.

Badanie granicy plastyczności, modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie prętów stalowych zbrojenia konwencjonalnego wykonano przy użyciu maszyny wytrzymałościowej INSPEKT 600 firmy HEGEWALD&PESCHKE zgodnie z normą PN-EN ISO 6892-1 [209] (rys. 5.6), o dokładności odczytu 1 N.

Pręty umieszczono w szczękach maszyny i rozciągnięto aż do zerwania. W trakcie badania maszyna rejestrowała zarówno siłę obciążającą, jak i wydłużenie. Z uwagi na fakt, że precyzyjny odczyt długości pomiarowej nie był możliwy, do próbki montowano zewnętrzny ekstensometr w celu dokładnego pomiaru odkształceń. W ten sposób uzyskano wykres naprężenie-odkształcenie dla każdego badanego pręta, co umożliwiło wyznaczenie granicy plastyczności, wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości.



Rys. 5.6. Stanowisko do badań granicy plastyczności, modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie prętów zbrojeniowych

5.2. BADANIA WIODĄCE - NOŚNOŚĆ I UŻYTKOWALNOŚĆ BELEK ZGINANYCH

Elementy belkowe badano w Laboratorium Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Koszalińskiej na specjalnie przygotowanym do tego celu stendzie. Stend wykonano z elementów modułowych (dwuteowniki HEB300) umożliwiających ich montaż w dowolnej konfiguracji (rys. 5.7). Belki obciążono w sposób statyczny ze stałą prędkością wynoszącą około 0,25 kN/s przy pomocy siłownika hydraulicznego o zakresie 200 kN, poprzez trawers o rozpiętości 1 m. Po osiągnięciu granicy plastyczności w zbrojeniu rozciąganym obciążenie kontrolowano za pomocą prędkości przyrostu ugięcia, która wynosiła około 0,1±0,025 mm/s.

Belki obciążano aż do zniszczenia wskutek zerwania prętów rozciąganych lub zmiażdżenia strefy ściskanej przekroju. W trakcie badania użyto dwóch technik pomiarowych - systemu akwizycji danych SAD256 oraz systemu Aramis 4M. Pomiary wykonywano cyklicznie z częstotliwością 0,5Hz od chwili przyłożenia obciążenia aż do chwili zniszczenia elementu.



Rys. 5.7. Stend i schemat statyczny badanych belek

Pomiary systemem SAD256

Rejestracji odkształceń jednej powierzchni bocznej belki oraz ugięć dokonano przy użyciu czujników przemieszczeń, których lokalizację przedstawiono na rysunku 5.8.

Czujniki do pomiaru odkształceń montowano na powierzchni badanych belek przy pomocy wklejanych kołków aluminiowych o średnicy 5 mm - po dwa kołki na jeden czujnik. Odległość między kołkami wynosiła 250 mm. W trakcie badania każdy czujnik mierzył zmianę tej odległości, na podstawie której obliczano odkształcenie.

Czujniki do pomiaru ugięć montowano na listwie aluminiowej, która przytwierdzona była do stendu (rys. 5.9).



Rys. 5.8. Lokalizacja czujników systemu SAD256 do pomiaru ugięć i odkształceń jednej powierzchni bocznej belek



Rys. 5.9. Czujniki do pomiaru ugięcia systemem SAD256 montowane na listwie przytwierdzonej do stendu

Odkształcenia zbrojenia rozciąganego mierzono przy użyciu tensometrów elektrooporowych jednorazowego użytku przyklejonych do prętów zbrojeniowych jeszcze przed betonowaniem. Na każdą belkę użyto łącznie 6 tensometrów. Po dwa tensometry przyklejono na pręty zbrojeniowe w przekrojach, w których przyłożono siłę obciążającą od trawersu, oraz dwa w środku rozpiętości belki (por. rys. 4.1)

Rejestracji siły obciążającej dokonano przy użyciu siłomierza zlokalizowanego pomiędzy siłownikiem a trawersem.

Ogólny widok belki na stendzie od strony powierzchni mierzonej systemem SAD256 pokazano na rysunku 5.10.





Rys. 5.10. Widok stanowiska do badań belek od strony powierzchni mierzonej systemem SAD256; a) widok ogólny, b) zbliżenie

Pomiary systemem ARAMIS 4M

Odkształcenia drugiej powierzchni belki, szerokość rozwarcia rys i ich rozstaw oraz ugięcia mierzono systemem Aramis 4M firmy GOM. Jest to system do

bezkontaktowego trójwymiarowego pomiaru odkształceń. Aramis analizuje, oblicza i dokumentuje deformacje, a graficzne przedstawienie wyników pomiarowych daje możliwość pełniejszego zrozumienia zachowań badanego obiektu. Aramis na podstawie zdjęć wykonanych cyfrowymi kamerami rozpoznaje strukturę powierzchni mierzonego obiektu (każdemu pikselowi na zdjęciu są przypisane odpowiednie współrzędne). Pierwsze zdjęcie w projekcie jest traktowane jako zdjęcie obiektu przed obciążeniem (brak deformacji). Kolejne zdjęcia są nagrywane w trakcie lub po obciażeniu. Po nagraniu wszystkich zdjęć system Aramis porównuje je i oblicza przemieszczenia oraz odkształcenia charakterystycznych dla danego obiektu punktów. Jeśli obiekt posiada tylko kilka punktów charakterystycznych - jak ma to miejsce w materiałach jednorodnych, wtedy niezbędnym jest odpowiednie przygotowanie powierzchni, np. stworzenie losowego deseniu za pomocą kolorowej farby w sprayu. System Aramis jest szczególnie przydatny do pomiarów trójwymiarowych odkształceń powodowanych obciążeniami statycznymi lub dynamicznymi. Większość funkcji całego systemu pomiarowego jest kontrolowana przez oprogramowanie np. pomiar, obliczenia, drukowanie. W skład systemu Aramis wchodzi czujnik pomiarowy (dwie kamery cyfrowe), bezpieczna baza dla mocowania czujnika pomiarowego, urządzenie wyzwalająco-sterujące (zasila kamery i odpowiada za zapis zdjęć) oraz wydajny komputer wraz z oprogramowaniem Aramis v6 i Linux GOM v7. Analizie poddano środkowy obszar belki o długości 1 m (rys. 5.7). Jest to odcinek, na którym moment zginający przyjmuje stałą wartość. Ogólny widok stanowiska badawczego wraz systemem Aramis 4M pokazano na rysunku 5.11.



Rys. 5.11. Ogólny widok stanowiska badawczego wraz z systemem Aramis 4M

W trakcie badania system Aramis zapisywał w pamięci komputera zdjęcia badanej powierzchni, wykonane z dwóch kamer. Na podstawie tych zdjęć oprogramowanie systemu umożliwia odczyt przemieszczeń dowolnych punktów tej powierzchni. W ten sposób mierzono szerokość rozwarcia powstałych rys oraz ich rozstaw, odkształcenia powierzchni bocznej belki oraz ugięcia.

Szerokości rozwarcia rys mierzono w pięciu charakterystycznych poziomach. Poziomy oznaczano symbolem składającym się z litery "p" oraz liczby określającej odległość w mm danego poziomu od rozciąganej powierzchni belki. Poziom najbliższy powierzchni rozciąganej belki ustalono na wysokości środka ciężkości zbrojenia rozciąganego zaś poziom najbliższy powierzchni ściskanej ustalono w odległości 15 mm od tej powierzchni. Pozostałe poziomy rozmieszczono równomiernie tak aby odległości między nimi były takie same. Na rys. 5.12 przedstawiono przykład oznaczeń i lokalizację punktów pomiarowych poszczególnych rys belki B2. Szerokość rozwarcia rys mierzono oznaczając dwa punkty w bliskim sąsiedztwie rysy po obu jej stronach. Oprogramowanie systemu Aramis 4M umożliwiło pomiar odległości między tymi punktami dla każdej chwili badania. Porównując odczyt dla rozważanej chwili względem fazy odniesienia (początek badania) otrzymano szerokość rozwarcia danej rysy. Oprócz szerokości rozwarcia rys mierzono także ich rozstaw w poziomie środka ciężkości zbrojenia rozciąganego. W tym celu oznaczono punkty w miejscach występowania rys oraz odczytano odległość między nimi przy użyciu oprogramowania systemu Aramis 4M.

Odkształcenia powierzchni bocznej belki mierzono na wszystkich pięciu poziomach pomiarowych. Jako bazę pomiarową przyjęto odległość między punktami przyłożenia sił skupionych, wynoszącą 1 m (rys. 5.13). Odległość między tymi punktami dla rozważanej chwili odczytano przy użyciu oprogramowania systemu Aramis 4M. Dzieląc przyrost tej odległości przez bazę pomiarową (1m) otrzymano odkształcenie powierzchni bocznej belki dla dowolnej chwili w każdym poziomie pomiarowym.

Kontrolnie mierzono także ugięcia, pomimo iż te wielkości rejestrowane były systemem SAD256. W ten sposób sprawdzono poprawność wykonanych pomiarów. Ugięcia mierzono wykorzystując oprogramowanie systemu Aramis 4M poprzez odczyt przemieszczeń punktów znajdujących się na górnej powierzchni belki, w przekrojach, w których przyłożona była siła oraz w środku rozpiętości.





Rys. 5.13. Pomiar odkształceń powierzchni bocznej belki B2

6 ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

6.1. BADANIA UZUPEŁNIAJĄCE

6.1.1. Wytrzymałość na ściskanie fibrokompozytu

Analizując uzyskane rezultaty badań w pierwszej kolejności sprawdzono, czy w ramach poszczególnych serii nie istnieją wyniki obarczone błędem grubym. W tym celu posłużono się testem Dixona [164]. W kolejnym kroku sprawdzono, czy uzyskane wyniki w ramach poszczególnych serii należą do jednej populacji, wykorzystując test t-Studenta przy założeniu poziomu istotności $\alpha = 0,05$ [164]. Wyniki przeprowadzonej analizy przedstawiono w załączniku Z2.

Wyznaczone wartości parametru *t* dla poszczególnych serii były mniejsze od wartości granicznej. Na tej podstawie stwierdzono, że różnice pomiędzy wartościami średnimi poszczególnych prób są statystycznie nieistotne. Można było zatem połączyć wyniki w jedną populację.

Parametry statystyczne wytrzymałości na ściskanie fibrokompozytu i kompozytu bez włókien przedstawiono w tablicy 6.1. Wskaźnik zmienności wytrzymałości na ściskanie wynosi 5% w przypadku kompozytu bez włókien i 7% w przypadku fibrokompozytu, zatem zgodnie z zaproponowaną przez ACI klasyfikacją [202] można ocenić jakość użytego materiału jako bardzo dobrą. Otrzymane wartości wytrzymałości na ściskanie są zbliżone do wartości jakimi charakteryzują się betony wysokiej wytrzymałości [210].

Decemetry statystysza	Wytrzymałość na ściskanie			
Farametry statystyczne	Kompozyt bez włókien	fibrokompozyt		
Wartość średnia \overline{x} [MPa]	52,59	64,37		
Odchylenie standardowe, s [MPa]	2,38	4,67		
Wskaźnik zmienności, ν [%]	5	7		
Wartość minimalna, x_{min} [MPa]	48,69	56,70		
Współczynnik jednorodności k [-]	0,93	0,88		
Przedział ufności, [MPa]	51,7-53,5	62,6-66,1		
Liczba wyników przyjętych do	29*	30		
* - w wyniku analizy statystycznej jeden pomiar odrzucono				

Tablica 6.1. Parametry analizy statystycznej wytrzymałości na ściskan	ie
fibrokompozytu i kompozytu bez włokien użytych w badaniach	

Na rysunku 6.1 przedstawiono histogramy uzyskanych wyników z rozkładami normalnymi dla próbek wykonanych z kompozytu bez włókien i z fibrokompozytu. Skośność przedstawionych rozkładów wynosiła odpowiednio 0,04 i -0,14.

Sprawdzenia postawionej hipotezy (o rozkładzie normalnym) dokonano poprzez zastosowanie testu zgodności Shapiro-Wilka. Obecnie jest to najczęściej stosowany test normalności ze względu na dużą moc w porównaniu z innymi testami [114]. Polega on na obliczeniu wielkości W_d a następnie porównanie jej z wartościami granicznymi, uzależnionymi od poziomu istotności i liczby wyników. Hipotezę o normalności odrzuca się, gdy wartość stosunku leży poza przedziałem, określonym przez W_{min} i W_{max} . Dla rozpatrywanej grupy wyników, przy założonym poziomie istotności $\alpha = 0,05$, uzyskano potwierdzenie założonego rozkładu normalnego. Nierówności $W_{min} \leq W_d \leq W_{max}$ kształtowały się następująco:

• $0,926 \le 0,985 \le 0,985$ dla kompozytu bez włókien,



• $0.927 \le 0.958 \le 0.985$ dla fibrokompozytu



6.1.2 Granica proporcjonalności i wytrzymałości resztkowe

Uzyskaną w wyniku badania zależność siły obciążającej od szerokości rozwarcia rysy dla wszystkich 30-tu próbek przedstawiono na rysunku 6.2. Z uwagi na przejrzystość wykresu naniesiono tylko wartości minimalne, maksymalne oraz średnią. Kształt wykresu wskazuje, że dla badanego fibrokompozytu obserwuje się powolny spadek siły niszczącej przy szerokości rozwarcia rysy CMOD większej od 0,5 mm, co oznacza, że materiał ten wykazuje *osłabienie po zarysowaniu*.

Analizę statystyczną wykonano identycznie, jak w pkt. 6.1. Najpierw sprawdzono, czy w ramach poszczególnych serii nie istnieją wyniki obarczone błędem grubym (test Dixona), a następnie skontrolowano, czy uzyskane wyniki w ramach poszczególnych serii należą do jednej populacji (test t-Studenta). Wyniki przeprowadzonej analizy przedstawiono w załączniku Z3. Wyznaczone wartości parametru *t* dla wszystkich serii były mniejsze od wartości granicznej [164], zatem różnice pomiędzy wartościami średnimi prób były statystycznie nieistotne i wyniki poszczególnych serii połączono w tą samą populację. Parametry statystyczne granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych przedstawiono w tablicy 6.2.



Rys. 6.2. Zależność siły obciążającej (F) od szerokości rozwarcia rysy CMOD

Otrzymane wskaźniki zmienności v, zawierające się w przedziale od 11 do 17% nie odbiegają znacznie od wyników badań wstępnych [75] oraz wyników badań innych autorów [62], [61], [142]. Jak już wcześniej wspomniano ta metoda badawcza charakteryzuje się dość dużym rozrzutem wyników sięgającym średnio 20%.

Na rysunku 6.3 przedstawiono histogramy uzyskanych wyników z rozkładami normalnymi dla poszczególnych wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności. Skośność poszczególnych rozkładów wynosiła:

- -0,03 dla granicy proporcjonalności,
- -0,36 dla wytrzymałości resztkowej f_{RI} ,
- -0,29 dla wytrzymałości resztkowej f_{R2} ,
- -0,05 dla wytrzymałości resztkowej f_{R3} ,
- 0,07 dla wytrzymałości resztkowej f_{R4} .

	· 1.		•	• 1 / •	rf
I ablica 6.2. Parat	metrv analizv s	statvstvcznei	granicy proi	orcionalnosci	Lati
	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,		0	·····	J CI,L

	Granica	Wytrzymałości resztkowe			
	proporcjo-				
Parametry statystyczne	nalności				
	f_{ctI}^{f}	f_{R1}	f_{R2}	f_{R3}	f_{R4}
CMOD [mm]		0,5	1,5	2,5	3,5
Wartość średnia \bar{x} [MPa]	6,34	9,27	8,80	7,87	6,98
Odchylenie standardowe, s [MPa]	0,67	1,20	1,29	1,25	1,16
Wskaźnik zmienności, v [%]	11	13	15	15	17
Wartość minimalna, <i>x_{min}</i> [MPa]	5,24	7,30	6,68	5,82	5,07
Współczynnik jednorodności k [-]	0,78	0,80	0,74	0,74	0,71
Przedział ufności, [MPa]	6,0÷6,6	8,8-9,7	8,3-9,3	7,4-8,3	6,5-7,4
Liczba wyników przyjętych do	20				
analizy, n [szt.]	30				
f_{R3}/f_{R1}	0,79				
$f_{R1}/f_{ct,L}^{f}$	1,39				
Klasyfikacja fibrokompozytu wg Model Code 2010 [210] 7b					

i wytrzymałości resztkowych f_{Ri} fibrokompozytu użytego w badaniach

Sprawdzenie hipotezy o rozkładzie normalnym wykonano przez zastosowanie testu Shapiro-Wilka. W każdej badanej grupie wyników statystyka testowa W_d mieściła się w przedziale wartości granicznych W_{min} i W_{max} . Nierówności $W_{min} \leq W_d \leq W_{max}$ kształtowały się następująco:

- $0,926 \le 0,976 \le 0,985$ dla granicy proporcjonalności,
- $0.926 \le 0.954 \le 0.985$ dla wytrzymałości resztkowej f_{RI} ,
- $0,926 \le 0,966 \le 0,985$ dla wytrzymałości resztkowej f_{R2} ,
- $0,926 \le 0,957 \le 0,985$ dla wytrzymałości resztkowej f_{R3} ,
- $0.926 \le 0.956 \le 0.985$ dla wytrzymałości resztkowej f_{R4} .

Nie było więc podstawy do odrzucenia hipotezy o rozkładzie normalnym, przy przyjętym poziomie istotności $\alpha = 0.05$.

Uzyskane wyniki wskazywały na ciągliwy charakter badanego materiału. Do celów konstrukcyjnych klasyfikacja materiałowa betonów zbrojonych włóknami oraz betonów wysokiej wytrzymałości oparta jest na wartościach charakterystycznych wytrzymałości resztkowych. Zgodnie z wytycznymi Model Code 2010 [210] klasę badanego fibrokompozytu można oznaczyć jako 7b. Oznacza to, że materiał posiada wysoką wartość f_{RI} (zakres od 1 do 8). Litera "b" oznacza, że badany fibrokompozyt

charakteryzuje się osłabieniem po zarysowaniu, co ustala się w oparciu o relację $f_{\rm R3}/f_{\rm R1}$.



Rys. 6.3. *Histogramy uzyskanych wyników z rozkładami normalnymi: a) granica proporcjonalności, b) wytrzymałość resztkowa* f_{R1} , *c)* f_{R2} , *d)* f_{R3} , *e)* f_{R4}
6.1.3. Cechy wytrzymałościowe stali zbrojeniowej

Pręty użyte do wykonania zbrojenia elementów belkowych zostały przebadane w celu określenia granicy plastyczności f_y , wytrzymałości na rozciąganie f_t i modułu sprężystości E_s . W tablicy 6.3 przedstawiono parametry analizy statystycznej cech wytrzymałościowych stali zbrojeniowej, uzyskane na podstawie analizy wyników badań. Szczegółowe wyniki badań zawarto w załączniku Z4.

Przeprowadzona analiza wykazała, że zastosowane pręty spełniają wymagania normy Eurokod 2 [223] i mogą być stosowane jako zbrojenie konstrukcji betonowych.

	Średnica	Granica	Wytrzy-	Moduł				
Poromotry statystyczno	pręta	plastycz-	małość na	sprężys-				
Farameny statystyczne	ϕ	ności	rozciąganie	tości				
	[mm]	f_y	f_t	E_s				
	Pręty #8	8						
Wartość minimalna <i>x_{min}</i> [MPa]	7,84	535	579	190000				
Wartość średnia \bar{x} [MPa]	7,87	559	596	197270				
Wartość maksymalna <i>x_{max}</i> [MPa]	7,90	569	609	212000				
Odchylenie standardowe s [MPa]	-	9,2	10,0	5161				
Wskaźnik zmienności v [%]	-	2	2	3				
Przedział ufności [MPa]		553,4-563,9	590,4-601,9	194310-200230				
Pręty #12								
Wartość minimalna <i>x_{min}</i> [MPa]	11,70	568	664	195000				
Wartość średnia \bar{x} [MPa]	11,82	597	690	208000				
Wartość maksymalna <i>x_{max}</i> [MPa]	11,95	612	711	223000				
Odchylenie standardowe s [MPa]	-	11,5	12,5	9274				
Wskaźnik zmienności v [%]	-	2	2	4				
Przedział ufności [MPa]		590,3-603,5	682,8-697,1	202680-213320				
	Pręty #1	6						
Wartość minimalna <i>x_{min}</i> [MPa]	15,85	526	617	198000				
Wartość średnia \bar{x} [MPa]	15,95	535	625	206867				
Wartość maksymalna <i>x_{max}</i> [MPa]	16,05	547	633	220000				
Odchylenie standardowe s [MPa]		5,4	5,0	6501				
Wskaźnik zmienności v [%]		1	1	3				
Przedział ufności [MPa]		532,1-538,3	621,9-627,6	203140-210590				

Tablica 6.3. Parametry analizy statystycznej cech wytrzymałościowych stali

 zbrojeniowej

6.2. BADANIA WIODĄCE

6.2.1. Fazy pracy zginanych belek

Na rys. 6.4. przedstawiono zależności ugięcia od siły obciążającej badanych belek dla poszczególnych serii. Zależności te pozwalają w sposób ogólny ocenić wpływ włókien stalowych na zachowanie zginanych elementów. Zgodnie z teorią żelbetu cały proces badania można podzielić na 3 fazy.



Rys. 6.4. Zależność siła - ugięcie badanych belek, a) belki zbrojone prętami #8, b) belki zbrojone prętami #12, c) belki zbrojone prętami #16

Faza I - przekrój pracuje jako niezarysowany. Ze względu na małą wartość momentów, na pracę belki podczas zginania składa się cały przekrój, zarówno strefa ściskana, jak i rozciągana. Wykres naprężeń jest prostoliniowy na całej wysokości, zaś wartość odkształceń niewielka. Fazę I na przedstawionym wykresie reprezentują odcinki proste liczone od wartości początkowej do punktu, w którym poszczególne linie

zaczynają zmniejszać kąt nachylenia względem osi poziomej. Od tego punktu rozpoczyna się strefa przejściowa między fazą I a fazą II (zarysowaną). Wielkość tej strefy uzależniona jest od długości odcinka wykresu, na którym jest on krzywoliniowy. Analizując przedstawiony wykres można stwierdzić, że koniec fazy I oraz strefę przejściową najłatwiej jest ustalić dla belki bez dodatku włókien. Dla belek fibrokompozytowych punkty graniczne trudniej jest oszacować, zaś długość odcinka krzywoliniowego jest znacznie większa. Strefa przejściowa wynika z faktu powiększania się mikrorys występujących w kompozycie, zwiększania ich zasięgu oraz łączenia się ich w większe rysy, których szerokość rozwarcia zaczyna być obserwowalna i mierzalna. Fakt ten sprawia, że chwila pojawiania się rys, oraz chwila ich pełnego ukształtowania jest niełatwa do precyzyjnego ustalenia, szczególnie w elementach fibrokompozytowych, w których występowanie włókien w matrycy dodatkowo utrudnia proces propagacji rys.

W fazie II rysy są już w pełni widoczne i ukształtowane na powierzchni belki, a wraz ze wzrostem obciążenia powiększeniu ulegają szerokości ich rozwarcia oraz ich zasięg. Z tego samego powodu zmniejszaniu ulega wysokość strefy ściskanej. Jak widać z wykresu (por. rys. 6.4) przyrost ugięcia wraz ze wzrostem momentu zginającego w tej fazie jest szybszy niż w fazie I, co jest konsekwencją istotnego spadku sztywności przekroju w wyniku zarysowania. Spadek sztywności jest jednak mniejszy w belkach z dodatkiem włókien niż w belkach bez włókien. Widoczny jest więc udział włókien stalowych przy przenoszeniu naprężeń rozciągających także w fazie zarysowanej przekroju. Przekłada się to nie tylko na wzrost nośności, ale także na zmniejszone ugięcia.

Faza III, umownie zwana fazą zniszczenia, rozpoczyna się w chwili kolejnego zagięcia wykresów relacji siły obciążającej do ugięcia, po którym kąt nachylenia wykresów względem osi poziomej jest bliski zeru. Chwila ta odpowiada uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego, po której nie obserwuje się już istotnego przyrostu nośności na zginanie. Obserwowalny jest jednak bardzo szybki przyrost ugięć i szerokości rozwarcia rys. Charakter plastyczny zachowania sie belek w tym zakresie uzależniony jest od ciągliwości zastosowanego zbrojenia. Ostateczne przełamanie belki może nastąpić w wyniku zerwania prętów stalowych (w przypadku stali o niskiej ciągliwości) lub w skutek zmiażdżenia strefy ściskanej przekroju.

Na rys. 6.5. przedstawiono zdjęcia wybranych belek w chwili zniszczenia. Zniszczenie belki wskutek zerwania prętów stalowych przedstawiono na rys. 6.5.a. (belka BF1a). W belkach serii 2 i 3 nie doszło do zerwania prętów zbrojenia rozciąganego, jednak w przypadku belek B3 i BF3a strefa ściskana uległa zmiażdżeniu (rys. 6.5.b,c), co jest także widoczne na rys. 6.4.c. w postaci skokowego spadku siły obciążającej.



Rys. 6.5. Zdjęcia w chwili zniszczenia belek: a) BF1a, b) B3, c) BF3a,

6.2.2. Nośność na zginanie

Dla celów analizy nośności na zginanie wygodniej posługiwać sie momentem zginającym występującym w danym przekroju belki. Schemat statyczny badanych belek zaprojektowano tak, aby na środkowym odcinku belki o długości 1 m występował stały moment. W praktyce będzie on oczywiście zmienny, gdyż nie sposób wyeliminować z badania ciężar własny badanych elementów. W analizie założono jednak, że moment ten jest stały, gdyż wpływ ciężaru własnego belki jest niewielki, a jego wartość obliczono jako średnią z momentów występujących w przekroju przyłożenia siły oraz w środku rozpiętości. W obliczeniach uwzględniono ciężar własny badanych elementów oraz trawersu.

Pod pojęciem nośność na zginanie belki należy rozumieć maksymalny moment zginający, jaki jest w stanie przenieść badany element (M_u). Moment ten występuje zawsze w zakresie odkształceń odpowiadających fazie III i poprzedza osiągnięcie wytrzymałości stali zbrojeniowej na rozciąganie lub zmiażdżenie strefy ściskanej.

Inną ważną wielkością w kontekście nośności na zginanie jest moment odpowiadający uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego (M_y). Można założyć, że osiągnięcie tego momentu jest równoznaczne z rozpoczęciem fazy III. Na ogół jest on zbliżony do nośności M_u , a różnica między tymi wielkościami zależy przede wszystkim od charakterystyki stali zbrojeniowej.

Określenie doświadczalnego momentu M_u nie stanowi problemu. Oblicza się go w oparciu o maksymalną siłę pomierzoną w całej historii obciążania badanych elementów. Sytuacja jest bardziej skomplikowana w przypadku momentu M_y . Wyznaczenie granicy plastyczności stali zbrojeniowej i odkształceń odpowiadających tym naprężeniom w próbie jednoosiowego rozciągania jest łatwe i precyzyjne. Jednakże określenie chwili uplastycznienia zbrojenia rozciąganego na podstawie relacji siłaugięcie badanych belek jest utrudnione gdyż przejście między fazą II a III bywa niekiedy rozmyte (por. rys. 6.4.). Z tego też względu odkształcenia stali zbrojeniowej w belkach mierzono przy użyciu tensometrów elektrooporowych. Uznawano, że granica plastyczności stali jest osiągnięta, gdy następowało "płynięcie" stali, tzn. następował znaczny przyrost wydłużenia prętów przy niezmienionej sile obciążającej. W ten sposób wyznaczano doświadczalny moment M_y dla każdej belki.

Wartości eksperymentalnych momentów M_y i M_u zestawiono w tablicy 6.4.

0 ("")							
Oznaczenie	Moment uplastycznienia zbrojenia rozc.	Przyrost momentu w wyniku	Względny przyrost	Nośność na zginanie	Przyrost momentu w wyniku zastosowania	Względny przyrost	
elementu	M_y	zastosowania włókien	momentu	M_u	zastosowania włókien	momentu	
	[kN	m]	[%]	[k]	[kNm]		
B1	8,70	-	-	9,60	-	-	
BF1	13,00	4,30	49	13,33	3,73	39	
BF1a	13,14	4,44	51	13,70	4,10	43	
B2	18,70	-	-	20,03	-	-	
BF2	22,70	4,00	21	24,06	4,03	20	
BF2a	24,90	6,20	33	25,85	5,82	29	
B3	32,20	-	-	33,76	-	-	
BF3	35,51	3,31	10	38,67	4,91	15	
BF3a	36,02	3,82	12	36,73	2,97	9	

Tablica 6.4. Doświadczalne wartości momentów uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u)

Wyniki badań wskazują, że dodatek włókien stalowych powoduje istotny przyrost analizowanych wielkości. Wzrost momentu M_y wynosił średnio 4,35 kNm a momentu M_u 4,26 kNm w stosunku do odpowiednich momentów belek bez włókien. W przypadku belek serii 1 (por. rozdz. 4, tabl. 4.1) w wyniku zastosowania włókien stalowych momenty zwiększyły się średnio o 46%, natomiast dla belek serii 3 średnio o 12%. Uzyskane wyniki badań dowodzą, że dodatek włókien stalowych w elementach zginanych umożliwia częściową redukcję zbrojenia konwencjonalnego.

W teorii momenty M_u i M_y można obliczyć łatwo jeżeli tylko znany jest dokładny rozkład naprężeń w przekroju zginanym. Niestety bezpośredni pomiar naprężeń w badanych elementach jest niemożliwy. Można je jedynie wyznaczać w sposób pośredni, mierząc odkształcenia oraz stosując właściwe zależności naprężenieodkształcenie dla danych materiałów.

Odkształcenia jednej powierzchni bocznej badanych belek mierzono systemem Aramis 4M, a drugiej systemem SAD256 (por. rozdz. 5.2). W oparciu o uzyskane wyniki obliczono wartości średnie dla poszczególnych technik pomiarowych, a następnie wyznaczono odkształcenia na krawędzi ściskanej (ε_c) i rozciąganej (ε_l) przekroju wykorzystując ekstrapolacje liniową. Wyniki obliczeń odpowiadające doświadczalnym momentom M_v i M_u zestawiono odpowiednio w tablicy 6.5 i 6.6. Stosunek odkształceń mierzonych systemem SAD256 do odkształceń mierzonych systemem Aramis 4M wahał się w przedziale od 0,78 do 1,28, przy czym wielkość średnia tej relacji wynosiła od 0,97 do 1,02. W każdym przypadku sprawdzono, czy wyniki uzyskane systemem Aramis 4M i SAD256 należą do jednej populacji. W tym celu obliczono przedział ufności dla wyników uzyskanych systemem SAD256 i sprawdzono, czy wynik uzyskany systemem Aramis 4M mieści się w granicach tego przedziału. Przeprowadzona analiza statystyczna wykazała, że wyniki uzyskane dwoma technikami pomiarowymi należą do jednej populacji. Podkreślić przy tym należy, że przyczyny różnic wykonanych pomiarów są złożone. Wynikają one z faktu, że mierzono odkształcenia dwóch przeciwległych powierzchni belki, które, z uwagi na niejednorodność strukturalną materiału, wcale nie muszą być równe [27]. Inna była też baza pomiarowa odkształceń (1000 mm dla systemu Aramis 4M oraz 250 mm dla systemu SAD256). Źródłem dodatkowych błędów w przypadku systemu SAD256 może być też niedokładność działania czujników oraz ich wzajemne oddziaływanie [162].

Oznaczenie	Moment uplastycznienia zbrojenia rozc.	Odkszta krawc rozciąą	dcenia ędzi ganej	Odkształcenia krawędzi ściskanej		Stosunek odkształceń mierzonych systemem Aramis 4M i SAD256		
elementu	M_y	$\mathcal{E}_{t,A4M}$ $\mathcal{E}_{t,SAD}$ $\mathcal{E}_{c,A4M}$ $\mathcal{E}_{c,SAD}$ $\mathcal{E}_{t,A}$		$\left \boldsymbol{\varepsilon}_{t,A4M} \right \boldsymbol{\varepsilon}_{t,SAD}$	$\left \varepsilon_{c,A4M} \right \varepsilon_{c,SAD}$			
	[kNm]		[%	‰]		[-]		
B1	8,70	3,08	2,81	-0,62	-0,66	1,10	0,94	
BF1	13,00	3,78	4,12	-0,97	-0,82	0,92	1,18	
BF1a	13,14	2,89	2,79	-0,78	-0,76	1,04	1,03	
B2	18,70	3,55	3,13	-1,13	-1,17	1,13	0,96	
BF2	22,70	3,48	4,29	-1,20	-1,32	0,81	0,91	
BF2a	24,90	3,88	3,65	-1,37	-1,24	1,06	1,11	
B3	32,20	3,67	4,13	-1,51	-1,73	0,89	0,87	
BF3	35,51	3,28	3,41	-1,80	-1,56	0,96	1,15	
BF3a	36,02	3,38	3,49	-1,71	-1,62	0,97	1,06	
		0,99	1,02					

Tablica 6.5. Zestawienie wartości odkształceń powierzchni bocznych badanych belek dla momentu uplastycznienia M_v

Tablica 6.6. Zestawienie wartości odkształceń powierzchni bocznych badanych belek dla nośności na zginanie M_u

	Nośność na	Odkszta	lcenia	Odkształcenia		Stosunek odkształceń mierzonych		
. ·	zginanie	krawędzi ro	zciąganej	krawędzi	ściskanej	systemem Aramis 4M i SAD256		
elementu	M_u	$\mathcal{E}_{t,A4M}$	$\mathcal{E}_{t,SAD}$	$\mathcal{E}_{c,A4M}$	$\mathcal{E}_{c,SAD}$	$\left \varepsilon_{t,A4M} \right \varepsilon_{t,SAD}$	$\left \boldsymbol{\varepsilon}_{c,A4M} \right \boldsymbol{\varepsilon}_{c,SAD}$	
	[kNm]		[%	·]		[-]		
B1	9,60	7,53	7,75	-1,03	-1,13	0,97	0,91	
BF1	13,33	5,49	4,97	-1,10	-0,99	1,10	1,11	
BF1a	13,70	4,06	3,51	-0,88	-0,85	1,16	1,04	
B2	20,03	11,97	10,17	-2,11	-2,03	1,18	1,04	
BF2	24,06	13,01	16,76	-2,30	-2,62	0,78	0,88	
BF2a	25,85	10,73	11,42	-2,26	-1,96	0,94	1,15	
B3	33,76	8,11	9,61	-2,10	-2,70	0,84	0,78	
BF3	38,67	12,01	13,59	-3,58	-2,79	0,88	1,28	
BF3a	36,73	5,08	5,72	-1,99	-1,93	0,89	1,03	
		0,97	1,02					

Analizując wyniki badań zamieszczone w tablicy 6.5 i 6.6 można sprawdzić o ile zwiększyła się nośność elementu (M_u) względem momentu uplastycznienia (M_y). Okazuje się, iż przyrost nośności na zginanie jest największy dla belek bez dodatku włókien stalowych i wynosi od 5 do 11%. Dla belek z włóknami stalowymi wzrost ten wynosi od 2 do 9%. Nie zaobserwowano natomiast wyraźnego wpływu włókien

stalowych na wartości odkształceń, przy których osiągnięto uplastycznienie zbrojenia rozciąganego i maksymalną nośność. Dla belek zbrojonych prętami #8 odkształcenia odpowiadające nośności M_u w belce B1 były znacznie większe niż odkształcenia w belkach BF1 i BF1a. Z kolei dla belek serii 2 sytuacja jest odwrotna. W przypadku belek zbrojonych prętami #16 odkształcenia odpowiadające M_u w belkach B3 i BF3a były znacznie mniejsze niż w belce BF3, z powodu zmiażdżenia strefy ściskanej. Warto zaznaczyć, iż zmiażdżenie strefy ściskanej nastąpiło przy odkształceniach krawędzi ściskanej mniejszych od 3‰. W belce BF3 nie doszło jednak do zmiażdżenia strefy ściskanej pomimo, iż średnie odkształcenia odpowiadające M_u wynosiły 3,18‰.

Na rysunku 6.6. przedstawiono rozkłady odkształceń przekroju oraz zbrojenia rozciąganego badanych belek dla momentu uplastycznienia M_y i nośności na zginanie M_u . Odkształcenia stali zbrojenia rozciąganego podano jedynie dla momentu uplastycznienia M_y , gdyż w przypadku momentu M_u tensometry elektrooporowe na ogół odklejały się od zbrojenia. Z analizy wykresów wynika, że odkształcenia powierzchni bocznych belek są proporcjonalnie liniowe. Stosunek odkształceń stali zbrojeniowej do odkształceń powierzchni belek pomierzonych w poziomie środka ciężkości prętów rozciąganych mieści się w przedziale od 0,92 do 1,57. Maksymalna wartość tej relacji wynika z faktu, że niektóre tensometry były zlokalizowane w przekroju, w którym powstała rysa. Odkształcenia stali zbrojeniowej w takim przekroju są wówczas znacznie większe niż odkształcenia powierzchni belki mierzone na długości równej 250 mm (SAD256) czy 1000 mm (Aramis 4M). Z wykresów można także odczytać wysokość strefy ściskanej. Dla momentu M_y wynosiła ona 36-43 mm dla belek serii 1, 48-50 mm dla belek serii 2 i 58-64 mm dla belek serii 3. W belkach z włóknami strefa ściskana była większa niż w belkach bez włókien średnio o 8%.

Teoretyczne momenty M_y i M_u obliczono metodami wg RILEM TC-162-TDF [225] oraz fib Model Code 2010 [210]. W analizie uwzględniono także korektę metody RILEM zaproponowaną przez Barrosa [13]. Do obliczeń przyjmowano średnie cechy mechaniczne użytego kompozytu i stali zbrojeniowej, wyznaczone w ramach badań uzupełniających. Obliczania wykonano tzw. procedurą wielowarstwowego przekroju, pierwotnie zaproponowaną przez Hordijka [83], użytą także w pracach [112], [99]. Polega ona na podziale przekroju zginanego na poziome warstwy o względnie małych grubościach. Każdej warstwie przypisuje się odpowiednie naprężenia zgodnie z modelami konstytutywnymi użytych materiałów. Zaletą tej procedury jest łatwość jej programowania w powszechnie dostępnych arkuszach kalkulacyjnych. W obliczeniach własnych analizowane przekroje dzielono na 500 warstw, co zapewnia wysoką dokładność wyników [83].



Rys. 6.6. Rozkłady odkształceń na wysokości przekroju dla momentu uplastycznienia M_y i nośności na zginanie M_u badanych belek: a) B1, b) BF1, c) BF1a, d) B2, e) BF2, f) BF2a, g) B3, h) BF3, i) BF3a

Do obliczeń teoretycznego momentu uplastycznienia $(M_{y,obl})$, jako punkt wyjścia przyjęto uśrednione odkształcenia przekroju pomierzone systemami Aramis 4M i SAD256 (por. tab. 6.5). Zginany przekrój podzielono na warstwy i każdej warstwie przypisano odpowiednie odkształcenia, przyjmując ich liniowy rozkład na całej wysokości przekroju. Znając odkształcenia każdej warstwy obliczono naprężenia zgodnie z właściwymi związkami konstytutywnymi [225], [13], [210]. Zarówno dla kompozytu z włóknami, jak i bez przyjęto taką samą relacje naprężenie-odkształcenie w strefie ściskanej, zgodnie z RILEM [225] i Model Code 2010 [210]. Jest ona tożsama z relacją podaną w EC2 [223] (por. rys. 3.12). W strefie rozciąganej belek z dodatkiem włókien stalowych użyto relacji naprężenie-odkształcenie zgodnie z RILEM, propozycją Barrosa [13] oraz modelem właściwym dla SGU (por. rys. 3.28) wg Model Code 2010. Dla stali zbrojeniowej przyjmowano relacje σ - ε z półką poziomą (por. rys. 3.21). W ten sposób uzyskano rozkłady naprężeń na całej wysokości przekroju. Moment uplastycznienia (M_{v.obl}) obliczano z warunku równowagi momentów względem środka ciężkości bryły naprężeń ściskających, uwzględniając siłę w prętach zbrojenia ściskanego (tablica 6.7).

Teoretyczną nośność na zginanie $(M_{u,obl})$ obliczano w dwojaki sposób. W pierwszym przypadku stosowano identyczną procedurę, jak przy obliczaniu momentu $M_{v.obl}$, przyjmując średnie odkształcenia przekroju właściwe dla M_u pomierzone systemami Aramis 4M i SAD256, (por. tab. 6.6). Wyniki tych obliczeń zestawiono w tablicy 6.8. W drugim przypadku jako punkt wyjścia zakładano graniczne odkształcenia dla strefy ściskanej i rozciąganej wg RILEM i Model Code 2010. Do obliczeń naprężeń w strefie rozciąganej belek z dodatkiem włókien wg Model Code 2010 użyto zależności σ - ε właściwych dla Stanu Granicznego Nośności (por. rys. 3.29), tj. zależności bilinearnej i prostokątnej (metoda uproszczona). Pozostałe związki konstytutywne przyjmowano jak w przypadku obliczania momentu My,obl. Dla arbitralnie przyjętych maksymalnych odkształceń strefy ściskanej i rozciąganej równowaga sił podłużnych w przekroju nie była spełniona. Redukowano następnie odkształcenia albo strefy ściskanej, albo rozciąganej tak, aby poziome siły wewnętrzne zrównoważyły się. Teoretyczną nośność na zginanie $(M_{u,obl})$ obliczano z warunku równowagi momentów względem środka ciężkości bryły naprężeń ściskających, uwzględniając siłę w zbrojeniu ściskanym (tablica 6.9).

	Doświadczalny	Teoret	yczny mom	ent $M_{y,obl}$		$M_{y,obl}$ / M_y	
Oznaczenie elementu	moment uplastycznienia My	RILEM [225]	Barros [13]	Model SGU wg MC2010 [210]	RILEM [225]	Barros [13]	Model SGU wg MC2010 [210]
		[kN	m]			[-]	
B1	8,70	7,57	7,57	7,61	0,87	0,87	0,87
BF1	13,00	18,74	17,21	16,99	1,44	1,32	1,31
BF1a	13,14	16,85	15,43	14,85	1,28	1,17	1,13
B2	18,70	18,44	18,44	18,48	0,99	0,99	0,99
BF2	22,70	29,6	28,18	27,91	1,30	1,24	1,23
BF2a	24,90	29,33	27,94	27,65	1,18	1,12	1,11
B3	32,20	31,04	31,04	31,11	0,96	0,96	0,97
BF3	35,51	37,83	36,46	36,11	1,07	1,03	1,02
BF3a	36,02	38,82	37,57	37,23	1,08	1,04	1,03
	Średnia dla be	elek z wł	1,22	1,16	1,14		
	Odchylenie standardowe [-]				0,15	0,12	0,11
Współczynnik zmienności [%]					12	10	10
	Przedział ufn	ości dla	α=0,05 [-]		1,05-1,39	1,02-1,30	1,08-1,26

Tablica 6.7. Zestawienie doświadczalnych i teoretycznych momentów uplastycznienia (M_{γ})

Tablica 6.8. Zestawienie doświadczalnych i teoretycznych nośności na zginanie (M_u) obliczonych dla odkształceń pomierzonych w trakcie badań

	Doświadczalna	Teoret	yczny mom	ent $M_{u,obl}$		$M_{u,obl}$ / M_u	
Oznaczenie elementu	nośność na zginanie M _u	RILEM [225]	Barros [13]	Model SGU wg MC2010 [210]	RILEM [225]	Barros [13]	Model SGU wg MC2010 [210]
		[kN:	m]			[-]	
B1	9,60	9,18	9,18	9,2	0,96	0,96	0,96
BF1	13,33	18,86	17,33	17,39	1,41	1,30	1,30
BF1a	13,70	18,72	17,22	16,95	1,37	1,26	1,24
B2	20,03	21,06	21,06	21,09	1,05	1,05	1,05
BF2	24,06	30,3	29,48	31,13	1,26	1,23	1,29
BF2a	25,85	30,33	29,21	30,25	1,17	1,13	1,17
B3	33,76	31,99	31,99	32,04	0,95	0,95	0,95
BF3	38,67	40,7	39,75	41,15	1,05	1,03	1,06
BF3a	36,73	40,2	38,86	38,96	1,09	1,06	1,06
	Średnia dla be	elek z wł	óknami [-]		1,23	1,17	1,19
	Odchylenie	standar	0,15	0,11	0,11		
	Współczynn	ik zmien	12	10	9		
	Przedział ufn	ości dla	α=0,05 [-]		1,06-1,40	1,04-1,30	1,14-1,30

			Teoretycz	ny moment M	$f_{u,obl}$		$M_{u,o}$	_{bl} / M _u			
<u>e</u>				Model	Model			Model	Model		
en	$M_{\prime\prime}$	225	[13]	bilinearny	uproszcz.	225	[13]	bilinearny	uproszcz.		
acz	<i>u</i>	M	os [SGN wg	SGN wg	M	l so	SGN wg	SGN wg		
Zni		ILE	3arr	MC2010	MC2010	ILE	3arr	MC2010	MC2010		
0 "		R	Н	[210]	[210]	R	н	[210]	[210]		
			[kN	m]				-]			
B1	9,60	9,69	9,69	9,61	9,28	1,01	1,01	1,00	0,97		
BF1	13,33	15.50	15 (2	10.01	1675	1,17	1,17	1,43	1,26		
BF1a	13,70	15,50	15,62	15,62	15,62	19,01	10,73	1,14	1,14	1,39	1,23
B2	20,03	20,96	20,96	21,01	21,05	1,05	1,05	1,05	1,05		
BF2	24,06	20.46	20.21	20.07	28 52	1,22	1,21	1,25	1,19		
BF2a	25,85	29,40	29,21	29,97	26,33	1,14	1,13	1,16	1,10		
B3	33,76	31,94	31,94	31,96	32,04	0,95	0,95	0,95	0,95		
BF3	38,67	40.70	40.17	20.19	20.5	1,05	1,04	1,01	1,02		
BF3a	36,73	40,79	40,17	39,10	39,5	1,11	1,09	1,07	1,08		
	Śr	ednia dla	belek z wł	óknami [-]		1,14	1,13	1,14	1,09		
Odchylenie standardowe [-]						0,06	0,06	0,17	0,09		
	V	Vspółczyn	nik zmien	ności [%]		5	5	15	8		
	Pı	zedział ut	fności dla	α=0,05 [-]		1,07-1,21	1,06-1,20	0,94-1,34	0,99-1,19		

Tablica 6.9. Zestawienie doświadczalnych i teoretycznych nośności na zginanie (M_u) obliczonych dla odkształceń granicznych wg RILEM [225] i MC2010 [210]

Momenty uplastycznienia $M_{y,obl}$ obliczone wg RILEM i MC2010 dla belek bez dodatku włókien dobrze odpowiadają wartościom doświadczalnym. Są one nieco mniejsze, a stosunek wartości obliczonej do eksperymentalnej zawiera się w przedziale od 0,87÷0,99. W przypadku belek z włóknami różnice są zdecydowanie większe. Przede wszystkim wyniki obliczeń każdą analizowaną metodą są zawyżone względem wartości eksperymentalnych. Największe różnice dotyczą metody RILEM. Stosunek momentów $M_{y,obl}/M_y$ mieści się w przedziale od 1,07 do 1,44. Metoda ta zawyża wartości momentu M_y średnio o 22%. Korekta metody RILEM zaproponowana przez Barrosa zbliżyła wartości obliczeniowe do eksperymentalnych. Moment M_y w tym przypadku jest zawyżony średnio o 16%. Podobny rezultat otrzymano w wyniku obliczeń wg Model Code 2010 przyjmując model SGU.

W przypadku nośności na zginanie $M_{u,obl}$ obliczonych dla odkształceń pomierzonych w chwili osiągnięcia doświadczalnego momentu M_u (tablica. 6.8) sytuacja wygląda podobnie. Dla belek bez włókien stosunek momentu obliczonego do eksperymentalnego jest bliski jedności (0,96-1,05). Dla belek z włóknami obliczone nośności są większe niż nośności doświadczalne średnio o 23% i 19% (metoda RILEM i MC2010) oraz o 17% (propozycja Barrosa).

W przypadku nośności na zginanie $M_{u,obl}$ obliczonych dla odkształceń granicznych wg RILEM i MC2010 (tablica 6.9) również otrzymano większe wartości obliczeniowe od doświadczalnych. Różnice są jednak nieco mniejsze. Moment $M_{u,obl}$ wyliczony zgodnie z MC2010 w oparciu o model bilinearny SGN (por. rozdz. 3.3.4, rys. 3.29) jest

większy od momentu doświadczalnego średnio o 14%. Z kolei stosując model prostokątny (uproszczony) moment obliczeniowy jest większy średnio o 9% od momentu doświadczalnego. Stosunki $M_{u,obl}/M_u$ dla tych sposobów charakteryzują się jednak większym współczynnikiem zmienności niż dla metody RILEM, czy propozycji Barrosa.

W podsumowaniu należy podkreślić, że metodą najtrafniej opisującą momenty M_y i M_u jest propozycja Barrosa, będąca korektą metody RILEM. Zawyża ona jednak analizowane momenty o 13÷17% procent. Najbliższy jedności stosunek $M_{u,obl}/M_u$ uzyskano w wyniku obliczeń metodą uproszczoną wg MC2010 (tablica 6.9). Rezultat nie powinien dziwić, gdyż metody uproszczone zazwyczaj są bardziej bezpieczne niż metody dokładne, a zatem momenty obliczone w ten sposób powinny być mniejsze, a przez to bliższe momentom doświadczalnym w analizowanym przypadku. Nie ulega wątpliwości, że <u>metoda RILEM czy Model Code 2010 nie powinny być w obecnym</u> stanie stosowane do projektowania zginanych elementów konstrukcyjnych wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego.

6.2.3. Zarysowanie

Podstawowym parametrem teorii żelbetu opisującym przejście elementu zginanego z pierwszej fazy pracy do drugiej jest moment zarysowania. Można go określać na podstawie zmiany nachylenia wykresu ugięcia w funkcji obciążenia (por. rys. 6.4). Efekt ten widoczny jest przede wszystkim w elementach fibrobetonowych bez zbrojenia prętami, gdyż wówczas przejście pomiędzy fazami pracy jest wyraźne [220]. W elementach ze zbrojeniem konwencjonalnym istnieją obiektywne trudności w określaniu momentu zarysowania na podstawie zmiany kąta nachylenia wspomnianego wykresu [163], gdyż wkładki zbrojeniowe znacząco łagodzą sposób przejścia pomiędzy fazami.

Dzięki wykorzystaniu w badaniach systemu Aramis 4M, który umożliwiał precyzyjną obserwację w sposób ciągły jednej powierzchni belki, uchwycenie chwili pojawienia się pierwszej rysy było łatwe. Użyta technika umożliwiała nawet wykrycie obszarów powstawania mikrorys. Zjawisko powstawania mikrorys nie może być jednak traktowane jako zarysowanie [139], dlatego też uznawano, że moment rysujący jest osiągnięty, gdy szerokość rozwarcia którejkolwiek z mierzonych rys wynosiła 0,01 mm.

W tablicy 6.12 przedstawiono wartości momentów rysujących doświadczalnych (M_{cr}) i obliczeniowych $(M_{cr,obl})$. Z analizy danych wynika, że w belkach z dodatkiem włókien stalowych momenty rysujące są większe średnio o 69% niż w belkach bez włókien. Korzystny wpływ włókien jest jednak mocno zróżnicowany. Na przykład w belce BF2 moment rysujący jest identyczny, jak w belce B2. Dla odmiany w belce BF3a moment ten jest ponad dwa razy większy niż w belce B3. Tak duży rozrzut wyników jest konsekwencją losowego charakteru rozmieszczenia włókien, co jest też

obserwowalne w badaniu wytrzymałości resztkowych (por. rozdz. 6.1.2). Nie bez znaczenia jest też obecność strzemion. Analizując pomierzone momenty rysujące można zauważyć, że w belkach bez strzemion momenty rysujące są większe średnio o 50% niż w belkach ze strzemionami. Obecność strzemion utrudnia korzystny rozkład włókien w najbliższym otoczeniu pręta oraz wskutek lokalnego osłabienia przekroju belki sprzyja powstaniu pierwszej rysy. Wpływ obecności strzemion na momenty rysujące jest więc bardzo istotny.

Teoretyczny moment rysujący ($M_{cr,obl}$) obliczono zakładając proporcjonalnie liniowy rozkład naprężeń zarówno w strefie ściskanej, jak i rozciąganej, uwzględniając zbrojenie konwencjonalne. Moment ten obliczono przyjmując wytrzymałość na rozciąganie osiowe, wyznaczoną na podstawie wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu ($f_{ct,sp}$) [122] oraz granicy proporcjonalności ($f_{ct,L}^{f}$), stosując właściwe współczynniki przeliczeniowe wg EC2 [223]. Obliczone momenty rysujące w każdym przypadku są większe niż momenty doświadczalne. Okazuje się, że momenty rysujące obliczone przy użyciu wytrzymałości $f_{ct,sp}$ dla belek bez włókien lepiej odpowiadają wartościom doświadczalnym, niż momenty rysujące obliczone przy użyciu wytrzymałości $f_{ct,L}^{f}$. W przypadku belek z włóknami sytuacja jest odwrotna. Momenty rysujące obliczone przy użyciu wytrzymałości $f_{ct,L}^{f}$ dla belek z włóknami lepiej odpowiadają wartościom doświadczalnym, niż momenty rysujące obliczone przy użyciu wytrzymałości $f_{ct,sp}$. Podkreślić przy tym należy, że uzyskane wyniki charakteryzują się znaczną zmiennością. Współczynniki zmienności w obu przypadkach wynoszą 28%, co jest konsekwencją losowego charakteru rozmieszczenia włókien.

Na wartość momentów rysujących ma też wpływ wielkość ziaren użytego kruszywa. W materiałach drobnokruszywowych mniejsza jest strefa pękania (*fracture process zone*) oraz energia pękania G_F , niż w materiałach z kruszywem grubym [155], [59]. Użyty w badaniach materiał został wykonany na bazie kruszywa drobnego, co może tłumaczyć znaczne różnice między wartościami momentów rysujących belek z włóknami i bez.

Dodatek włókien stalowych do matrycy cementowej ma nie tylko korzystny wpływ na moment rysujący. Ze względu na zdolność mostkowania rys wynikającą z obecności włókien w zginanym elemencie fibrobetonowym powstaje więcej rys o mniejszej szerokości rozwarcia [28], [197]. Można więc oczekiwać, że w belkach z włóknami ich rozstaw będzie mniejszy niż w belkach bez włókien.

W elementach żelbetowych, z chwilą gdy moment rysujący zostaje osiągnięty powstają pierwsze rysy. Dalsze zwiększanie obciążenia powoduje powstawanie kolejnych. Gdy powstanie odpowiednio dużo rys, kolejne zwiększanie obciążenia nie powoduje już powstawania nowych rys, a jedynie przyrost ich szerokości rozwarcia. Jest to początek tzw. stanu ustabilizowanego zarysowania.

	Doświadczalny moment	Teoretyczi rysując	ny moment y <i>M_{cr,obl}</i>	M _{cr,ol}	_{bl} / M _{cr}
Element	rysujący M _{cr}	$Dla f_{ct,sp}$	Dla $f_{ct,L}^f$	$Dla f_{ct,sp}$	Dla $f_{ct,L}^{f}$
		[kNm]		[-]
B1	2,3	3,15	3,43	1,43	1,56
BF1	3,5	6.92	4 51	1,98	1,29
BF1a	4,7	0,72	7,31	1,47	0,96
B2	2,6	3,31	3,61	1,27	1,39
BF2	2,6	7 25	1 72	2,79	1,82
BF2a	4,5	7,23	4,72	1,61	1,05
B3	2,6	3,51	3,82	1,35	1,47
BF3	4,0	7.63	1 97	1,91	1,24
BF3a	5,6	7,05	4,97	1,36	0,89
	Średnia dla bele	k bez włókien	[-]	1,35	1,47
	Odchylenie st	andardowe [-]		0,08	0,09
	Współczynnik	zmienności [%	0	6	6
	Przedział ufnoś	ci dla α=0,05 [-	1,11-1,59	1,20-1,74
	Średnia dla bele	1,85	1,21		
	Odchylenie st	0,52	0,34		
	Współczynnik	zmienności [%	ó]	28	28
	Przedział ufnoś	ci d la α=0,05 [-]	1,25-2,45	0,82-1,60

Tablica 6.10. Zestawienie wartości doświadczalnych i teoretycznych momentów
rysujących (M_{cr})

Na rysunku 6.7 przedstawiono zależność średniego rozstawu rys od momentu zginającego. Z wykresów można odczytać długość fazy przejściowej pomiędzy stanem niezarysowanym a stanem ustabilizowanego zarysowania. Dla elementów bez włókien faza ta jest znacznie krótsza niż w przypadku belek z włóknami. Można także zauważyć że, w fazie przejściowej rozstaw rys w elementach fibrokompozytowych jest większy niż w elementach bez włókien. Wraz ze wzrostem obciążenia w belkach z włóknami nowe rysy pojawiają się nieco wolniej niż w belkach bez włókien. Z chwilą gdy belki bez włókien osiągają stan ustabilizowanego zarysowania W belkach fibrokompozytowych wciąż pojawiają się nowe rysy. Na ogół proces ten kończy się nie długo przed osiągnięciem momentu uplastycznienia (M_{ν}) . Końcowy rozstaw rys, odpowiadający stanowi ustabilizowanego zarysowania jest wyraźnie mniejszy w belkach z włóknami.



Rys. 6.7. Zależność średniego rozstawu rys od momentu zginającego: a) belki serii 1, b) belki serii 2, c) belki serii 3

W tablicy 6.11 przedstawiono rozstaw rys w badanych belkach w stanie ustabilizowanego zarysowania. Analizując wskaźniki zmienności rozstawu rys dla poszczególnych belek można dojść do wniosku, że w belkach z włóknami nieregularność powstałych rys jest na ogół znacznie większa niż w belkach bez włókien. Potwierdzono także wyraźny wpływ włókien stalowych na redukcję ich rozstawu. Średni rozstaw rys (s_{rm}) w belkach z włóknami jest mniejszy niż w belkach bez włókien średnio o 26%. Istotnym parametrem jest także stosunek maksymalnego rozstawu rys do średniego. Dla belek bez włókien wynosi on 1,50, a dla belek z włóknami 1,86.

	Rozsta	aw rys	Odch.	Wsk.		
Flomont	áradni a	maks.	standardowe	zmienności	s_{rmax} / s_{rm}	$S_{rm,f}/S_{rm,0}$
Element	Steum S _{rm}	S _{rmax}	S	ν		
	[mm]				[·	-]
B1	120	149	21	18	1,24	-
BF1	99	132	49	49	1,33	0,83
BF1a	81	178	38	47	2,20	0,68
B2	70	125	29	42	1,79	-
BF2	47	88	21	45	1,87	0,67
BF2a	42	79	21	49	1,88	0,60
B3	62	92	16	26	1,48	-
BF3	61	122	28	45	2,00	0,98
BF3a	43	81	16	38	1,88	0,69
		Średnia [-]			1,74	0,74
	Odchy	lenie standar	dowe [-]		0,32	0,14
	Wska	źnik zmienne	ości [%]		18	19
	Przedzia	ał ufności dla	α=0,05 [-]		1,48-2,00	0,58-0,90
	Średnia d	lla belek bez	włókien [-]		1,50	-
	Średnia c	lla belek z w	łóknami [-]		1,86	0,74
Objaśnieni	ia:				•	•
$s_{rm,f}$ - śred	ni rozstaw ry	s w belkach	z włóknami,			
$s_{rm,0}$ - średu	ni rozstaw ry	s w belkach	bez włókien.			

Tablica 6.11. Zestawienie wartości rozstawu rys w stanie	ustabilizowanego
zarvsowania	

Obliczeniowy rozstaw rys $s_{rm,obl}$ wyznaczono metodą RILEM [225] i Model Code 2010 [210], z uwagi na międzynarodowy charakter tych przepisów, ich popularność w środowisku naukowym oraz na fakt, że bazują one na wytrzymałościach resztkowych. W analizie uwzględniono także propozycje korekty tych metod zaproponowane przez Domskiego [47] i Kelpse [106]. Wyniki obliczeń przedstawiono w tablicy 6.12. Metoda RILEM oraz propozycja Domskiego lekko zawyża średni rozstaw rys zarówno dla belek z włóknami, jak i bez. Propozycja Kelpsy zawyża maksymalny rozstaw rys w belkach bez włókien o 36% jednocześnie zaniżając go w belkach z włóknami. Uzyskany rezultat sugeruje, że sposób uwzględnienia wpływu włókien na rozstaw rys jest niewłaściwy. Podobne wnioski wypływają z analizy wyników obliczeń metodą wg Model Code 2010. Odchylenia od wartości eksperymentalnych są jednak znacznie większe w porównaniu z pozostałymi analizowanymi metodami. Maksymalny rozstaw rys obliczony metodą wg Model Code 2010 w belkach bez włókien jest zawyżony o 44%, a w belkach z włóknami jest

zaniżony o 53%. Dla wszystkich analizowanych metod uzyskano podobny wskaźnik zmienności stosunku obliczeniowego rozstawu rys do rozstawu pomierzonego, mieszczący się w granicach od 26% (dla metody RILEM i propozycji Domskiego) do 32% (dla metody wg Model Code 2010). Duży wskaźnik zmienności jest spowodowany wysoce losowym charakterem zjawiska zarysowania w elementach żelbetowych. Nie bez znaczenia jest też wpływ wielkości użytego kruszywa na rozstaw rys w badanych belkach. Szczególnie w przypadku belek bez włókien, teoretyczne wartości rozstawu rys są na ogół większe niż eksperymentalne, co może wynikać właśnie z użycia kruszywa drobnego. Jak już wspomniano, im mniejszy wymiar użytego kruszywa tym mniejsza energia pękania, przez co materiał drobnokruszywowy jest bardziej kruchy a rysy pojawiają się przy mniejszym poziomie naprężeń [155], [59]. To w konsekwencji prowadzić może do zmniejszenia rozstawu rys. Natomiast w analizowanych metodach obliczeniowych wpływ wielkości kruszywa na rozstaw rys nie jest uwzględniony.

		Obliczeniowy rozstaw rys							
Element	RILEN	1 [225]	Domsl	ki [47]	Kelpsa	a [106]	Model Code 2010 [210]		
	S _{rm,obl}	S _{rm,obl} / S _{rm}	S _{rm,obl}	S _{rm.obl} / S _{rm}	S _{rmax,obl}	S _{rmax,obl} /S _{rmax}	S _{rmax,obl}	S _{rmax,obl} /S _{rmax}	
B1	117	0,98	117	0,98	201	1,35	237	1,59	
BF1	84	0,85	83	0,84	86	0,65	47	0,36	
BF1a	84	1,04	83	1,02	86	0,48	47	0,26	
B2	91	1,30	91	1,30	158	1,26	165	1,32	
BF2	70	1,49	69	1,47	86	0,98	49	0,56	
BF2a	70	1,67	69	1,64	86	1,09	49	0,62	
B3	78	1,26	78	1,26	136	1,48	130	1,41	
BF3	61	1,00	61	1,00	87	0,71	50	0,41	
BF3a	61	1,42	61	1,42	87	1,07	50	0,62	
Średnia o bez włó	lla belek kien [-]	1,18	-	1,18	-	1,36	-	1,44	
Średnia c z włókn	lla belek ami [-]	1,24	-	1,23	-	0,83	-	0,47	
Odchylenie standardowe [-]		0,33	-	0,32	-	0,25	-	0,15	
Wskaźnik zmienności [%]		26	-	26	-	30	-	32	
Przedział	ufności	0,86-		0,86-		0,54-		0,30-	
dla α=0),05 [-]	1,62		1,60		1,12		0,64	

Tablica 6.12. Zestawienie wartości obliczeniowego rozstawu rys w stanie ustabilizowanego zarysowania

Szczególnie istotnym parametrem charakteryzującym zjawisko zarysowania jest szerokość rozwarcia rys. Lokalizację poszczególnych rys dla badanych belek oraz ich szerokości rozwarcia zestawiono w załączniku Z5. Z punktu widzenia projektowania elementów żelbetowych kluczowym parametrem jest maksymalna szerokość rozwarcia rysy w poziomie środka ciężkości zbrojenia rozciąganego (w_{max}). W normie EC2 [223] wyznaczenie tego właśnie parametru umożliwia kontrolę stanu granicznego użytkowalności. Wartość w_{max} nie powinna przekraczać wartości granicznej w_{lim} , którą określa się w zależności od klasy ekspozycji projektowanego elementu, z uwagi na jego trwałość i estetykę [223].

Zależność maksymalnej szerokości rozwarcia rysy (w_{max}) od momentu zginającego dla poszczególnych serii badanych belek przedstawiono na rys. 6.8. Z zamieszczonych wykresów wynika, że wpływ włókien na redukcję rozwartości rysy jest znaczny, szczególnie w przypadku belek o niskim stopniu zbrojenia konwencjonalnego (rys. 6.8a). Dla belek o największym stopniu zbrojenia nie jest on już tak duży (rys. 6.8c). Maksymalne szerokości rozwarcia rysy (w_{max}) w belce B3 i BF3 są bardzo zbliżone. Zaobserwowano również, że dla wszystkich serii belek najmniejsze wielkości w_{max} występowały dla belek fibrokompozytowych bez strzemion. Jak wiadomo obecność strzemion nie tylko osłabia przekrój betonowy ułatwiając przez to pojawienie się rysy, ale także zaburza korzystną dystrybucję włókien w okolicy pręta strzemiona.

Uogólniając można powiedzieć, że maksymalna szerokość rozwarcia rysy (w_{max}) wzrasta proporcjonalnie do momentu zginającego w trakcie drugiej fazy pracy elementu zginanego. Jednak z chwilą osiągnięcia momentu uplastycznienia (M_y) wartość w_{max} wzrasta bardzo szybko przy znikomej zmianie momentu. Z tego względu kontrola szerokości rozwarcia rys ma jedynie sens dla momentów zginających nie większych od momentu M_y . W tablicy 6.13 zestawiono minimalne, średnie i maksymalne szerokości rozwarcia rys pomierzone dla momentu uplastycznienia (M_y). Podano również odchylenie standardowe i wskaźnik zmienności pomierzonych rozwartości rys. Analizując wyniki pomiarów można zauważyć, że średnia szerokość rozwarcia rys (w_{sr}) w belkach z włóknami jest na ogół mniejsza niż w belkach kontrolnych. Oceniając jednak wartości w_{max} nie można stwierdzić tego samego. Wynika to przede wszystkim z faktu, że szerokości rozwarcia rys w belkach z włóknami jest na ogół mniejsza niż w belkach bez włókien 22%. Podkreślić należy, że otrzymany rezultat jest odmienny niż opisany przez J. Domskiego [47].

Kolejnym istotnym parametrem w analizie zjawiska zarysowania jest stosunek maksymalnej szerokości rysy (w_{max}) do wartości średniej (w_{sr}). W normie PN-B-03264 [213] wyrażony jest on współczynnikiem β , równym 1,7 przy zarysowaniu wywołanym obciążeniem. Relację tę określił J. Ferry Borges [115] dla belek z betonu zwykłego z prawdopodobieństwem 95%, przy wskaźniku zmienności 40%. Na rysunku 6.9

przedstawiono zależność stosunku β od momentu zginającego. Charakter wykresów dla wszystkich belek jest zbliżony. W fazie formowania się rys wartość β jest duża i szybko maleje wraz ze wzrostem momentu zginającego. W fazie ustabilizowanego zarysowania wykresy przyjmują charakter poziomy, szczególnie w przypadku belek ze strzemionami. W belkach bez strzemion charakter wykresu jest bardziej falisty, co wynika z niezakończonego procesu powstawania kolejnych rys. Gdy moment zginający zbliża się do momentu uplastycznienia wartość β ponownie wzrasta, z powodu gwałtownego przyrostu rozwartości niektórych rys. Stosunek maksymalnej szerokości rysy (w_{max}) do średniej (w_{sr}) należy zatem określać na podstawie poziomego odcinka wykresów (rys. 6.9), który odpowiada stanowi ustabilizowanego zarysowania. Z analizy przedstawionych danych wynika, że dla belek z włóknami wartość β jest znacznie większa niż dla belek bez włókien.



Rys. 6.8. Zależność maksymalnej szerokości rozwarcia rysy od momentu zginającego: a) belki serii 1, b) belki serii 2, c) belki serii 3

	Szerokość rozwarcia rysy dla M_y Odch				Wskaźnik
Oznaczenie	minimalna	średnia	maksymalna	standardowe	zmienności
elementu	W_{min}	W _{sr}	W_{max}	S	v
		[m	im]		[%]
B1	0,23	0,31	0,42	0,06	19
BF1	0,04	0,31	0,57	0,17	56
BF1a	0,08	0,17	0,32	0,07	45
B2	0,07	0,19	0,28	0,05	27
BF2	0,03	0,13	0,25	0,08	61
BF2a	0,03	0,10	0,20	0,05	46
B3	0,05	0,18	0,23	0,04	21
BF3	0,05	0,13	0,27	0,07	52
BF3a	0,04	0,10	0,18	0,04	39

Tablica 6.13. Zestawienie wartości szerokości rozwarcia rys dla momentu uplastycznienia (M_y)

W tablicy 6.14 przedstawiono stosunek maksymalnej szerokości rozwarcia rysy (w_{max}) do średniej (w_{sr}) obliczone dla stanu ustabilizowanego zarysowania, z podaniem odchylenia standardowego i wskaźnika zmienności. Przeprowadzona analiza wykazała, że współczynnik β wynosi średnio 1,29 dla belek bez włókien, 1,89 dla belek z włóknami i strzemionami oraz 1,83 dla belek z włóknami bez strzemion. Z uwagi na zbliżoną wartość β dla fibrokompozytowych belek ze strzemionami i bez sprawdzono, czy różnice między nimi są statystycznie istotne. W tym celu posłużono się testem t-Studenta przyjmując poziom istotności α=0,05. Wykazano, że dla belek BF1 i BF1a oraz BF2 i BF2a różnice miedzy współczynnikiem β sa statystycznie istotne, a dla belek BF3 i BF3a już nie. Oceniając jednak różnice między średnim współczynnikiem β dla belek z włóknami i strzemionami oraz belek z włóknami bez strzemion wykazano, że są one nieistotne. Na tej podstawie można stwierdzić, że wpływ obecności strzemion na wielkość β jest pomijalny. Natomiast wpływ obecności włókien stalowych na wartość współczynnika β jest bezdyskusyjny. Można nawet stwierdzić, że przyjęcie jednej wspólnej wartości β dla belek z włóknami i bez, jak zaproponowano w pracy Domskiego [47], byłoby co najmniej kontrowersyjne.

Doświadczalna ocena wybranych metod wymiarowania belek z fibrokompozytu drobnokruszywowego



Rys. 6.9. Relacja maksymalnej szerokości rozwarcia rysy do średniej w zależności od momentu zginającego: a) belki serii 1, b) belki serii 2, c) belki serii 3

Bardzo ważnym parametrem mającym wpływ na szerokość rozwarcia rys jest naprężenie w stali zbrojenia rozciąganego (σ_s). Wielkość ta jest wykorzystywana w każdej metodzie obliczania rys (por. rozdz. 3.4.1). Poprawne wyznaczenie tych naprężeń stanowi warunek konieczny umożliwiający obliczenie szerokości rozwarcia rys z satysfakcjonującą dokładnością. Model służący do obliczania naprężeń σ_s przedstawiono na rys. 3.34. Stanowi on integralny element metody RILEM opublikowanej w 2003 roku. Do dnia dzisiejszego w literaturze krajowej i zagranicznej nie znaleziono propozycji innego sposobu. W prenormie Model Code 2010 również jest mowa o konieczności uwzględniania naprężeń w stali zbrojenia rozciąganego przy wyznaczaniu rozwartości rys, lecz nie podano sposobu ich obliczania.

	$\beta = w_{1} / w_{2}$	Odchylenie	Wskaźnik	
Flement	$p = w_{max} / w_{sr}$	standardowe	zmienności	t/t_{gr}
Element		S	ν	
	[-]	[-]	[%]	[-]
B1	1,24	0,03	3	-
BF1	1,68	0,02	1	3,357/
BF1a	1,62	0,09	6	2,000
B2	1,38	0,05	4	-
BF2	1,98	0,03	1	2,762/
BF2a	1,85	0,16	9	2,000
B3	1,24	0,02	2	-
BF3	2,02	0,02	1	1,250/
BF3a	2,03	0,12	6	2,000
Średnia dla belek bez	1 29	0.08	6	_
włókien	1,29	0,08	0	-
Średnia dla belek z	1.89	0.19	10	
włóknami i strzemionami	1,09	0,19	10	0,375/
Średnia dla belek z	1.83	0.21	11	2,776
włóknami bez strzemion	1,03	0,21	11	

Tablica 6.14. Zestawienie	wartości współczynnika β dla stan	u ustabilizowanego
zarysowania		

Na rys. 6.10 dokonano porównania obliczonych wg modelu RILEM (por. rys. 3.34) i pomierzonych naprężeń w stali zbrojenia rozciąganego badanych belek. Do oceny dopasowania wartości obliczonych i pomierzonych użyto indeksu *IAE* (Integral Absolute Error - całkowity błąd bezwzględny [%]) opisanego wzorem [199]:

$$IAE = \sum \frac{|Q_i - P_i|}{\sum Q_i},\tag{7.1}$$

w którym:

 Q_i wartość eksperymentalna,

P_i wartości obliczone.

Indeks *IAE* wskazuje względne odchylenie wielkości obliczonych od danych eksperymentalnych. Im mniejsza jest wartość *IAE*, tym lepsze dopasowanie porównywanych wielkości. Porównując teoretyczne i eksperymentalne wartości naprężeń σ_s dla belek bez włókien stwierdzono, że zgodność ich wartości jest satysfakcjonująca. Średnia wartość *IAE* dla belek bez włókien wynosi 10%, co świadczy o dobrym dopasowaniu wartości teoretycznych i doświadczalnych. Inaczej sytuacja wygląda w przypadku belek z włóknami stalowymi. Obliczone wartości

naprężenia σ_s są znacznie mniejsze niż doświadczalne. Największe różnice dotyczą belek o najmniejszym stopniu zbrojenia konwencjonalnego. Indeks *IAE* wynosi 76% dla belki BF1 i 70% dla belki BF1a. Im większy jest stopień zbrojenia, tym mniejsze różnice. Dla belki BF3 indeks *IAE* wynosi 23% a dla belki BF3a 16%. Uzyskany rezultat sugeruje, że w analizowanym modelu obliczeniowym (por. rys. 3.34) wpływ włókien stalowych na naprężenia σ_s jest zawyżony.



Rys. 6.10. Porównanie obliczonych i eksperymentalnych średnich naprężeń w zbrojeniu rozciąganym

Dla tak wyznaczonych naprężeń w stali zbrojenia rozciąganego obliczono maksymalną szerokość rozwarcia rys (w_{max}) metodą RILEM [225], propozycją Domskiego [47] i Kelpsy [106] oraz metoda wg Model Code 2010 [210]. Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 6.11 w postaci zależności maksymalnej szerokości rozwarcia rys (w_{max}) od momentu zginającego. Do oceny rozbieżności pomiędzy wielkościami obliczonymi a pomierzonymi użyto indeksu IAE, który zestawiono w tablicy 6.15 dla każdej metody. Dobrą zgodność uzyskano tylko w przypadku belki B1. Dla wszystkich analizowanych metod w tym przypadku wielkość IAE nie przekracza 22%. Dla pozostałych belek rozbieżności są już znaczne. W przypadku belek bez włókien B2 i B3 zgodność obliczonej wartości w_{max} i doświadczalnej jest bardzo dobra tylko w początkowej fazie obciążenia. Dla momentu zginającego przekraczającego 50% momentu uplastycznienia zbrojenia rozciąganego (M_v) (dla belki B2) i 30% momentu M_{ν} (dla belki B3) obserwuje się nieco wolniejszy przyrost w_{max} , niż wynika to z metod obliczeniowych. W skrajnym przypadku wartość teoretyczna w_{max} jest większa od eksperymentalnej o 62% (dla belki B2, metoda RILEM) i 70% (dla belki B3, metoda RILEM). Wskaźniki IAE w zależności od metody zawierają się

w przedziale od 36 do 45% dla belki B2 i od 38 do 54% dla belki B3. Średnia wartość *IAE* dla belek bez włókien zawiera się w przedziale od 31% (Model Code 2010) do 40% (RILEM).

W przypadku belek z włóknami sytuacja jest odwrotna. Wszystkie analizowane metody zaniżają wielkość w_{max} w stosunku do wartości doświadczalnych. Okazuje się, że wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia konwencjonalnego błąd *IAE* maleje. Dla belek BF1 i BF1a zawiera się on w przedziale od 57 do 92%, a dla belek BF3 i BF3a w przedziale od 18 do 63%. Przeprowadzona analiza wykazała, że metodą najlepiej opisującą maksymalną szerokość rozwarcia rysy w belkach z włóknami jest metoda RILEM oraz jej korekta zaproponowana przez Domskiego. Dla tych metod otrzymano najmniejsze średnie wartości indeksu *IAE* wynoszące odpowiednio 41 i 44%.

W podsumowaniu podkreślić należy, że zgodność pomiędzy teoretycznymi i doświadczalnymi wartościami (w_{max}) jest zdecydowanie niezadowalająca zarówno dla belek z włóknami, jak i bez. W przypadku belek fibrokompozytowych przyczyn tego stanu rzeczy należy doszukiwać się przede wszystkim w sposobie wyznaczania naprężeń σ_s . W przypadku belek bez włókien, tak duże wartości błędów *IAE* mogą wynikać z faktu, że w badaniach użyto materiału drobnokruszywowego. Jak już zauważono, rozstaw rys w belkach bez włókien jest mniejszy niż przewidują to metody obliczeniowe, a im mniejszy jest rozstaw rys, tym mniejsza jest szerokość rozwarcia rys.

Oznaczenie	Całkowity błąd bezwzględny IAE [%]				
elementu	BILEM [225]	Domski [47]	Kelnea [106]	Model Code	
ciciliciitu	KILEWI [223]	Domski [47]	Keipsa [100]	2010 [210]	
B1	22	18	19	18	
BF1	78	80	92	92	
BF1a	57	61	85	85	
B2	45	37	36	38	
BF2	34	41	67	72	
BF2a	33	30	53	59	
B3	54	41	44	38	
BF3	24	32	49	63	
BF3a	20	18	30	49	
Średnia dla belek	40	32	33	31	
bez włókien	-10		22	51	
Średnia dla belek	41	44	63	70	
Z WIOKIIAIIII					

Tablica 6.15. Zestawienie wartości indeksu *IAE* dla analizowanych metod obliczeniowych



Rys. 6.11. Doświadczalna i obliczeniowe zależności maksymalnej szerokości rozwarcia rysy od momentu zginającego: a) belki serii 1, b) belki serii 2, c) belki serii 3

6.2.4. Ugięcie

Szczegółowe wyniki pomiarów ugieć badanych belek przedstawiono w załaczniku Z6. Stosunek ugięcia mierzonego systemem SAD-256 do ugięcia mierzonego systemem Aramis zawierał się w przedziale od 0,77 do 1,31, przy czym skrajne wartości tego stosunku dotyczyły początkowych faz obciążania, gdy deformacje badanych belek były bardzo małe. W końcowej fazie obciążenia, np. dla momentu uplastycznienia (M_{ν}) różnice w odczytach nie przekraczały 6% (1,5 mm). Podkreślić należy, że pomiary systemem Aramis zawsze wykazywały większe ugięcie niż pomiar systemem SAD-256. Wynika to z faktu, że czujniki systemu SAD-256 montowane były na listwie przytwierdzonej do stendu, dzięki czemu mierzono rzeczywiste ugięcie belek (por. rys. 5.9). System Aramis 4M mierzył przemieszczenia belki względem górnej powierzchni płyty wielkich sił (fundamentu stendu), przez co mierzone przemieszczenie było sumą rzeczywistego ugięcia belki i przemieszczenia podpór (stendu). Różnica w odczytach jest więc przemieszczeniem stendu. W związku z powyższym do dalszej analizy uwzględniano jedynie pomiary wykonane systemem SAD-256. Pomiar systemem Aramis traktowano jako pomiar kontrolny, umożliwiający dodatkowo ocene przemieszczenia podpór.

Na rysunku 6.12 przedstawiono zależność ugięcia mierzonego w środku rozpiętości belek w zależności od momentu zginającego. Korzystny wpływ włókien stalowych na deformacje belek jest najbardziej wyraźny w elementach serii 1 i 2. Im większy stopień zbrojenia konwencjonalnego, tym wpływ włókien na redukcje ugięcia jest mniejszy. W tablicy 6.16 przedstawiono wartości ugięć badanych belek dla jednakowego poziomu obciążenia w ramach poszczególnych serii odpowiadającego momentowi uplastycznienia M_y belek bez włókien oraz ugięcia właściwe dla momentu uplastycznienia każdej belki.

Stosunek ugięcia belek z włóknami do ugięcia belek bez włókien (a_f/a_0) dla momentu uplastycznienia (M_y) belek bez włókien zawiera się w przedziale od 0,46 (dla belek serii 1) do 0,93 (dla belek serii 3). Jednak dla ugięć pomierzonych w chwili osiągnięcia momentu uplastycznienia (M_y) każdej belki stosunek a_f/a_0 jest nieznacznie większy od jedności. Oznacza to, że wpływ włókien stalowych na sztywność belki jest mniejszy niż na nośność przekroju na zginanie.

Doświadczalna ocena wybranych metod wymiarowania belek z fibrokompozytu drobnokruszywowego



Rys. 6.12. Ugięcie badanych belek w zależności od momentu zginającego: a) belki serii 1, b) belki serii 2, c) belki serii 3

Bardzo ważnym parametrem w analizie ugięć zginanych belek żelbetowych jest sztywność (*B*). Jeżeli znany jest moment zginający (*M*) i krzywizna elementu (ϕ), to doświadczalną sztywność oblicza się łatwo wg wzoru:

$$B = \frac{M}{\phi} = \frac{M \cdot h}{\left|\varepsilon_{c}\right| + \left|\varepsilon_{t}\right|},\tag{7.2}$$

w którym:

M moment zginający [kNm],

- *h* wysokość przekroju elementu [m],
- ε_c odkształcenia ściskanej krawędzi przekroju [-],

 ε_t odkształcenia rozciąganej krawędzi przekroju [-].

Oznaczenie elementu	Ugięcie <i>a</i> pomierzone dla			Ugięcie <i>a</i> pomierzone dla		
	momentu uplastycznienia belek			momentu uplastycznienia każdej		
	bez włókien (M_{y0})			belki (M_y)		
	M_{y0}	а	a_f/a_0	M_y	а	$a_f a_0$
	[kNm]	[mm]	[-]	[kNm]	[mm]	[-]
B1		17,47	-	8,70	17,47	-
BF1	8,7	9,55	0,55	13,00	21,6	1,24
BF1a		8,02	0,46	13,14	18,58	1,06
B2	18,7	23,69	-	18,70	23,69	-
BF2		17,42	0,74	22,70	23,98	1,01
BF2a		16,65	0,70	24,90	25,05	1,06
B3		26,03	-	32,20	26,03	-
BF3	32,2	23,4	0,90	35,51	26,95	1,04
BF3a		24,12	0,93	36,02	27,11	1,04
a_f - ugięcie belek z włóknami stalowymi,						
a_0 - ugięcie belek bez włókien.						

Tablica 6.16. Zestawienie wartości ugięć pomierzonych dla momentu uplastycznienia
belek bez włókien i dla momentu uplastycznienia każdej belki

Na rysunku 6.13 przedstawiono zależność sztywności (B) badanych belek od momentu zginającego (M) oraz stosunki sztywności belek z włóknami względem sztywności belek bez włókien. Z wykresów wynika, że w początkowej fazie obciążenia, gdy przekrój pozostaje niezarysowany, sztywności belek z włóknami, jak i bez są niemalże identyczne. Korzystny efekt włókien uwidacznia się dopiero po powstaniu pierwszych rys. Krótko po rozpoczęciu fazy drugiej, w której formują się kolejne rysy, sztywność belek z włóknami względem sztywności belek bez włókien jest największa. Stosunek tych sztywności wynosi maksymalnie 5,5 dla belek serii 1 oraz 2,4 dla belek serii 3 (por. tabl. 4.1). Wraz ze wzrostem momentu zginającego różnice w sztywnościach stają się coraz mniejsze. W końcowej fazie obciążenia stosunek sztywności wynosi maksymalnie 2,7 dla belek serii 1 oraz 1,3 dla belek serii 3. Z wykresów można także odczytać bardzo istotny wpływ obecności strzemion na sztywność belek, szczególnie w początkowej fazie formowania się rys. W belkach ze zbrojeniem rozproszonym bez strzemion sztywność jest znacznie większa niż w belkach ze strzemionami, co można wytłumaczyć tym, że obecność strzemion zaburza korzystny rozkład włókien w bezpośrednim sąsiedztwie oraz osłabia przekrój matrycy.



Rys. 6.13. Doświadczalna sztywność badanych belek w zależności od momentu zginającego: a) belki serii 1, b) belki serii 2, c) belki serii 3

Ugięcia badanych belek obliczono metodą Alsayeda [3], Ezeldina i Shiaha [52] oraz Amina i innych [6]. Metoda Alsayeda stanowi przystępny przykład sposobów bazujących na amerykańskiej normie ACI Building Code 318 [203]. Metoda Ezeldina i Shiaha [52] bazuje z kolei na normie EC2 [223]. W analizie uwzględniono także metodę Amina, gdyż wykorzystuje ona wytrzymałości resztkowe oraz odmienny sposób obliczania efektu usztywnienia zbrojenia rozciąganego w elementach fibrobetonowych (por. rozdz. 3.5). Należy podkreślić, że w rekomendacji RILEM [225] i prenormie Model Code 2010 [210] nie podano sposobu obliczania ugięć. Analiza dostępnej literatury wykazała, że oprócz metody Amina [6], nie ma metod obliczania ugięć bazujących na wytrzymałościach resztkowych.

Obliczając ugięcie należy w pierwszej kolejności zdefiniować zależność moment zginający - krzywizna (M- ϕ) (por. rozdz. 3.5). Doświadczalne oraz teoretyczne zależności M- ϕ przedstawiono na rys. 6.14-6.16. Do oceny dopasowania zależności teoretycznych do eksperymentalnych użyto indeksu IAE, którego wartości zestawiono w tablicy 6.17. Przeprowadzona analiza wykazała, że metoda Alsayeda [3] najlepiej opisuje zależność M- ϕ dla belek z włóknami. Średnia wartość indeksu IAE dla tej metody wynosi 14%. Metoda Amina [6] z kolei obarczona jest największym błędem. Średnia wartość indeksu IAE dla tego sposobu wynosi 83%. Tak duży błąd wynika przede wszystkim z przeszacowania efektu usztywnienia zbrojenia rozciąganego (por. rozdz. 3.5, wzór 3.62). Przeprowadzona analiza wykazała także, że im mniejszy stopień zbrojenia konwencjonalnego, tym większa wartość indeksu IAE. W przypadku belek bez włókien relację moment-krzywizna obliczono zgodnie z EC2 [223]. Średnia wartość indeksu IAE wynosi 14%, co świadczy o dobrym dopasowaniu relacji teoretycznych i doświadczalnych.



Rys. 6.14. Eksperymentalne i teoretyczne zależności krzywizny od momentu zginającego dla belek serii 1



Rys. 6.15. Eksperymentalne i teoretyczne zależności krzywizny od momentu zginającego dla belek serii 2



Rys. 6.16. *Eksperymentalne i teoretyczne zależności krzywizny od momentu zginającego dla belek serii 3*

Oznaczania	Całkowity błąd bezwzgledny IAE zależności moment-krzywizna				
olomontu	[%]				
ciciliciitu	EC2 [223]	Amin [6]	Alsayed [3]	Ezeldin i Shiah [52]	
B1	17				
BF1		160	23	33	
BF1a		180	11	84	
B2	17				
BF2		60	7	8	
BF2a		50	22	23	
B3	8				
BF3		26	8	4	
BF3a		23	14	7	
średnia	14	83	14	27	

Tablica 6.17. Zestawienie wartości indeksu IAE dla teoretycznych zależności momentkrzywizna (M- ϕ) wyznaczonych wg analizowanych metod

Znając teoretyczne zależności moment-krzywizna ($M-\phi$) w kolejnym kroku obliczono ugięcia badanych belek poprzez dwukrotne całkowanie krzywizny po długości elementu, zgodnie ze wzorem 3.43. Wyniki obliczeń przedstawiono na rys. 6.17-6.19. Do oceny dopasowania ugięć teoretycznych i eksperymentalnych użyto indeksu IAE, którego wartości zestawiono w tablicy 6.18. Przeprowadzona analiza wykazała, że metoda Alsayeda [3] najlepiej opisuje ugięcie dla belek z włóknami. Średnia wartość indeksu IAE dla tej metody wynosi 9%. Dobrą zgodność uzyskano także dla metody Ezeldina i Shiaha [52], dla której średnia wartość IAE wynosi 16%. Metoda Amina [6] z kolei obarczona jest największym błędem. Średnia wartość indeksu IAE dla tego sposobu wynosi 118%. W przypadku belek bez włókien ugięcie obliczono zgodnie z EC2 [223]. Średnia wartość indeksu IAE wynosi 8%, co świadczy o dobrym dopasowaniu relacji teoretycznych i doświadczalnych.

Reasumując, metody Alsayeda [3] oraz Ezeldina i Shiaha [52] dobrze opisują ugięcie belek z fibrokompozytu drobnokruszywowego. Należy jednak podkreślić, że metody te zostały opracowane na podstawie wyników badań belek o identycznym schemacie statycznym, jak belki badane w ramach niniejszej rozprawy. Ważne jest także to, że bazują one nie na wytrzymałościach resztkowych, ale na takich parametrach, jak objętościowa zawartość włókien i smukłość włókien. Zdecydowanie niezadowalające wartości ugięć uzyskano metodą Amina [6], która jako jedyna bazuje na wytrzymałości resztkowej f_{RI} . Dla każdej belki uzyskano mocno zaniżone wartości ugięć względem wartości doświadczalnych. Duży błąd wynika przede wszystkim z przeszacowania efektu usztywnienia zbrojenia rozciąganego.



Rys. 6.17. Eksperymentalne i teoretyczne zależności ugięcia od momentu zginającego dla belek serii 1



Rys. 6.18. Eksperymentalne i teoretyczne zależności ugięcia od momentu zginającego dla belek serii 2



Rys. 6.19. Eksperymentalne i teoretyczne zależności ugięcia od momentu zginającego dla belek serii 3

Tablica 6.18. Zestawienie wartości indel	ksu IAE teoretycznych ugięć obliczonych wg
analizowanych metod	

Oznaczenie	Całkowity błąd bezwzgledny IAE obliczonych ugięć [%]			
elementu	EC2 [223]	Amin [6]	Alsayed [3]	Ezeldin i Shiah [52]
B1	9			
BF1		281	21	18
BF1a		203	6	31
B2	9			
BF2		61	5	7
BF2a		54	3	9
B3	5			
BF3		53	9	16
BF3a		54	10	17
średnia	8	118	9	16

7 PROPOZYCJA WYMIAROWANIA ZGINANYCH ELEMENTÓW WYKONANYCH Z DROBNOKRUSZYWOWEGO FIBROKOMPOZYTU

W poprzednim rozdziale przeanalizowano wyniki badań elementów belkowych w szczególności pod kątem uzyskanych momentów uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) , czy też szerokości rozwarcia rys prostopadłych. Wartości te obliczono następnie wg oryginalnych metod RILEM i Model Code 2010 oraz dostępnych w literaturze propozycji korekt tych metod. Analiza porównawcza wykazała, że obliczeniowe momenty uplastycznienia $(M_{y,obl})$ i nośności na zginanie $(M_{u,obl})$ są zawyżone względem wartości doświadczalnych. Z kolei maksymalne szerokości rozwarcia rys $(w_{max,obl})$ są zaniżone (por. rozdz. 6.2.3). Różnice są niebagatelne, szczególnie w przypadku belek o małym stopniu zbrojenia konwencjonalnego. W obecnej formie metody RILEM i Model Code 2010 nie powinny być stosowane do projektowania zginanych elementów belkowych wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego.

Poszukując przyczyn niespójności pomiędzy wynikami badań a wynikami obliczeń zwrócono uwagę na fakt, że wszystkie analizowane metody obliczeniowe zawyżają (w mniejszym lub większym stopniu), a nie zaniżają teoretyczne momenty zginające. Wniosek ten skłania do postawienia hipotezy, że głównym problemem w analizie przekrojów zginanych jest nie kształt przyjętych zależności σ - ε dla fibrobetonu w strefie rozciąganej, ale właściwe określenie wartości naprężeń w tej strefie. Jak wiadomo określa się je w oparciu o wytrzymałości resztkowe wyznaczone wg [220]. Jednak wyniki tych badań charakteryzują się znacznym rozrzutem (por. tab. 6.2). W przypadku belek swobodnie podpartych w schemacie 4-punktowego zginania uplastycznienie zbrojenia rozciąganego powinno nastąpić w najsłabszym przekroju na długości środkowego odcinka belki. Skoro charakter rozkładu włókien w matrycy jest wysoce losowy, co przekłada się na dużą zmienność wytrzymałości resztkowych, to też na długości belek zmienność zdolności do przenoszenia naprężeń rozciągających także powinna być znaczna. Logiczną konsekwencją tego rozumowania jest następujący wniosek. Nie powinno się przyjmować średnich wytrzymałości resztkowych do analizy przekrojów zginanych w belkach statycznie wyznaczalnych o niewielkim przekroju poprzecznym. Na problem ten zwracano uwagę niejednokrotnie, choć w bardzo ogólnikowy sposób [91], [58], [43], [5]. Na efektywność włókien w strefach rozciąganych realnych konstrukcji wpływ mają nie tylko wartości wytrzymałości resztkowych, ale także wymiary elementów oraz schemat statyczny. W belkach o dużych przekrojach, a szczególnie w płytach oczekiwać można większego wpływu włókien na nośność na zginanie niż w belkach o małych przekrojach. Efektywność włókien będzie też większa w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych, zdolnych do redystrybucji sił przekrojowych niż w takich, o których nośności decyduje "najsłabsze
ogniwo". Aspekt ten nie jest uwzględniony w rekomendacji RILEM. W prenormie Model Code 2010 wprowadzono współczynnik *K* uwzględniający reprezentatywność próbek służących do wyznaczania wytrzymałości resztkowych względem projektowanej konstrukcji oraz warunki wykonawstwa [210]. Współczynnik ten stosowany jest do modyfikacji wytrzymałości resztkowych zgodnie ze wzorami 3.21 i 3.22. Nie podano jednak wytycznych odnośnie przyjmowania wartości tego współczynnika, a jedynie obostrzenie o konieczności eksperymentalnego wyznaczenia.

Dysponując wynikami badań doświadczalnych oraz wynikami obliczeń teoretycznych podjęto próbę wyznaczenia współczynnika K zarówno dla metody RILEM, jak i metod Model Code 2010. Współczynnik ten wyznaczono w taki sposób, aby uzyskać możliwie najlepszą zgodność między doświadczalnymi a obliczeniowymi momentami M_y i M_u . Zaproponowane wartości współczynnika K zestawiono w tablicy 7.1.

Propozycja współczynnika K [-]							
	Model Code 2010						
RILEM	model multiliniowy	model bilinearny	model uproszczony				
	SGU*	SGN**	SGN**				
1,89	2.	,5	1,75				
* - por. rys. 3.28							
** - por. rys. 3.29							

Tablica 7.1. Zestawienie zaproponowanych wartości współczynnika K

Wyniki obliczeń momentów M_y i M_u metodami RILEM i Model Code 2010 przy użyciu wyznaczonych współczynników K zestawiono w tablicach 7.2÷7.4. Wartości średnie stosunków momentów obliczeniowych do momentów doświadczalnych zawierają się w przedziale od 0,99 do 1,02 przy wskaźniku zmienności nie przekraczającym 7%, co świadczy o bardzo dobrzej zgodności wyników obliczeń wg własnej propozycji korekty metod RILEM i Model Code 2010 z wynikami badań eksperymentalnych.

W celu weryfikacji zaproponowanych współczynników K dokonano porównania doświadczalnych i teoretycznych momentów uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) obliczonych wg RILEM i Model Code 2010 dla danych z badań innych autorów [151] [49] [20]. Wyniki obliczeń zestawiono w tablicach 7.5÷7.7.

Tablica 7.2. Zestawienie wartości doświadczalnych i teoretycznych momentów
uplastycznienia (My) obliczonych wg własnej propozycji uwzględnienia współczynnika
Κ

	Doświadczalny	Teoretyczny moment $M_{y,obl}$		$M_{y,obl}$ / M_y	
Oznaczenie elementu	uplastycznienia M_y	RILEM	MC2010 (model multiliniowy SGU)	RILEM	MC2010 (model multiliniowy SGU)
		[kNm]			[-]
B1	8,70	7,57	7,61	0,87	0,87
BF1	13,00	14,07	13,72	1,08	1,06
BF1a	13,14	12,24	11,9	0,93	0,91
B2	18,70	18,44	18,48	0,99	0,99
BF2	22,70	25,21	24,95	1,11	1,10
BF2a	24,90	25,01	24,76	1,00	0,99
B3	32,20	31,04	31,11	0,96	0,97
BF3	35,51	33,74	33,55	0,95	0,94
BF3a	36,02	34,81	34,62	0,97	0,96
	Średnia dla bele	1,01	0,99		
	Odchylenie st	0,07	0,07		
	Współczynnik	7	7		
	Przedział ufnoś	ci dla α=0,05	[-]	0,93-1,09	0,91-1,07

Tablica 7.3. Zestawienie wartości doświadczalnych i teoretycznych nośności na zginanie (M_u) obliczonych wg własnej propozycji uwzględnienia współczynnika K, dla odkształceń pomierzonych w trakcie badań

	Doświadczalna	Teoretyczr	iy moment $M_{u,obl}$	$M_{u,obl}$ / M_u		
Oznaczenie elementu	nosnose na zginanie M_u	RILEM	MC2010 (model multiliniowy SGU)	RILEM	MC2010 (model multiliniowy SGU)	
		[kNm]			[-]	
B1	9,60	9,18	9,2	0,96	0,96	
BF1	13,33	14,17	13,78	1,06	1,03	
BF1a	13,70	14,07	13,72	1,03	1,00	
B2	20,03	21,06	21,09	1,05	1,05	
BF2	24,06	26,05	25,75	1,08	1,07	
BF2a	25,85	25,96	25,67	1,00	0,99	
B3	33,76	31,99	32,04	0,95	0,95	
BF3	38,67	36,61	36,46	0,95	0,94	
BF3a	36,73	36,01	35,83	0,98	0,98	
	Średnia dla bele	1,02	1,00			
	Odchylenie st	0,05	0,04			
Współczynnik zmienności [%]				5	4	
	Przedział ufnoś	ci dla α=0,05	[-]	0,96-1,08	0,95-1,05	

Tablica 7.4. Zestawienie wartości doświadczalnych i teoretycznych nośności na
zginanie (M_u) obliczonych wg własnej propozycji uwzględnienia współczynnika K, dla
odkształceń granicznych

	Doświadczalna	Teoretyczny moment $M_{y,obl}$			$M_{y,obl}$ / M_y		
Oznaczenie elementu z	nośność na zginanie M _u	RILEM	MC2010 (model bilinearny SGN)	MC2010 (model uproszczony SGN)	RILEM	MC2010 (model bilinearny SGN)	MC2010 (model uproszczony SGN)
		[kN	lm]			[-]	
B1	9,60	9,69	9,61	9,28	1,01	1,00	0,97
BF1	13,33	12 77	12.40	12.60	0,99	1,01	1,03
BF1a	13,70	13,77	13,49	15,09	0,96	0,98	1,00
B2	20,03	20,96	21,01	21,05	1,05	1,05	1,05
BF2	24,06	25.86	25 17	25 70	1,07	1,06	1,07
BF2a	25,85	23,80	23,47	25,70	1,00	0,99	0,99
B3	33,76	31,94	31,96	32,04	0,95	0,95	0,95
BF3	38,67	27.2	267	26.04	0,96	0,95	0,96
BF3a	36,73	57,2	30,7	30,94	1,01	1,00	1,01
Średnia dla belek z włóknami [-]					1,00	1,00	1,01
Odchylenie standardowe [-]				0,04	0,04	0,04	
Współczynnik zmienności [%]				4	4	4	
Przedział ufności dla α=0,05 [-]					0,95- 1,05	0,95-1,05	0,96-1,06

Tablica 7.5. Porównanie momentów uplastycznienia (M_y) obliczonych wg własnej propozycji uwzględnienia współczynnika K z wynikami badań Ninga [151]

	Doświadczalny	Własna propozycja uwzględnienia wsp. K		
Oznaczenie	moment	RILEM	MC2010 (model SGU)	
elementu	uplastycznienia M_y	$M_{y,obl}/M_y$	$M_{y,obl}/M_y$	
	[kNm]		[-]	
BS-A-SF30	55,97	0,95	0,98	
BS-A-SF50	63,17	0,92	0,99	
BS-B-SF30	69,17	0,92	0,95	
BS-B-SF50	73,97	0,94	0,99	
Średnia [-]		0,93	0,98	
Odchylenie standardowe [-]		0,02	0,02	
Współczyn	nik zmienności [%]	2	2	
Przedział uf	ności dla α=0,05 [-]	0,89-0,97	0,94-1,02	

Tablica 7.6. Porównanie momentów uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u)
obliczonych wg własnej propozycji uwzględnienia współczynnika K z wynikami badań
Duponta [49]

	Doświadczalny Doświadczalna		Własna propozycja uwzględnienia	
Ormoorania	moment	nośność na	wsp. <i>K</i> (F	RILEM)
olomontu	uplastycznienia	zginanie	$M_{y,obl}/M_y$	$M_{u,obl}/M_u$
elementu	M_y	M_u		
	[kN	m]	[-]	
13	13,72	14,12	0,87	0,84
14	13,72	14,12	0,87	0,84
15	26,92	27,12	0,91	0,91
16	24,12	25,72	1,02	0,95
17	48,12	50,12	0,95	0,91
18	50,52	51,12	0,91	0,89
19	12,63	13,53	0,94	0,88
20	12,63	13,08	0,94	0,91
21	25,68	25,68	0,96	0,96
22	25,68	25,68	0,96	0,96
23	49,08	49,98	0,93	0,92
24	48,18	48,63	0,95	0,94
25	15,72	15,72	0,82	0,82
26	23,52	23,72	1,00	0,99
27	15,78	15,75	0,82	0,82
28	24,33	24,33	0,96	0,96
	Średnia [-]		0,93	0,91
O	dchylenie standardo	we [-]	0,06	0,05
Wsj	półczynnik zmienno	ości [%]	6	6
Przedział ufności dla α=0,05 [-]		=0,05 [-]	0,90-0,96	0,88-0,94

Tablica 7.7. Porównanie momentów uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u)
obliczonych w g własnej propozycji uwzględnienia współczynnik a Kz wynikami badań
Biolzi i Cattaneo [20]

	Dośw.	Dośw.	Własna p	ropozycja	Własna propozycja uwzględnienia			
	moment	nośność	uwzględnienia		współczynnika K (MC2010)			
	uplastycz	na	współcz	ynnika K	(model	(model	(model upr.	
Element	nienia	zginanie	(RIL	EM)	multiliniowy	bilinearny	SGN)	
	14	14		,	SGU)	SGN)		
	My	M _u	$M_{y,obl}/M_y$	$M_{u,obl}/M_u$	$M_{y,obl}/M_y$	$M_{u,obl}/M_u$	$M_{u,obl}/M_u$	
	[kN	\m]		-	[-]			
T40S-NF	b/d	56,21	-	1,03	-	1,05	1,02	
T40S-SF	b/d	54,85	-	1,05	-	1,07	1,05	
T75S-NF	b/d	64,37	-	0,90	-	0,94	0,93	
T75S-SF	b/d	63,9	-	0,90	-	0,95	0,94	
T90S-NF	61,4	62,77	0,94	0,92	0,99	0,96	0,95	
T90S-SF	60	62,76	0,96	0,92	1,02	0,96	0,95	
T40M-NF	b/d	55,42	-	1,04	-	1,06	1,04	
T40M-SF	b/d	54,46	-	1,06	-	1,08	1,05	
T75M-NF	b/d	62,25	-	0,93	-	0,97	0,96	
T75M-SF	b/d	62,88	-	0,92	-	0,96	0,95	
T90M-NF	62,91	64,75	0,91	0,89	0,97	0,93	0,92	
T90M-SF	59,49	62,75	0,97	0,92	1,03	0,96	0,95	
T40L-NF	52,85	54,69	1,09	1,06	1,13	1,08	1,05	
T40L-SF	52,91	53,76	1,09	1,07	1,13	1,10	1,07	
T75L-NF	59,37	62,07	0,97	0,93	1,03	0,97	0,97	
T75L-SF	61,37	63,82	0,94	0,90	1,00	0,95	0,94	
T90L-NF	60	63,91	0,96	0,90	1,02	0,94	0,93	
T90L-SF	58,45	62,05	0,98	0,93	1,04	0,97	0,96	
Średnia [-]		0,98	0,96	1,04	0,99	0,98		
Odchyl	enie standaro	lowe [-]	0,06	0,07	0,05	0,06	0,05	
Współczynnik zmienności [%]		ności [%]	6	7	5	6	5	
Przedział	ufności dla	α=0,05 [-]	0,95-1,01	0,92-1,00	1,01-1,07	0,96-1,02	0,95-1,01	

Przeprowadzona analiza wykazała, że metody RILEM i Model Code 2010, uwzględniające zaproponowane współcznyniki K, bardzo dobrze opisują zarówno moment uplastycznienia (M_y), jak i nośność na zginanie (M_u) belek innych autorów. Średni stosunek momentów teoretycznych do eksperymentalnych zawierał się w przedziale od 0,91 do 1,04, przy czym dla metody RILEM wynosił on od 0,91 do 0,98, a dla metody Model Code od 0,98 do 1,04. Sugeruje to, że metoda RILEM lekko zaniża obliczone momenty względem doświadczalnych. Należy także podkreślić, że wskaźnik zmienności analizowanej wartości dla obu metod w każdym przypadku nie przekraczał 7 %.

Dla zaproponowanych współczynników K (por. tab. 7.1) obliczono także maksymalne szerokości rozwarcia rys, zgodnie z procedurami RILEM i Model Code 2010. W pierwszej kolejności sprawdzono w jaki sposób zaproponowana modyfikacja wpłynie na wartości naprężeń w stali zbrojenia rozciąganego. Wyniki obliczeń

przedstawiono na rysunkach 7.1 (dla K=1,89) i 7.2 (dla K=2,5). Jak się okazuje zgodność naprężeń teoretycznych i pomierzonych w trakcie badań jest dostateczna dla obu metod (indeks *IAE* nie przekracza 25%). Średni stosunek obliczeniowych względem doświadczalnych naprężeń w zbrojeniu rozciąganym wynosi 0,91 dla K=1,89 oraz 1,15 dla K=2,5.



Rys. 7.1. Porównanie średnich naprężeń w zbrojeniu rozciąganym - eksperymentalnych i obliczonych wg RILEM z uwzględnieniem własnej propozycji współczynnika K=1,89



Rys. 7.2. Porównanie średnich naprężeń w zbrojeniu rozciąganym - eksperymentalnych i obliczonych wg MC2010 z uwzględnieniem własnej propozycji współczynnika K=2,5

W kolejnym kroku obliczono maksymalne szerokości rozwarcia rys (wmax) dla belek z włóknami uwzględniając zaproponowane współczynniki K. Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunkach 7.3÷7.5. Do oceny zgodności obliczeniowych i doświadczalnych szerokości rozwarcia rys w_{max} użyto indeksu IAE, którego wartości zestawiono w tablicy 7.8. Z analizy wykresów wynika, że maksymalne szerokości rozwarcia rys obliczone z uwzględnieniem zaproponowanych współczynników K lepiej odpowiadają wielkościom eksperymentalnym niż wyniki obliczeń wg oryginalnych metod. Średnia wartość indeksu *IAE* zmniejszyła się o 2 pkt. procentowe dla metody RILEM i o 41 pkt. procentowych dla metody Model Code 2010. Uwzględnienie współczynnika K w metodzie RILEM w niewielkim stopniu wpłynęło na zmniejszenie indeksu IAE. Podkreślić jednak należy, że wyniki obliczeń wmax metodą RILEM z pominięciem współczynnika K są zaniżone w stosunku do wartości doświadczalnych, a po uwzględnieniu współczynnika K są z kolei zawyżone. Przeprowadzona analiza wykazała, że najlepszą zgodność między wartościami teoretycznymi i doświadczalnymi uzyskano dla belek ze strzemionami. Średnia wartość indeksu IAE dla belek ze strzemionami wynosiła 18% w przypadku metody RILEM i 19% w przypadku metody wg Model Code 2010. Dla belek bez strzemion średnia wartość indeksu IAE wynosiła 61% w przypadku metody RILEM i 38% w przypadku metody wg Model Code 2010, z zastrzeżeniem, że obie metody zawyżają wartości teoretyczne w_{max} względem wartości doświadczalnych. Porównując poszczególne metody stwierdzono także, że wyniki obliczeń maksymalnej szerokości rozwarcia rys (w_{max}) metodą RILEM są większe niż wyniki obliczeń metodą Model Code 2010.



Rys. 7.3. Maksymalna szerokość rozwarcia rys obliczona wg RILEM i Model Code 2010 bez i z uwzględnieniem wsp. K na tle wyników badań belek serii pierwszej



Rys. 7.4. Maksymalna szerokość rozwarcia rys obliczona wg RILEM i Model Code 2010 bez i z uwzględnieniem wsp. K na tle wyników badań belek serii drugiej



Rys. 7.5. Maksymalna szerokość rozwarcia rys obliczona wg RILEM i Model Code 2010 bez i z uwzględnieniem wsp. K na tle wyników badań belek serii trzeciej

Oznaczenie	Całkowity błąd bezwzględny IAE [%]					
elementu	RILEN	4 [225]	Model Code 2010 [210]			
cicilientu	<i>K</i> =1	<i>K</i> =1,89	<i>K</i> =1	<i>K</i> =2,5		
BF1	78	18	92	31		
BF1a	57	60	85	42		
BF2	34	24	72	16		
BF2a	33	71	59	47		
BF3	24	11	63	11		
BF3a	20	50	49	26		
Średnia	41	39	70	29		

Tablica 7.8. Zestawienie wartości indeksu *IAE* teoretycznych maksymalnychszerokości rozwarcia rys obliczonych wg RILEM i Model Code 2010 bezi z uwzględnieniem zaproponowanego współczynnika K

Przeprowadzona w rozdz. 6.2.4 analiza teoretycznych wartości ugięć wykazała, że metody Alsayeda [3] oraz Ezeldina i Shiaha [52] dobrze opisują ugięcie belek wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego i nie wymagają korekty. Jednak w przypadku metody Amina [6], bazującej na wytrzymałości resztkowej f_{RI} , obliczone ugięcia są mocno zaniżone względem ugięć doświadczalnych. Bazując na dotychczasowych spostrzeżeniach zaproponowano uwzględnienie współczynnika K=2,5 (por. tabl. 7.1) przy obliczaniu ugięć metodą Amina. Ponadto uwagę autora rozprawy zwrócił fakt, że rekomendacja RILEM [225] i prenorma Model Code 2010 [210] nie podaja sposobu obliczania ugięć. Zaproponowano więc własną procedurę obliczania ugięć bazującą na prenormie Model Code 2010 i normie EC2 [223]. Sposób polega na wyznaczeniu relacji moment-krzywizna wykorzystując warunki równowagi sił podłużnych i momentów (por. rozdz. 3.5) w przekroju zginanym przy założeniu naprężeń w strefie rozciąganej zgodnie z modelem multiliniowym SGU (por. rys. 3.28). Dla dowolnego momentu zginającego wyznaczono w ten sposób krzywiznę, którą następnie zmodyfikowano w celu uwzględnienia efektu usztywnienia zbrojenia rozciąganego, wg wzoru (3.63) zgodnie z EC2 [223].

Zależności moment-krzywizna (M- ϕ) wyznaczone metodą Amina z uwzględnieniem współczynnika K oraz własną propozycją obliczania ugięć bazującą na prenormie Model Code 2010, bez i z uwzględnieniem współcznynika K, przedstawiono na rys. 7.6÷7.8. Do oceny zgodności obliczeniowych i doświadczalnych relacji M- ϕ użyto indeksu IAE, którego wartości zestawiono w tablicy 7.9. Przeprowadzona analiza wykazała, że teoretyczne krzywizny są lekko zaniżone w stosunku do wartości doświadczalnych. Najmniejszą wartość średnią indeksu IAE(19%) uzyskano dla własnej propozycji obliczania ugięć z uwzględnieniem współczynnika K, co świadczy o dobrym dopasowaniu wartości teoretycznych i doświadczalnych. W przypadku metody Amina zastosowanie współczynnika

K zmniejszyło średnią wartość indeksu *IAE* z 83 do 34%, co znacznie poprawiło zgodność między wartościami teoretycznymi a doświadczalnymi. Największe wartości *IAE* uzyskano dla belek o najmniejszym stopniu zbrojenia konwencjonalnego. Maksymalna wartość *IAE* wynosiła 64% dla belki BF1 w przypadku metody Amina z uwzględnieniem współczynnika *K*. Z kolei dla belek o największym stopniu zbrojenia wartości *IAE* były znacznie mniejsze i nie przekraczały 13% dla analizowanych metod uwzględniających współczynnik *K*.



Rys. 7.6. Eksperymentalne i teoretyczne zależności krzywizny od momentu zginającego dla belek serii 1



Rys. 7.7. *Eksperymentalne i teoretyczne zależności krzywizny od momentu zginającego dla belek serii 2*



Rys. 7.8. *Eksperymentalne i teoretyczne zależności krzywizny od momentu zginającego dla belek serii 3*

Tablica 7.9. Zestawienie wartości indeksu IAE krzywizn teoretycznych wyznaczonych
metodą Amina oraz własną propozycją obliczania ugięć bazującą na prenormie Model
Code 2010 bez i z uwzględnieniem współczynnika K

Oznaczenie	Całkowity błąd	bezwzględny IAE [%] obliczonej	wartości ugięć
elementu	MC2010	MC2010 z	Amin	Amin z uwzgl.
clementu	WIC2010	uwzgl. wsp. K	Amm	wsp. K
BF1	48	23	160	64
BF1a	29	22	180	50
BF2	37	38	60	40
BF2a	21	6	50	27
BF3	22	13	26	9
BF3a	24	13	23	11
Średnia	30	19	83	34

Znając teoretyczne zależności moment-krzywizna (M- ϕ) w kolejnym kroku obliczono ugięcia badanych belek zgodnie z procedurą opisaną w rozdz. 6.2.4. Wyniki obliczeń przedstawiono na rys. 7.9-7.11. Do oceny dopasowania ugięć teoretycznych i eksperymentalnych użyto indeksu *IAE*, którego wartości zestawiono w tablicy 7.10. Przeprowadzona analiza wykazała, że obliczone ugięcia dla wszystkich analizowanych sposobów są zaniżone w stosunku do wartości doświadczalnych, przy czym największe wartości *IAE* dotyczą belek o najmniejszym stopniu zbrojenia konwencjonalnego. Podobnie jak w przypadku krzywizny, zastosowanie współczynnika *K* w analizowanych

sposobach w znacznym stopniu przyczyniło się do poprawy zgodności między ugięciami teoretycznymi a doświadczalnymi. W wyniku zastosowania współczynnika *K* średnia wartość *IAE* zmniejszyła się o 27 pkt. procentowych w przypadku własnej propozycji obliczania ugięć bazującej na Model Code 2010, oraz o 75 pkt. procentowych w przypadku metody Amina. Porównując analizowane metody najmniejszą średnią wartość *IAE* (27%) uzyskano dla własnej propozycji obliczania ugięć z uwzględnieniem współczynnika *K*.



Rys. 7.9. Eksperymentalne i teoretyczne zależności ugięcia od momentu zginającego dla belek serii 1



Rys. 7.10. Eksperymentalne i teoretyczne zależności ugięcia od momentu zginającego dla belek serii 2



Rys. 7.11. Eksperymentalne i teoretyczne zależności ugięcia od momentu zginającego dla belek serii 3

Tablica 7.10. Zestawienie wartości indeksu *IAE* ugięć teoretycznych wyznaczonych metodą Amina oraz własną propozycją obliczania ugięć bazującą na prenormie Model Code 2010 bez i z uwzględnieniem współczynnika *K*

Oznaczenie	Całkowity błąd	bezwzględny IAE [[%] obliczonej	wartości ugięć
elementu	MC2010	MC2010 z	Amin	Amin z uwzgl.
cicilientu	IVIC2010	uwzgl. wsp. K	Amm	wsp. K
BF1	98	47	281	108
BF1a	61	23	203	69
BF2	55	25	64	23
BF2a	44	17	54	15
BF3	31	25	53	21
BF3a	32	26	54	22
Średnia	54	27	118	43

Wyniki przeprowadzonych analiz potwierdzają, że zaproponowanie współczynnika *K* redukującego wartości wytrzymałości resztkowych jest w pełni uzasadnione. Stosując ten współczynnik uzyskano nie tylko dobrą zgodność teoretycznych i doświadczalnych momentów uplastycznienia i nośności na zginanie badanych belek, ale także znacznie lepsze przewidywania odnośnie naprężeń w zbrojeniu rozciąganym, maksymalnej szerokości rozwarcia rys czy ostatecznie ugięć. Ponadto podkreślić należy, że obliczając momenty zginające dla danych z badań innych autorów [49], [151], [20] z

uwzględnieniem zaproponowanych współczynników *K*, również uzyskano dobrą zgodność momentów teoretycznych i doświadczalnych. Oczywiście nie można na tej podstawie wnioskować o uniwersalności zaproponowanych współczynników *K*. Uwzględnione w analizie porównawczej belki z badań innych autorów cechowały się identycznym schematem statycznym (belka swobodnie podparta obciążona dwiema siłami skupionymi) oraz znacznym podobieństwem wymiarów (szerokość przekroju belek od 150 do 200 mm; wysokość od 200 do 300 mm) i ilością użytego zbrojenia konwencjonalnego. Różnice dotyczyły przede wszystkim wytrzymałości na ściskanie matrycy (od 33 do 84 MPa) oraz zawartości włókien stalowych (od 25 do 70 kg/m3). Z tego względu można jedynie przypuszczać, że zaproponowane współczynniki *K* byłyby właściwe dla obliczeń elementów swobodnie podpartych o niewielkich przekrojach poprzecznych.

8 PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedmiotem badań był fibrokompozyt drobnokruszywowy ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien stalowych. Materiał ten został wytworzony na bazie lokalnego kruszywa odpadowego, stanowiącego produkt uboczny procesu hydroklasyfikacji. Biorąc pod uwagę stawiane materiałom konstrukcyjnym wymagania dotyczące wytrzymałości i trwałości oraz aspekt ekologiczny ustalono zawartość włókien stalowych w kompozycie równą 1,2% w stosunku do objętości kompozytu. Przy tej zawartości włókien rozpatrywany kompozyt wykazuje najkorzystniejsze cechy fizyko-mechaniczne, co wskazuje, że może on stanowić materiał konstrukcyjny alternatywny dla betonu zwykłego.

Przeprowadzone studia literaturowe wykazały, że dodatek włókien stalowych w zginanych elementach konstrukcyjnych korzystnie wpływa na ich nośność i użytkowalność. Jednak w kwestii projektowania takich elementów wciąż istnieją liczne kontrowersje, a najnowsze metody obliczeniowe nie są w dostatecznym stopniu zweryfikowane doświadczalnie.

W celu wykazania, że postawione tezy niniejszej dysertacji są słuszne przeprowadzono badania eksperymentalne zginanych belek wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego (badania wiodące) oraz elementów drobnowymiarowych (badania towarzyszące).

W odniesieniu do użytego w badaniach fibrokompozytu wykazano, że zgodnie z wytycznymi Model Code 2010 [210] jego klasę można oznaczyć symbolem 7b. Oznacza to, że materiał posiada wysoką wytrzymałość resztkową f_{R1} (zakres od 1 do 8). Litera "b" oznacza, że badany fibrokompozyt charakteryzuje się *osłabieniem po zarysowaniu*, co ustala się w oparciu o relację f_{R3}/f_{R1} . Wykazano także, że spełnia on wymagania prenormy Model Code 2010 [210]: $f_{R1}/f_{Lk}>0,4$ oraz $f_{R3}/f_{R1}>0,3$ co oznacza, że zbrojenie włóknami może częściowo zastępować zbrojenie konwencjonalne w stanie granicznym nośności.

Analizując wyniki badań wiodących stwierdzono, że dodatek włókien stalowych powoduje istotny przyrost momentu uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) badanych belek. Wzrost momentu M_y wynosił średnio 4,35 kNm a momentu M_u 4,26 kNm. Wyniki obliczeń momentu uplastycznienia uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) badanych belek z włóknami wg rekomendacji RILEM [225], korekty zaproponowanej przez Barrosa [13] oraz wg metod Model Code 2010 [210] są zdecydowanie zawyżone względem wielkości eksperymentalnych. Różnice wynoszą od 2 do 44%.

Analizując proces powstawania i propagacji rys badanych belek stwierdzono, że w belkach z dodatkiem włókien stalowych momenty rysujące (M_{cr}) są większe średnio o 69% niż w belkach bez włókien. Faza przejściowa pomiędzy stanem niezarysowanym a stanem ustabilizowanego zarysowania w belkach bez włókien jest znacznie krótsza niż w przypadku belek z włóknami. Analizując rozstaw rys stwierdzono, że średni końcowy rozstaw rys (s_{rm}) w belkach z włóknami jest mniejszy niż w belkach kontrolnych średnio o 26%. Stosunek maksymalnego rozstawu rys do średniego

 (s_{rmax}/s_{rm}) dla belek bez włókien wynosi 1,50 a dla belek z włóknami 1,86. Analizując szerokości rozwarcia rys wykazano, że wpływ włókien na redukcję rozwartości rysy jest znaczny, szczególnie w przypadku belek o niskim stopniu zbrojenia konwencjonalnego. Zaobserwowano również, że dla wszystkich serii belek najmniejsze wielkości w_{max} występowały dla belek fibrokompozytowych bez strzemion. Szerokości rozwarcia rys w belkach z włóknami charakteryzują się większym wskaźnikiem zmienności, który wynosi średnio 50%, a w belkach bez włókien tylko 22%. Dodatek włókien stalowych ma istotny wpływ na stosunek maksymalnej szerokości rozwarcia rysy do średniej (β). Współczynnik ten wynosi średnio 1,29 dla belek bez włókien, 1,89 dla belek z włóknami i strzemionami, oraz 1,83 dla belek z włóknami bez strzemion. Maksymalne szerokości rozwarcia rys w belkach z włóknami obliczone wg rekomendacji RILEM [225], propozycji Domskiego [47] i Kelpsy [106], oraz wg Model Code 2010 [210] są zaniżone względem wielkości pomierzonych. Średni indeks IAE dla analizowanych metod wynosi odpowiednio 41, 44, 63 i 70%. Największe rozbieżności dotyczą belek o najmniejszym stopniu zbrojenia konwencjonalnego. W przypadku belek bez włókien sytuacja jest odwrotna. Wielkości teoretyczne są większe niż wielkości doświadczalne, co może wynikać z faktu, że w badaniach użyto materiału na bazie kruszywa drobnego.

Analizując ugięcia badanych belek stwierdzono, że korzystny wpływ włókien stalowych na deformacje belek jest najbardziej wyraźny w elementach serii pierwszej i drugiej. Im większy stopień zbrojenia konwencjonalnego, tym wpływ włókien na redukcje ugięcia jest mniejszy. Dla obciążenia odpowiadającego momentowi uplastycznienia (M_{ν}) belek bez włókien ugiecia belek z włóknami były mniejsze średnio o 29%. Dodatek włókien stalowych ma także istotny wpływ na sztywność badanych belek. Korzystny efekt włókien uwidacznia się dopiero po powstaniu pierwszych rys. Krótko po rozpoczęciu fazy drugiej, w której formują się kolejne rysy, sztywność belek z włóknami względem sztywności belek bez włókien jest największa. Wraz ze wzrostem momentu zginającego różnice w sztywnościach stają się coraz mniejsze. Zaobserwowano także istotny wpływ obecności strzemion na sztywność badanych elementów. W belkach ze zbrojeniem rozproszonym bez strzemion sztywność jest większa niż w belkach ze strzemionami. Analizując teoretyczne sposoby obliczania ugięć stwierdzono, że metody Alsayeda [3] oraz Ezeldina i Shiaha [52] dobrze opisuia krzywiznę i ugięcie belek wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego i nie wymagają korekty. Średnie indeksy *IAE* dla tych metod wynoszą opowiednio 9 i 16%. Jednak w przypadku metody Amina [6], bazującej na wytrzymałości resztkowej f_{RI} , obliczone krzywizny i ugięcia są mocno zaniżone względem ugięć doświadczalnych, a indeks IAE wynosi 118%.

W wyniku przeprowadzonej analizy stwierdzono, że metody wg RILEM [225] i Model Code 2010 [210] nie opisują poprawnie zarówno momentu uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) , jak i szerokości rozwarcia rys. Zdaniem autora źródłem zaistniałych niezgodności jest przyjęcie do obliczeń średnich wartości wytrzymałości resztkowych. Wychodząc z założenia, że elementy statycznie wyznaczalne ulegają zniszczeniu w najsłabszym przekroju uznano, że do obliczeń

powinno się przyjmować wartości mniejsze od średnich. W konsekwencji podjęto próbę wyznaczenia wartości współczynników K dla metody RILEM [225] i Model Code 2010 [210], mających na celu redukcję wytrzymałości resztkowych tak, aby wyniki obliczeń momentu uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) tymi metodami zgadzały się z wynikami badań eksperymentalnych. Dla tak wyznaczonych współczynników K uzyskano także bardzo dobrą zgodność ($IAE=2\div25\%$) między teoretycznymi a doświadczalnymi naprężeniami w zbrojeniu rozciąganym (σ_s), co przełożyło się na lepsze oszacowanie maksymalnych szerokości rozwarcia rys (w_{max}).

Analiza stanu zagadnienia wykazała, że zarówno rekomendacja RILEM [225] jak i prenorma Model Code 2010 [210] nie podają sposobu obliczania ugięć. Podjęto więc próbę opracowania własnego sposobu obliczania ugięć bazującego na Model Code 2010 [210] i EC2 [223], uwzględniającego zaproponowany współczynnik *K*. Indeks *IAE* dla zaproponowanego sposobu wynosi 27%, co wskazuje na dobrą zgodność między wartościami ugięć teoretycznych i doświadczalnych.

Ostatecznie poprawność zaproponowanych współczynników K zweryfikowano obliczając momenty uplastycznienia (M_y) i nośności na zginanie (M_u) dla belek z badań innych autorów. Przeprowadzona analiza wykazała dobrą zgodność między wartościami teoretycznymi a doświadczalnymi, co pozwala przypuszczać, że zaproponowane współczynniki K mogłyby mieć szersze zastosowanie, ale tylko w odniesieniu do statycznie wyznaczalnych elementów belkowych.

Powyższe wnioski stanowią jednocześnie potwierdzenie tez niniejszej rozprawy doktorskiej. Dodatek włókien stalowych do kompozytu wykonanego na bazie kruszyw odpadowych w istotny sposób przyczynia się do zwiększenia nośności na zginanie elementów konstrukcyjnych, zmniejszenia szerokości rozwarcia rys prostopadłych i ugięć, oraz umożliwia częściową redukcję zbrojenia konwencjonalnego. Metody wymiarowania wg rekomendacji RILEM TC-162-TDF [225] i prenormy fib Model Code 2010 [210] w odniesieniu do konstrukcji fibrobetonowych mogą być także stosowane do wymiarowania zginanych elementów konstrukcyjnych wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego, pod warunkiem zastosowania w obliczeniach zaproponowanych współczynników *K*, ograniczając zakres stosowania do statycznie wyznaczalnych elementów belkowych.

Wnioski wypływające z przeprowadzonych badań dają także wskazówki odnośnie planowania dalszych prac eksperymentalnych. Jak już wcześniej wspomniano istnieje uzasadnione przypuszczenie, że w elementach statycznie niewyznaczalnych o większym przekroju poprzecznym, a w szczególności w płytach wpływ włókien na nośność i użytkowalność powinien być większy, niż w przypadku belek zbadanych w ramach niniejszej rozprawy. Dalsze prace powinny koncentrować się na analizie zginanych elementów płytowych, zarówno statycznie wyznaczalnych jak i niewyznaczalnych. Szerszy program badań umożliwiłby wyznaczenie takich obszarów zastosowań, w których użycie opracowanego fibrokompozytu byłoby ekonomicznie i technicznie uzasadnione.

9 BIBLIOGRAFIA

- [1] Annual Review 2013-2014, European aggregates association. A sustainable Industry for a Sustainable Europe.: European Aggregates Association, 2013-2014.
- [2] Ahmadi R., Ghoddousi P., Sharifi M., Bahreh V.M., "A precise solution for prediction of fiber-reinforced concrete behavior under flexure," Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering), vol. 12, no. 7, pp. 495-502, 2011.
- [3] Alsayed S.H., "Flexural deflection of reinforced fibrous concrete beams," ACI Structural Journal, pp. 72-76, January-February 1993.
- [4] Al-Taan S.A., Al-Feel J.R., "Prediction of crack width in fibrous reinforced concrete members," in Fiber Reinforced Cements and Concretes, Recent Developmnets. Essex, UK: Elsevier Science Publishers Ltd., 1989, pp. 209-218.
- [5] Amin A., Post cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete: from material to structure. PhD Dissertation. New South Wales, Australia: The University of New South Wales, 2015.
- [6] Amin A., Foster S.J., Kaufmann W., "Instantaneous deflection calculation for steel fibre reinforced concrete one way members," Engineering Structures, vol. 131, pp. 438-445, 2017.
- [7] Armelin H.S., Banthia N., "Predicting the Flexural Postcracking Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete from the Pullout of Single Fibers," ACI Materials Journal, vol. 94, no. 1, pp. 18-31, 1997.
- [8] Ashour S.A., Wafa F.F., "Flexural behaviour of high-strength fibre reinforced concrete beams," ACI Structural Journal, pp. 279-287, May-June 1993.
- [9] Aveston J., Kelly A., "Theory of multiple fracture of fibrous composites," Journal of Materials Science, vol. 8, no. 3, pp. 352-362, 1973.
- [10] Banholzer B., Brameshuber W., Jung W., "Analytical simulation of pull-out test the direct problem," Cement and Concrete Composites, vol. 27, pp. 93-101, 2005.
- [11] Banholzer B., Brameshuber W., Jung W., "Analytical simulation of pull-out test the inverse problem," Cement and Concrete Composites, vol. 28, pp. 564-571, 2006.
- [12] Barragan B.E., Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear. PhD Thesis.: Universitat Politecnica de Catalunya, 2002.
- [13] Barros J.A.O., Cunha V.M.C.F., Ribeiro A.F., Antunes J.A.B., "Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete," Materials and Structures, vol. 38, pp. 47-56, 2005.
- [14] Barros J.A.O., Figueiras J.A., "Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 11, no. 4, pp. 331-339, 1999.
- [15] Bazant Z.P., Oh B.H., "Crack band theory for fracture of concrete," Materiaux et Constructions, vol. 93, no. 16, pp. 155-177, 1983.
- [16] Bazant Z.P., Planas J., "Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials," CRC, 1997.
- [17] Bencardino F., "Mechanical Parameters and Post-Cracking Behaviour of HPFRC according to Three-Point and Four-point Bending Test," Advances in Civil

Engineering, 2013.

- [18] Bentur A., Diamond S., Mindess S., "Cracking processes in steel fiber reinforced cement paste," Cement and Concrete Research, vol. 15, pp. 331-342, 1985.
- [19] Bentur A., Midness S., Fibre reinforced cementitious composites. Londyn: Taylor and Francis Group, 2007.
- [20] Biolzi L., Cattaneo S., "Response of steel fiber reinforced high strength concrete beams: Experiments and code predictions," Cement and Concrete Composites, vol. 77, pp. 1-13, 2017.
- [21] Blanco A., Pujadas P., de la Fuente A., Cavalaro S., Aguado A., "Application of constutive models in European codes to RC-FRC," Construction and Building Materials, no. 40, pp. 246-259, 2013.
- [22] Błaszczyński T., Przybylska-Fałek M., "Fibrobeton jako materiał konstrukcyjny," Izolacje, no. 11-12, pp. 44-50, 2012.
- [23] Bonaszewska-Wyszomirska T., "Beton (nie)zwykły," Inzynier Budownictwa, no. 10, 2007.
- [24] Brandt A. M., Badania doświadczalne w mechanice zniszczenia kompozytów o matrycach cementowych. Warszawa: IPPT PAN, 1979.
- [25] Brandt A. M., "O składowych energii zniszczenia w zginanych elementach fibrobetonowych (SFRC)," Archiwum Inżynierii Lądowej, no. 3-4, pp. 271-279, 1982.
- [26] Brandt A.M., "Cement based composites: materials, mechanical, properties and performance," Taylor&Francis, 2009.
- [27] Brandt A.M., Metody pomiarów i analizy odkształceń wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych. Warszawa, Polska: PWN, 1978.
- [28] Brandt A.M., Babut R., Kasperkiewicz J., Marks M., Wybrane zagadnienia z mechaniki kompozytów.: Politechnika Białostocka, 1982.
- [29] Bywalski C., Ugięcia długotrwałe obciążonych belek żelbetowych modyfikowanych włóknami stalowymi. Rozprawa doktorska. Wrocław: Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, 2009.
- [30] Campione G., Mangiavillano M.L., "Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations," Engineering Structures, no. 30, pp. 2970-2980, 2008.
- [31] Casanova P., Rossi P., "Analysis of metallic fibre reinforced concrete beams submitted to bending," Materials and Structures, no. 29, pp. 354-361, 1996.
- [32] CEB Comite Euro-International Du Beton, International system of unified standard codes of practice for structure.: Bulletin d'Information No. 117-E, 1976.
- [33] Chalioris C.E., "Analytical approach for the evaluation of minimum fibrefactor required for steel fibrous concrete beams under combined shear and flexure," Construction and Building Materials, no. 43, pp. 317-336, 2013.
- [34] Cheung A.K.F., Leung C.K.Y., "Shrinkage reduction of high strength fiber reinforced cementitious composites (HSFRCC) with various water-to-binder ratios," Cement and Concrete Composites, no. 33, pp. 661-667, 2011.
- [35] Cichocki K., Domski J., Katzer J., Ruchwa M., "Mechanical properties and numerical approach to fibre reinforced concrete slabs," in Brittle Matrix Composites-11. Warszawa, Polska: BMC-11 11th International Symposium on Brittle Matrix Composites, 2015, pp. 309-318.

- [36] Corinaldesi V., Moriconi C., "Characterization of self-compacting concretes prepared with different fibers and mineral additions," Cement and Concrete Composites, no. 33, pp. 596-601, 2011.
- [37] Craig R., "Flexural behaviour and design of reinforced fiber concrete members," in Fiber reinforced concrete properties and applications.: SP-105 American Concrete Institute, 1987, pp. 517-563.
- [38] Craig R.J., Decker J., Dombrowski L., Laurencelle R., Federovich J., "Inelastic behaviour of reinforced fibrous concrete," ASCE Journal of Structural Engineering, pp. 802-817, April 1987.
- [39] Cunha V.M.C.F., Barros J.A.O., Sena-Cruz J.M., "An integrated approach for modelling the tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete," Cement and Concrete Research, no. 41, pp. 64-76, 2011.
- [40] de la Fuente A., Pujadas P., Blanco A., Aguado A., "Experiences in Barcelona with the use of steel fibres in segmental linings," Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 27, no. 1, pp. 60-71, Jan. 2012.
- [41] Destrée X., "Free suspended elevated flat slabs of steel fibre reinforced concrete: full scale tests and design," 7th international RILEM-symposium on fibre reinforced concrete, Chennai, pp. 941-50, 2008.
- [42] di Prisco M., "FRC: structural applications and standards," Journal of Materials and Structures, vol. 1169, no. 42, 2009.
- [43] di Prisco M., Colombo M., Dozio D., "Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation," Structural Concrete, vol. 14, no. 4, pp. 342-361, 2013.
- [44] di Prisco M., Ferrara L., Colombo M., Mauri M., "On the identification of SFRC constitutive law in uniaxial tension.," Proceedings of Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes BEFIB, pp. 827-836, 2004.
- [45] Domański T., Czkwianianc A., "Wpływ zbrojenia rozproszonego na parametry mechaniczne betonu," Przegląd budowlany, no. 6, pp. 32-36, 2006.
- [46] Domski J., "A blurred border between ordinary concrete and SFRC," Construction and Building Materials, vol. 112, pp. 247-252, 2016.
- [47] Domski J., Nośność, ugięcie i zarysowanie belek piaskobetonowych z włóknami stalowymi pod obciążeniem doraźnym.: Koszalin: Rozprawa doktorska, 2005.
- [48] Dozio D., SFRC structures: Identification of the uniaxial tension characteristic constitutive law. PhD Thesis.: Politecnico di Milano, 2008.
- [49] Dupont D., Modelling and experimental validation of the constitutive law (sigmaepsilon) and cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete. Phd Thesis.: Katholieke Universiteit Leuven, 2003.
- [50] Dupont D., Vandewalle L., "Characterisation of steel fibre concrete with a sigmaepsilon relation," in Proceedings of the 4th International PhD Symposium in Civil Engineering, Munich, 2002, pp. 108-114.
- [51] Dymidziuk B., "Posadzki przemysłowe z fibrobetonu," Inżynier Budownictwa, no. 7-8, pp. 46-48, 2006.
- [52] Ezeldin A.S., Shiah T.W., "Analytical immediate and long-term deflections of fibre-reinforced concrete beams," ASCE Journal of Structural Engineering, pp. 727-738, April 1995.
- [53] Facconi L., Minelli F., Plizzari G., "Steel fiber reinforced self-compacting

concrete thin slabs – Experimental study and veryfication against Model Code 2010 provisions," Engineering Structures, no. 122, pp. 226-237, 2016.

- [54] Falkner H., Teutsch M., Stahlfaserbeton Anwendungen und Richtlinie. Betonkalender 2006. Woerner, 2006.
- [55] Falkner H., Teutsch M., Rosenbusch J., "Stahlfaserbeton- und stahlfaserverstarkte Stahlbetonbauteile.," Beton- und Stahlbetonbau, vol. 8, no. 97, pp. 409-414, 2002.
- [56] Fantilli A.P., Vallini P., Chiaia B., "Ductility of fiber-reinforced selfconsolidating concrete under multi-axial compression," Cement and Concrete Composites, no. 33, pp. 520-527, 2011.
- [57] Foote R., Mai Y.W., Cotterell B., "Process size and crack growth measurements in fibre cements. Fibre reinforced concrete properties and applications," American Concrete Institute, Detroit, pp. 55-70, 1985.
- [58] Foster S.J., Htut T.N.S., Ng T.S., "High performance fibre reinforced concrete: fundamental behaviour and modelling.," in Proceedings of the 8th international conference on Fracture Mechanics Concrete and Concrete Structures, Toledo, Spain, 2013, pp. 69-78.
- [59] Ghasemi M., Ghasemi M.R., Mousavi S.R., "Investigating the effects of maximum aggregate size on self-compacting steel fiber reinforced concrete fracture parameters," Construction and Building Materials, no. 162, pp. 674-682, 2018.
- [60] Glinicki M.A., Beton ze zbrojeniem strukturalnym. Szczyrk: XXV Ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji, 2010.
- [61] Glinicki M.A., "Ocena i projektowanie fibrobetonów na podstawie wytrzymałości równoważnej," Drogi i mosty, no. 3, pp. 5-36, 2002.
- [62] Glinicki M.A., Litorowicz A., Zieliński M., "Interpretacja badań odporności fibrobetonów na pękanie przy zginaniu," Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Krynica, 2001.
- [63] Głodkowska W., Kobaka J., "Modelling of properties and distribution of steel fibres within a fine aggregate concrete," Construction and Building Materials, vol. 44, no. 7, pp. 645-653, July 2013.
- [64] Głodkowska W., Kobaka J., "Nieniszcząca ocena wybranych cech drobnokruszywowego betonu zbrojonego włóknami stalowymi," in Zagadnienia materiałowe w inżynierii lądowej., 2011.
- [65] Głodkowska W., Kobaka J., "Statystyczny opis rozkładu włókien w drobnokruszywowym kompozycie mineralnym," Materiały Budowlane, vol. 12, pp. 64-66, 2011.
- [66] Głodkowska W., Kobaka J., "The model of brittle matrix composites for distribution of steel fibres," Journal of Civil Engineering and Management, vol. 18, no. 1, pp. 145-150, 2012.
- [67] Głodkowska W., Kobaka J., "Zastosowanie piasków odpadowych do wykonywania posadzek przemysłowych," Annual Set The Environmental Protection, vol. 11, pp. 193-206, 2009.
- [68] Głodkowska W., Kobaka J., Laskowska-Bury J., "Fibrokompozyt z kruszywem odpadowym jako pełnowartościowy materiał konstrukcyjny," in Nowoczesne rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne oraz problemy eksploatacyjne dotyczące budownictwa ogólnego i hydrotechnicznego., 2016, pp. 499-519.

- [69] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Fibrokompozyt na bazie piasków odpadowych jako materiał do wytwarzania posadzek przemysłowych," Materiały Budowlane, vol. 510, pp. 36-39, 2015.
- [70] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Kompozyty ze zbrojeniem rozproszonym na bazie piasków odpadowych," in Wybrane zagadnienia rewitalizacji obiektów budowlanych. Płock, Polska, 2014, pp. 203-214.
- [71] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Piaski odpadowe jako wartościowe kruszywo do wytwarzania fibrokompozytów," Annual Set The Environmental Protection, vol. 17, no. 1, pp. 507-525, May 2015.
- [72] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Właściwości fibrokompozytów wykonanych przy użyciu piasków odpadowych," in Gospodarka Odpadami Komunalnymi. Koszalin, Polska, 2014, ch. 1, pp. 53-66.
- [73] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Wybrane właściwości kompozytu drobnokruszywowego ze zbrojeniem rozproszonym," in Aktualne Zagadnienia Energetyki, Budownictwa i Inżynierii Środowiska. Koszalin, Polska, 2016, pp. 16-28.
- [74] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., Kobaka J., "Wpływ włókien stalowych na kształtowanie właściwości kompozytu drobnokruszywowego," Materiały Budowlane, vol. 493, no. 9, pp. 28-30, Sep. 2013.
- [75] Głodkowska W., Lehmann M., Ziarkiewicz M., "Wytrzymałości resztkowe fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych," Materiały Budowlane, vol. 513, no. 5, pp. 75-77, May 2015.
- [76] Głodkowska W., Ziarkiewicz M., "Wymiarowanie zginanych elementów fibrobetonowych z wykorzystaniem wytrzymałości resztkowych," in Budownictwo ogólne. Zagadnienia konstrukcyjne, materiałowe i cieplnowilgotnościowe w budownictwie.: Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, 2015, pp. 171-182.
- [77] Gossla U., "Flachdecken aus Stahlfaserbeton," Beton- und Stahlbetonbau, vol. 101, no. 2, pp. 94-102, 2006.
- [78] Grimaldi A., Luciano R., "Tensile stiffness and strength of fiber-reinforced concrete," Journal of the Mechanics and Physics of Solids, vol. 48, pp. 1987-2008, 2000.
- [79] Habel K., Structural behaviour combining ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) and reinforced concrete, Dissertation ed.: EPF Lausanne, 2004.
- [80] Henager C.H., Doherty T.J., "Analysis of reinforced fibrous concrete beams," ASCE Journal of the Structural Division, pp. 177-188, January 1976.
- [81] Hillerborg A., "Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fibre reinforced concrete.," The International Journal of Cement Composites, vol. 2, no. 4, pp. 177-184, 1980.
- [82] Holschemacher K., Mueller T., Ribakov Y., "Effect of steel fibres on mechanical properties of high-strength concrete," Materials and Design, no. 31, pp. 2604– 2615, 2010.
- [83] Hordijk D., Local approach to fatigue of concrete. PhD thesis. Netherlands: Delft University of Technology, 1991.
- [84] Hu X., Wittmann F.H., "Experimental method to determine extension of fracture-

process zone," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 2, no. 1, pp. 15-23, 1990.

- [85] Ibrahim O.T., Luxmore A.R., "Control of cracks in reinforced concrete using steel fibres," in RILEM SYMPOSIUM FRC 86 Third International Symposium on Developments in fibre reinforced cement and concrete, 1986.
- [86] Ibrahim O.T., Luxmore A.R., "Control of cracks width by inclusion of fibres in conventionally reinforced concrete," International Journal Cement Comp., pp. 77-89, July 1979.
- [87] Imam M., Vandewalle L., Mortelmans F., "Shear-moment analysis of reinforced high strength concrete beams containing steel fibers," Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 462-470, June 1995.
- [88] Jamroży Z., "Analiza doboru składu drutobetonu do nawierzchni," Konferencja naukowo-techniczna MATBUD Kraków, pp. 148-155, 2000.
- [89] Jamroży Z., Beton i jego technologie. Warszawa-Kraków, Polska: PWN, 2000.
- [90] Jamroży Z., Drutobeton. Kraków: Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 1985.
- [91] Jansson A., Gylltoft K., "Design methods for fibre-reinforced concrete: a state-ofthe-art review," Chalmers Publication Library, pp. 21-36, 2008.
- [92] Jansson A., Lofgren I., Gylltoft K., "Flexural behaviour of members with a combination of steel fibres and conventional reinforcement," Nordic Concrete Research, vol. 42, no. 2, pp. 155-171, 2010.
- [93] Jasiczak J. z zespołem, Posadzki przemysłowe. Materiały, technologie, projektowanie i naprawa. Poznań: Addiment Polska, 2001.
- [94] Jasiczak J., Mikołajczyk P., Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami. Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 1997.
- [95] Jones P.A., Austin S.A., Robins P.J., "Predicting the flexural load-deflection response of steel fibre reinforced concrete from strain, crack width, fibre pull-out and distribution data," Materials and Structures, vol. 41, no. 3, pp. 449-463, 2008.
- [96] Jones P.A., Austin S.A., Robins P.J., "Predicting the flexural load-deflection response of steel fibre reinforced concrete from strain, crack-width, fibre pull-out and distribution data," Materials and Structures, vol. 41, pp. 449-463, 2008.
- [97] Jungwirth J., Muttoni A., "Structural behaviour of tension members in UHPC," in International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Fehling E., Geisenhanslucke C. Schmidt M., Ed. Kassel, Germany, 2004, ch. Zeszyt 3, pp. 533-545.
- [98] Kaklauskas G., Ghaboussi J., "Stress-strain relations for cracked tensile concrete from RC beam tests.," ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 127, no. 1, pp. 64-73, 2001.
- [99] Kaklauskas G., Gribniak V., Bacinskas D., "Inverse Technique for Deformational Analysis of Concrete Beams with Ordinary Reinforcement and Steel Fibres," Procedia Engineering, vol. 14, pp. 1439-1446, 2011.
- [100] Karihaloo B.L., Wang J., "Micromechanical modeling of strain hardening and tension softening in cementitious composites," Computational Mechanics, vol. 19, pp. 453-462, 1997.
- [101] Karwacki J., "Betony zbrojone włóknami stalowymi i włóknami syntetycznymi," Inżynieria i Budownictwo, no. 2, 1995.
- [102] Kasperkiewicz J., Wytrzymałość i odkształcalność fibrobetonu przy rozciąganiu

osiowym. Warszawa: IPPT PAN, 1979.

- [103] Katzer J., Piaskobetony specjalne na bazie piasku odpadowego modyfikowane mikrokrzemionką i zbrojeniem rozproszonym.: Koszalin: Rozprawa doktorska, 1999.
- [104] Katzer J., Domski J., "Optimization of fibre reinforcement for waste aggregate cement composite," Construction and Building Materials, vol. 38, pp. 790-795, 2013.
- [105] Katzer J., Piątek Z., "Aplikacje budowlane betonów modyfikowanych włóknami," XVIII Konferencja N-T Jadwisin, pp. 151-158, 2002.
- [106] Kelpsa S., Augonis M., Dauksys M., Augonis A., "Analysis of crack width calculation of steel fibre and ordinary reinforced concrete flexural members," Journal of sustainable architecture and civil engineering, no. 1(6), pp. 50-57, 2014.
- [107] Kenel A., Nellen P., Frank A., Marti P., "Reinforcing steel strains measured by Bragg grating sensors.," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 17, no. 4, pp. 423-431, 2005.
- [108] Khaloo A., Raisi E.M., Hosseini P., Tahsiri H., "Mechanical performance of selfcompacting concrete reinforced with steel fibers," Construction and Building Materials, no. 51, pp. 179-186, 2014.
- [109] Kobaka J., Model kompozytu mineralnego z włóknami rozproszonymi.: Koszalin: Rozprawa doktorska, 2013.
- [110] Kobiak J., Stachurski W., Konstrukcje żelbetowe. Warszawa, Polska: Arkady, 1979.
- [111] Kondratowicz W., Jednorodność udziału piasku w krajowych kruszywach naturalnych przeznaczonych do betonu. Wrocław, Polska: Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, 1978.
- [112] Kooiman A.G., Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design. PhD Thesis.: Delft University of Technology, 2000.
- [113] Kormeling H.A., Reinhardt H.W., Shah S.P., "Static and fatigue properties of concrete beams reinforced with bars and fibers," ACI Journal, pp. 36-43, January-February 1980.
- [114] Krysicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewski M., Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach. Warszawa, Polska: PWN, 1999.
- [115] Kubicki J., "Szerokość rys prostopadłych do osi elementów żelbetowych według projektu PrPN-B-03264," Inżynieria i Budownictwo, no. 12, pp. 611-614, 1997.
- [116] Kuczyński W., Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania żelbetu. Warszawa: PWN, 1971.
- [117] Kulla J., "Fibre-reinforced concrete under uniaxial tension," Nordic Concrete Research, vol. 14, pp. 77-90, 1994.
- [118] Lange-Kombak D., Karihaloo B., "Design of fiber-reinforced DSP mixes for minimum brittleness," Advanced Cement Based Materials, no. 7, pp. 89-101, 1998.
- [119] Lankard D.R., "Fibre concrete applications," RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete, pp. 3-19, 1975.
- [120] Lankard D.R., "Slurry Infiltrated Fiber Concrete (SIFCON): Properties and

Applications," MRS Online Proceeding Library Archive, no. 42, January 1984.

- [121] Laranjeira F., Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete. PhD thesis. Barcelona: Universitat Politecnica de Catalunya, 2010.
- [122] Laskowska-Bury J., Wybrane cechy fizyko-mechaniczne fibrokompozytu wytworzonego na bazie kruszywa odpadowego - rozprawa doktorska. Koszalin, Polska: Politechnika Koszalińska, 2017.
- [123] Li V.C., "Large volume, high-performance applications of fiber in civil engineering," Journal of Applied Polymer Sience, vol. 83, no. 3, pp. 660-686, 2002.
- [124] Li V.C., "Post-crack scaling relations for fiber reinforced cementitious composites," ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 4, no. 1, pp. 41-57, 1992.
- [125] Li V.C., Stang H., Krenchel H., "Micromechanics of crack bridging in fiber reinforced concrete," Materials and Structures, vol. 162, no. 26, pp. 486-494, 1993.
- [126] Lim T.Y., Paramasivam P., Lee S.L., "Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete," ACI Materials Journal, vol. 84, no. 4, pp. 286-298, 1987.
- [127] Lim T.Y., Paramasivam P., Lee S.L., "Behaviour of reinforced steel-fiberconcrete beams in flexural," ASCE Journal of Structural Engineering, pp. 2439-2458, December 1987.
- [128] Lofgren I., "Calculation of crack width and crack spacing," in Nordic Mini Seminar: Fibre reinforced concrete. Trondheim, Norway, pp. 1-12.
- [129] Lok T.S., Xiao L., "Tensile behavior and moment-curvature relationship of steel fibre reinforced concrete," Magazine of Concrete Research, vol. 50, no. 4, pp. 359-368, 1998.
- [130] Luccioni B., Ruano G., Isla F., Zerbino R., Giaccio G., "A simple approach to model SFRC," Constructions and Building Materials, vol. 37, pp. 111-124, 2012.
- [131] Łapko A., Jensen B.Ch., Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych. Warszawa, Polska: Arkady, 2005.
- [132] Mahmod M., Hanoon A.N., Abed H.J., "Flexural behavior of self-compacting concrete beams strengthened with steel fiber reinforcement," Journal of Building Engingeering, vol. 16, pp. 228-237, 2018.
- [133] Maidl B.R., Steel fibre reinforced concrete. Berlin: Ernst & Sohn, 1995.
- [134] Markovic I., High-Performance Hybrid-Fibre Concrete: Development and Utilisation. PhD Thesis.: Delft University of Technology, 2006.
- [135] Marti P., Stahlbeton Grundzuge (structural concrete fundamentals). Zurich: Lecture Notes, Institute of Structural Engineering, 2005.
- [136] Mazaheripour H., Barros J.A.O., Sena-Cruz J., "Tension-stiffening model for FRC reinforced by hybrid FRP and steel bars," Composites Part B, no. 88, pp. 162-181, 2016.
- [137] McMahon J.A., Birely A.C., "Service performance of steel fiber reinforced concrete (SFRC) slabs," Engineering Structures, vol. 168, pp. 58-68, 2018.
- [138] Mertol H.C., Baran E., Bello H.J., "Flexural behavior of lightly and heavily reinforced steel fiber concrete beams," Construction and Building Materials, no. 98, pp. 185-193, 2015.

- [139] Mianowski K.M., Zarysowanie rozciąganych elementów betonowych ze zbrojeniem rozproszonym. Warszawa, Polska: ITB PWN, 1976.
- [140] Michels J., Bearing capacity of steel fiber reinforced concrete flat slabs rozprawa doktorska. Luxembourg, 2009.
- [141] Michels J., Waldmann D., Maas S., Zurbes A., "Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction - Experimental investigation and design," Construction and Building Materials, vol. 26, pp. 145-155, 2012.
- [142] Minelli F., Plizzari G.A., "Fiber reinforced concrete characterization through round panel test - part I: experimental study," Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, pp. 1451-1460, 2010.
- [143] Mobasher B., Yao Y., Soranakom C., "Analytical solutions for flexural design of hybrid steel fiber reinforced concrete beams," Engineering Structures, no. 100, pp. 164-177, 2015.
- [144] Moens J., Nemegeer D., "Flexural strength of fibre reinforced concrete test beams," RILEM SYMPOSIUM Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, pp. 389-397, 1978.
- [145] Molins C., Aguado A., Saludes S., "Double Punch Test to control the energy dissipation in tension of FRC (Barcelona test)," Materials and Structures, vol. 42, no. 4, pp. 415-425, 2009.
- [146] Naaman A.E., "Development and evolution of tensile strain-hardening FRC compsites," in In Proceedings of the 7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete. Chennai, India, 2008, pp. 1-28.
- [147] Naaman A.E., "Fiber reinforcement for concrete," Concrete International: Design and Construction, pp. 21-25, March 1985.
- [148] Narayanan R., Kareem-Palanjian A.S., "Torsion, bending, and shear in prestressed concrete beams containing steel fibers," ACI Journal, pp. 423-431, May-June 1986.
- [149] Nemegeer D., Dramix: Design guidelines for Dramix steel wire fibre reinforced concrete. Harelbeke, Belgium: N.V. Bekaert S.A., 1997.
- [150] Nemegeer D., Vandewalle L., Van Nieuwenburg D., Van Gysel A., Vyncke J., Deforche E., "Dramix guideline: Design of concrete structures - steel wire fibre reinforced concrete structures with or without ordinary reinforcement," Infrastructuur in het leefmilieu, no. 4, pp. 227-239, 1995.
- [151] Ning X., Ding Y., Zhang F., Zhang Y., "Experimental study and prediction model for flexural behavior of reinforced SCC beam containing steel fibers," Construction and Building Materials, no. 93, pp. 644-653, 2015.
- [152] Nour A., Massicotte B., De Montaignac R., Charron J.P., "Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using a stochastic model: Application for predicting the flexural behaviour of round panels using stress crack opening diagrams," Cement and Concrete Research, vol. 41, pp. 964-974, 2011.
- [153] Olesen J.F., "Fictious crack propagation in fiber-reinforced concrete beams," Journal of Engineering Mechanics, vol. 3, no. 127, pp. 272-280, 2001.
- [154] Olivito R.S., Zuccarello F.A., "An experimental study on the tensile strength of steel fiber reinforced concrete," Composites: Part B, vol. 41, pp. 246-255, 2010.
- [155] Otsuka K., Date H., "Fracture process zone in concrete tension specimen,"

Engineering Fracture Mechanics, vol. 65, pp. 111-131, 2000.

- [156] Padmarajaiah S.K., Ramaswamy A., "Flexural strength predictions of steel fibre reinforced high-strength concrete in fully/partially prestressed beam specimens," Cement and Concrete Composites, pp. 275-290, May 2004.
- [157] Pająk M., Ponikiewski T., "Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers," Construction and Building Materials, no. 47, pp. 397-408, 2013.
- [158] Parameswaran V. S., Rajagopalan K., "Strength of concrete beams with aligned or random steel fibre micro-reinforcement," RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete, pp. 95-103, 1975.
- [159] Parmentier B., Vandewalle L., van Rickstal F., "Evaluation of the scatter of the postpeak behaviour of fibre reinforced concrete in bending: A step towards reliability," BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete, pp. 133-143, 2008.
- [160] Pepin R., "Structural applications for SFRC," Central European Congress on Concrete Engineering, 2009.
- [161] Pfyl T., "Tragverhalten von Stahlfaserbeton," in Dissertation. ETH Zurich, 2003.
- [162] Piątek Z., Domski J., Staszak I., "Pomiar odkształceń belek fibropiaskobetonowych różnymi technikami," in XIX Konferencja N-T "Jadwisin 2004" Beton i prefabrykacja, 2004, pp. 375-381.
- [163] Piątek Z., Domski J., Staszak I., "Zarysowanie belek fibropiaskobetonowych," in Konferencja Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "Krynica 2004" tom 3, Krynica, 2004, pp. 75-84.
- [164] Praca zbiorowa, Budownictwo betonowe tom VIII, Kozak R., Ed. Warszawa, Polska: Arkady, 1970.
- [165] Praca zbiorowa, Budownictwo Ogólne tom 1. Materiały i wyroby budowlane, Stefańczyk B., Ed. Warszawa: Arkady, 2005.
- [166] Prudencio L., Simon A., Jones P., Armelin H., Robins P., "Prediction of steel fibre reinforced concrete under flexure from an inferred fibre pull-out response," Materials and Structures, vol. 39, no. 6, pp. 601-610, 2006.
- [167] Radomski W., Właściwości fibrobetonu pod obciążeniami uderzeniowymi. Warszawa: IPPT PAN, 1979.
- [168] Radtke F.K.F., Simone A., Sluys L.J., "A computational model for failure analysis of fibre reinforced concrete with discrete treatment of fibres," Engineering Fracture Mechanics, no. 77, pp. 597-620, 2010.
- [169] Ramesh K., Seshu D.R., Prabhakar M., "Constitutive behaviour of confined fibre reinforced concrete under axial compression," Cement and Concrete Composites, no. 25, pp. 343-350, 2003.
- [170] Reinhardt H.W., "Beton," in Betonkalender, J.D. Worner K. Bermeister, Ed., 2005.
- [171] Roelstra P.E., Wittmann F.H., "Numerical method to link strain softening with failure of concrete," in Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, Wittmann F.H., Ed. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1986.
- [172] Rossi P., "Steel fiber reinforced concretes (SFRC): an example of french research," ACI Materials Journal, vol. 3, no. 91, pp. 273-279, 1994.
- [173] Rossi P., Tailhan J.L., "A Probabilistic Explicit Cracking Model for Steel Fibres

Reinforced Concretes (SFRC)," in Tran-Nguyen HH., Wong H., Ragueneau F., Ha-Minh C. (eds) Proceedings of the 4th Congres International de Geotechnique -Ouvrages-Structures. CIGOS 2017. Lecture Notes in Civil Engineering, vol. 8. Springer, Singapore, 2017.

- [174] Sahoo D.R., Kumar N., "Monotonic behavior of large-scale SFRC beams without stirrups," Engineering Structures, no. 92, pp. 46-54, 2015.
- [175] Sahoo D.R., Maran K., Kumar A., "Effect of steel and synthetic fibers on shear strength of RC beams without shear stirrups," Construction and Building Materials, no. 83, pp. 150-158, 2015.
- [176] Shah A. A., Ribakov Y., "Recent trends in steel fibered high-strength concrete," Materials and Design, no. 32, pp. 4122-4151, 2011.
- [177] Shah S.P., Li Z., "Fracture Mechanism of Fiber Reinforced Quasi Brittle Matrix Composites," in Fracture of Brittle Disordered Materials: Concrete, Rocks and Ceramics, B.L. Karihaloo G. Baker, Ed. London: E&FN Spon, 1995, pp. 83-100.
- [178] Smakowski T.J.,.: Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej 132, 2011, pp. 259-276.
- [179] Soulioti D.V., Barkoula M., Paipetis A., Matikas T.E., "Effects of Fibre Geometry and Volume Fraction on the Flexural Behaviour of Steel-Fibre Reinforced Concrete," An International Journal for Experimental Mechanics, no. 47, pp. 535-541, 2011.
- [180] Sousa J.L.A.O., Gettu R., "Determining the Tensile Stress-Crack Opening Curve of Concrete by Inverse Analysis," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 132, no. 2, pp. 141-148, 2006.
- [181] Sturwald S., "Bending Behaviour of UHPC Reinforced with Rebars and Steel Fibres," in Hordijk D., Luković M. (eds) High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Springer, Cham, 2018, pp. 473-481.
- [182] Suwalski L. z zespołem, Teoria betonu i żelbetu. Warszawa: Arkady, 1964.
- [183] Swamy R. N., Mangat P. S., "A theory for the flexural strength of steel fibre reinforced concrete," Cement and Concrete Research, pp. 313-325, 1974.
- [184] Swamy R. N., Mangat P.S., "The interfacial bond stress in fibre cement composites," Cement and Concrete Research, pp. 641-649, 1976.
- [185] Swamy R.N., Al-Ta'an Sa'ad A., "Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete," ACI Journal, pp. 395-405, September-October 1981.
- [186] Taheri M., Barros J.A.O., Salehian H., "A design model for strain-softening and strain-hardening fiber reinforced elements reinforced longitudinally with steel and FRP bars," Composites: Part B, vol. 42, pp. 1630-1640, 2011.
- [187] Tan K.-H., Paramasivam P., Tan K.-C., "Cracking characteristics of reinforced steel fiber concrete beams under short- and long-term loadings," Advanced cement based materials, Elsevier Science, vol. 2, pp. 127-137, 1995.
- [188] Tan K.H., Paramasivam P., Tan K.C., "Instantaneous and long-term deflections of steel fibre reinforced concrete beams," ACI Structural Journal, pp. 384-393, July-August 1994.
- [189] Tepfers R., "Fiber-reinforced concretes with a high fiber volume fraction a look in future," Mechanics of Composite Materials, vol. 46, no. 3, pp. 323-330, 2010.
- [190] Thomee B., Physikalisch nichtlineare Berechnung von

Stahlfaserbetonkonstruktionen. Dissertation. TU Munchen, 2005.

- [191] Tiberti G., Minelli F., Plizzari G.A., Vecchio F.J., "Influence of concrete strength on crack development in SFRC members," Cement & Concrete Composites, no. 45, pp. 176-185, 2014.
- [192] Tiberti G., Plizzari G.A., Walraven J.C., Blom C.B.M., "Concrete tunnel segments with combined traditional and fiber reinforcement," in Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds). Londyn: Taylor & Francis Group, 2008, pp. 199-205.
- [193] Ulbinas D., Cracking and Stiffness Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Members. Phd Thesis. Wilno, 2012.
- [194] Van Gysel A., Studie van het uittrekgedrag van staalvezels ingebed in een cementgebonden matrix met toepassing op staalvezelbeton onderworpen aan buiging. Phd thesis.: Gent University, 2000.
- [195] Van Mier J.G.M., Van Vliet M.R.A., "Uniaxial tension test for the determination of fracture parameters of concrete: state of the art," Engineering Fracture Mechanics, vol. 69, pp. 235-247, 2002.
- [196] van Zijl G.P.A.G., Mbewe P.B.K., "Flexural modelling of steel fibre-reinforced concrete beams with and without steel bars," Engineering Structures, no. 53, pp. 52-62, 2013.
- [197] Vandewalle L., Dupont D., "Prediction of crack widths in ordinary reinforced concrete elements containing steel fibres," in Proc. 6th International Symposium on Brittle Matrix Composites. Warsaw, Poland: Institute of Fundamental Technological Research Polish Academy of Sciences, 2000, pp. 52-61.
- [198] Wei S., Mandel J.A., Said S., "Study of the Interface Strength of Steel Fibre Reinforced Cement Based Composites," ACI Journal, vol. 83, pp. 597-605, 1986.
- [199] Xu B.W., Shi H.S., "Correlations among mechanical properties of steel fiber reinforced concrete," Construction and Building Materials, vol. 23, pp. 3468-3474, 2009.
- [200] Yoo D., Yoon Y., Banthia N., "Flexural response of steel-fiber-reinforced concrete beams: Effects of strength, fiber content and strain-rate," Cement and Concrete Composites, no. 64, pp. 84-92, 2015.
- [201] Zollo R. F., "Fiber-reinforced Concrete: an Overview after 30 Years of Development," Cement and Concrete Composites, no. 19, pp. 107-122, Nov. 1996.

NORMY, INSTRUKCJE, WYTYCZNE

- [202] ACI 214R-02. Evaluation of Strength Test Results of Concrete., 2005.
- [203] ACI 318-02 and ACI 318R-02, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary., 2002.
- [204] ACI 544.1R-96 "Fiber reinforced concrete"., August 1999.
- [205] ASTM C1550-05. Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel).: ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005.
- [206] CNR-DT 204. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture Fibrorinforzato. Włochy: Consiglio Nazionale delle Riserche, 2006.

- [207] Comisión Permanente del Hormigón (Ministerio de Fomento), EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural., 2008.
- [208] DBV Merkblatt Stahlfaserbeton .: Deutsche Beton Vereins, 2001.
- [209] EN ISO 6892-1:2010. Tensile Testing Part 1: Method of test at room temperature., 2010.
- [210] fib Model Code 2010. Paryż, Francja: Comité euro-international du béton -Fédération internationale de la précontrainte, 2010.
- [211] Instrukcja Techniczna BETOCRETE 406(FM). Domieszka upłynniająca o dużej skuteczności z dodatkiem aktywnej pucolany.
- [212] PN-86/B 06712. Kruszywa mineralne do betonu.
- [213] PN-B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [214] PN-EN 1008:2004. Woda zarobowa do betonu. Specyfikacja pobierania próbek, badanie i ocena przydatności wody zarobowej do betonu, w tym wody odzyskanej z procesów produkcji betonu.
- [215] PN-EN 12390-2:2011. Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.
- [216] PN-EN 12390-3:2011/AC:2012. Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
- [217] PN-EN 12620:2004. Kruszywa do betonu.
- [218] PN-EN 13263-1:2010. Pył krzemionkowy do betonu. Część 1. Definicje, wymagania i kryteria zgodności.
- [219] PN-EN 14488-5:2008, "Badanie betonu natryskowego. Część 5: Oznaczanie zdolności pochłaniania energii przez próbki płyt zbrojonych włóknami".
- [220] PN-EN 14651:2007, Metoda badania betonu zbrojonego włóknem stalowym. Pomiary wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu (granica proprocjonalności LOP).
- [221] PN-EN 14889-1:2007. Włókna do betonu. Część 1: Włókna stalowe. Definicje, wymagania i zgodność.
- [222] PN-EN 197-1:2002. Cement. Część 1. Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
- [223] PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [224] PN-EN 934-2+A1:2012. Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 2: Domieszki do betonu. Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie.
- [225] RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - sigma-epsilon design method: final recommendation," Materials and Structures, vol. 36, pp. 560-567, Oct. 2003.
- [226] SIA Richtlinie 162/6 Stahlfaserbeton.: Schweizer Ingenieur und Architektenverein, 1999.

Załącznik Z1. Charakterystyka stali zbrojenia konwencjonalnego

CMC Commen	cial Metals			Works - C	ertifikate		PARTIE NR 3869 /14
CMC Poland sp. z o.o. 41-308 Dąbrowa Górni	Zakład Dąbrow cza ul. Rożdzie	va Górnicza eńskiego 15		Wg PN-EN 1	0204.2006		4045 /14 3549 /14
	5	(Inspectic	wo odd	010FU 3.1			/14
Nr dostawy:	814	65559		00.1)			
Nr dostawy: Rodzaj materialu -	Nr wytopu (Heat no)	65559 Wymiar (Diameter) mm	Sztuk (Pieces)	Waga (Weight) T ·	Pręty (Steel bars)	Kręgi (Steel coil)	Gatunek stali (steel type)
Nr dostawy: Rodzaj materialu - stan dostawy	8140 Nr wytopu (Heat no) 530994	65559 Wymiar (Diameter) mm 8	Sztuk (Pieces) 3	Waga (Weight) <u>T ·</u> 6,500	Pręty (Steel bars)	Kręgi (Steel coil)	Gatunek stali (steel type)
Nr dostawy: Rodzaj materialu - stan dostawy (Item and	8144 Nr wytopu (Heat no) 530994 531744	Wymiar (Diameter) mm 8 8	Sztuk (Pieces) 3	Waga (Weight) T · 6,500 2,152	Pręty (Steel bars)	Kręgi (Steel coil)	Gatunek stali (steel type)
Nr dostawy: Rodzaj materialu - stan dostawy (Item and specification	8144 Nr wytopu (Heat no) 530994 531744 531738	(Mispected 65559 (Diameter) mm 8 8 8 8	Sztuk (Pieces) 3 1 2	Waga (Weight) T - 6,500 2,152 4,300	Pręty (Steel bars)	Kręgi (Steel coil)	Gatunek stali (steel type) St 500-b
Nr dostawy: Rodzaj materialu - stan dostawy (Item and specification material)	8144 Nr wytopu (Heat no) 530994 531744 531738 531002	(mspected 65559 (Diameter) mm 8 8 8 8 8 8 8 8	Sztuk (Pieces) 3 1 2 2	Waga (Weight) T · 6,500 2,152 4,300 4,250	Pręty (Steel bars)	Kręgi (Steel coil)	Gatunek stali (steel type) St 500-b B500A
Nr dostawy: Rodzaj materialu - stan dostawy (Item and specification material)	8144 Nr wytopu (Heat no) 530994 531744 531745 531002	(Inspected 65559 (Diameter) mm 8 8 8 8 8	Sztuk (Pieces) 3 1 2 2 -	Waga (Weight) T · 6,500 2,152 4,300 4,250	Pręty (Steel bars) 	Kręgi (Steel coil)	Gatunek stali (steel type) St 500-b B500A

SKŁAD CHEMICZNY (CHEMICAL COMPOSITION)

Wytop (Heat)	с	Mn	Si	Р	s	Ceq
530994	0,12	0,87	0.17	0.019	0,024	0,32
531744	0,09	0,93	0,18	0,016	0,006	0,29
531738	0.11	0,86	0.18	0.018	0,027	0.30
531002	0,11	0,86	0,16	0,023	0,020	0,30
-						
-						

WŁASNOŚCI MECHANICZNE (MECHANICAL TESTS)

Wytop (Heat)	Rp _{0,2} [MPa]	R _m [Mpa]	A 10 [%]	A _{gt} [%]	R _m /R _e	f,	Próba zginania (Bend test)	Próbki starzone (Samples aged)
530994	565	603	10.6	4,8	1,07	0,059	+	v
531744	534	571	10,6	3,4	1,07	0,061	+	V
531738	562	602	10,5	3,3	1,07	0,059	+	V
531002	575	622	10,8	5,1	1,08	0,064	+	V
-	-	-	-	- 1	-	-	-	-
-	-	- 1	1 -	-	-	-	- 1	-

Kontrola Jakości (Control of Quality)

SPECJALISTA ds. Kontroll Jakości Gleg Marcin Sledź

Z UD. DYREKTOHA OPERACYJNEGO de wyrocow zmnowalcowanych PIOTRA PATERA KIEROWNIK KONTROLI JAKOŚCI RAFAL SUPERNAK

WYRÓB POSIADA	WYRÓB POSIADA
CERTYFIKAT NR 146/10	CERTYFIKAT NR 84/14
WYDANY PRZEZ "ZETOM"	WYDANY PRZEZ "ZETOM"
KATOWICE NA ZGODNOŚĆ	KATOWICE NA ZGODNOŚĆ
Z APROBATĄ TECHNICZNĄ	Z APROBATĄ TECHNICZNĄ
ITB AT-15-4624/2010	IBDIM AT/2009-03-1648/3
200	CMC POLAND ZAKLAD DABROWA ul Rożdzieński 41-308 DABROWA NIP 64500-01-1173. REC

0.0. ZA 19315

	EKLARAOJA	PRODUCE	NTA	ane an early surger	Str. 1 / 1
	Dostawa / Delivery	: 239966	518	Data	: 23.01.2015
1 - Producent wyrobur	-			1	
CELSA "HUTA OSTROWIEC" Sp. z o.o.	1				
27- 400 Ostrowiec Św.					
NIP 5272312319		· 1			
ZCZEGÓŁ:					
2 Nazwa wyrobu: B500SP 12.0 12.00 m		- *			
 Klasyfikacja wyrobu: 24.10.62.0 					
 Przeznaczenie i zakres stosowania w Przeznaczona do zbrojenia konstrukcji : 	yrobu: želbetowych				
ŻEROWANA : CERTYFIKAT ZGODNOŚ WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CERTYF 6 Partla wyrobu objęta deklaracją:	SCI NR 15/2014 WYDANN FIKACJISP Z 0.0.; WAŻI	PRZEZ SIMPTEST	- ZESPÓŁ OŚR	ODKÓW KWALI	FIKACJI JAKOŚCI
Materiał i specyfikacja/Item and specific B500SP 12.0 12.00 m B500SP 12.0 12.00 m	ation Wymiar/Dim. 12,00 12,00	Gatunek/Steel type B 500 SP B 500 SP	Wytop/Hea HO520316 HO520317	llość kręgów 6 4	Waga 14.520 9.620
7 Nazwa i numer akredytowanej jedno: jednostka brała udział w zastosowanym	stki certyfikującej i/lub lab systemie oceny zgodnośc um Chemiczne AB 018	oralorium oraz nr ce wyrobu budowlane	ertyfikatu Vlub go: SIMPTEST	nr raportu z bac AC 009 i Labor	lań typu, jeżeli taką ratorium Badania
Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratori					
Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratori		2			

Species CELSA HUTA OSTROWIEC CB.SA - HUTA OSTROWIEC CB.SA - HUTA OSTROWIEC CB.SA - HUTA OSTROWIEC CB.SA - HUTA OSTROWIEC 2010000000120 - 27 - 400 Odtrovice Sw. Pland Switcherthick TE Sama 20100000000000000000000000000000000000	Contraction of the second second	on constituent	co-containcer a	praemo la meno								ution invol	-
Advance/Consumerate interver 1.011 Consumptions Consumptinte Consumptions Cons	CELSA "HUTA ul.Samsonowic 27- 400 Ostro	A CEL IP HU OSTROW IZA 2 IWIEC ŚW.	SA TA OSTR IEC* Sp. Poland	OWIEC 2 0.0.		Ś według/ad	WIADECT INSPECTI ABNAHI cc. to/ent	TWO ODB ION CERT MEPRÜFZE sprechend	IORU 3.1 IFICATE EUGNIS EN 10204	:2004	Sir./Page 1 Nr dokume /Bescheinig Date dokus Ausstellung	to/Seite 1/ 2 intu /Documen ungsnummer 239966 mentu/Date of	2 It No. 18 Issue/Datemder
ZWI 5002021 73527163 Investige decreaning G/ decreaning of decrean	Zamawiający/Custor THYSSENKRUF ul. GRUDZIĄD. 87-100 TORU: Krajcountryitano, KL Zamówienie Klienta	ner/Besteller PPENERGO ZKA 159 Ń JJAWSKO Nr/ Customer	POMORSH #5 Order No/	A. (JE Poland Kundenbeste	A01		000 T U 6011 K3 Z10	dblorca/Cansi HYSSENK I. LUTYCH 0-415 PO a/CountryLand scanla Prod.	nse/Empfänges RUPP ENSF (A. 1 ZNAŃ KUJAWSK Nr/ Works Ord	GOSTAL S. O POMORSI or No/ Werksaut	A. KIE Poland	23.01.20	A062
Mindry according (of ansprechend Declamative field Declamative f			ZW1500	2021						735	27153		<u></u>
Image of datasey/ Codd of delivery/ Undercated Image of the datasey/ Codd of the datasey	Yediug/ according PN-H-93220	o/ entspreche	nd			Cechow anie/ Kennzeichnur	Marking/ ng		Inaki zgodności <u>EFSTA</u>	Conformity ma	irks/ Übereinstin	nmungszeicher	1 408
Analiza wytopowa / Cast analysis / Schmeizonanalyse Nr. % OEV % Analiza wytopowa / Cast analysis / Schmeizonanalyse % Mode 0.002 0.010 0.0210 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.010 0.0210 0.010 0.0210 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0.021 0.010 0	Stan dostawy/ Cone	1,of delivery/	Lieferzustand QTB		802			A04		1000		ÉMIÁ	205
BB00SP 12.0 12.00 m HOS20016 B B HOS20017 B B HOS20017 B HOS20017 B B HOS20017 B HOS20017 B B H HOS20017 B B H B B H	,miai/Product/En redn./Diam./Durch	teugnis/Gatu imesser/Dług	nel/Grade/S J/Length/Lar	itahisorté vge	801,008-011	Nr wytopu	(rleat No./C	harge Nr	Sztuki/Piecesi	Stücke	Wiązki/Bundl /Bunde	es Wag	a/Weight //chi[kg]
Suma / Total 10 24.140 Analiza wytopowa / Cast analysis / Schmeizenanalyse [%] Ir Wytopu/ leat No/ harge-Nr Ci % Mn % Si % P % Si % Cu % Cr % Ni % Mo % V % N % CEV % harge-Nr Cast Cu % Cu % Cr % Ni % Mo % V % N % CEV % Cost Cast Cast Cu % Cr % Cr % Ni % Mo % V % N % CEV % Cost Cast Cast Cu % Cr % Cr % Cr % Cr % Cr % Cr % N % CEV % Cev % Cev % Cr %<	8500SP 12.0 12.0 8500SP 12.0 12.0	0 m 0 m				HO: HO	520316 520317				6 		14.520 9.620
Analiza wytopowa / Cast analysia / Schmeizenanalyse [%] r Wytopu/ eat No/ harge-Nr C % Mn % Si % P % S % Cu % Gr % Ni % Mo % V % N % CeV % 022 022 022 024 024 024 024 024 026 027 028 028 026 027 028	Suma / Total			tintali S Martin							10		24.140
Cent No/ harge-Nr Dr. N	r Wytopu/	CW	Mn %	Ana Si %	P %	s %	st analysi	s / Schme	ati at	[%]	1 1/ 0/	N 92	CEV M
OS20316 IOS20317 0.22 0.20 0.86 0.90 0.14 0.013 0.017 0.034 0.032 0.18 0.19 0.10 0.14 0.08 0.07 0.02 0.01 0.002 0.002 0.010 0.010 0.4051 0.3977 Analiza wytopowa / Cast analysis / Schmelzenanalyse 1%] r Wytopu/ harge-Nr Image: Nr		The Store Store Store	allow the line	Contata		- Cont	- I cn		111) 70		- 10	1. 10	CLY 10
Analiza wytopowa / Cast analysis / Schmelzenanalyse [%]	leat No/ harge-Nr	[c71	5/2	CID	4. Q74	A DESCRIPTION OF THE OWNER OWNER OF THE OWNER OWNER OF THE OWNER		9	9. 674	G79	C60	Can	082
Analiza wytopowa / Cast analysis / Schmelzenanalyse [%]	leat No/ harge-Nr por 10520316 10520317	0.22 0.20	0.86 0.90	0.14 0.14	0,013 0.017	0.034 0.032	0.18 0.19	0.10 0.14	0.08 0.07	0.02 0.01	0.002	0.010 0.010 0.010	0.4051 0.3977
	leat No/ harge-Nr por OS20316 OS20317	0.22 0.20	0.86 0.90	0.14 0.14	0,013 0.017	0.034 0.032	0.18 0.19	0.10	0.08	0.02	0.002	0.010 0.010	0.4051 0.3977
	leat No/ harge-Nr 6007 0520316 0520317	0.22 0.20	0.86 0.90	0.14 0.14 0.14	0.013 0.017	0.034 0.032	0,18 0,19 st analysi	0.10 0.14	0.08 0.07	0.02 0.01	0.002	0.010 0.010	0.4051
	icat No/ iharge-Nr por iOS20316 iOS20317 iOS20317 iOS20317 iOS20317 iOS20317	0.22	0.86 0.90	0.14 0.14 0.14	0,013 0.017	0.034 0.032	0,18 0,19	0.10 0.14	0.08 0.07	0.02 0.01	0.002	Conto 0.010 0.010	0.4051 0.3977
	leat No/ harge-Nr 607 0520316 0520317 0520317 r Wytopu/ eat No/ harge-Nr	0.22	0.86	0.14 0.14 0.14	0,013 0,017	0.034 0.032	0,18 0,19	0.10 0.14	0.08 0.07	• [%]	0.002	C.010 0.010	0.4051 0.3977
	eat No/ harge-Nr 607 0520316 0520317	0.22	0.86	0.14 0.14 0.14	0,013- 0,017	0.034 0.032	0.18 0.19	0.10 0.14	4 0.08 0.07	• (%)	0.002	Conto 0.010 0.010	0.4051



Dostawa / Delivery: 235041294 Data: 10.11.2 1 Producent wyrobu: CREAF HUTA OSTROWJEC' 59, z 0.0. UlSamaonwicha 2 27-400 Ostrowiec 5w. IP 5272312319 Status 2000 SZCZEGÓC:		DEKLARACJA PR	RODUCE	NTA		Str. 1 /
Dostawa / Delivery: 235041294 Data: 10.11.2 1 Producent wyrobu:: CELSA "HUTA OSTROWICE" Sp. z o.o. UlSamsonvita 2 27.400 Ostrowice 5%, N.M. Standard						
1 Producenti wyrobu: CELSA *HUTA OSTROWJEC" Sp. z o.o. ULSamsonovicza 2 27. 400 Octowie Św. NIP 5272312319 22/228000: 2. Nazwa wyrobu: B500SP 16.0 12.00 m 3 Klasyfikacja wyrobu: 24.10.82.0 4 Przeznaczenie i zakres stosowania wyrobu: Przeznaczenie d zarogenia konstrukcji zabetowych 5 Dokumenty odniesienia: - NORMA PKI-H93220.2006 / STAL B500SP O PODWY252ONEJ CI4GLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU PRĘTY I WALI ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMFTEST - ZESPÓL OŚRODKÓW KWALIPIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAN I CERTYFIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMFTEST - ZESPÓL OŚRODKÓW KWALIPIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAN I CERTYFIKATZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMFTEST - ZESPÓL OŚRODKÓW KWALIPIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAN I CERTYFIKACJIŚP 2 O.C.; WAŻNY DO 29.10.2017 8 Partia wyrobu objęta dełamcją: Masefal I poeryfikacjałtem and specification Wymiar/Dim. Gałunek/Steel type Wytop/Hea IIOŚ krępów Wega B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26477 1 2.400 B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 600 SP HOS26478 5 12.090 7 Nazwa i numer akredytowanej jeśnoski certyfikującej /łub laboratorium oraz nr certyfikatu Vlub nr reportu z bedan typu, jeź pieńostka brała udzaj w zestozowanym systemie czery zgódności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 I Laboratorium Bad Medai I Pomiarow AB 019 I Laboratorium Chemiczne AB 016		Dostawa / Delivery:	23504	1294	Dat	a: 10.11.20
 SZCZEGÓC: 2. Nazwa wyrobu: BISOSP 16.0 12.00 m 3. Klasyfikacja wyrobu: 24.10.82.0 4. Przeznaczanie i zakras stosowania wyrobu: Przeznaczanie i zakras stosowania wyrobu: Przeznaczanie i zakras stosowania wyrobu: Przeznaczona do zbrojenia konstrukcji zalbetowych 5. Ookumenty odniesienis: NORMA PN-H-93220:2006 / STAL BS00SP O PODWY2SZONEJ CIĄGLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU, - PRĘTY I WALU ZEBROWANA : CERTYPIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMPTEST - ZESPĆL OŚRODKÓW KWALIFIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CERTYPIKACJISP Z O.C; WAŻNY DO 29.10.2017 6. Partia wyrobu objęt adeklaracją: Materiał i specyfikacjąłtem and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea lioźć kręgów Wiega BS00SP 16.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26477 1 2.400 BS00SP 16.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26477 5 12.050 	1 Producent wyrobu: CELSA "HUTA OSTROWIEC" Sp. z UI.Samsonowicza 2 27- 400 Ostrowiec Św. NIP 5272312319	0.0.				
 XCZEGÓC: 2. Nazva wyrobu: B500SP 16.0 12.00 m 3. Klasyfikadja wyrobu: 24.10.82.0 4. Przeznaczenie i zakras słosowania wyrobu: Przeznaczenie do zbrojenia konstrukcji zabetowych 5. Ookumenty odniesienia: - NORMA PN-H-33220:2006 / STAL B500SP O PODWYZSZONEJ CIĄGLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU PRĘTY I WALU ZEBROWANA : CERTYPIKAT ZGODNOŚCI MR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMPTEST - ZESPÓŁ OŚRODKÓW KWALIFIKACJI JA WYROBUM Objęta deklaracja: Materia i specyfikacja/tem and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea liotć krępów Wega B500SP 16.0 12.00 m 16,00 B 500 SP H0526477 1 2.400 B500SP 15.0 12.00 m 16,00 B 500 SP H0526478 5 12.090 			۱. «			
 2 Nazwa wyrobu: B500SP 18.0 12.00 m 3 Klasyfikacja wyrobu: 24.10.82.0 4 Przeznaczenie i zakres stośowania wyrobu: Przeznaczenia do zbrojenia konstrukcji żałbetowych 5 Dokumenty odniesienia: NORMA PNLH-93220;2006 / STAL B500SP O PODWY252ONEJ CIĄGLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU PRĘTY I WALI ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMPTEST - ZESPÓŁ OŚRODKÓW KWALIFIKACJI JAL WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CERTYFIKACJISP Z 0.0.; WAZNY DO 29.10.2017 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materia i specyfikacjałtem and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea Ilołć kręgów Waga B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26477 1 2.400 B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26478 5 12.090 7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej l/lub laboratorium oraz nr certyfikatu l/lub nr reportu z badań typu. jeź jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018 	SZCZEGÓŁ:					
 3 Klasyfikacja wyrobu: 24.10.82.0 4 Przeznaczenie i zakres stosowania wyrobu: Przeznaczona do zbrojenia konstrukcji zalbetowych 5 Dokumenity odniesienia: - NORMA PN-H-93220:2006 / STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ CIĄGLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU PRĘTY I WALI ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMPTEST - ZESPÓŁ OŚRODKÓW KWALIFIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CERTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY DO 29.10.2017 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materiał i specyfikacja/item and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea Iloźć krągów Wega B500SP 18.0 12.00 m 18,00 B 500 SP HOS26477 1 2.400 B500SP 18.0 12.00 m 18,00 B 500 SP HOS26478 5 12.090 7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej l/lub laboratorium oraz nr certyfikatu l/lub nr raportu z bedeń typu, jeź jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali I Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018 	2 Nazwa wyrobu: B500SP 16.0 12.00 m	je solovana se				
 4. Przeznaczenie i zakres stośowania wyrobu: Przeznaczona do zbrojenia konstrukcji żelbetowych 5. Dokumenty odniesienia: NORMA FN-H-93220:2006 / STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ CIĄGLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU PRĘTY I WALI ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMPTEST - ZESPÓŁ OŚRODKÓW KWALIFIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CERTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY DO 29.10.2017 6. Partia wyrobu objęta daklaracją: Materiał i specyfikacja/item and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea liotć kręgów Wsga B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26477 1 2.400 B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP HOS26478 5 12.090 7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej l/lub laboratorium oraz nr certyfikatu l/lub nr raportu z bedań typu, jeź jednostka brała udział w zestosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018 	 Klasyfikacja wyrobu: 24.10.62.0 					
 5. Dokumenty odniesienia: NORMA PN-H-93220:2006 / STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ CIĄGLIWOŚCI DO ZBROJENIA BETONU PRĘTY I WALI ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGODNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZEZ SIMPTEST - ZESPÓŁ OŚRODKÓW KWALIFIKACJI JA WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CERTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY DO 29.10.2017 6 Partie wyrobu objęte deklaracją: Materia i specyfikacja/item and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea lioźć krągów Waga B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP H0526477 1 2.400 B500SP 18.0 12.00 m 16.00 B 500 SP H0526478 5 12.090 	4 Przeznaczenie i zakres stosowan Przeznaczona do zbrojenia konstru	ia wyrobu: ikcji želbetowych				
Materia i specyfikacja/Item and specification Wymiar/Dim. Gatunek/Steel type Wytop/Hea Iloéć kregów Waga B500SP 18.0 12.00 m 16,00 B 500 SP H0526477 1 2.400 B500SP 16.0 12.00 m 16,00 B 500 SP H0526478 5 12.090	5 Dokumenty odniesienia: - NORMA EN-H-93220:2006 / 5	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ	CIAGLIWOŚCI I	DO ZBROJENI	A BETONU PF	RETY I WALCÓ
7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej i/lub laboratorium oraz nr certyfikatu i/lub nr raportu z badań typu. jeż jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018	 Dokumenty odniesienia: NORMA FN-H-93220:2006 / 5 ŻEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOD WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ / CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: 	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D	CIĄGLIWOŚCI I ZEZ SIMPTEST O 29.10.2017	DO ZBROJENI - ZESPÓŁ OŚ	A BETÖNU PF RODKÓW KWAL	RĘTY I WALCÓ JFIKACJI JAKO
7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej i/lub laboratorium oraz nr certyfikatu i/lub nr raportu z badań typu. jeź jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018	5 Dokumenty odniesienia: - NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOU WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materiał i specyfikacja/tem and spi B500SP 18.0 12.00 m	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatun 16,00 B 50 16,00 B 50	CIĄGLIWOŚCI I ZEZ SIMPTEST O 29.10.2017 rek/Steel type IO SP IO SP	DO ZBROJENI - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea HO526477 HO526478	A BETONU PF RODKÓW KWAL Ilość kręgów 1 5	RĘTY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Waga 2.400 12.090
7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej i/lub laboratorium oraz nr certyfikatu i/lub nr raportu z badań typu. jeż jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018	5 Dokumenty odniesienia: - NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ŻEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOĽ WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materiał i specyfikacja/Item and spi B500SP 16.0 12.00 m B500SP 16.0 12.00 m	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatun 18,00 B 50 16,00 B 50	CIĄGLIWOŚCI I ZZ SIMPTEST O 29.10.2017 Nek/Steal type I0 SP I0 SP	DO ZBROJENI. - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea H0526477 H0526478	A BETONU PF RODKÓW KWAL Iloź kręgów 1 5	RETY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Waga 2.400 12.090
7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej i/lub laboratorium oraz nr certyfikatu i/lub nr raportu z badań typu, jeż jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018	 5 Dokumenty odniesienia: NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOD WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materiał i specyfikacja/ltem and spi B500SP 16.0 12.00 m B500SP 16.0 12.00 m 	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatun 16,00 B 50 16,00 B 50	CIĄGLIWOŚCI I ZZ SIMPTEST O 29.10.2017 Nek/Steel type I0 SP 00 SP	DO ZBROJENI. - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea H0526477 H0526478	A BETONU Př RODKÓW KWAL Iloéž kręgów 1 5	RĘTY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Waga 2.400 12.090
7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej i/lub laboratorium oraz nr certyfikatu i/lub nr raportu z badań typu, jeż jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomiarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018	 5 Dokumenty odniesienia: NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOU WYROBÓW OŚRODEK BADÁŇ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Material i specyfikacja/ltem and spi B500SP 18.0 12.00 m B500SP 16.0 12.00 m 	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatun 16,00 B 50 16,00 B 50	CIĄGLIWOŚCI I ZZ SIMPTEST O 29.10.2017 lek/Steel type I0 SP I0 SP	DO ZBROJENI. - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea H0526477 H0526478	A BETONU PF RODKÓW KWAL Iloź kręgów 1 5	RĘTY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Waga 2.400 12.090
7 Nazwa i numer akredytowanej jednostki certyfikującej i/lub laboratorium oraz nr certyfikatu i/lub nr raportu z badań typu, jeż jednostka brała udział w zastosowanym systemie oceny zgodności wyrobu budowlanego: SIMPTEST AC 009 i Laboratorium Bad Metali i Pomlarów AB 019 i Laboratorium Chemiczne AB 018	 5 Dokumenty odniesienia: NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOU WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materiai i specyfikacja/tem and spi B500SP 16.0 12.00 m B500SP 16.0 12.00 m 	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatun 16,00 B 50 16,00 B 50	CIĄGLIWOŚCI I ZZ SIMPTEST O 25.10.2017 rek/Steel type I0 SP I0 SP	DO ZBROJENI. - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea H0526477 H0526478	A BETONU Př RODKÓW KWAL Iloáž kręgów 1 5	RĘTY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Wega 2.400 12.090
	 5 Dokumenty odniesienia: NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ŻEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOĽ WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Materiał i specyfikacja/Item and spi B500SP 18.0 12.00 m B500SP 16.0 12.00 m 	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatun 16,00 B 50 16,00 B 50	CIĄGLIWOŚCI I ZZ SIMPTEST O 29.10.2017 Nek/Steel type IO SP IO SP	DO ZBROJENI. - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea H0526477 H0526478	A BETONU Př RODKÓW KWAL Ilož kregów 1 5	RĘTY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Waga 2.400 12.090
	 5 Dokumenty odniesienia: NORMA PN-H-93220:2006 / 3 ZEBROWANA : CERTYFIKAT ZGOU WYROBÓW OŚRODEK BADAŃ I CE 6 Partia wyrobu objęta deklaracją: Material i specyfikacja/Item and spi B500SP 18.0 12.00 m 8500SP 18.0 12.00 m 7 Nazwa i numer akredytowanej je jednostka brala udzial w zastosowar Metali i Pomiarów AB 019 i Labora	STAL B500SP O PODWYŻSZONEJ DNOŚCI NR 15/2014 WYDANY PRZ RTYFIKACJISP Z O.O.; WAŻNY D ecification Wymiar/Dim. Gatum 18,00 B 50 16,00 B 50 16,00 B 50 2000 B	CIĄGLIWOŚCI I IZZ SIMPTEST O 29.10.2017 ek/Steel type I0 SP I0 SP	DO ZBROJENI. - ZESPÓŁ OŚI Wytop/Hea HO526477 HO526478	A BETONU Př RODKÓW KWAL Ilošt kręgów 1 5	RETY I WALCÓ JFIKACJI JAKO Waga 2.400 12.090 12.090

O CELSA	- CEL	SA			ŚV	VIADECT	TWO ODE	BORU 3.1		Str /Page	No/Seite 1/	2
GROUI	DSTROW	IEC" Sp. z	DWIEC : 0.0.		l według/ac	NSPECT ABNAHI c. to/ent	10N CERT MEPRÜFZ tsprechen	TFICATE EUGNIS E EN 10204:2	2004	/Bescheini Data doku	entu /Docume gungsnummer 235041	nt No 294
amawiający/Custom THYSSENKRUP JI. GRUDZIĄDZ	P ENERGO KA 159	DSTAL S. /	A.		tere (et	B K	dblorca/Cons BUDOWA (rzyżanow	ignee/Empfdriger KPBP PRZEM skiego	YSLOWKA	A Ussielun	10.11.2	015
rai/DountryLand KU.	JAWSKO	POMORSK	IE Poland			A051 K	D-334 KC	KUJAWSKO	POMORSH	ne de la		1
amowienie Klienta I	Nr/ Customer	#s Order No/	Kundenbestell	ðir		ZI	lecenie Prod	Nr/ Worka Order	No/ Werkseutr	ABS-Nr	nin series	
		49V16001	1100			-			735;	28593		-
Vedtug/ according to	o/ entsprecha	nd		1	Cechow anie/	A07 1 Marking/	1	Znaki zgodności/	Conformity ma	rka/ Libarnia L		
PN-H-93220						,)}}})	<u>}}}}</u>	<u>ERTAL</u>		o oberainst /	nmungszeiche	n
Slan destawy/ Cond	of delevery!	OT		892			400		B (Cod grad	EMI A	
ar/Product/Erz	eugnis/Gatu	nel-vrGrade/St	tahlsorte	001	Nr wytopu/	Heat No./(Charge Nr	Sztuki/Pieces/S	tücke	Wiaskup	an Lui	
Jin/Diam /Durch	messer/D/ug	L/Le ngth/Län	ge	001.000-011			8081		647	/Bunda	9882 Wag	wicht[kg]
8500SP 16.0 12.0 8500SP 16 0 12.0 8500SP 20.0 12 0 8500SP 25.0 12 0	0 m 0 m 0 m 0 m				HO5 HO5 HO5	26477 26478 26856 26793				1 5 3 1		2.400 12.090 7.254 2.398
Suma / Total			Ana	fiza wytor	oowa / Cas	t analys	is / Schr	neizenanalvse	1%1	10		24.142
Ir Wytopu/	C %	M m %	SI %	P %	S %	Cu %	Cr %	Ni %	Mo %	V %	N %	CEV %
harge-Nr	[eti	672	Fen	Cte	C CTA	L Co	76 1	C77 C79	679	-	1	TOP
0526477 10526478 10526856 10526793	0.21 0.20 0.22 0.20	0,89 0.87 0.82 0.80	0.14 0.14 0.13 0.14	0.017 0.020 0.019 0.016	0.039 0.038 0.035 0.034	0.25 0.24 0.20 0.21	0.10 0.10 0.14 0.10	0.09 0.10 0.09 0.08	0.02 0.02 0.02 0.02 0.02	0.003 0.003 0.002 0.002	0.008 0.009 0.011 0.009	0.4056 0.3923 0.4084 0.3771
0												
Ir Wytopu/	T	Г Г	Ana	liza wytop	oowa / Cas	 st analys 	sis / Schn	nelzenanalyse	[%]	T		
Heat No/ Charge-Nr			-				<u> </u>		[
								-				
GROI	UP HUTA OST	ROWIEC	ŚWIA INSI AB	DECTWO ODBIO	RU 3.1 CATE GNIS	Str./Page No/Seiti Nr dokumentu /D /Beschoinigungsnu 236	s 2/ 2 ocument No immer 5041294					
---	---	--	---------------------------------------	---	--	---	--	--				
ul.Samsonowi 27- 400 Ostri	cza 2 owiec Św. Poland		weckugrade. I	oventsprechend E	Data dokumentu// Ausstellung	Data dokumentu/Dete of issue/Detum i Ausstellung						
iamawiający/Custo FHYSSENKRU II. GRUDZIĄD 37-100 TORU rałiCowityAlandi Kil amówienie Kilenta	ImerBesteller IPP ENERGOSTAL IZKA 159 IŇ JJAWSKO POMOR I NI Customen#s Order I ZW16	S. A. SKIE Poland W Kundanbestell-Nr 001100	a a a a a a a a a a a a a a a a a a a	Odbierca/Consigne BUDOWA KPE Krzyżanowskie 75-334 KOSZ KrajiCauntylund: Kl Zecenie Prod. N//	#Emptanger BP PRZEMYSLOWKA ago ALIN UJAWSKO POMORS Works Order No/ Werkaau 738	KIE Poland trags-Nr 528593						
			C	<u>a</u>			C					
Własno Ir Wytopu/ leat No/	ści mechaniczne i Re	technologiczne/M Rm	echanical and techn Rm/Re	ological properties A5	Mechanische und t	echnologische Eig Zg Og	enschaften					
harge-Nr/	MPa Con	MPa Cou	Ct5	%	%							
0526477 0526477 0526477	542 536 546	632 626 644	1.166 1.168 1.179	23,4 20.0 22.8	12.4 11.3 14.7	Ok Ok Ok						
	544 540	635 633 629	1.167 1.172 1.174	22.0 23.8 26.0	13.3 14.3 12.0	Ok Ok Ok						
0526478 0526478 0526478	536					200 A						
0526478 0526478 0526478 0526856 0526856 0526856	536 555 553 552	646 645 644	1.16 1.17 1.17	20.3 23.0 21.0	9.0 10.9 12.0	Ok Ok Ok						

WI	asności	i mechaniczne i	techn	ologiczne/Mechanica	and tee	chnological	properties/Mec	hanische und	technologische	Eigenschaften
- Wytopu	1	-		Udan	ność / Ir	mpact test	/ Kembschlagbi	egeversuch		
Heat No/	TV	p próbki/Type o	of sp.	Kierunek/Direction	Tema	Praca	Ismania/Imnact	energy/Schlag	torbeit [II	Mantali fondala

Charge-Nr	/Probenform		/Richtung		['C]	Udarnos://ir	npact t	est/Kerr	bschlagbi	egeversuch	[J/cm]	/Average/Mittelwert
867	C	C40/C41	-	City	644	1	542	2	647	3	642	<u>_</u>
					-							
												The Poly of the Po
/letoda produk lakość powierz	l cji / Manufaci chni bez wad	turing rout /No surfac	e / Herstellun e defects/Obe	gsverfat rflächen	l iren: EAF beschaffe	/ LF / CCM anheit chne I	/ QTB Beansta	ndung	Znak CE/CE	mark/CE-Zeich	ien	
								205				20
laewiadczamy, Ve hereby cer order. /	ze dostarczor tify that the r	naterial de	są zgodne z scribed above	w y maga compli	anlami zar es with ti	mówienia kli he terms of	enta./ the cus	stomer	Dyrektor	Jakości/ Ol	uality Man	ager/S. Klusek
o who Destati	gi, dais die Li	ererung de	en bestellantor	rderunge	en entspri	cht.		205	Auno	С÷		20

179

Załącznik Z2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie kompozytu z włóknami i bez włókien wraz z parametrami analizy statystycznej

Tablica Z2.1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów bez włókie	n
stalowych wraz z parametrami analizy statystycznej	

Seria	SeriaWytrzymałość na ściskanie [MPa]Wartość średnia, \overline{x} [MP Odch. standardowe, s [M Wsk. zmienności, ν [%		dnia, \overline{x} [MPa]	tur	/ t ·		
Sena			ności, <i>v</i> [%]	Cobliczone.	/ tgraniczne		
	55,3; 54,4; 53,5; 56,2;	$\bar{x} = 53,4$					
B1	47,1*; 57,6; 52,9; 53,8;	s =2,9)1			
	51,8; 51,8	v=5		2,10			
	51,5; 53,5; 52,7; 48,9;	$\bar{x} = 51,6$	$\bar{x} = 52,6$	178/	048		
B2	48,9; 50,8; 47,9; 52,1;	s =2,7	s =2,3	1,4	9/2,		
	52,6; 57,0	v=5	v=4),28		
	50,2; 51,0; 55,4; 50,9;	$\bar{x} = 52,2$					
B3	53,5; 50,2; 50,5; 52,8;	s =1,9		-			
	53,1; 54,5	v=4					
* - wy	* - wyniki odrzucone testem Dixona						

	Wytrzymałość na	Wartość średr	nia, \overline{x} [MPa]						
Seria	égiskania [MPa]	Odch. standard	owe, s [MPa]	$t_{obliczone.} / t_{graniczne}$					
	seiskanne [ivir a]	Wsk. zmienn	ości, v [%]						
	71 5: 65 0: 69 9:	$\bar{x} = 68,0$							
BF1	64 7: 68 9	s =3,0		90					
	04,7,00,9	v=4		2,3(
	68 5.65 6.67 1.	$\bar{x} = 63,9$		513/	160				
BF1a	56 1: 66 7	s =4,9		1,6	7/2,)1			
	50,1,00,7	v=8			1,10	2,1(_		
	63 3: 71 0: 60 6:	$\bar{x} = 63,2$				133/	,069		
BF2	58 3. 62 7	$s = 4,8$ $\bar{r} = 64.4$		-		1,	9/2	48	
	50,5, 02,7	v =8	x = 4.6),64	2,0	
	57 <i>A</i> · 69 1· 63 7·	$\bar{x} = 62,3$	v = 7				0	748/	
BF2a	63 9 [.] 57 4	s =5,0	V	-	-			0,	
	05,9, 57,4	v =8							
	63 1· 63 9· 67 <i>A</i> ·	$\bar{x} = 65,9$							
BF3	67 0· 72 9	s =4,3		-	-	-			
	07,0, 72,9	v=7							
	56 6: 68 6: 67 9.	$\overline{x} = 62,9$							
BF3a	63 6: 58 0	s =5,5		-	-	-	-		
	05,0, 50,0	v=9							

Tablica Z2.2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów fibrokompozytowych wraz z parametrami analizy statystycznej

Załącznik Z3. Wyniki badań granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych wraz z parametrami analizy statystycznej

	Granica	Wartość średr	nia, \overline{x} [MPa]					
Seria	proporcjonalności	Odch. standard	lowe, s [MPa]	we, s [MPa] $t_{obliczone.} / t_{gra}$				
	[MPa]	Wsk. zmienr	ności, ν [%]					
	1 06: 5 70: 5 27:	$\bar{x} = 5,52$						
BF1	4,90, 5,79, 5,27, 6 /1: 5 10	96; 5,79; 5,27; 5,79; 5,27; s = 0,58		90				
	0,41, 3,19	v=11		2,3(
	6 66: 5 02: 5 15:	$\bar{x} = 6,26$		135/	160			
BF1a	0,00, 5,95, 5,15,	s=0,99		1,4	2/2,)1		
	7,70, 3,82	v=16			,81	2,1(
	6 00. 6 11. 6 92.	<i>x</i> =6,66				258/	690	
BF2	0,00, 0,41, 0,83, 6 66: 7 40	s =0,52		-		0,2	7/2,	81
	0,00, 7,40	v=8	x = 0.54				,72	2,02
	1 94. 6 60. 7 02.	<i>x</i> =6,27	3 - 0, 0 /				0	357/
BF2a	4,84, 0,00, 7,93,	s =1,25	V = 11	-	-			1,8
	3,44, 7,11	v=20						
	7 46. 5 05. 6 61.	$\bar{x} = 6,50$	•					
BF3	/,40, 3,95, 0,01,	s =0,59		-	-	-		
	0,55, 0,12	v=9						
	(0.0. (5.0. 7. 0.4.	$\bar{x} = 6,78$						
BF3a	0,98, 0,38, 7,84,	s =0,19		-	-	-	-	
Di Ju	0,89, 0,03	v=3						

Tablica Z3.1. Wyniki badań granicy proporcjonalności $f_{ct,L}^{f}$ fibrokompozytu

	Wytrzymałość	Wartość średr	nia, \overline{x} [MPa]						
Seria	resztkowa f_{R1}	Odch. standardowe, <i>s</i> [MPa] t _{obliczone.} / t _{graniczne}							
	[MPa]	Wsk. zmienn	ności, ν [%]						
	7 79: 10 05: 6 79:	$\overline{x} = 8,75$							
BF1	10.86: 8.28	s=1,67		2,306	90				
	10,00, 0,20	v=19							
	9 90. 10 02. 8 68.	<i>x</i> =9,42		293/	,160				
BF1a	12 81 9 07	s =0,64		1,2	7/2.)1			
	12,01, 7,07	v=7			1,41	2,1(
	8 00. 0 01. 10 02.	$\bar{x} = 10,66$				175/	690		
BF2	0,99, 9,91, 10,92, 10 07: 12 54	s =1,33	₹ −0 27	-		0,]	3/2,	48	
	10,97, 12,34	v=12	x = 9, 27 s = 1, 20),24	2,02	
	6 12 9 11 12 20	$\bar{x} = 9,68$	v = 13)	505/	
BF2a	0,12, 7,44, 12,20,	<i>s</i> =2,24	V IS	-	-			0,5	
	10,04, 7,77	v=23							
	11 45. 8 07. 10 42.	$\bar{x} = 10,00$							
BF3	11,43, 8,97, 10,43,	s =1,03		-	-	-			
	10,07, 7,07	v=10							
	10 18: 10 22:	$\bar{x} = 10,21$							
BF3a	10,10, 10,22, 10,78,975,10,12	s=0,37		-	-	-	-		
	10,70, 9,73, 10,12	v=4							

Tablica Z3.2. Wyniki badań wytrzymałości resztkowej f_{R1} fibrokompozytu

Seria	Wytrzymałość resztkowa f _{R2} [MPa]	Wartość średr Odch. standard Wsk. zmienr	nia, x̄ [MPa] lowe, s [MPa] ności, ν[%]		t _{obliczone.} / t _{graniczne}			
BF1	6,55; 9,39; 6,55; 10,39; 6,61	$\overline{x} = 7,90$ $s = 1,85$ $v = 23$		2,306				
BF1a	8,93; 9,31; 7,36; 11,82; 7,80	$\overline{x} = 9,04$ $s = 1,74$ $v = 19$		1,005/	1,154/2,160	2,101		
BF2	8,10; 8,67; 9,71; 10,07; 10,94	$\bar{x} = 9,50$ s = 1,13 v = 12	$\overline{x} = 8,80$ s = 1.29	-		0,012	0,664/2,069	2,048
BF2a	5,00; 9,00; 10,84; 10,43; 8,86	$\overline{x} = 9,78$ $s = 1,00$ $v = 10$	v=15	-	-)	0,584/
BF3	10,56; 8,29; 9,87; 9,16; 8,93	$\bar{x} = 9,36$ s = 0,87 v = 9		-	-	-		
BF3a	9,36; 10,05; 8,94; 8,13; 10,36	$\overline{x} = 9,37$ $s = 0,89$ $v = 10$		-	-	-	-	

Tablica Z3.3. Wyniki badań wytrzymałości resztkowej f_{R2} fibrokompozytu

Samia	Wytrzymałość	Wartość średr	nia, \overline{x} [MPa]		4	/ +		
Sella	[MPa] [MPa]	Wsk. zmienn	ności, ν [%]	Lobliczone. / Lgraniczne				
BF1	5,91; 7,50; 6,09; 9,52; 6,15	$\overline{x} = 7,04$ $s = 1,53$ $v = 22$		/2,306				
BF1a	8,34; 8,19; 6,17; 10,40; 6,32	$\overline{x} = 7,88$ $s = 1,73$ $v = 22$		0,823,	1,008/2,160	/2,11		
BF2	7,01; 7,49; 8,66; 8,98; 9,12	$\bar{x} = 8,25$ s = 0,95 v = 11	$\overline{x} = 7,87$	-		1,198	0,783/2,074	2,052
BF2a	4,22; 8,19; 9,25; 9,24; 7,83	$\overline{x} = 8,63$ $s = 0,73$ $v = 8$	v=15	-	-)	0,386/
BF3	9,68; 7,17; 9,01; 7,98; 8,27	$\bar{x} = 8,42$ s = 0,97 v = 11		-	-	-		
BF3a	8,09; 9,12; 7,61; 6,99; 9,47	$\bar{x} = 8,26$ s = 1,03 v = 13		-	-	-	-	

Tablica Z3.4. Wyniki badań wytrzymałości resztkowej f_{R3} fibrokompozytu

Seria	Wytrzymałość resztkowa <i>f</i> _{R4} [MPa]	Wartość średr Odch. standard Wsk. zmienr	nia, x̄ [MPa] lowe, s [MPa] ności, ν[%]		t _{oblicza}	one. / t _{gr}	aniczne	
BF1	5,28; 6,95; 5,73; 8,76; 5,54	$\overline{x} = 6,45$ $s = 1,44$ $v = 22$		2,306				
BF1a	7,41; 7,00; 5,41; 9,22; 5,59	$\overline{x} = 6,93$ $s = 1,55$ $v = 22$		0,501/),844/2,160	/2,11		
BF2	6,12; 6,55; 7,74; 7,86; 8,17	$\overline{x} = 7,29$ $s = 0,9$ $v = 12$	$\overline{x} = 6,98$ s = 1.16	-		1,305	0,934/2,07	2,052
BF2a	3,78; 7,43; 8,19; 8,38; 7,05	$\overline{x} = 7,76$ s = 0,63 v = 8	v=17	-	-)	0,053/
BF3	8,93; 6,31; 8,19; 7,42; 7,28	$\bar{x} = 7,63$ s = 0,99 v = 13		-	-	-		
BF3a	7,17; 8,24; 6,24; 5,99; 8,45	$\bar{x} = 7,22$ s = 1,12 v = 16		-	-	-	-	

Tablica Z3.5. Wyniki badań wytrzymałości resztkowej f_{R4} fibrokompozytu

Załącznik Z4. Wyniki badań stali zbrojenia konwencjonalnego

				Odkształcenia	
	Śradnia	Moduł	Granica	odpowiadające	Wytrzymałość
In	Siculta	sprężystości	plastyczności	granicy	na rozciąganie
Lp.				plastyczności	
	Ø	E_s	f_y	$\mathcal{E}_{\mathcal{Y}}$	f_t
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	7,85	197	569	0,489	605
2	7,85	191	564	0,495	589
3	7,88	197	557	0,482	581
4	7,88	197	559	0,484	598
5	7,9	194	544	0,481	581
6	7,85	199	554	0,479	595
7	7,9	198	566	0,486	603
8	7,85	201	564	0,481	605
9	7,9	198	557	0,483	598
10	7,84	199	564	0,484	603
11	7,85	199	535	0,469	579
12	7,9	190	567	0,499	609
13	7,84	194	555	0,486	595
14	7,88	212	559	0,464	593
15	7,9	193	566	0,494	608
Min.	7,84	190,00	535,00	0,46	578,65
Średnia	7,87	197,27	558,67	0,48	596,16
Maks.	7,90	212,00	569,00	0,50	608,85

Tablica Z4.1. Wyniki badań prętów o średnicy #8 mm

				Odkształcenia	
	Śradnica	Moduł	Granica	odpowiadające	Wytrzymałość
La	Steutica	sprężystości	plastyczności	granicy	na rozciąganie
Lp.				plastyczności	
	Ø	E_s	f_y	\mathcal{E}_y	f_t
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	11,90	201	589	0,325	678
2	11,80	223	612	0,323	702
3	11,75	221	608	0,330	695
4	11,70	216	610	0,326	698
5	11,95	202	568	0,332	664
6	11,75	198	598	0,329	689
7	11,80	200	595	0,330	685
8	11,90	206	591	0,332	681
9	11,95	201	586	0,331	674
10	11,85	211	596	0,328	697
11	11,70	214	606	0,331	711
12	11,75	215	602	0,331	697
13	11,80	218	607	0,330	704
14	11,90	195	589	0,327	685
15	11,85	199	595	0,330	688
Min.	11,70	195,000	568	0,323	664
Średnia	11,82	208,000	597	0,329	690
Maks.	11,95	223,000	612	0,332	711

Tablica Z4.2. Wyniki badań prętów o średnicy #12 mm

				Odkształcenia	
	Śradnica	Moduł	Granica	odpowiadające	Wytrzymałość
In	Siculta	sprężystości	plastyczności	granicy	na rozciąganie
Lp.				plastyczności	
	Ø	E_s	f_y	$\mathcal{E}_{\mathcal{Y}}$	f_t
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	16,00	215	532	0,258	620
2	16,05	220	534	0,270	617
3	15,95	206	534	0,263	627
4	15,95	205	533	0,259	626
5	15,95	198	532	0,270	624
6	15,95	213	526	0,245	622
7	15,85	207	539	0,255	632
8	15,95	202	535	0,257	623
9	16,00	199	529	0,249	619
10	16,00	205	536	0,260	624
11	15,85	206	536	0,262	626
12	15,95	214	547	0,266	632
13	15,85	205	537	0,261	627
14	15,95	210	545	0,265	633
15	15,95	198	532	0,258	618
Min.	15,850	198,000	526	0,245	617
Średnia	15,947	206,867	535	0,260	625
Maks.	16,050	220,000	547	0,270	633

Tablica Z4.3. Wyniki badań prętów o średnicy #16 mm





		Moment zginający [kNm]								
Rysa nr	2,5	3	3,5	4	5	6	7	8	8,5	9
			Szerc	kość rozv	warcia rys	sy w pozic	omie p30	[mm]		
r1					0,09	0,15	0,20	0,25	0,29	0,34
r2			0,02	0,07	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28	0,32
r3			0,01	0,05	0,11	0,15	0,21	0,24	0,26	0,29
r4			0,03	0,06	0,11	0,14	0,17	0,21	0,22	0,25
r5					0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,38
r6			0,04	0,08	0,12	0,17	0,22	0,28	0,30	0,36
r7				0,02	0,11	0,15	0,19	0,24	0,26	0,30
r8	0,01	0,02	0,08	0,11	0,15	0,19	0,26	0,31	0,38	0,56
r9				0,03	0,12	0,17	0,24	0,30	0,35	0,43

Tablica Z5.1.	Szerokość	rozwarcia rys	w poziomie	"n30"	belki B1
	DZCIOKOSC	102 wareia 1 ys	w pozionne	p50	

Tablica Z5.2. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p69" belki B1

		Moment zginający [kNm]									
Rysa nr	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	8,5	9	
			Szerc	kość rozv	varcia rys	sy w pozic	omie p69	[mm]			
r1				0,04	0,08	0,11	0,15	0,19	0,22	0,26	
r2		0,02	0,06	0,09	0,10	0,13	0,16	0,19	0,21	0,23	
r3			0,04	0,07	0,08	0,11	0,16	0,19	0,22	0,25	
r4		0,02	0,05	0,07	0,08	0,10	0,12	0,15	0,16	0,19	
r5				0,06	0,08	0,12	0,15	0,19	0,22	0,29	
r6		0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,16	0,20	0,22	0,26	
r7				0,07	0,08	0,11	0,14	0,17	0,18	0,22	
r8		0,05	0,07	0,09	0,10	0,14	0,18	0,23	0,27	0,41	
r9			0,02	0,07	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,31	

	Tablica Z5.3.	Szerokość	rozwarcia rys w	poziomie	"p108"	belki B1
--	---------------	-----------	-----------------	----------	--------	----------

		Moment zginający [kNm]								
Rysa nr	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	8,5	9
			Szero	kość rozw	arcia rysy	y w pozio	mie p108	[mm]		
r1				0,02	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16
r2			0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13	0,15
r3			0,02	0,04	0,04	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15
r4			0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,09	0,10	0,11
r5				0,03	0,04	0,06	0,09	0,11	0,13	0,18
r6		0,02	0,04	0,06	0,06	0,08	0,10	0,13	0,14	0,17
r7				0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,11	0,13
r8		0,04	0,05	0,06	0,07	0,09	0,12	0,15	0,17	0,26
r9				0,03	0,04	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19

		Moment zginający [kNm]									
Rysa nr	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	8,5	9	
			Szero	kość rozw	arcia rysv	y w pozio	mie p146	[mm]			
r1						0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	
r2					0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	
r3						0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	
r4						0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	
r5					0,02	0,04	0,04	0,06	0,06	0,08	
r6							0,02	0,03	0,03	0,04	
r7							0,02	0,02	0,03	0,04	
r8			0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,09	
r9							0,02	0,04	0,05	0,07	

31

Tablica Z5.5. Rozstaw rys w belce B1

				Momen	t zginając	xy [kNm]					
Rysa	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9		
				Rozs	taw rys [mm]					
r1				101							
r2											
				149							
r3		260									
			111								
r4			99								
r5		23	32			5	5				
						13	33				
r6											
r7		220	144								
17		259	96								
r8											
r9						131					



Belka BF1

		Moment zginający [kNm]								
Rysa nr	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
			Szerc	kość rozv	warcia rys	sy w pozic	mie p30	[mm]		
r1-1									0,02	0,04
r1-2							0,02	0,02	0,04	0,07
r1	0,02	0,02	0,05	0,06	0,09	0,12	0,14	0,18	0,20	0,22
r2	0,02	0,04	0,07	0,10	0,13	0,17	0,21	0,27	0,31	0,40
r3	0,02	0,03	0,04	0,06	0,09	0,11	0,14	0,17	0,23	0,26
r4		0,02	0,04	0,06	0,10	0,15	0,19	0,24	0,29	0,36
r5	0,02	0,04	0,09	0,12	0,14	0,19	0,23	0,27	0,34	0,53
r6			0,02	0,04	0,08	0,11	0,14	0,19	0,23	0,28
r7				0,04	0,08	0,12	0,16	0,21	0,26	0,36
r8	0,03	0,06	0,08	0,10	0,14	0,19	0,26	0,31	0,37	0,57

Tablica Z5.6. Szerokość rozwarcia rys	w poziomie "p30" belki BF1
---------------------------------------	----------------------------

Tablica Z5.7. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p69" belki BF1

				Мо	ment zgii	nający [kľ	vm]			
Rysa nr	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
			Szerc	kość rozv	warcia rys	sy w pozic	omie p69	[mm]		
r1-1									0,03	0,07
r1				0,03	0,04	0,07	0,09	0,11	0,12	0,13
r2		0,03	0,05	0,06	0,09	0,11	0,15	0,19	0,23	0,29
r3			0,02	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,15
r4			0,03	0,04	0,06	0,09	0,11	0,15	0,17	0,21
r5		0,02	0,05	0,07	0,09	0,12	0,15	0,18	0,23	0,35
r6			0,02	0,04	0,08	0,10	0,11	0,15	0,17	0,21
r7			0,02	0,06	0,09	0,11	0,14	0,18	0,21	0,28
r8		0,03	0,06	0,09	0,11	0,14	0,18	0,21	0,26	0,42

Tablica Z5.8.	Szerokość	rozwarcia	rys w p	poziomie	"p108"	belki BF1
---------------	-----------	-----------	---------	----------	--------	-----------

				Мо	ment zgi	nający [kľ	Nm]			
Rysa nr	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
			Szero	kość rozw	/arcia rys	y w pozio	mie p108	[mm]		
r1-1									0,02	0,04
r1					0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07
r2			0,02	0,03	0,05	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18
r3						0,02	0,03	0,04	0,06	0,06
r4				0,02	0,03	0,05	0,07	0,08	0,09	0,11
r5					0,02	0,03	0,04	0,07	0,09	0,16
r6						0,04	0,05	0,05	0,08	0,10
r7				0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,12	0,16
r8			0,03	0,05	0,06	0,07	0,10	0,12	0,14	0,24

	Moment zginający [kNm]											
Rysa nr	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
			Szero	kość rozw	arcia rys [,]	y w pozio	mie p146	[mm]				
r2							0,02	0,03	0,04	0,06		
r5								0,03	0,03	0,07		
r6								0,02	0,02	0,03		
r8								0,02	0,03	0,07		

	Tablica Z5.9.	Szerokość	rozwarcia	rys w	poziomie	"p146"	belki BF1
--	---------------	-----------	-----------	-------	----------	--------	-----------

Tablica Z5.10. Rozstaw rys w belce BF1

			Мо	ment zgir	nający [kl	Nm]				
4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
				Rozstaw	rys [mm]					
								1	4	
								_		
							1	.6		
	119									
	113									
	131									
224					118					
224					106					
	108									
	132									
	~ 4									
35	91	130								
	259		129							
	4	4 5 224 391	4 5 6 	4 5 6 7 4 5 6 7 224	Moment zgir 4 5 6 7 8 Rozstaw 11 224 11 391 259 11	Moment zginający [kł 4 5 6 7 8 9 Rozstaw rys [mm] 119 119 119 118 224 391 259	$\begin{array}{c c c c c c c } \hline H & & & & & & & & & & & & & & & & & &$	Moment zginający [kNm] 4 5 6 7 8 9 10 11 Rozstaw rys [mm] Rozstaw rys [mm] 119 119 118 224 131 391 259 259 130 129	Moment zginający [kNm] 4 5 6 7 8 9 10 11 12 Rozstaw rys [mm] III III IIII III IIII III IIII III IIII IIII IIII IIII IIII IIII IIII IIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIII	



Belka BF1a

				Momen	t zginając	cy [kNm]			
Rysa nr	5	6	7	8	9	10	11	12	13
		9	Szerokość	rozwarci	a rysy w	poziomie	p30 [mm]	
r1					0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
r2		0,02	0,02	0,02	0,04	0,05	0,07	0,09	0,10
r3	0,02	0,03	0,05	0,07	0,08	0,11	0,12	0,15	0,19
r4				0,03	0,06	0,09	0,09	0,11	0,13
r5				0,03	0,04	0,06	0,09	0,10	0,11
r6			0,04	0,08	0,06	0,09	0,10	0,12	0,13
r7					0,02	0,04	0,04	0,06	0,08
r8			0,02	0,03	0,03	0,05	0,07	0,09	0,14
r9			0,04	0,06	0,08	0,09	0,11	0,15	0,20
r10	0,02	0,03	0,05	0,08	0,11	0,13	0,16	0,19	0,23
r11		0,02	0,05	0,08	0,10	0,12	0,14	0,18	0,23
r12				0,03	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
r13	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,30

Fablica Z5.11. Szerokość rozwarci	a rys w	poziomie	"p30"	belki BF1a
-----------------------------------	---------	----------	-------	------------

Tablica 25.12. Szerokość rozwarcia rys w poziolnie pog. Derki BF13	Tablica	Z5.12.	Szerokość	rozwarcia	rys w	poziomie	"p69"	belki BF1
---	---------	--------	-----------	-----------	-------	----------	-------	-----------

	Moment zginający [kNm]											
Rysa nr	5	6	7	8	9	10	11	12	13			
		5	Szerokość	: rozwarci	ia rysy w j	poziomie	p69 [mm]				
r1					0,03	0,04	0,04	0,06	0,07			
r2						0,02	0,02	0,03	0,04			
r3		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09	0,11			
r4				0,02	0,05	0,08	0,08	0,10	0,12			
r5				0,03	0,03	0,04	0,06	0,06	0,07			
r6			0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06			
r7					0,02	0,02	0,03	0,04	0,06			
r8			0,05	0,06	0,08	0,10	0,14	0,19	0,26			
r10			0,02	0,03	0,06	0,08	0,09	0,12	0,15			
r11			0,05	0,07	0,07	0,08	0,11	0,14	0,21			
r12					0,03	0,05	0,06	0,07	0,07			
r13			0,04	0,06	0,07	0,09	0,11	0,12	0,18			

		Moment zginający [kNm]											
Rysa nr	5	6	7	8	9	10	11	12	13				
		S	zerokość	rozwarcia	a rysy w p	oziomie	p108 (mn	n]					
r1							0,02	0,02	0,02				
r3					0,03	0,02	0,04	0,04	0,07				
r4					0,02	0,03	0,04	0,05	0,06				
r6							0,02	0,03	0,04				
r7								0,03	0,04				
r8				0,02	0,02	0,02	0,04	0,05	0,07				
r9					0,02	0,03	0,04	0,04	0,07				
r10					0,03	0,04	0,04	0,06	0,07				
r11				0,03	0,03	0,04	0,06	0,07	0,13				
r12						0,03	0,04	0,04	0,05				
r13				0,03	0,03	0,04	0,06	0,07	0,11				

Tablica Z5.13. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p108" belki BF1a

Tablica Z5.14. Rozstaw rys w belce BF1a

				Momen	t zginając	y [kNm]																	
Rysa nr	5	6	7	8	9	10	11	12	13														
				Rozstaw rys [mm]																			
r1					178																		
r2						-																	
r3					6	4																	
- 15				82																			
r4			220				6																
r5			220			6	6																
						7	2																
r6	1.	75																					
r7	4	475		32																			
					75																		
r8												-	ŀ	-	ŀ			21					
r9										21													
r10				102																			
110			-	103																			
r11																							
r12	255	255	58																				
r12		15		<u>′</u>			94																
113							5-																





				Momen	t zginając	cy [kNm]			
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18
		9	Szerokość	rozwarci	a rysy w	poziomie	p32 [mm]	
r1		0,03	0,06	0,10	0,12	0,15	0,19	0,21	0,22
r2					0,05	0,07	0,08	0,11	0,13
r3		0,05	0,07	0,12	0,13	0,14	0,14	0,16	0,18
r4					0,06	0,09	0,12	0,15	0,17
r5		0,04	0,06	0,10	0,12	0,15	0,17	0,20	0,23
r6			0,02	0,03	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14
r7	0,02	0,04	0,05	0,08	0,10	0,11	0,12	0,14	0,15
r8					0,05	0,08	0,10	0,12	0,15
r9		0,04	0,07	0,11	0,13	0,14	0,16	0,17	0,19
r10						0,02	0,03	0,05	0,06
r11		0,03	0,06	0,10	0,13	0,16	0,18	0,21	0,23
r12		0,04	0,06	0,09	0,11	0,15	0,17	0,19	0,22
r13			0,02	0,08	0,10	0,12	0,15	0,17	0,19
r14		0,02	0,04	0,06	0,09	0,11	0,15	0,18	0,18
r15	0,02	0,04	0,07	0,11	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19

Tablica Z5.15. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p32" belki B2

 Tablica Z5.16. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p70" belki B2

				Momen	it zginając	cy [kNm]			
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18
		0	Szerokość	rozwarci	ia rysy w	poziomie	p70 [mm]	
r1		0,03	0,04	0,07	0,10	0,12	0,14	0,16	0,17
r2					0,04	0,05	0,07	0,09	0,10
r3		0,03	0,06	0,09	0,10	0,11	0,11	0,12	0,13
r4					0,04	0,06	0,09	0,10	0,11
r5		0,02	0,04	0,08	0,10	0,12	0,13	0,16	0,19
r6									
r7		0,02	0,04	0,08	0,10	0,13	0,14	0,17	0,18
r8					0,04	0,05	0,07	0,09	0,11
r9		0,03	0,05	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14
r10						0,02	0,04	0,05	0,06
r11		0,02	0,04	0,07	0,09	0,12	0,14	0,16	0,19
r12		0,03	0,04	0,07	0,09	0,11	0,14	0,15	0,18
r13				0,05	0,08	0,08	0,12	0,13	0,14
r14		0,02	0,03	0,05	0,09	0,10	0,12	0,14	0,17
r15		0,04	0,06	0,09	0,11	0,13	0,14	0,16	0,18

				Momen	t zginając	xy [kNm]			
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18
		S	zerokość	rozwarcia	a rysy w p	oziomie	p108 (mn	า]	
r1					0,03	0,04	0,05	0,06	0,07
r2						0,03	0,03	0,04	0,05
r3			0,02	0,03	0,05	0,05	0,04	0,06	0,06
r4					0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
r5				0,04	0,06	0,06	0,07	0,08	0,10
r6									
r7			0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11
r8						0,03	0,04	0,05	0,06
r9				0,02	0,03	0,04	0,03	0,05	0,04
r10							0,02		0,02
r11				0,04	0,05	0,08	0,07	0,11	0,10
r12				0,03	0,03	0,06	0,07	0,07	0,10
r13				0,02	0,04	0,04	0,06	0,07	0,08
r14			0,02	0,03	0,05	0,05	0,07	0,07	0,10
r15			0,03	0,05	0,07	0,09	0,10	0,11	0,13

Tablica Z5.17. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p108" belki B2

	Tablica Z5.18.	Szerokość	rozwarcia rvs w	poziomie	"p146"	belki B2
--	----------------	-----------	-----------------	----------	--------	----------

	Moment zginający [kNm]										
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18		
		S	zerokość	rozwarcia	a rysy w p	oziomie	p146 (mn	ן ו			
r1											
r2											
r3											
r4											
r5											
r6											
r7											
r8											
r9											
r10											
r11							0,02	0,02	0,02		
r12											
r13											
r14							0,02		0,02		
r15						0,02	0,02	0,03	0,03		

			Moment zginający [kNm]									
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18			
				Rozs	taw rys [mm]						
r1			100		62							
r2			109				47					
r3							61					
r4			136				75					
r5							75					
r6		144				121						
r7						23						
17							79					
r8			119		40							
r9					81							
r10			11	17			C	- -				
r11	596				36							
r12					125							
112					70							
r13		154			84							
r14												
r15					8	T						

Tablica Z5.19	Rozstaw rys	w belce B2
---------------	-------------	------------



206

	Moment zginający [kNm]											
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	21	22
				Szerok	ość rozw	varcia rys	y w pozi	omie p3	2 [mm]			
r1		0,02	0,03	0,06	0,10	0,12	0,15	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23
r2					0,02	0,02	0,02	0,03	0,05	0,06	0,06	0,07
r3							0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
r4		0,02	0,04	0,06	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16	0,17	0,19
r5					0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
r6								0,02	0,04	0,04	0,05	0,05
r7	0,02	0,02	0,03	0,06	0,09	0,11	0,13	0,15	0,16	0,18	0,19	0,21
r8						0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06
r9		0,02	0,04	0,06	0,09	0,11	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22
r10					0,02	0,02	0,04	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06
r11							0,02	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05
r12										0,02	0,02	0,03
r13		0,02	0,04	0,06	0,09	0,11	0,12	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19
r14							0,02		0,03	0,04	0,04	0,05
r15							0,04	0,06	0,07	0,08	0,08	0,08
r16					0,03	0,05	0,05	0,07	0,07	0,09	0,10	0,11
r17			0,02	0,06	0,06	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,13
r18						0,04	0,05	0,06	0,08	0,08	0,08	0,08
r19			0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,19	0,21	0,22
r20						0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05
r21				0,04	0,07	0,10	0,13	0,16	0,18	0,21	0,22	0,24
r22					0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07
r23			0,02	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19	0,21	0,22

Tablica Z5.21. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p70" belki BF2

	Moment zginający [kNm]												
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	21	22	
				Szerok	ość rozw	/arcia rys	y w pozi	omie p7	0 [mm]				
r1			0,02	0,05	0,07	0,10	0,14	0,15	0,18	0,20	0,21	0,23	
r2													
r3							0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	
r4			0,03	0,04	0,06	0,07	0,07	0,07	0,08	0,09	0,09	0,09	
r5							0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	
r7		0,02	0,03	0,04	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14	0,15	0,16	0,18	
r8						0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	
r9					0,05	0,07	0,07	0,09	0,10	0,12	0,12	0,13	
r10					0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,04	
r11								0,02	0,03	0,03	0,03	0,02	
r12										0,02	0,03	0,03	
r13-1									0,02	0,03	0,03	0,04	
r13-2				0,03	0,05	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10	0,10	
r15							0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	
r16				0,05	0,08	0,10	0,13	0,15	0,17	0,19	0,20	0,23	
r18							0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	
r19				0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,16	0,17	
r21				0,04	0,06	0,07	0,10	0,11	0,13	0,15	0,16	0,17	
r22						0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,03	0,03	
r23			0,03	0,04	0,06	0,07	0,11	0,13	0,14	0,15	0,17	0,19	

		Moment zginający [kNm]											
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	21	22	
				Szeroko	ość rozwa	arcia rys [,]	y w pozio	omie p10	8 [mm]				
r1				0,02	0,03	0,05	0,07	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	
r4				0,02	0,02	0,04	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	
r5								0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	
r7				0,02	0,04	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	
r9					0,02	0,02	0,04	0,04	0,06	0,06	0,07	0,08	
r10				0,02		0,02		0,02					
r11									0,02	0,02	0,03	0,03	
r13					0,02	0,04	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	
r16				0,03	0,03	0,06	0,08	0,09	0,12	0,12	0,12	0,14	
r19				0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,08	0,09	0,10	
r21					0,03	0,04	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	
r22								0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	
r23				0,02	0,04	0,05	0,07	0,08	0,10	0,11	0,11	0,12	

Fablica Z5.22. Szerokość rozwar	cia rys w po	oziomie "pl	108" belki BF2
---------------------------------	--------------	-------------	----------------

Tablica Z5.23. Szerokość rozwarci	a rys w poziomie	"p146" belki BF2
-----------------------------------	------------------	------------------

	Moment zginający [kNm]											
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	21	22
		Szerokość rozwarcia rysy w poziomie p146 [mm]										
r1										0,02	0,02	0,02
r7												0,02
r16									0,02	0,02		
r21												
r23							0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03

					Moment zginający [kNm]							
Rysa nr	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	21	22
r1					1	Rozstaw	rys [mm]					
r2								Ĩ	28			
			132			0.4				66		
r3					10	04				38		
r4								2	21			
r5			133							83		
r6						112	ŀ			20		
r7										25		
r8			1	27					00			
r9									61			
r10								3	30			
r11		131								20		
-12			101		1	01		80			47	
112											34	
r13							19					
r14					1	123 48						
r15			1	42						56		
r16									20	50		
r17								4	20			
r18				118					40			
r19				1					78			
r20				1	26				66			
r21			252	120					60			
121			232	126				8	38			
r22				126				3	38			
125						50						

Tablica	Z 5.24.	Rozstaw	rvs w	belce	BF2
I upiteu		1025tu II	1,5 1	00100	





		Moment zginający [kNm]										
Rysa nr	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	25
				Szerok	ość rozw	varcia rys	y w pozi	omie p3 2	2 [mm]			
r1		0,02	0,02	0,02	0,03	0,02	0,03	0,03	0,03	0,05	0,06	0,06
r2		0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,07	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12
r3					0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,14
r4				0,02	0,03	0,05	0,07	0,08	0,10	0,12	0,13	0,14
r5					0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06
r6				0,02	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11
r7	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05
r8									0,03	0,05	0,08	0,09
r9	0,02	0,04	0,05	0,05	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14	0,14	0,15	0,17
r10							0,03	0,03	0,02	0,04	0,04	0,04
r11		0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
r12							0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05
r13						0,02	0,05	0,07	0,10	0,12	0,15	0,19
r14	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,11	0,10	0,09	0,10	0,12	0,12	0,10
r15						0,03	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06	0,07
r16	0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16
r17		0,02	0,03	0,03	0,02	0,04	0,05	0,05	0,05	0,04	0,06	0,07
r18				0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08	0,08
r19	0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16
r20							0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,06
r21	0,02	0,04	0,05	0,07	0,11	0,11	0,11	0,11	0,12	0,14	0,17	0,20
r22						0,02	0,06	0,08	0,11	0,13	0,16	0,39

	a 1 //	•		• •		1 11 . DLO
Tablica Z5.25.	Szerokość	rozwarcia 1	rys w	poziomie	"p32"	belki BF2a

Tablica Z5.26. Szerokość rozwarcia	rys w po	oziomie "	p70" b	elki BF2a
------------------------------------	----------	-----------	--------	-----------

		Moment zginający [kNm]										
Rysa nr	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	25
		_		Szerok	ość rozw	arcia rys	y w pozi	omie p7	0 [mm]			
r1												
r2		0,02	0,03	0,04	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,13
r3						0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05
r3-1									0,02	0,04	0,05	0,06
r4		0,02	0,03	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,09	0,09	0,10
r5							0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
r6						0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
r7												
r8								0,02	0,04	0,06	0,08	0,09
r9		0,02	0,02	0,03	0,05	0,06	0,08	0,07	0,07	0,08	0,07	0,08
r10									0,03	0,03	0,04	0,04
r11			0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,11
r12												
r13	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,10	0,12	0,13	0,15	0,18	0,20	0,22
r14												
r15							0,02	0,04	0,05	0,04	0,05	0,06
r16		0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09
r17												
r18					0,03	0,04	0,04	0,04	0,06	0,07	0,07	0,07
r19		0,03	0,04	0,04	0,03	0,05	0,08	0,09	0,08	0,09	0,11	0,12
r20							0,02	0,03	0,03	0,03	0,05	0,05
r21	0,02	0,03	0,05	0,06	0,06	0,07	0,09	0,10	0,10	0,10	0,11	0,15
r22							0,03	0,05	0,07	0,08	0,10	0,27

		Moment zginający [kNm]										
Rysa nr	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	25
		-	-	Szeroko	ość rozw	arcia rys	y w pozic	omie p10	8 [mm]			
r1												
r2			0,02	0,02	0,03	0,05	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08
r3										0,02	0,03	0,03
r4						0,02	0,03	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
r5								0,02			0,03	0,02
r6					0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06
r7												
r8									0,02	0,02	0,04	0,04
r9						0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
r10											0,02	0,02
r11					0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06
r12												
r13				0,02	0,02	0,04	0,05	0,05	0,07	0,08	0,10	0,10
r14												
r15												
r16					0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05
r17												
r18				0,02		0,02	0,04	0,04	0,03	0,04	0,06	0,05
r19				0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
r20												
r21				0,02	0,04	0,03	0,04	0,05	0,06	0,05	0,05	0,08
r22								0,02	0,03	0,04	0,05	0,13

Tablica Z5.27. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p108" belki BF2a

			Moment zginający [kNm]									
Rysa nr	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	25
					F	Rozstaw	rys [mm]					
r1							20					
r2							32					
r3				83			51					
r4		101										
r5		93						/	0			
r6								1	.6			
r7			15									
r8				65							17	
r0			co							1	18	
19				0.5					7	9		
r10				96					1	8		
r11	210								3	2		
r12			1.	14		96			6	4		
r13			-						10			
r14							18					
r15	100		10	00					52			
r16									48			
r17							67					
117	155		07		37							
r18			87					50				
r19									6	7		
r20	95			95			28					
r21												
r22									54			

Tablica Z5.28.	Rozstaw rvs w	v belce BF2a
	1025tuw 195 w	ource DI Zu



214
		32		0,19	0,19	0,18	0,21	0,16	0,16	0,18	0,19	0,20	0,21	0,05	0,16	0,17	0,24	0,15	0,19	0,20
		30		0,18	0,18	0,16	0,20	0,15	0,16	0,17	0,17	0,18	0,19	0,04	0,15	0,15	0,18	0,13	0,17	0,18
		28		0,16	0,17	0,16	0,18	0,14	0,15	0,15	0,15	0,17	0,17	0,04	0,14	0,13	0,16	0,12	0,15	0,17
		26		0,15	0,16	0,15	0,16	0,12	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,03	0,13	0,12	0,15	0,12	0,15	0,16
		24		0,14	0,13	0,12	0,15	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14	0,15	0,03	0,12	0,11	0,14	0,11	0,13	0,15
		22	[mm]	0,13	0,13	0,11	0,14	0,10	0,12	0,11	0,12	0,13	0,14	0,02	0,12	0,09	0,12	0,10	0,12	0,14
	۱m]	20	mie p3 4	0,12	0,12	0,11	0,13	0,09	0,12	0,10	0,11	0,11	0,13		0,11	0,08	0,11	0,10	0,11	0,13
	ający [kʰ	18	/ w pozic	0,12	0,11	0,10	0,12	0,08	0,11	0,09	0,10	0,10	0,12		0,10	0,07	0,10	0,09	0,10	0,12
B3	nent zgin	16	arcia rysy	0,11	0,09	0,08	0,10	0,07	0,10	0,07	0,09	0,09	0,11		0,10	0,07	0,08	0,09	0,08	0,11
4" belki	Mor	14	sć rozwa	0,10	0,08	0,06	0,09	0,06	0,08	0,06	0,08	0,08	0,10		60'0	0,06	0,05	0,08	0,07	0,11
mie "p3		12	Szeroko	0,09	0,07	0,06	0,08	0,04	0,07	0,03	0,07	0,06	0,08		0,08	0,06	0,02	0,08	0,06	0,10
w pozio		10		0,08	0,05	0,05	0,06	0,03	0,07		0,07	0,04	0,05		0,06	0,05		0,07	0,04	60'0
rcia rys		8		0,05	0,04	0,02	0,04	0,02	0,06		0,06	0,02	0,04		0,03	0,03		0,06	0,03	0,06
ć rozwa		7		0,04	0,04		0,03		0,05		0,05		0,03		0,02	0,02		0,05	0,02	0,05
zerokoś		9		0,02	0,03		0,03		0,03		0,03					0,02		0,03		0,04
Z5.29. S		5					0,02				0,02							0,02		0,03
Tablica		Rysa nr		r1	r2	r3	r4	r5	r6	r7	r8	r9	r10	r11	r12	r13	r14	r15	r16	r17

bell
"p34"
poziomie
ys w 1
rozwarcia r
ość
Szeroka
6
Z5.2
olica

aulica z	2 . 0C .C	ozeloku	SC 10ZW	/al Clá 1)	v puz		h/∠ u									
							Mon	nent zgir	nający [k	(Nm]						
Rysa nr	5	9	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
						Szeroko	ść rozwa	arcia rys	y w pozi	iomie p 7	72 [mm]					
r1-1			0,02	0,02	0,04	0,05	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,06	0,06
r1-2															0,03	0,04
r2			0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,11
r3					0,02	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12	0,12
r4			0,02	0,03	0,05	0,06	0,06	0,08	60'0	0,10	0,11	0,11	0,12	0,14	0,15	0,15
r5						0,02	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10
r6			0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,12
r7						0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12
r8		0,02	0,03	0,05	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	60'0	0,09	0,10	0,11	0,13
r9					0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	60'0	0,10	0,11	0,11	0,12	0,14
r10			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14
r12			0,02	0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	60'0	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,13
r13				0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,11
r14							0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,16
r15		0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10
r16					0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,14
r17			0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14	0,15	0,15	0,16	0,18

Tablica Z5.30. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p72" belki B3

		32		0,02	0,06	0,06	0,08	0,06	0,06	0,07	0,06	0,07	0,07	0,07	0,05	0,08	0,05	0,07	0,13	
		30		0,02	0,05	0,06	0,07	0,05	0,06	0,06	0,05	0,07	0,06	0,06	0,03	0,05	0,05	0,06	0,11	
		28		0,02	0,05	0,05	0,06	0,04	0,05	0,06	0,05	0,06	0,05	0,06	0,03	0,05	0,05	0,05	0,11	
		26			0,05	0,05	0,06	0,04	0,04	0,06	0,04	0,05	0,05	0,06	0,02	0,05	0,05	0,04	0,11	
		24			0,04	0,04	0,06	0,04	0,04	0,06	0,04	0,05	0,05	0,06	0,02	0,05	0,05	0,04	0,10	
		22	[mm]		0,04	0,04	0,05	0,03	0,04	0,05	0,03	0,04	0,05	0,06	0,02	0,04	0,04	0,03	0,09	
	١m]	20	mie p11 (0,04	0,04	0,04	0,03	0,04	0,04	0,03	0,04	0,04	0,05		0,03	0,04	0,02	0,09	
	ający [k∿	18	w pozio		0,03	0,03	0,04	0,02	0,04	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05		0,03	0,04	0,02	0,07	
ki B3	nent zgir	16	ircia rysy		0,03	0,02	0,03	0,02	0,04	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04			0,04		0,07	
10" bel	Mon	14	ść rozwa		0,03	0,02	0,03		0,04		0,03	0,03	0,03	0,03			0,04		0,06	
omie "p1		12	Szeroko		0,02	0,02	0,02		0,03		0,03	0,02	0,02	0,02			0,04		0,05	
w pozic		10			0,02	0,02	0,02		0,03		0,02		0,02	0,02			0,03		0,04	
urcia rys		8							0,02				0,02				0,02		0,02	
ść rozwa		7																		
Szeroko:		9																		
Z5.31. (5																		
Tablica		Rysa nr		r1	r2	r3	r4	r5	r6	r7	r8	r9	r10	r12	r13	r14	r15	r16	r17	

elki I
0" b
11
ď
omie
pozic
ß
rys
rozwarcia
ść
serokc
S
.31.
ZS
blica

Tablica Z5.32. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p147" belki B3

	32					0,03
	30					0,03
	28					0,03
	26					0,02
	24					0,02
	22	7 [mm]				0,02
Nm]	20	mie p14				0,02
nający [k	18	/ w pozic				0,02
nent zgir	16	arcia rys)				0,02
Mor	14	sć rozwa				
	12	Szerokc				
	10					
	8					
	7					
	9					
	5					
	Rysa nr		r8	r14	r15	r17

					Mom	ent zgir	nający [kNm]				
Rysa nr	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	32
r1					R	ozstaw	rys [mr	n]				
							88					
r2			42					50				
r3		14	42					92				
r4			10					64				
r5		1	19					55				
r6	236								55			
r7			1	18					63			
r8								74				
r9			130					56				
r10		285									7	5
r11	200	205				10)4				, 	0
r12	590										2	9
r13							5	2				
115			1/	05					68			
r14			T	55					37			
r15							5	5				
r16 r17	13	38					8	3				

Tablica Z5.33. Rozstaw rys w belce B3



Belka BF3

Tablica Z		Rysa nr		r1	r2	r3	r4	r5	r6	r7	r8	r9	r10	r11	r12	r13	r14	r15	r16	r17	r18
.5.34. S		9				0,02											0,02				0,02
zerokoś		7		0,02		0,02					0,02						0,02		0,02		0,02
ć rozwa		8		0,03		0,02	0,02				0,02						0,03		0,02	0,02	0,04
rcia rys		10		0,04		0,03	0,03		0,03		0,04			0,03			0,05		0,03	0,02	0,05
w pozio		12		0,05		0,04	0,04		0,04		0,06			0,05			0,05		0,04	0,03	20'0
mie "p3 ⁴		14	5	0,06		0,05	0,05		0,06	0,02	0,07	0,02	0,02	0,07		0,02	0,06		0,05	0,03	0,08
4" belki		16	Szerokość	0,07	0,03	0,07	0,05		0,06	0'03	60'0	0,04	0,03	0,08	0,02	0,03	0,06	0,02	0,06	0,03	0,10
BF3	Momen	18	rozwarci	0,08	0,04	0,08	0,06		0,07	0,04	0,10	0,04	0,04	60'0	0,03	0,03	0,07	0,03	0,07	0,03	0,11
	t zginając	20	a rysy w I	60'0	0,04	80'0	0,07	0,02	20'0	0,04	0,11	0,05	90'0	60'0	0,04	0,04	80'0	0,03	80'0	0,03	0,13
	:y [kNm]	22	poziomie	0,10	0,05	60'0	0,07	0,02	0,08	0,05	0,12	0,05	0,06	0,10	0,04	0,04	60'0	0,04	0,10	0,04	0,14
		24	p34 [mm	0,11	0,06	0,11	0,08	0,03	60'0	0,05	0,14	0,05	0,07	0,10	0,05	0,04	0,10	0,05	0,12	0,04	0,16
		26	[0,12	0,07	0,13	0,08	0,03	0,09	0,06	0,16	0,06	0,08	0,11	0,06	0,04	0,10	0,05	0,13	0,04	0,17
		28		0,12	0,08	0,14	0,08	0,03	0,10	0,06	0,17	0,06	0,08	0,12	0,06	0,04	0,11	0,05	0,14	0,04	0,19
		30		0,14	0,09	0,16	0,09	0,03	0,11	0,07	0,19	0,05	0,09	0,13	0,07	0,04	0,12	0,06	0,15	0,05	0,21
		32		0,16	0,09	0,17	0,09	0,03	0,12	0,07	0,21	0,05	0,10	0,14	0,08	0,05	0,12	0,06	0,17	0,05	0,23
		34		0,18	60'0	0,18	0,10	0,04	0,13	0,08	0,23	0,07	0,12	0,14	0,09	0,05	0,13	0,06	0,19	0,06	0,25
		35		0,18	0,09	0,20	0,10	0,05	0,14	0,08	0,25	0,08	0,13	0,15	0,10	0,05	0,14	0,07	0,20	0,06	0,26
	_																				,

	-	
•	-	
-	~	4
	٨	5
	ž	5
	Ì	
=	٢.	
C	1	7
	5	2
=	-	
	٩)
•	Ξ	
	۶	
	۶	3
	2	1
	Þ	J
	C	2
	Ž	5
	Ξ	
	E	\$
	<u> </u>	
	ñ	2
	٢	1
	3	3
•	7	5
	ž	1
	ά	Ĵ
	2	2
	۲	5
	۶	2
	2	2
	2	
ì	S	2
	۶	5
	č	2
	Ż	2
	5	2
	ā)
	Ñ	j
C	1	2
1		
•		ŕ
•	4	5
Ì		•
ļ	ſ	2
ŀ	-)
1	1	1
	Ģ	Ş
	٩	2
ì		
	-	

	Nm]	22 24 26 28 30 32 34 35	omie p72 [mm]	05 0,06 0,07 0,08 0,09 0,09 0,10 0,10	05 0,06 0,07 0,08 0,08 0,10 0,11 0,11	07 0,08 0,09 0,11 0,12 0,14 0,15 0,15	05 0,05 0,06 0,06 0,07 0,07 0,07 0,07		07 0,07 0,08 0,09 0,09 0,10 0,11 0,11	02 0,02 0,03 0,03 0,03 0,03 0,03 0,03	08 0,09 0,11 0,12 0,13 0,14 0,15 0,16	04 0,04 0,04 0,04 0,04 0,04 0,04 0,05	0,02 0,03 0,04 0,04 0,04	08 0,09 0,10 0,10 0,11 0,12 0,13 0,13	04 0,04 0,05 0,05 0,06 0,07 0,07 0,07	03 0,04 0,04 0,04 0,04 0,05 0,05 0,05	05 0,05 0,06 0,06 0,07 0,07 0,08 0,08	02 0,03 0,03 0,03 0,03 0,03 0,03 0,04 0,04	07 0,08 0,09 0,09 0,10 0,11 0,12 0,14	.02 0,02 0,03 0,03 0,03 0,03 0,04 0,04	10 011 013 013 014 01E 016 018
arcia rys w poziomie "p72" belki		10 12 14 16	Szerokoś	0,04 0,04 0,05	0,04	0,02 0,04 0,04 0,04	0,02 0,03 0,03 0,04		0,02 0,03 0,04 0,05		0,03 0,04 0,05 0,05	0,02 0,02 0,03		0,02 0,04 0,05 0,06	0,02 0,02 0,02 0,02	0,02	0,02 0,03 0,03 0,03	0,02	0,02 0,04 0,04 0,05		
Tablica Z5.35. Szerokość rozw		Rysa nr 6 7 8		r1	r2	r3	r4	r5	r6	r7	r8	r9	r10	r11	r12 0,02 0,03 0,03	r13	r14	r15	r16	r17	10 00

•	
5	\simeq
	ð
	0
	Ξ.
- 6	2
	0
:	1
	<u>e</u>
	Ξ
	Б
•	5
	ð
	Õ
	≥
	S
	>
	H
	Б
	$\dot{\mathbf{O}}$
	Я
	×
	Б
	ö
	Ч
	õ
`	õ
	ž
	õ
	Ы
	Ň
ζ	n
	ŝ
	7
	n
	3
	ن
;	Ξ
	0

Moment zginalgety IRMNI 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 35 Serenkość rozwarcia rysy w poziomie p110 [mm] 7 0,02 0,02 0,02 0,03 0,03 0,03 0,03 0,05				,	•	•				ا مداما م							
14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 35 Szerokość rozwarcia rysy w poziomie p110 [mm] Zzerokość rozwarcia rysy w poziomie p110 [mm] 3003 0,03								Momeni	t zginając	:y [kNm]							
Szerokość rozwarcia rysy woziomie p110 [mm] Szerokość rozwarcia rysy woziomie p110 [mm] 0 0,02 0,02 0,02 0,03	6 7 8 10 12	8 10 12	10 12	12		14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	35
(1) <th< td=""><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>S</td><td>zerokość I</td><td>rozwarcia</td><td>a rysy w p</td><td>oziomie p</td><td>110 [mm</td><td>[1</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></th<>						S	zerokość I	rozwarcia	a rysy w p	oziomie p	110 [mm	[1					
(0,0) $(0,0)$									0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,03 <th< td=""><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>0,02</td><td>0,02</td><td>0,03</td><td>0,03</td><td>0,04</td><td>0,04</td><td>0,05</td><td>0,05</td></th<>										0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
(0,02) $(0,02)$ $(0,02)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,04)$ $(0,04)$ $(0,05)$ $(0,05)$ $(0,02)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,02)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,02)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,02)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,02)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,03)$ $(0,02)$ $(0,03)$ <						0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,05	0,06	20'0
0,02 $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,04$ $0,04$ $0,04$ $0,05$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,05$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,04$ $0,04$ $0,05$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,02$ $0,03$																	
0,02 $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,04$ $0,04$ $0,05$ $0,05$ $0,05$ $0,06$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,04$ $0,04$ $0,04$ $0,05$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,06$ $0,07$ $0,07$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,04$ $0,02$ $0,02$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,03$ $0,04$ $0,05$ $0,06$ $0,06$ $0,07$ $0,07$ $0,07$ $0,07$ $0,06$							0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0'02
0,02 0,02 0,02 0,02 0,03 0,03 0,03 0,03 0,03 0,04 0,04 0,05 0,02 0,03 0,03 0,04 0,04 0,03 0,03 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,07 0,03 0,							0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	90'0
0,02 0,03 0,03 0,04 0,04 0,05 0,06 0,06 0,07 0,07 0,07 1						0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05
0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,03						0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07
0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,02 0,03 0,03 0,04 0,05 0,05 0,06 0,03 0,03 0,03 0,03 0,03 0,04 0,05 0,05 0,06 0,03 0,03 0,07 0,07 0,07 0,08 0,09 0,09												0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
0,03 0,03 0,04 0,05 0,06 0,06 0,07 0,07 0,08 0,09							0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06
	0,02	0,02	0,02	0,02		0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07	0,08	0,09

Tablica Z5.36. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p110" belki BF3

				Mor	nent zgi	nający [k	Nm]						
Rysa nr	6	7	8	10	12	14	16	18	20	35			
r1					Rozstaw	rys [mm							
11				172				3	5				
r2				125				8	57				
r3						8	7						
r4									7	9			
r5		254				56							
r6		234	166					F 7	2	. /			
r7				1:	11			57					
r8								54					
	645							123					
r9				22	26			28					
r10								76					
r11		39	92					38					
r12				16	55	132	94						
r13						22							
r14							33						
r15				126			45						
115	270						82						
r16	270			57									
r17 r18		150				9	3						

Tablica	Z5.37 .	Rozstaw	rvs v	v belce	BF3
Labirca	LJ.J / .	ROZStuw	195 0		$\mathbf{D}\mathbf{I}\mathbf{J}$





	36		0,18	0,06	0,11	0,11	0,14	0,05	0,13	0,05	0,05	0,10	0,12	0,15	0,08	0,06	0,04	0,15	0,11	0,09	0,09	0,09	0,06	0,09	0,11	
	34		0,16	0,06	0,10	0,09	0,13	0,05	0,14	0,05	0,04	0,10	0,10	0,11	0,06	0,05	0,04	0,14	0,09	0,08	0,07	0,09	0,05	0,09	0,10	
	32		0,16	0,06	0,10	0,07	0,12	0,04	0,14	0,05	0,04	0,09	0,09	0,10	0,05	0,05	0,04	0,13	0,09	0,08	0,06	0,09	0,04	0,08	0,09	
	30		0,14	0,06	0,09	0,05	0,13	0,03	0,13	0,05	0,05	0,09	0,09	0,11	0,03	0,05	0,03	0,12	0,08	0,07	0,05	0,09	0,04	0,08	0,08	
	28		0,12	0,05	0,08	0,03	0,14		0,12	0,05	0,05	0,08	0,09	0,11		0,06	0,03	0,12	0,07	0,07	0,04	0,08	0,03	0,07	0,07	
	26		0,12	0,04	0,08	0,03	0,14		0,11	0,05	0,05	0,08	0,08	0,11		0,07	0,03	0,11	0,06	0,06	0,03	0,08	0,02	0,07	0,07	
	24	o34 [mm]	0,10	0,04	0,06	0,02	0,13		0,11	0,04	0,04	0,07	0,07	0,10		0,06	0,02	0,10	0,05	0,06	0,02	0,07		0,07	0,07	
/ [hhm]	22	oziomie I	0,09	0,04	0,06		0,11		0,10	0,04	0,04	0,07	0,07	0,08		0,06		60'0	0,04	0,06		0,07		0,06	0,06	
vainaiac.	20	a rysy w p	0,08	0,04	0,06		60'0		0,10	0,03	0,03	0,06	0,06	0,07		0,06		0,08	0,03	0,05		0,07		0,06	0,05	
Moment	18	rozwarcia	0,07	0,02	0,05		60'0		0,08	0,03	0,03	0,05	0,04	0,06		0,05		0,08		0,06		0,06		0,05	0,05	
	16	zerokość	0,06		0,04		0,08		0,06	0,02	0,02	0,04	0,04	0,06		0,04		0,07		0,06		0,05		0,05	0,04	
24 211	14	S	0,05		0,03		0,06		0,04	0,02	0,02	0,04	0,03	0,06		0,04		0,05		0,06		0,04		0,04	0,03	
bozod u	12		0,04		0,03		0,03		0,05		0,02	0,04		0,06		0,04		0,04		0,04		0,03		0,03	0,03	
- C - 11-	10		0,04				0,02		0,04			0,03		0,03		0,02		0,02		0,03		0,02		0,03	0,02	
m 11 201 0	∞		0,03				0,02		0,02					0,02										0,02		•••••
6040107	7		0,02				0,02																	0,02		
	9		0,02																							
	Rysa nr		1	r2	r3	r4	r5	r6	r7	8	61	r10	r11	r12	r13	r14	r15	r16	r17	r18	r19	r20	r21	r22	r23	

Tablica Z5.38. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p34" belki BF3a

			_		_								_		_					_	_	_
		36		0,11	0,07	0,04	0,14	0,07	0,09	0,08	0,12	0,03	0,12	0,08	0,05	0,08	0,09	0,05	0,08	0,05	0,08	0,07
		34		0,09	0,07	0,03	0,13	0,07	0,09	0,07	0,09	0,02	0,11	0,10	0,04	0,07	0,08	0,05	0,08	0,05	0,08	0,06
		32		60'0	0,06	0,02	0,12	0,06	0,08	0,06	0,08		0,11	0,10	0,04	0,07	0,08	0,05	0,07	0,05	0,07	0,06
		30		0,08	0,05	0,02	0,11	0,06	0,07	0,06	0,08		0,11	0,09	0,04	0,07	0,07	0,05	0,07	0,04	0,07	0,05
		28		0,08	0,04	0,02	0,09	0,06	0,06	0,05	0,08		0,11	0,08	0,03	0,06	0,07	0,04	0,06	0,04	0,06	0,04
		26		0,07	0,04	0,02	0,08	0,07	0,06	0,05	0,07		0,10	0,07	0,03	0,06	0,06	0,04	0,05	0,04	0,06	0,04
		24	p72 [mm	0,06	0,04	0,02	0,08	0,06	0,05	0,04	0,07		0,09	0,06	0,03	0,05	0,06	0,04	0,04	0,03	0,06	0,02
	y [kNm]	22	oziomie	0,04	0,04	0,02	0,07	0,06	0,05	0,04	0,06		0,08	0,04	0,03	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,05	
	t zginając	20	a rysy w p	0,04	0,03	0,02	0,06	0,05	0,05	0,04	0,05		0,06	0,03	0,02	0,05	0,03	0,03	0,03	0,03	0,05	
BF3a	Momen	18	rozwarci	0,04		0,02	0,04	0,04	0,04	0,03	0,04		0,05	0,04		0,04	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	
2" belki		16	szerokość	0,04		0,02	0,03	0,02	0,03	0,02	0,03		0,04	0,05		0,04		0,02	0,02	0,02	0,04	
mie "p73		14	0,	0,03		0,02	0,02	0,02	0,02		0,03		0,03	0,05		0,04		0,02		0,02	0,04	
w pozio		12		0,02				0,03	0,02		0,04		0,02	0,04		0,03		0,02		0,02	0,03	
rcia rys		10						0,02			0,03					0,02					0,02	
ść rozwa		8																				
Szerokoś		7																				
Z5.39. 5		9																				
Tablica		Rysa nr		r1	r2	r3	r4	r7	r10	r11	r12	r13	r14	r16	r17	r18	r19	r20	r21	r22	r23	r24

ĥ	η
•	
÷	(1)
	ŏ
2	2
	þ
:	Ξ.
•	mie
•	01Z0
	V DC
	vs v
	Ę
•	CIa
	War
	[20]
	ວ
`	0S
	Ř
	zerc
C	N
4	2.
e	2
	S.
:	ica
	0

									•								
								Moment	t zginając	:y [kNm]							
6 7 8 10 12 14	7 8 10 12 14	8 10 12 14	10 12 14	12 14	14		16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
						S	zerokość	rozwarcia	i rysy w p	oziomie I	0110 [mn	[[
								0,02	0,03	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06
							0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
								0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
											0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
													0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
										0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
									0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
										0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
													0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
												0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
								0,02	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
											0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04

Tablica Z5.40. Szerokość rozwarcia rys w poziomie "p110" belki BF3a

							Mon	nent z	zginaj	jący [l	kNm]						
Rysa nr	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
r1		F	Rozsta	aw rys	s w p	oziom	ie śro	odka o	ciężko	ości zl	orojei	nia ro	zciąga	anego	[mm]	
11						05						4	4				
r2						95						5	2				
r3			187											70			
rA							g)1						70			
														21			
r5								- 0							3	1	
r6								59							2	8	
r7											6	51					
r8				130	84						2	3					
r9			218	100							/7						
r10			210								47	0					
r11				8	7						4	·0					
r12											3	9					
r13								5	0						2	8	
		688									1				2	3	
r14							96							38			
r15					96					58							
r16											45						
r17			411		72						26						
r18											81						
r19							107							26			
r20												3	7				
r21							8	37			57						
r22							_				F			50			
r23		10	08							4	5						
r24										e	64						

Tablica Z5.41. Rozstaw rys w belce BF3a

Belka B1





Rys. Z6.1. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki B1



Rys. Z6.2. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki BF1



Rys. Z6.3. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki BF1a



Rys. Z6.4. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki B2



Rys. Z6.5. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki BF2



Rys. Z6.6. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki BF2a



Rys. Z6.7. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki B3



Rys. Z6.8. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki BF3



Rys. Z6.9. Ugięcie pomierzone czujnikami SAD256 (1S, 2S, 3S) oraz systemem Aramis w punktach 1A, 2A i 3A w zależności od momentu zginającego dla belki BF3a