



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

---

mgr inż. Marek Lehmann

# **ROZPRAWA DOKTORSKA**

*Nośność na ścinanie belek z fibrokompozytu na bazie  
piasków odpadowych*

Promotor:

dr hab. inż. Wiesława Głodkowska, prof. PK

---

KOSZALIN, LISTOPAD 2019



## **SPIS TREŚCI**

STRESZCZENIE	4
SUMMARY	5
WYKAZ WAŻNIEJSZYCH SKRÓTÓW I OZNACZEŃ	6
1. WPROWADZENIE	11
2. GENEZA PRACY	13
3. PRZEDMIOT, CEL I TEZY PRACY	15
4. STAN ZAGADNIENIA W ZAKRESIE PRZEDMIOTU PRACY	16
4.1. Rys historyczny	16
4.2. Ogólna charakterystyka fibrokompozytów	26
4.3. Mechanizmy nośności strefy przypodporowej	40
4.4. Czynniki wpływające na nośność na ścinanie	47
4.5. Rodzaje zniszczenia belek na ścinanie	54
4.6. Wybrane modele opisujące ścinanie i metody analityczne	56
5. PROGRAM I ZAKRES BADAŃ	72
5.1. Charakterystyka fibrokompozytu użytego w badaniach	72
5.2. Badania wiodące i uzupełniające	77
6. METODYKA BADAŃ	82
6.1. Strefa przypodporowa belek zginanych	82
6.2. Właściwości techniczne materiałów	87
7. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ	92
7.1. Badania uzupełniające	92
7.1.1. Wytrzymałość na ściskanie fibrokompozytu	92
7.1.2. Granica proporcjonalności i wytrzymałości resztkowe	93
7.1.3. Cechy wytrzymałościowe stali zbrojeniowej	97
7.2. Badania wiodące	98
7.2.1. Stan Graniczny Nośności	98
7.2.1.1. Kąt nachylenia ściskanych krzyżulców	98
7.2.1.2. Eksperymentalne i obliczeniowe nośności na ścinanie	100
7.2.1.3. Odkształcenia powierzchni bocznej oraz odkształcenia strzemion	113
7.2.2. Stan Graniczny Użytkowości	124
7.2.2.1. Zachowanie belek żelbetowych ze zbrojeniem rozproszonym pod wpływem obciążenia	124
7.2.2.2. Zarysowanie strefy przypodporowej	127

8.	PROPOZYCJA WYMIAROWANIA STREFY PRZYPODPOROWEJ ZGINANYCH ELEMENTÓW Z DROBNOKRUSZYWOWEGO FIBROKOMPozyTU	140
9.	PODSUMOWANIE I WNIOŚKI	156
10.	BIBLIOGRAFIA	160

## WYKAZ ZAŁĄCZNIKÓW

<b>Załącznik Z1.</b>	Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie oraz wytrzymałości resztkowych fibrokompozytu drobnokruszywowego	177
<b>Załącznik Z2.</b>	Wyniki badań stali zbrojenia	
<b>Załącznik Z3.</b>	Wyniki badań siły rysującej i niszczącej belek ze zbrojeniem rozproszonym i bez	182
<b>Załącznik Z4.</b>	Wyniki badań odkształceń pionowych powierzchni bocznych belek ze zbrojeniem rozproszonym i bez	183
<b>Załącznik Z5.</b>	Wyniki badań odkształceń strzemion belek ze zbrojeniem rozproszonym i bez	194
<b>Załącznik Z6.</b>	Wyniki badań teoretycznych i pomierzonych odkształceń strzemion w belkach ze zbrojeniem rozproszonym i bez	201
<b>Załącznik Z7.</b>	Wyniki badań szerokości rys ukośnych belek ze zbrojeniem rozproszonym i bez	207

## STRESZCZENIE

### *Nośność na ścinanie belek z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych*

W celu zagospodarowania kruszywa drobnego stanowiącego odpad po procesie hydroklasyfikacji w lokalnych kopalniach, Katedra Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu Politechniki Koszalińskiej opracowała fibrokompozyt drobnokruszywowy z piasków odpadowych. Bardzo dobre właściwości wytrzymałościowe fibrokompozytu, takie jak wytrzymałość na ściskanie, czy wytrzymałości resztkowe świadczą o tym, że opracowany materiał może być stosowany do wytwarzania elementów konstrukcyjnych. Przeprowadzone studia literaturowe, wykazały jednak, że istniejące metody wymiarowania na ścinanie nie ujmują całości aspektu ścinania i są poprawne jedynie dla części badań eksperymentalnych.

Przedmiotem niniejszej rozprawy doktorskiej jest drobnokruszywowy fibrokompozyt na bazie kruszywa odpadowego z zawartością włókien 1,2% w stosunku do objętości ( $94,5 \text{ kg/m}^3$ ) rozpatrywany, jako materiał konstrukcyjny. Celem jest doświadczalna ocena metod wymiarowania na ścinanie elementów fibrobetonowych wg prenormy Model Code 2010 oraz RILEM-TC-162-TDF pod kątem możliwości zastosowania tych metod do wymiarowania na ścinanie badanego fibrokompozytu.

Przeprowadzono badania eksperymentalne, które zostały podzielone na badania wiodące i uzupełniające. Badania wiodące obejmowały pomiar sił obciążających, ugięć, rejestrację odkształceń strzemion oraz odkształceń bocznych powierzchni belek w skali naturalnej, a także morfologię rys strefy przypodporowej. Badania uzupełniające obejmowały określenie wytrzymałości na ściskanie i wytrzymałości resztkowych fibrokompozytu, jak również określenie wytrzymałości na rozciąganie, granicy plastyczności oraz modułu sprężystości stali zbrojeniowej prętów głównych i strzemion.

Analiza badań wiodących obejmowała ocenę wpływu włókien na nośność strefy przypodporowej na działanie sił poprzecznych badanych belek. W zakresie stanu granicznego użyteczności, analizie poddano wpływ włókien na siłę rysująca, szerokość rozwarcia oraz ich rozstaw i ilość. Wyniki badań potwierdziły, że dodatek włókien zwiększa nośność belek na ścinanie i umożliwia redukcję zbrojenia konwencjonalnego na ścinanie oraz wpływa na zmniejszenie szerokości rys ukośnych. Tym samym udowodniono pierwszą tezę dysertacji. Kolejno dokonano obliczeń teoretycznych nośności na ścinanie wg metod Model Code 2010 oraz metody RILEM-TC-162-TDF i porównano z nośnościami eksperymentalnymi. W wyniku przeprowadzonej analizy wykazano, że wyżej wymienione metody w niewystarczający sposób definiują nośności na ścinanie.

Bazując na własnych spostrzeżeniach oraz wnioskach wynikających z badań innych autorów, stwierdzono, że powodem niezgodności nośności eksperymentalnych i teoretycznych jest przyjęta wytrzymałość resztkowa. Tym samym wprowadzono korektę wytrzymałości resztkowych, wówczas uzyskano dobrą zgodność między nośnościami eksperymentalnymi i obliczeniowymi. Wprowadzono ponadto poprawkę przedziału przyjmowanego kąta nachylenia krzyżulców ściskanych w tym nową zależność na jego wartość minimalną dla badanego drobnokruszywowego fibrokompozytu. Ponadto zaproponowano zmodyfikowaną metodę wyznaczania szerokości rozwarcia rys ukośnych w elementach z samymi włóknami oraz z włóknami i zbrojeniem konwencjonalnym na ścinanie. Tym samym uzyskano potwierdzenie drugiej tezy rozprawy doktorskiej, a mianowicie możliwości wykorzystania metody RILEM-TC-162-TDF oraz Model Code 2010 do wymiarowania na ścinanie belek wykonanych fibrokompozytu drobnokruszywowego na bazie piasków odpadowych z uwzględnieniem autorskich współczynników korekcyjnych.

Rozprawa doktorska liczy 246 stron, w tym załączniki stanowią 70 stron, zawiera 208 rysunków i 31 tablice, wykaz literatury obejmuje łącznie 233 pozycji.

## SUMMARY

### ***Shear capacity of Steel Fiber Reinforced Waste Sand Concrete Beams***

In order to develop the fine aggregate constituting the waste after the hydroclassification process at local mines, the Department of Concrete Structures and Concrete Technology at Koszalin University of Technology has developed a fine particle fibrocomposite from waste sands (SFRWSC - Steel Fiber Reinforced Waste Sand Concrete). Very good strength properties of the fibrocomposite, such as compressive strength and residual strength, indicate that the developed material can be used for the production of structural elements. However, literature studies have shown that existing shear design methods do not cover the whole shear aspect and are only valid for some experimental studies.

The subject of this doctoral dissertation is SFRWSC with a fiber content of 1.2% in relation to the volume (94.5 kg / m<sup>3</sup>) considered as a construction material. The aim is to experimentally evaluate the methods of designing shear elements of fiber-reinforced concrete according to the Model Code 2010 and RILEM-TC-162-TDF for the possibility of applying these methods to shear designing of the tested SFRWSC.

Experimental studies were carried out, which were divided into main and supplementary investigations. Main investigation included measurement of loading forces, deflections, stirrup deformations, and lateral deformation of beams on a natural scale. Supplementary investigation included determination of compressive strength and strength of residual fibrocomposite, as well as determination of tensile strength, yield strength and modulus of elasticity of reinforcing steel of main bars and stirrups.

The analysis of the main investigation included the assessment of the impact of fibers on the load-bearing capacity of the support area on the transverse forces of the tested beams. In terms of serviceability limit state, the influence of fibers on cracking force, opening width and their spacing and quantity were analyzed. The test results confirmed that the addition of fibers has a positive effect on the load-bearing capacity of the beam elements, which affects the reduction of conventional shear reinforcement and diagonal cracking of the tested beams, thus the first thesis has been proven. Next, theoretical calculations of the shear capacity were made according to the Model Code 2010 methods and the RILEM-TC-162-TDF method and compared with the experimental load capacities. Therefore, it has been shown that the above-mentioned methods insufficiently define the shear capacities.

Based on their own observations and the conclusions of other researchers, it was found that the reason for the inconsistency of experimental and theoretical capacity is the residual strength assumed. Thus, a correction was made to these strengths, after which the theoretical values matched the experimental values much better. Next, the correction of the angle of inclination of the compressed diagonals was introduced, including the new formula for its minimum value for the tested SFRWSC. In addition, a modified method for determining the crack width of the diagonal cracks in elements with only fibers and with fibers and classical shear reinforcement is proposed. Thus, confirmation of the second thesis of the doctoral dissertation on the possibility of using the RILEM-TC-162-TDF method and Model Code 2010 for designing of beams made of SFRWSC with corrective coefficients was obtained.

The doctoral dissertation is 246 pages long and it contains 208 figures and 31 tables. The list of literature includes 233 items and the attachments count 70 pages.

## WYKAZ WAŻNIEJSZYCH SKRÓTÓW, SYMBOLI I OZNACZEŃ

### Skróty

ACI	American Concrete Institute (Amerykański Instytut Betonu)
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement (przemieszczenie krawędzi rozwarcia rysy)
EC-2	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
LOP	Limit of Proportionality (Limit proporcjonalności)
MC2010	Pre-norma Konstrukcji Betonowych. fib Model Code 2010
MCFT	Modified Compression Field Theory (Zmodyfikowana teoria pola naprężeń ściskanych)
RILEM	International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (Międzynarodowa Unia Laboratoriów Badawczych dla Materiałów i Konstrukcji)
S - T	Strut and tie (model łukowo - ściągowy)
SFRC	Steel Fiber Reinforced Concrete (Beton modyfikowany włóknami stalowymi)
SGU	Stan graniczny użyteczności
SGN	Stan graniczny nośności
SMCFT	Simplified Modified Compression Field Theory (Uproszczona zmodyfikowana teoria pola naprężeń ściskanych)

### Symbole i oznaczenia

#### *Małe litery łacińskie*

$a$	odcinek ścinania, [mm]
$b_w$	szerokość środka, [mm]
$c$	grubość otuliny zbrojenia, [mm]
$d$	wysokość użyteczna przekroju, [mm]
$d_b$	średnica prętów, [mm]
$d_f$	średnica włókien, [mm]
$d_g$	wymiar kruszywa, [mm]

Nośność na ścianie belek z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych

$d_n$	wysokość strefy ściskanej w badaniu wytrzymałości resztkowej, [mm]
$f_{c,cyl}$	wytrzymałość na ściskanie określona na próbkach walcowych, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{c,cube}$	wytrzymałość na ściskanie określona na próbkach sześciennych, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct}$	wytrzymałość betonu na rozciąganie, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,sp}$	wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,L}^f$	granica proporcjonalności fibrobetonu, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{eq}$	wytrzymałość ekwiwalentna fibrobetonu, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{fcm}$	średnia wytrzymałość fibrobetonu na ściskanie, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{fcm,fl}$	średnia wytrzymałość fibrobetonu na rozciąganie przy zginaniu, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Ft,2.5}$	naprężenia resztkowe odpowiadające rozwarości rysy równej 2,5 mm, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Fts}$	resztkowa wytrzymałość w stanie użytkowalności (wytrzymałość po zarysowaniu do oceny rozwarości rysy w stanie użytkowalności), [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Ftu}$	graniczna resztkowa wytrzymałość (wytrzymałość po zarysowaniu do oceny rozwarości rysy w stanie nośności), [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Ri}$	wytrzymałości resztkowe, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{Rmi}$	średnia wytrzymałość resztkowa, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_t$	wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_y$	granica plastyczności stali zbrojeniowej, [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ywd}$	granica plastyczności stali zbrojenia na ścinanie, [N/mm <sup>2</sup> ]
$h$	wysokość przekroju zginanego, [mm]
$h_{sp}$	wysokość belki w miejscu nacięcia w badaniu wytrzymałości resztkowej, [mm]
$k$	współczynnik określający efekt skali, [-]
$k_{dg}$	współczynnik uwzględniający maksymalny wymiar kruszywa, [-]
$k_c$	współczynnik redukujący wytrzymałość betonu na ściskanie, [-]
$k_f$	współczynnik kształtu przekroju elementu, [-]
$k_v$	współczynnik uwzględniający efekt zazębienia się kruszywa w środku, [-]
$l_{cs}$	długość charakterystyczna, [mm]
$l_f$	długość włókien, [mm]
$s$	odchylenie standardowe, rozstaw strzemion, [N/mm <sup>2</sup> ], [mm]
$s_{max}$	maksymalny rozstaw strzemion, [mm]
$s_{mx}$	pionowy rozstaw rys ukośnych, [mm]
$s_{my}$	poziomy rozstaw rys ukośnych, [mm]
$s_{m\theta}$	średni rozstaw rys ukośnych, [mm]
$s_x$	osiowy rozstaw prętów podłużnych, [mm]



$w$	szerokość rozwarcia rysy, [mm]
$w_{avg}$	średnia szerokość rozwarcia rys ukośnych, [mm]
$w_{max}$	maksymalna szerokość rozwarcia rysy, [mm]
$w_u$	graniczna szerokość rozwarcia rysy, [mm]
$\bar{x}$	wartość średnia, [N/mm <sup>2</sup> ]
$x_{min}$	wartość minimalna, [N/mm <sup>2</sup> ]
$z$	ramię sił wewnętrznych [mm]

***Duże litery łacińskie***

$A_s$	pole powierzchni zbrojenia rozciąganego, [mm <sup>2</sup> ]
$A_{sl}$	pole przekroju rozciąganych prętów zbrojeniowych rozpatrywana przy nośności $V_{Rd,c}$ , [mm <sup>2</sup> ]
$A_{sw}$	pole przekroju klasycznego zbrojenia na ścinanie, [mm <sup>2</sup> ]
$D$	wysokość przekroju beleczki badania wytrzymałości resztkowej, [mm]
$E$	moduł sprężystości, [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c$	moduł sprężystości matrycy betonowej, [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{cm}$	średni moduł sprężystości betonu, [N/mm <sup>2</sup> ],
$E_s$	moduł sprężystości stali zbrojeniowej, [N/mm <sup>2</sup> ]
$F$	współczynnik włókien, [-]
$K$	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]
$N_{Ed}$	obliczeniowa siła podłużna w stanie granicznym nośności, [kN]
$V$	siła poprzeczna, [kN]
$V_{cal}$	obliczeniowa wartość siły poprzecznej, [kN]
$V_{cr}$	siła rysująca, [kN]
$V_{Ed}$	siła poprzeczna w stanie granicznym nośności, [kN]
$V_{exp}$	eksperymentalna wartość siły poprzecznej, [kN]
$V_f$	objętościowa zawartość włókien, [%]
$V_{Rd}$	nośność na ścinanie, [kN]
$V_{Rd,c}$	nośność na ścinanie przekroju żelbetowego bez klasycznego zbrojenia na ścinanie, [kN]
$V_{Rd,f}$	nośność na ścinanie przekroju fibrobetonowego bez klasycznego zbrojenia na ścinanie, [kN]
$V_{Rd,max}$	nośność na ścinanie z uwagi na zmiażdżenie krzyżulców betonowych, [kN]

- $V_{Rd,s}$  obliczeniowa wartość siły poprzecznej która powstaje gdy w klasycznym zbrojeniu na ścinanie osiągnięta jest granica plastyczności stali, [kN]  
 $V_{ult}$  maksymalna siła niszcząca na ścinanie, [kN]

**Małe litery greckie**

- $\alpha_{cw}$  współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskanym, [-]  
 $\beta_r$  kąt nachylenia rysy ukośnej do osi podłużnej elementu, [°]  
 $\gamma_c$  częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu, [-]  
 $\gamma_F$  częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla fibrobetonu, [-]  
 $\delta$  ugięcie belki, [mm]  
 $\varepsilon$  odkształcenie, [-]  
 $\varepsilon_{cs}$  odkształcenie skurczu, [-]  
 $\varepsilon_d$  odkształcenie powierzchni bocznej na skosie elementu, [-]  
 $\varepsilon_p$  odkształcenie pełzania, [-]  
 $\varepsilon_s$  odkształcenie w strzemionach, [-]  
 $\varepsilon_x$  odkształcenie podłużne w środku przekroju elementu, [-]  
 $\varepsilon_y$  odkształcenie pionowe powierzchni bocznej elementu, [-]  
 $\varepsilon_{yl}$  odkształcenie strzemion przy którym dochodzi do uplastycznienia stali, [-]  
 $\theta$  kąt między ściskanym krzyżulcem betonowym a osią belki prostopadłą do siły poprzecznej, [°]  
 $\lambda$  smukłość włókien, [-]  
 $v$  wskaźnik zmienności, [%]  
 $v_l$  współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu, [-]  
 $\rho$  gęstość pozorna w stanie suchym, [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\rho_f$  objętościowa zawartość włókien, [-]  
 $\rho_l$  stopień zbrojenia rozciąganego  $A_{sl}$ , [-]  
 $\rho_w$  stopień klasycznego zbrojenia na ścinanie, [-]  
 $\sigma$  naprężenie, [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{cp}$  naprężenie wywołane siłą normalną, [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_f$  naprężenia reszkowe przenoszone przez zarysowany fibrobeton, [N/mm<sup>2</sup>].  
 $\sigma_s$  naprężenie w stali zbrojeniowej, [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\tau_{fd}$  wartość obliczeniowa przyrostu wytrzymałości na ścinanie z uwagi na włókna, [N/mm<sup>2</sup>]

***Duże litery greckie***

$\Delta e$  mimośród siły  $N_{Ed}$ , [mm]

$\Delta l$  wydłużenie próbki rozciąganej, [mm]



## **1 WPROWADZENIE**

W budownictwie beton zwykły jest jednym z najpowszechniej stosowanych materiałów konstrukcyjnych. Znajduje on szerokie zastosowanie z uwagi na małe koszty produkcji i ogólną dostępność. Konstrukcje wykonane z betonu cechują się dużą sztywnością, trwałością oraz odpornością na działanie wysokich temperatur. Beton pomimo dużej wytrzymałości na ściskanie ma jedną znaczącą wadę - jest kruchy, a samo jego zniszczenie może nastąpić przy niewielkich odkształceniach. Jednym ze sposobów polepszenia właściwości kruchego betonu jest stosowanie dodatków w postaci włókien [46], [56], [156], [68].

Fibrobeton, czyli beton z włóknami ma bardziej ciągliwy charakter w porównaniu do kruchego betonu. Wykazuje on także większą odporność na ścieranie lub wytrzymałość zmęczeniową. Zastosowanie fibrobetonu po dzień dzisiejszy dotyczy głównie posadzek przemysłowych, elementów cienkościennych, konstrukcji szybów górniczych, nawierzchni dróg, czy stropów płytowych [30], [44], [46], [56], [58], [31], [96], [129], [32], [156], [189], [191]. W przemyśle budowlanym zastosowanie fibrokompozytów jest jednak niewielkie z uwagi na niejednorodną strukturę materiału. Cechy fibrobetonów zależą głównie od ilości dodanych włókien, ich kształtu i wielkości, oraz składu mieszanki, co wiąże się z późniejszą wytrzymałością matrycy cementowej [23], [51], [102] [178]. Zastosowanie fibrobetonów, jako materiału do wykonywania elementów konstrukcyjnych było rzadkością jeszcze pod koniec ubiegłego wieku. Wynikało to z faktu braku odpowiednich norm i zaleceń do wymiarowania fibrobetonowych elementów konstrukcyjnych. Wraz z pojawieniem się pierwszych norm [224], [225], [226], [219], [212] fibrobeton zyskiwał na znaczeniu w aspekcie elementów konstrukcyjnych. Niedoskonałości występują również przy projektowaniu i modelowaniu konstrukcji z fibrobetonu. Istnieje wiele modeli obliczeniowych fibrobetonu w zakresie zginania, ścinania czy przebicia, lecz zgodność z rezultatami eksperymentalnymi tych modeli nie zawsze jest zadowalająca [29], [142], [200], [63], [203]. Pomimo przedstawionych trudności używanie zbrojenia rozproszonego w postaci włókien, jako dodatku do mieszanki betonowej jest zasadne. Dodatek włókien powoduje, że konstrukcje fibrobetonowe wykazują większą nośność i sztywność w porównaniu z tradycyjnymi konstrukcjami żelbetowymi. W znaczny sposób redukują szerokości rozwarcia rys prostopadłych i ukośnych, oraz odkształcenia takie jak skurcz czy pełzanie. Z uwagi na wymiarowanie przekrojów są to bardzo istotne parametry, które mogą prowadzić do projektowania elementów konstrukcyjnych o większych rozpiętościach, lub bardziej ekonomicznych przekrojach.

W Katedrze Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu opracowano drobno-kruszywowy fibrokompozyt, który wytworzono przy użyciu piasków odpadowych (odpad poprodukcyjny). Materiał ten charakteryzuje się właściwościami zbliżonymi lub lepszymi niż beton zwykły [71], [79], [70]. Po wyznaczeniu wytrzymałości resztkowych wg normy EN 14651 [216] fibrokompozyt zaklasyfikowano wg Model Code 2010 [212], jako 7b co

oznacza, że materiał nadaje się do wytwarzania elementów konstrukcyjnych oraz może wpłynąć na redukcję tradycyjnego zbrojenia [88], [90], [85].

Początkowe prace eksperymentalne w tym zakresie wykonali W. Głodkowska, J. Domski i J. Kobaka [71], [72], [74], [75], [53], [68]. Z uwagi na brak kruszywa grubego, a tym samym większą kruchość ustalono, że w skład mieszanki muszą wchodzić włókna stalowe. W ten sposób stworzono drobnokruszywowy fibrokomozyt, który stał się przedmiotem badań właściwości takich jak: wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, wytrzymałości resztkowe, statyczny i dynamiczny moduł sprężystości, pełzanie, skurcz, mrozoodporność, odporność na ścieranie, przepuszczalność [76], [77], [78], [79], [80], [81], [82]. Stwierdzono, że dodatek włókien w znaczny sposób poprawia wyżej wymienione właściwości, a jego najkorzystniejsza zawartość w stosunku do objętości kompozytu wynosi 1,2% [78], [126]. Jednocześnie wyniki badań pozwoliły na przypuszczenie, że analizowany fibrokompozyt ma właściwości podobne lub lepsze od betonu zwykłego. Stąd może być użyty do wytwarzania elementów konstrukcyjnych, takich jak belki lub płyty. Po wyznaczeniu wytrzymałości resztkowych wg normy EN 14651 [216] fibrokompozyt zaklasyfikowano wg Model Code 2010 [212], jako 7b co oznacza, że materiał nadaje się do wytwarzania elementów konstrukcyjnych oraz może wpłynąć na redukcję tradycyjnego zbrojenia.

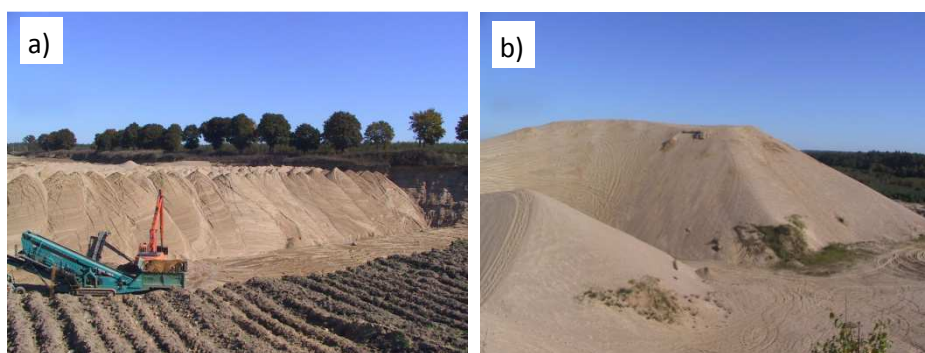
Pierwsze badania elementów belkowych zostały przeprowadzone przez W. Godkowską i M. Ziarkiewicza [205], [89]. Badanie belek na zginanie potwierdziło korzystny wpływ włókien na działanie momentu zginającego powiększając nośność na zginanie. Jednocześnie w aspekcie stanu granicznego użytkowalności, włókna spowodowały znaczne zwiększanie momentu rysującego, zmniejszenie szerokości rys prostopadłych oraz korzystnego wpływu na stan graniczny ugięć.

Kolejnym zadaniem badawczym jest analiza wpływu włókien na działanie sił ścinających w belkach z fibrokompozytu. Liczne badania na świecie prowadzone od lat 70-tych ubiegłego wieku wykazały, że zbrojenie rozproszone w postaci włókien w znacznym stopniu przyczynia się do wzrostu nośności na ścinanie. Dodatkowo wpływa na zmniejszenie szerokości rys ukośnych w strefie przypodporowej. Jednak problem projektowania przekrojów fibrobetonowych na ścinanie wciąż pozostaje aktualny. Pierwsze metody projektowania bazowały na autorskich, eksperymentalnych badaniach i miały ograniczony zakres stosowania. W chwili opublikowania dwóch europejskich norm RILEM -TC-162-TDF [219] oraz Model Code 2010 [212] wymiarowanie na ścinanie przekrojów fibrobetonowych uległa standaryzacji. Jednak autorzy wielu prac naukowych [9], [151], [12], [140] oceniających metody wymiarowania na ścinanie wyżej wymienionych norm stwierdzają, że występują znaczne różnice między wartościami eksperymentalnymi a obliczeniowymi. Dlatego też za główny cel naukowy pracy przyjęto ocenę metod projektowania ścinanych elementów fibrobetonowych wg norm Model Code 2010 i RILEM TC-162-TDF pod względem możliwości ich zastosowania do wymiarowania na ścinanie zginanych elementów wykonanych z drobnokruszywowego fibrokompozytu.

## 2 GENEZA PRACY

Zgodnie z Europejskim Stowarzyszeniem Kruszywa UEPG (Union Européenne des Producteurs de Granulats, European Aggregates Association) roczne wytwarzanie kruszywa w Europie sięga 2,5 mln ton [10], z czego znaczna ilość kruszyw (91%) pochodzi ze złóż kopalń lądowych. W całej populacji udział kruszyw żwirowo-piaskowych to 39%. Występowanie kruszyw-żwirowo piaskowych w Polsce jest mocno zróżnicowane i wynika z uwarunkowań geologicznych [177], a same kruszywa mają charakter złóż regionalnych. W północnej części kraju występują zwykle złoża piaszczyste pochodzenia lodowcowego i wodnolodowcowego. Struktura tego kruszywa to głównie piasek drobny z niewielkimi ilościami frakcji żwirowych. W ogólnym rozrachunku regiony północnej i środkowej Polski zawierają najmniej złóż kruszywa grubego (kolejno ok. 4% i 6%), natomiast aż 90% przypada na rejon południa [121].

Niewygodne uwarunkowania geologiczne spowodowały, że w regionie północnej Polski, pozyskiwanie kruszywa grubego musi odbywać się poprzez proces hydroklastyfikacji. Technologia ta polega na płukaniu mieszanego kruszywa a następnie rozsianiu na sitach. Ilość wydobytego materiału poddanego hydroklastyfikacji to ok. 43% urobku. Uzyskana wagowa ilość żwiru stanowi 20% - 25% całości materiału. Stąd pozostałe 75% do 80% stanowi piasek traktowany jako odpad (rys. 2.1). Określenie to jest prawidłowe, gdyż odpadami wydobywczymi są odpady powstające przy poszukiwaniu, wydobywaniu, fizycznej i chemicznej przeróbce rud i kopalin.



*Rys. 2.1. Widok hałd piasku w kopalniach kruszywa: a) czynnej b) nieczynnej [71], [69]*

Wyrobiskom powstałym w procesie hydroklastyfikacji należałoby przywrócić wartości użytkowe i przyrodnicze. Niestety taki proces rekultywacji jest bardzo kosztowny, stąd alternatywnym rozwiązaniem tego problemu może być zastosowanie piasku odpadowego jako pełnowartościowego kruszywa budowlanego, stanowiącego składnik wypełniacza kompozytu zbrojonego włóknami stalowymi. Jednocześnie takie wykorzystanie hałd piasków, miałyby walory ekologiczne pozwalające na przywrócenie wartości użytkowych terenom poddanym procesowi hydroklastyfikacji. Perspektywa wykorzystania piasku odpadowego do wytwarzania cementowych fibrokompozytów drobnokruchywo-

wych jest od wielu lat tematem badań i analiz pracowników Politechniki Koszalińskiej przedstawionych między innymi w pracach doktorskich [68] [53], [118], [126], [205].

Rozpatrując zastosowanie badanego fibrokompozytu, jako materiału do wytwarzania elementów konstrukcyjnych należy zwrócić uwagę na brak odrębnych przepisów odnośnie projektowania elementów z tego materiału. Z uwagi na podobieństwo do fibrobetonu, słusznym rozwiązaniem wydaje się sprawdzenie i ewentualne przystosowanie obecnych przepisów projektowania konstrukcji fibrobetonowych do wymiarowania konstrukcji z opracowanego fibrokompozytu. Należy dodać, że praca M. Ziarkiewicza [205] dotyczyła adaptacji europejskich przepisów wymiarowania na zginanie [226], [224], [219], [212] poprzez badanie elementów belkowych z opracowanego materiału. Autor przystosował normowe metody wymiarowania na zginanie przekrojów fibrobetonowych do projektowania zginanych elementów wykonanych z fibrokompozytu drobno-kruszywowego, uzyskując dobrą zgodność wartości eksperymentalnych i analitycznych. kolejnym zadaniem jest więc podobna analiza, ale w zakresie wymiarowania takich elementów z uwagi na ścinanie.

Mówiąc o fibrobetonie, a więc o betonie zwykłym z dodatkiem zbrojenia rozproszonego w postaci włókien, w ostatnich dziesięcioleciach dokonał się znaczny postęp w technologii, jak również w aspekcie mechaniki konstrukcji [8], [40], [52], [114], [164]. Pomimo to wymiarowanie elementów konstrukcyjnych na ścinanie nie jest ujednocnione. Europejskie przepisy, takiej jak normy RILEM TC-162-TDF [219], czy Model Code 2010 [212] ujmują w odmienny sposób określanie właściwości mechanicznych fibrobetonu jak również sposób wymiarowania przekrojów na ścinanie. Obecny stan wiedzy w tym zakresie wciąż zachęca badaczy do oceny i ewentualnej weryfikacji wyżej wymienionych metod projektowania.



### **3 PRZEDMIOT, CEL I TEZY PRACY**

Przedmiotem niniejszej rozprawy doktorskiej jest fibrokompozyt drobnokruszowy na bazie kruszywa odpadowego o zawartości włókien stalowych 1,2% w stosunku do objętości kompozytu. Materiał ten charakteryzuje się właściwościami mechaniczno-fizycznymi lepszymi bądź zbliżonymi do betonu zwykłego, a więc może być alternatywą dla betonu zwykłego do wykonywania zginanych elementów żelbetowych.

Celem naukowym dysertacji jest ocena metod wymiarowania ścinanych elementów fibrobetonowych wg norm Model Code 2010 [212] i RILEM TC-162-TDF [219] pod względem możliwości zastosowania tych metod do projektowania na ścinanie elementów wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszowego. Kolejnym celem jest wykazanie, że włókna stalowe jako zbrojenie rozproszone, mogą przyczynić się do poprawy nośności i użyteczności elementów konstrukcyjnych wykonanych z drobnokruszowego kompozytu.

Biorąc pod uwagę postawione cele naukowe, sformułowano następujące tezy rozprawy doktorskiej:

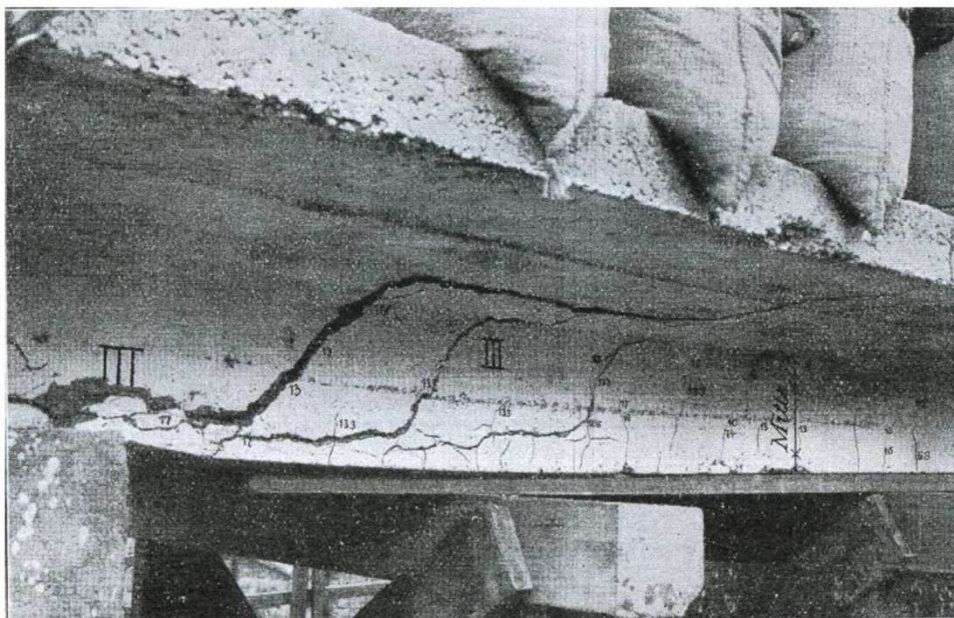
1. Dodatek włókien stalowych do kompozytu wykonanego na bazie piasków odpadowych przyczynia się do zwiększenia nośności na ścinanie elementów konstrukcyjnych, zmniejszenia szerokości rozwarcia rys ukośnych oraz umożliwia redukcję zbrojenia konwencjonalnego.
2. Metodyka obliczania nośności na ścinanie belek wykonanych z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych, oparta na normie RILEM TC-162-TDF i normie Model Code 2010 może stanowić podstawę do projektowania strefy przypodporowej zginanych elementów konstrukcyjnych.

Z uwagi na zainteresowanie lokalnych przedsiębiorców, wykonane badania będą podstawą do wdrożenia opracowanego fibrokompozytu do praktyki inżynierskiej. Otrzymane rezultaty z badań eksperymentalnych i analiz teoretycznych przyczynią się do przystosowania metod wymiarowania na ścinanie wg wyżej wymienionych norm dla elementów konstrukcyjnych z drobnokruszowego fibrokompozytu wg RILEM TC-162-TDF [219] i Model Code 2010 [212].

## 4 STAN ZAGADNIENIA W ZAKRESIE PRZEDMIOTU PRACY

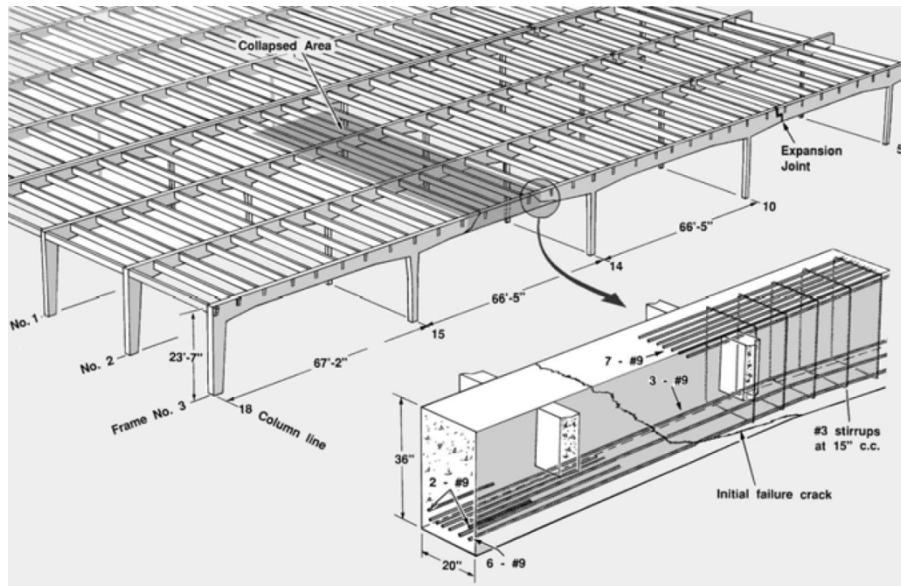
### 4.1. RYS HISTORYCZNY

W celu przedstawienia jak ważnym zjawiskiem jest zagadnienie ścinania w budownictwie betonowym, poniżej przedstawiono krótki rys historyczny zagadnienia w układzie chronologicznym. Problem działania sił poprzecznych na elementy betonowe pierwszy raz został nakreślony pod koniec XIX wieku. Pionierami w aspekcie ścinania byli Hennebique i Ritter, którzy jako pierwsi poruszyli temat strzemion przenoszących siły ścinające w elementach betonowych [143]. W roku 1908 Mörsch przedstawił swój patent na analizowanie strefy przypodporowej jako pojedynczą kratownicę statycznie wyznaczalną lub kilka wzajemnie nakładających się kratownic, w których ściskane krzyżulce reprezentowane są przez beton, natomiast strzemiona lub pręty odgięte odpowiadają za rozciąganie (rys. 4.1) [93].



*Rys. 4.1 . Zniszczenie na ścinanie przekroju teowego bez zbeojenia na ścinanie w badaniach Mörscha z 1908 roku [19]*

Następnie Kupfer poruszył zagadnienie kąta nachylenia krzyżulców betonowych ( $\alpha$ ) wykazując zależność:  $0,25 \leq \text{tg} \alpha \leq 1,00$  [139]. W 1955 roku w Ohio nastąpiła katastrofa budowlana w budynku magazynowym sił powietrznych, gdzie awarii z uwagi na ścinanie uległy betonowe belki podtrzymujące połąć dachowa [139].

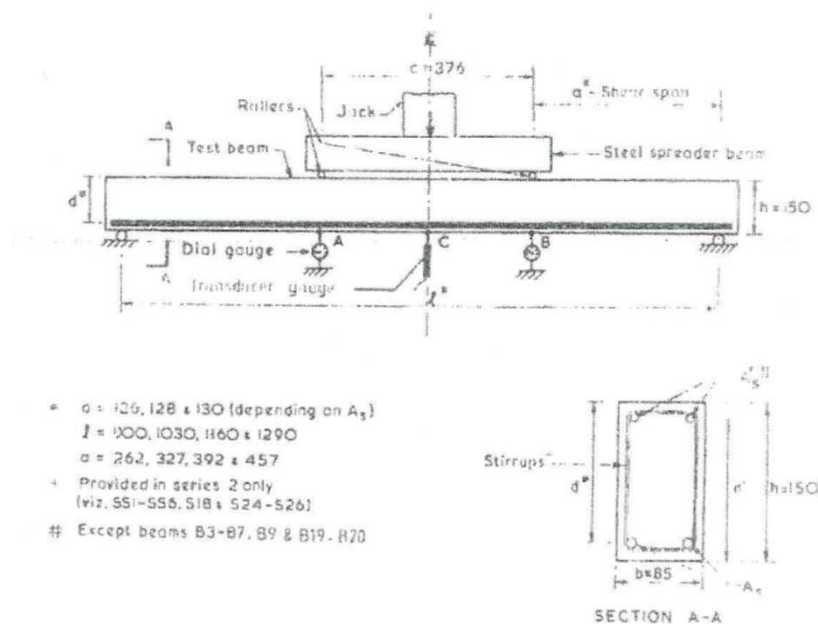


Rys. 4.2 . Zniszczenie na ścinanie belek budynku w Ohio [139]

Od tego czasu zainteresowanie zagadnieniem ścinania w budownictwie betonowym diametralnie wzrosło [139]. Kratownicowe modele rozbudowane przez Kani (model grzebieniowy, smukłość ścinania), Leonhardta (zróżnicowanie sztywności elementów tworzących kratownice), Thürlimana i Warlavena (wpływ sprężenia elementów betonowych na nośność na ścinanie). Dodatkowo Collins i Vecchico w 1986 roku udoskonaliли modyfikowaną teorię pola naprężeń ściskających dla elementów żelbetowych [7], [139]. Pomimo dużej wiedzy literaturowej i usystematyzowania wielu zmiennych, które mają wpływ na nośność na ścinanie mechanizm ścinania jest trudny do całkowitego zrozumienia. Rozpatrując zagadnienie ścinania w elementach fibrobetonowych komplikacji ulega całość zagadnienia, a wyżej przyjęte modele przekształca się z uwagi na działanie włókien. Poniższy przegląd stanu wiedzy ilustruje wieloaspektowe zagadnienie jakim jest zjawisko ścinania kompozytów cementowych ze zbrojeniem rozproszonym.

Temat wpływu włókien na nośność ścinania został rozpoczęty w latach '70tych, gdy Batson [21] opublikował wyniki badań wpływu kształtu, ilości i wymiarów zbrojenia rozproszonego na siłę poprzeczną. Badania przeprowadzono na belkach wolnopodpartych o wymiarach 101x152mm i rozpiętości 915mm w próbie 4punktowego zginania. Autor badaniami objął belki ze strzemionami oraz belki bez strzemion z włóknami. Na podstawie tych badań wywnioskował, że strzemiona mogą być zastąpione przez okrągłe, płaskie lub falowane włókna stalowe, które spowodują efektywny wpływ na nośność na ścinanie stref przypodporowych. W 1982 roku opublikowano badania Robertsza [161], w których analizie poddano 9 belek wolnopodpartych. Belki zawierały tradycyjne zbrojenie na zginanie oraz zbrojenie rozproszone w postaci włókien stalowych o procentowo zmiennej ilości. Wyniki również potwierdziły korzystny wpływ włókien na nośność na ścinanie. Wartościową publikacją była wydana w 1985 roku praca autorstwa Swamy'ego z zespołem [185]. Zbadano 3,5 metrowe belki wolnopodparte o rozpiętości podpór 2,8m. Badaniami objęto 11 belek z czego 2 o przekroju prostokątnym i 9 o przekroju teowym. Na-

stępnie ilościowo określono udział zbrojenia rozproszonego w postaci falistych włókien na nośność na ścinanie oraz na deformację belek przy zniszczeniu. Efektem przeprowadzonych badań i analiz było opracowanie wzoru pozwalającego na wyznaczenie naprężeń ścinających przy zniszczeniu strefy przypodporowej. Ważna praca poruszająca kolejny aspekt problemu ścinania opublikowana została w 1986 roku przez Sharmę [166]. Autor postawił sobie za cel zbadanie wpływu zbrojenia rozproszonego na współpracę z tradycyjnym zbrojeniem na ścinanie. Wynioskowano że włókna stalowe w połączeniu ze strzemiionami dają bardzo dobre rezultaty przenoszenia sił ścinających. Rok 1987 był niewątpliwie przełomem w omawianym zagadnieniu. Kaushik z zespołem [115] wykazał, że zawartość włókien stalowych, jak również ich smukłość w dużym stopniu wpływa na nośność strefy przypodporowej. Analiza uzyskanych wyników badań pozwoliła autorom opracować empiryczny wzór na nośność na ścinanie elementu fibrobetonowego. Murty [145] przedstawił wyniki badań na 11 prostokątnych belkach, gdzie analizie poddał smukłość ścinania, smukłość włókien jak również procentową ich zawartość. Jednak najważniejszą publikacją w roku 1987 okazała się praca Narayana i Darwisha [147]. Autorzy zbadali 49 prostokątnych belek, z czego 10 zbrojonych strzemiionami w rozstawach 80 lub 130mm, 33 zbrojone były falistymi włóknami zamiast strzemiion o procentowo zmiennej zawartości od 0,25% do 3,00%, a 6 belek nie posiadało zbrojenia na ścinanie. Wszystkie belki były zbrojone na zginanie - stopień zbrojenia wynosił 2,00%, 3,69% i 5,72%. Belki poddawane były próbie czteropunktowego zginania (rys. 4.3) przy czym smukłość ścinania ( $a/d$ ) była zmienna i wynosiła: 2,0; 2,5 i 3,0. W badaniach uzyskano podobne modele zniszczenia belek ze strzemiionami i zbrojonych tylko zbrojeniem rozproszonym. Jednak ze względów bezpieczeństwa włókna stalowe wg autorów nie mogą w pełni przejąć pracy strzemiion na odcinkach przypodporowych w przypadku elementów silnie obciążonych. W publikacji [147] omówiono autorską metodę wymiarowania na ścinanie elementów fibrobetonowych powszechnie stosowaną na całym świecie.

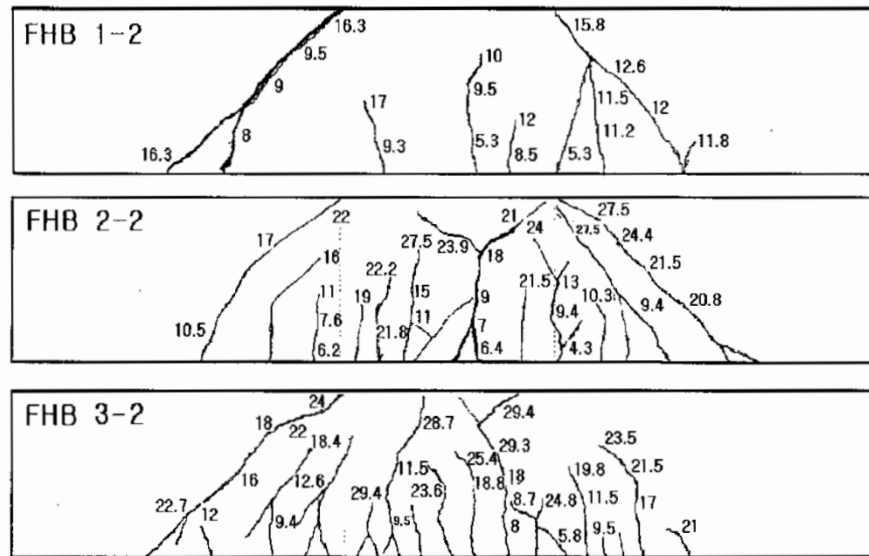


Rys. 4.3. Schemat statyczny belki w badaniach Narayana i Darwisha [147]

W roku 1990 Al-Ta'an [6] zaproponował autorską metodę obliczania nośności belek ze zbrojeniem rozproszonym bez strzemion i wykazał dobrą zgodność z wartościami eksperymentalnymi uzyskanymi w badaniu 89 belek zniszczonych na ścinanie. Ashour w kolejnej publikacji z 1992 roku [16], przedstawił wyniki badań belek z betonu wysokiej wytrzymałości. 18 belek posiadało jedynie zbrojenie na zginanie i zmienną zawartość włókien od 0,5% do 1,5% w stosunku do objętości mieszanki. Autor przeprowadził następnie obliczenia wg metod zaproponowanych przez Narayana i Darwisha oraz przez Swamy'ego, jak również wprowadził własne modyfikacje do metody zaproponowanej przez ACI i Zsutty. W tym samym roku (1992) Saluja w swojej pracy [163] przedstawił badania belek krępych ( $a/d=2,0$ ) o zawartości włókien od 0% do 1,50%. Podstawą tej metody było przyjęcie końcowych naprężeń rozciągających w fibrobetonie oraz wzajemnych relacji momentu zginającego i siły poprzecznej. Zamierzeniem autora było stworzenie uniwersalnej metody do wymiarowania kompozytów fibrobetonowych. Swamy [183] w 1993 roku przedstawił problem ścinania dla betonów lekkich ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien na belkach o przekroju dwuteowym oraz wpływ włókien na nośność na ścinanie. Autor stwierdził, że prostokątne przekroje zginanych belek nie są najlepsze przy analizie zginania elementów fibrobetonowych oraz, że w przekrojach dwuteowych zbrojenie rozproszone pracuje bardziej efektywnie. Wybór betonu lekkiego do wykonania elementów fibrobetonowych uzasadnił wyraźniejszym wpływem zbrojenia rozproszonego na współpracę z betonem lekkim, który posiada zwykle mniejszą wytrzymałość na rozciąganie, jak również mniejszy moduł sprężystości od betonu zwykłego. Stworzono algorytm do określania teoretycznej nośności na ścinanie zarówno dla betonu lekkiego, jak i zwykłego. Następnie zbadano 18 belek w teście czteropunktowego zginania w rozpiętości 3m. Połowa była zbrojona falistymi włóknami o 1% zawartości w stosunku do objętości a wszystkie belki nie zawierały klasycznego zbrojenia na ścinanie. Elementy zniszczyły się z uwagi na działanie siły poprzecznej, jednocześnie wyniki potwierdziły korzystny wpływ włókien na nośność na ścinanie. Autor również stwierdził, że na belkach z włóknami powstawała większa ilość rys zarówno prostopadłych, jak i ukośnych przy mniejszym ich rozstawie w porównaniu do belek bez włókien. Większa ilość rys powodowała jednocześnie mniejszą ich szerokość rozwarcia co potwierdza pozytywny wpływ włókien na przenoszenie naprężeń rozciągających w betonie. W roku 1994 opublikowano pracę Shina z zespołem [168], poświęconą badaniu nośności oraz ciągliwości fibrobetonowych belek wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości ok. 80 MPa. Badania wykonano na prostokątnych belkach w ilości 22 w teście trzypunktowego zginania. W badaniach zmienna była ilość włókien, smukłość ścinania oraz zbrojenie na zginanie. Analizie poddano nośności na ścinanie oraz zarysowanie przy wyżej wymienionych zmiennych. Ostatecznie zaproponowano empiryczną metodę do określania nośności na ścinanie w belkach z betonu wysokiej wytrzymałości z dodatkiem włókien. Prócz włókien stalowych w literaturze pojawiają się artykuły, w których badacze wykorzystują

włókna z innych materiałów. Furlan z zespołem [62] w 1997 roku przedstawili wpływ włókien z polipropylenu oraz stali na nośność na ścinanie belek prostokątnych. Belki poddane były próbie czteropunktowego zginania, posiadały stałe zbrojenie główne, a część zbrojona była strzemionami. Autorzy przedstawili analizę naprężeniowo-odkształceniową dla strzemion i zbrojenia głównego, potwierdzając korzystniejszy wpływ włókien stalowych nad włóknami polipropylenowymi. W tym samym roku (1997) grupa autorów na czele z Imamem opublikowała artykuł [105] o wpływie włókien stalowych na nośność na ścinanie belek z betonów wysokiej wytrzymałości (od 50 MPa do 140 MPa). Belki analizowano przy jednoczesnym działaniu momentu zginającego i siły tnącej. Szukano również krytycznej wartości  $a/d$ , przy której elementy niszczyły się na ścinanie, a nie na zginanie. Ostatecznie Imam przedstawił autorski sposób obliczania nośności modyfikując niektóre założenia przedstawione przez Narayana i Darwisha. Lim w 1999 roku [130] opublikował badania na 9 belkach w których analizowano: mechaniczne zachowanie się belek zawierających włókna pod wpływem sił poprzecznych, użycie zbrojenia rozproszonego w postaci włókien, które zastąpiłoby tradycyjne zbrojenie na ścinanie oraz współpracę zbrojenia rozproszonego i strzemion na przenoszenie sił ścinających, zarysowanie i plastyczność w elementach belkowych. Ostatecznie autor przedstawił własną metodę określania nośności na ścinanie dla belek ze strzemionami i zbrojeniem rozproszonym. Kwak [124] w 2002 roku opublikował wyniki badań na 12 belkach wolnopodpartych obciążonych dwiema siłami skupionymi rozłożonymi w 1/3 rozpiętości elementu. Badany był wpływ zawartości włókien, smukłości ścinania na nośność na ścinanie oraz zarysowanie w strefie przypodporowej. Sześć belek wykonanych było z betonu o wytrzymałości na ściskanie równej 31 MPa, natomiast pozostałe z betonu o wytrzymałości 65 MPa. Strzemiona zostały użyte jedynie poza podporą w celu lepszego zakotwienia prętów zbrojenia głównego, natomiast nie występowały one w strefach ścinania elementu. Analizując wyniki badań autor stwierdził, że naprężenia normalne przy pojawieniu się rysy ukośnej, jak również niszcząca siła ścinająca wzrastają wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie, wzrostem zawartości włókien oraz zmniejszeniem smukłości ścinania (rys. 4.4). Dodatkowo wykorzystano rezultaty z badań 139 fibrobetonowych belek bez strzemion w celu oceny istniejących empirycznych metod określania nośności na ścinanie. Stwierdzono, że metoda Narayana i Darwisha oraz metoda zaproponowana przez autora dają najlepszą zgodność z wartościami eksperymentalnymi. W roku 2004 Kearsley z zespołem [116] przedstawił działanie nierdzewnych włókien stalowych na 27 belkach prostokątnych o wymiarach 150x230x1800mm. Trzy belki nie zawierały żadnego zbrojenia na ścinanie, dziewięć zawierało zbrojenie rozproszone o zmiennej zawartości w postaci włókien a kolejne piętnaście zawierało zarówno zbrojenie rozproszone i tradycyjne zbrojenie na ścinanie. Wszystkie belki miały stały stopień zbrojenia głównego równy 1,08%. Do określenia właściwości mechanicznych fibrobetonu określono wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu na belkach 150x150x750

w teście czteropunktowego zginania. Badania potwierdziły że nierdzewne włókna są mniej efektywne w stosunku zwykłych włókien stalowych.



Rys. 4.4. Przykład morfologii rys belek ( $a/d=2$ ) w badaniach Kwaka z zespołem [124]

W tym samym roku Cucchira i La Mendola [43] opublikowali badania prostokątnych belek wolnopodpartych ze strzemionami oraz bez strzemion poddanych testowi czteropunktowego zginania. Analizie poddano zachowanie się belek po osiągnięciu maksymalnych wartości naprężeń zarówno dla belek z włóknami stalowymi i bez. Zinterpretowano wykresy siła-ugięcie po osiągnięciu maksymalnej siły stwierdzając, że włókna mogą zmienić kruchy charakter mechanizmu ścinania w plastyczny mechanizm zginania co wiąże się z zmiennym kształtem rysy ukośnej oraz inną krzywą relacji siła - ugięcie. W roku 2010 Londhe [133] upowszechnił badania nad zachowaniem się żelbetowych belek pod działaniem dużych sił poprzecznych, zbrojonych konwencjonalnie jedynie na zginanie z dodatkiem zbrojenia rozproszonego (rys.4.5). Zinterpretował również udział różnych mechanizmów, które zjawisko ścinania przekazuje na dwie płaszczyzny ścicia w zbrojonym elemencie belkowym. Wszystkie belki miały wymiary 100x150x1200mm i zbrojone były haczykowatymi włóknami stalowymi o procentowej zawartości od 0,5 do 5%. Stopień podłużnego zbrojenia na zginanie był zmienny i wynosił 0,8 do 3,22%. Wytrzymałości betonu, mierzona na kostkach, zawierała się w przedziale od 34 do 41 MPa. Smukłość ścinania była stała i wynosił 3,20. Wszystkie belki były poddawane testowi czteropunktowego zginania, gdzie analizie poddawano sposób zniszczenia belek, morfologię rys, oraz ugięcie. Autor stwierdził, że zniszczenie belek na ścinanie następowało nagle podkreślając, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu wrażliwość na zniszczenie. Stwierdził, że obecność włókien korzystnie wpływa na nośność na ścinanie, pojawiając się rysy ukośnych jak również na ich szerokość rozwarcia.



Rys. 4.5. Postacie zniszczenia na ścinanie belek z badaniach Londhe [133]

W pracy Dinha [49] z 2010 zbadano 28 belek o szerokości 152 mm, wysokości użytecznej 381mm i długości 2440mm. Belki badane były w schemacie wolnopodpartym i obciążone jedną siłą w środku rozpiętości. Celem badań był wpływ zbrojenia rozproszonego jako zbrojenia na ścianie w belkach bez strzemion. Analizując rezultaty badań autor stwierdził, że użycie haczykowatych włókien stalowych w procentowej ilości równej lub większej od 0,75% prowadzi do zwiększenia ilości rys prostopadłych oraz znacznego wzrostu nośności na ścinanie w porównaniu z belkami z betonu zwykłego bez strzemion. Jednocześnie wszystkie fibrobetonowe belki osiągały naprężenia ścinające przynajmniej równe  $0,33\sqrt{f_c}$ . Wykazano również, że haczykowane włókna stalowe użyte do badań mogą być wykorzystane jako minimalne zbrojenie na ścinanie w belkach żelbetowych wykonanych z betonu zwykłego. W roku 2011 Ding [47] z zespołem opublikował wyniki badań belek ze zbrojeniem rozproszonym z betonu samozagęszczalnego poddanych działaniom dużych sił poprzecznych. Podjęto próbę zastąpienia strzemion włóknami stalowymi w przenoszeniu sił ścinających w belkach. Autor dokonał ponadto analizy wpływu włókien na zarysowanie ukośne. Głównym celem programu badań była możliwość zastąpienia strzemion włóknami stalowymi, współpraca włókien i strzemion w przenoszeniu sił ścinających w belkach oraz analiza wpływu włókien na zarysowanie ukośne. Badane belki miały wymiary 200mm x 300mm x 2400mm i poddane były działaniu dwóch sił skupiony w schemacie belki wolnopodpartej. Belki posiadały dwa stopnie zbrojenia strzemionami oraz dwie różne zawartości włókien. W tym samym roku (2011) Yakoub [199] zaproponował własną metodę projektowania fibrobetonów na ścinanie posiłkując się pracami Bazanta i Kima [22]. Niedostatkiem tej metody było pominięcie przenoszenia przez włókna stalowe naprężeń rozciągających wywołujących siły ukośne. Udział włókien stalowych w przenoszeniu siły poprzecznej uzależnił od wytrzymałości betonu na ściskanie, kształtu i smukłości włókien oraz ich udziału procentowego w stosunku do masy całego kompozytu. Autor przeprowadził analizę na 218 belkach fibrobetonowych i 72 belkach bez zbrojenia rozproszonego. Wykazano, że najbardziej efektywny kształt włókien w przenoszeniu naprężeń rozciągających stanowią włókna falowane, kolejno włókna haczykowate, a najmniej efektywne są okrągłe włókna proste.

Prace z ostatnich lat w dalszym ciągu podejmują niesprecyzowane aspekty ścinania w elementach fibrobetonowych. Proponowane są nowe sposoby badania i analizy



takich elementów [63], [45], [20] oraz kolejne autorskie metody lub modyfikacje metod już istniejących określania nośności na ścinanie [9], [203]. Jednocześnie powstało wiele artykułów przeglądowych, w których wykorzystywano obecny stan wiedzy na temat zjawiska ścinania w elementach fibrobetonowych w celu analizy zagadnienia [13], [153], [203], [86], [179], [125]. W celu podsumowania obecnego stanu wiedzy, w tabelicy 4.1 przedstawiono wybrane, autorskie metody wyznaczania nośności na ścinanie elementów fibrobetonowych.

**Tablica 4.1.** Ważniejsze formuły do wyznaczania nośności na ścinanie elementów z fibrobetonu

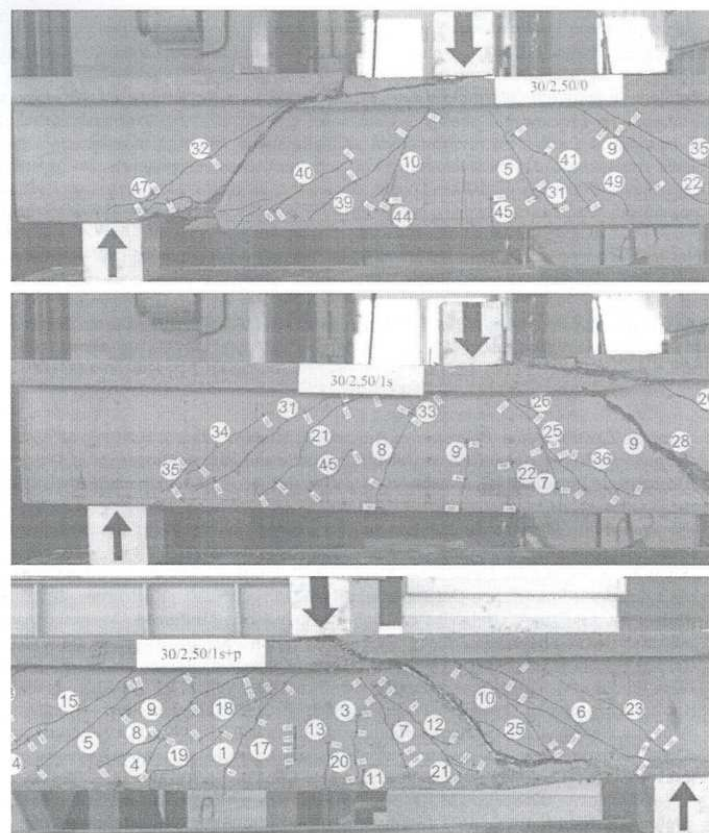
Autor	Formuła wyznaczania nośności na ścinanie [MPa]
Sharma (1986) [166]	$v_u = k \cdot f_t \cdot (d/a)^{0,25}$ $k=1$ dla bezpośredniej próby rozciągania, $k=2/3$ dla pośredniej próby rozciągania $k=4/9$ dla $f_t$ uzyskanego poprzez badanie na zginanie, lub $f_t = 0,79 \cdot f_c^{0,5}$
Naryanan i Darwish (1987) [147]	$v_u = e \cdot [0,24 \cdot f_{sp} + 80 \cdot \rho \cdot d/a] + v_b$ , $f_{sp} = f_{cu} / (20 - \sqrt{F}) + 0,7 + 1,0 \cdot \sqrt{F}$ $v_b = 0,41 \cdot \tau \cdot F$ , $e=1$ dla $a/d > 2,8$ ; $e = 2,8 \cdot a/d$ dla $a/d \leq 2,8$ $d_f=0,5$ dla włókien gładkich, 0,75 dla włókien falowanych, 1,0 dla włókien ząbkowanych
Kaushik (1987) [115]	$v_u = 0,24 \cdot U \cdot b_w \cdot \sqrt{(\rho_f \cdot l_f)}$ $U$ - naprężenie przyczepności między włóknami a matrycą cementową
Ashour (1992) [16]	$v_u = (2,11 \cdot f_c^{1/3} + 7F) \cdot (\rho \cdot d/a)^{1/3}$ dla $(a/d) \geq 2,5$
Swamy (1993) [183]	$v_u = 0,37 \cdot \tau \cdot V_f \cdot L_f / D_f + 0,167 \cdot \sqrt{f_c}$
Imam (1997) [105]	$v_u = 0,6 \cdot \frac{1 + \sqrt{(5,08/d_a)}}{\sqrt{1 + d/(25 \cdot d_a)}} \cdot \sqrt[3]{\rho \cdot (1 + 4 \cdot F)} \cdot \left[ f_c^{0,44} + 275 \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot (1 + 4 \cdot F)}{(a/d)^5}} \right]$ $d_f=0,5$ dla włókien gładkich, 0,9 dla włókien zdeformowanych, 1,0 dla włókien haczykowatych
Lim (1999) [130]	$v_u = 0,5 \cdot \tau \cdot V_f \frac{l_f}{d_f}$
Khuntia (1999) [117]	$v_u = (0,167 + 0,25F) \cdot \sqrt{f_c}$
Kwak (2002) [124]	$v_u = 2,1 \cdot e \cdot f_{sp}^{0,7} \cdot (\rho \cdot d/a)^{0,22} + 0,8 \cdot (0,41 \cdot \tau \cdot F)^{0,97}$ $e=1$ dla $a/d > 3,5$ ; $e=3,5$ dla $a/d \leq 3,5$
Yakoub (2011) [199]	$v_u = \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot (1 + 0,70 \cdot F)$ dla $a/d \geq 2,5$ $\beta = \frac{0,40}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}}$ , $\varepsilon_x = \frac{M/d_v + V}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot s_{xe} = \frac{35 \cdot s_x}{16 + d_a} \geq 0,85 \cdot s_x$ $M$ i $V$ to zewnętrzny moment zginający i siła poprzeczna działająca na odcinku $d_v$ , $s_x$ - parametr rozstawu rys ( $\approx d_v$ , ramię sił wewnętrznych), $d_v=0,9d$ lub $d_v=0,72h$ , $\varepsilon_x$ - odkształcenie podłużne w połowie efektywnej wysokości ścinania, $d_f=0,83$ dla włókien falowanych, 0,89 dla włókien o cyklicznie zmiennym przekroju, 1,0 dla włókien haczykowatych, 0,91 dla włókien gładkich
Gandomi (2011) [64]	$v_u = \frac{2 \cdot d}{a} \cdot (\rho \cdot f_c + v_b) + \frac{d}{2a} \cdot \frac{\rho}{(288 \cdot \rho - 11)^4} + 2$

**c. dalszy Tablicy 4.1.** Ważniejsze formuły do wyznaczania nośności na ścinanie elementów z fibrobetonu

Dinh (2011) [49]	$v_u = 0,13 \cdot \rho \cdot f_v + 1,2 \cdot \left( \frac{V_f}{0,0075} \right)^{1/4} \cdot \left( 1 - \frac{c}{d} \right), \quad c = 0,1 \cdot h$
------------------	---

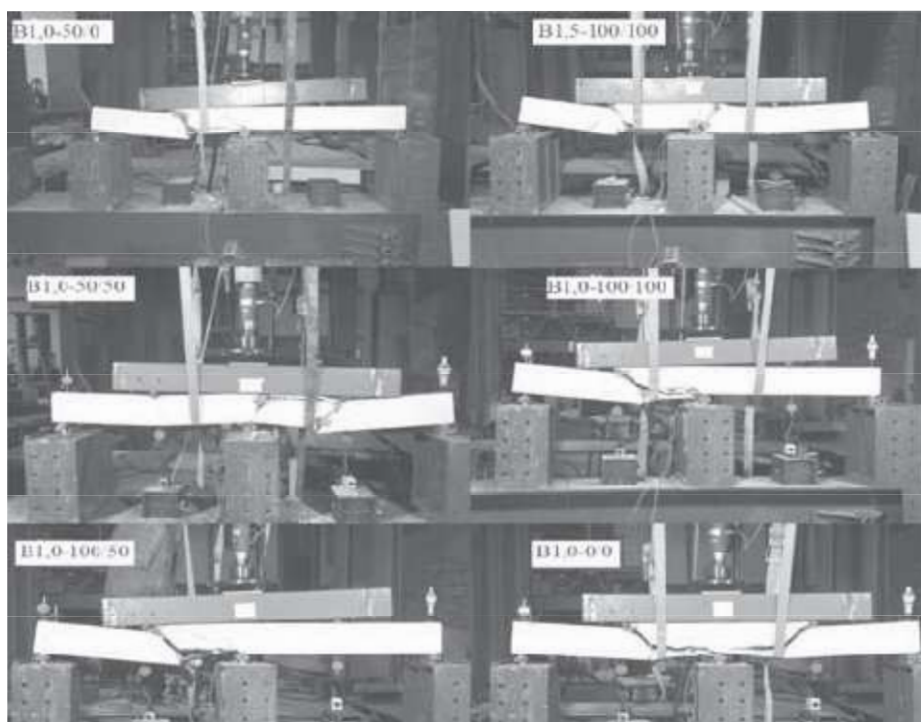
$f_{sp}$  - obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu fibrobetonu;  $f_{cu}$  - wytrzymałość na ściskanie fibrobetonu na próbkach walcowych;  $d_a$  - największy wymiar kruszywa;  $h$  - wysokość belki;  $F$  - współczynnik włókien ( $=L_f V_f d_f / D_f$ );  $v_u$  - nośność graniczna na ścinanie;  $v_c$  - nośność na ścinanie betonu;  $v_{fb}$  - dodatek nośności na ścinanie z uwagi na włókna;  $\tau$  - średnie naprężenie przyczepności między włóknami a matryca cementowa;  $\tau_{fd}$  - projektowe naprężenia ścinania;  $e$  - współczynnik efektu łukowego.

W Polsce zagadnienie ścinania w belkach wykonanych z fibrobetonu wciąż jest mało popularnym tematem badawczym. Pierwsze badania wykonywane na elementach belkowych ze zbrojeniem w postaci włókien wykonywali Czkwianianca i Domański [50]. Autorzy zajmowali się analizą odkształceń pionowych w strefach przypodporowych dwuprzęsłowych belek o różnej smukłości ścinania. Belki charakteryzowały się przekrojem teowym o wymiarach średnika 10cm i wysokości 36cm, zaś rozpiętość przęseł wynosiła 250cm (rys. 4.6). Jako zbrojenie rozproszone użyto stalowych włókien karbowanych w ilości 30kg/m<sup>3</sup> oraz polipropylenowych w ilości 4 kg/m<sup>3</sup>. Stwierdzono, że przebieg dkształceń pionowych ma charakter nieliniowy i w znacznym stopniu zależy od zbrojenia rozproszonego. Odnotowano, że udział włókien w przenoszeniu sił ścinających wynosił odpowiednio 24% przy zastosowaniu tylko zbrojenia stalowego oraz 42% przy łącznym użyciu włókien stalowych i polipropylenowych.



Rys. 4.6. Strefy przypodporowej po zniszczeniu elementów w badaniach Czkwianianca i Domańskiego [50]

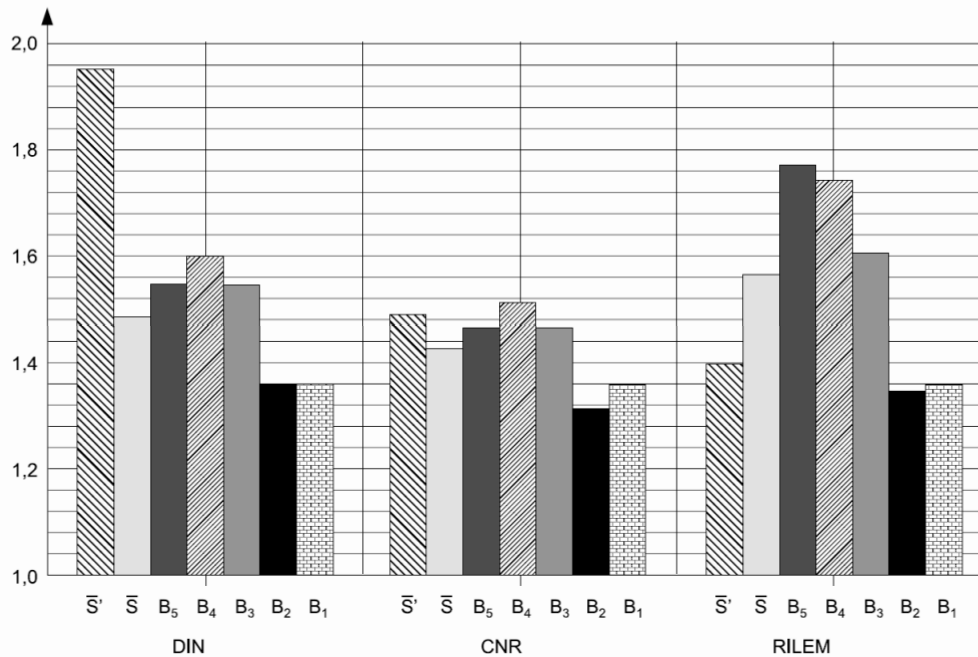
Od 2011 roku na Politechnice Białostockiej podejmowane są badania wpływu zbrojenia rozproszonego na nośność na ścinanie. Łapko wraz z zespołem [135] w 2013 roku opublikował badania belek wolno podpartych o wymiarach 80mm na 120mm, rozpiętości 1m i objętościowej zawartości włókien stalowych 1,5%. Wykazano, że dodatek zbrojenia rozproszonego zwiększa nośność na ścinanie od 42 do 50% a autorzy stwierdzili, że haczykowane włókna stalowe w ilości 1,5% mogą zastąpić klasyczne zbrojenie na ścinanie. W 2014 roku Krassowska [123] opublikowała badania belek dwuprzęsłowych o przekroju 80mm na 180mm i rozpiętości przęseł 1m. Badania były kontynuacją i rozszerzeniem analizy przedstawionej w artykule z 2013 roku [135]. Użyto w badaniach haczykowatych włókien stalowych o zawartości 1,0% i 1,5% w stosunku do objętości. Formy zniszczenia belek dwuprzęsłowych pokazano na rysunku 4.7.



Rys. 4.7. Modele zniszczenia belek dwuprzęsłowych w badaniach J. Krassowskiej [123]

Stwierdzono, że włókna zwiększają nośność belek od 30 do 100% oraz wykazano, że obliczanie nośności teoretycznych wg Eurokodu 2 [218] dla belek z włóknami daje duże rozbieżności wynoszące do 40%. Kolejna praca zespołu z Politechniki Białostockiej opublikowana została w 2017 roku [180]. Artykuł dotyczył obliczania nośności na ścinanie wg dostępnych metod dla belek fibrobetonowych o różnym rodzaju zbrojenia rozproszonego. W analizie wzięto pod uwagę stalowe włókna gładkie i karbowane. W oparciu o znajomość wytrzymałości resztkowych stwierdzono, że najkorzystniejszy wpływ na nośność na ścinanie mają haczykowane włókna karbowane, a najmniejszą włókna gładkie. Wykazano, że występują różnice w nośnościach obliczonych wg RILEM TC 162-TDF [219] i Model Code [212]. Podobną charakterystykę i analizę metod przeprowadził Kamiński wraz z zespołem [112]. Obliczone nośności na ścinanie wyznaczono w oparciu o znajomość stopnia zbrojenia włóknistego zależącego od smukłości włókien, przyczep-

ności do matrycy cementowej oraz objętościowego udziału. Podobnie jak w pracy [180] największe nośności obliczono wg metody RILEM TC 162-TDF (rys. 4.8).



Rys. 4.8. Wartości współczynnika  $S=V_{exp}/V_{tot}$  dla pięciu belek z fibrobetonu w badaniach Kamińskiego [112]

## 4.2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA FIBROKOMPÓZYTÓW

Idea wzmocniania kruchych materiałów włóknami znana jest od setek lat [132]. Już w starożytnym Egipcie i Babilonii, ścinki słomiane były używane do produkcji cegieł suszonych na słońcu, czy do wykonywania lepierek, a końskie włosie dodawano do wzmocnienia tynków gipsowych. Sam pomysł użycia włókien do zbrojenia betonu opatentowany został w 1874 roku przez Berarda. Zwykle, niezbrojone kompozyty cementowe charakteryzują się niską wytrzymałością na rozciąganie przy jednocześnie niskich odkształceniach co potwierdza ich kruchy charakter. Stąd elementy konstrukcyjne wykonane z betonu wymagają zbrojenia, które najczęściej stanowią wkładki stalowe w postaci prętów umieszczone w odpowiednich miejscach w zależności od bilansu naprężeniowego w elemencie. W przypadku zbrojenia rozproszonego z uwagi na dość losowe ułożenie w elemencie, nie są aż tak skuteczne w przenoszeniu naprężeń rozciągających, jak zbrojenie konwencjonalne. Jednak w przypadku, gdy włókna w betonie znajdują się blisko siebie, mogą w lepszy sposób kontrolować przebieg zarysowania wynikający z pracy elementu. Stąd zbrojenie konwencjonalne w efektywniej wpływa na nośność elementu a włókna na rysoodporność. Mimo wszystko występują przypadki, w których włókna są lepsze w stosunku do zbrojenia prętami:

- elementy cienkościennie o skomplikowanych kształtach, gdzie w ograniczonym stopniu zbrojenie konwencjonalne może być używane, a zbrojenie rozproszone

decyduje o nośności i rysoodporności elementu. W takich przypadkach ilość włókien jest dość duża dochodząca do 5% w stosu do objętości elementu,

- elementy przenoszące duże obciążenia przy wysokich deformacjach tj. poszycia tuneli, prefabrykowane pale, czy konstrukcje narażone na wybuchy,
- płyty lub nawierzchnie gdzie włókna stanowią zbrojenie drugorzędne stosowane do przenoszenia zarysowania w warunkach dużego gradientu temperatur i wilgotności gdzie zwykle zbrojenie nie byłoby tak efektywne.

Należy zaznaczyć, że do dzisiaj w większości przypadków zbrojenie rozproszone nie stanowi zamiennika dla zbrojenia konwencjonalnego. Włókna i pręty stalowe mają do spełnienia różne role w budownictwie betonowym i jest wiele przypadków, w których użycie włókien i prętów powinno być jednoczesne [139]. Rola włókien polega na zmianie kruchości charakteru materiału betonowego w bardziej ciągliwy i poprawiają zdolność pochłaniania energii materiału, stąd najczęściej stosuje się je do kontroli rys niż do zwiększenia nośności nawet jeśli w jakimś stopniu nośność tą poprawiają. Dlatego fibrobeton jest tak często wykorzystywany w osiągnięciu większej odporności na uderzenia, właściwości zmęczeniowych, czy odporności na ścieranie.

Szacuje się, że ilość włókien używana na całym świecie osiąga 300 tys. ton rocznie i stale rośnie. Jednakże należy zaznaczyć, że fibrobetony stanowią niewielką część całości betonu używanego rocznie w przemyśle betonowym [129]. Jak zostało to przedstawione w tablicy 4.2, istnieje dużo różnych typów włókien o różnych właściwościach. Najczęściej używane są włókna stalowe (ok. 50%), następnie włókna polipropylenowe (20%), szklane (5%) oraz inne włókna (ok 25%).

Ogólnie rodzaj włókien zależy zastosowania fibrobetonu. Włókna azbestowe używane były przez długi okres czasu w produkcji rur lub falistych czy płaskich pokryć dachowych. Szklane włókna znalazły swoje zastosowanie jako zbrojenie materiałów w przemyśle motoryzacyjnym, morskim. Syntetyczne włókna jak polietylenowe, polipropylenowe, akrylowe, poliwinylowe, poliestrowe i węglowe są wykorzystywane w matrycach cementowych głównie w celu redukcji rys skurczowych oraz dla zwiększenia odporności ogniowej.



Rys. 4.9. Przykładowe włókna używane w przemyśle budowlanym [37]

**Tablica 4.2.** Właściwości fizyczne włókien używanych, jako zbrojenie rozproszone w betonie [143]

Typ włókien	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Moduł sprężystości [GPa]	Odształcenia przy rozciąganiu [%]		Średnica włókien [μm]
			min	max	
Azbestowe	600÷3600	69÷150	0,1	0,3	0,02÷3
Węglowe	590÷4800	28÷520	1	2	7÷18
Aramidowe	2700	62÷130	3	4	11÷12
Polipropylenowe	200÷700	0,5÷9,8	10	15	10÷150
Poliamidowe	700÷1000	3,9÷6	10	15	10÷50
Poliestrowe	800÷1300	do 15	8	20	10÷50
Jedwabne	450÷1100	do 11	7	15	10÷50
Poliwinyłowe	800÷1500	29÷40	6	10	14÷600
Poliakrylonitrylowe	850÷1000	17÷18	9		19
Polietylenowe	400	2÷4	100	400	40
Polietylenowe o wysokiej gęstości	2585	117	2,2		38
Stalowe	200÷2400	200	1	2	50÷85
Szklane	1700	72	2		12÷20

Najpopularniejszym zbrojeniem rozproszonym w przemyśle budowlanym są włókna stalowe gdyż ich użycie efektywnie zwiększa wytrzymałość materiału i jednocześnie redukuje szerokość rys. Najczęściej wykonywane są one ze stali węglowej lub nierdzewnej. Przez lata dzięki nowym technologiom ich kształt się zmienia i obecnie włókna stalowe mają większą smukłość przy lepszej geometrii.

Z czasem włókna stalowe do betonu zostały sklasyfikowane w odpowiadających im normach. W Europie norma PN-EN 14889-1:2007 dzieli włókna na pięć grup w zależności od sposobu wytwarzania:

- Grupa I - z drutu ciągnionego na zimno,
- Grupa II - cięte z arkusza,
- Grupa III - ze stopu,
- Grupa IV - skrawane z drutu ciągnionego na zimno,
- Grupa V - skrawane z bloków.

Podobną klasyfikację przedstawia zaprezentowano w w normie amerykańskiej ASTM A820:

- Grupa I, - z drutu ciągnionego na zimno,
- Grupa II - cięte z arkusza,
- Grupa III - ze stopu,
- Grupa IV - pozostałe

Inną klasyfikację zamieszczono w normie japońskiej (JSCE) klasyfikując włókna z uwagi na kształt przekroju poprzecznego

- Typ 1: przekrój kwadratowy,
- Typ 2: przekrój okrągły,
- Typ 3: przekrój sierpowy.

Dla włókien stalowych zaproponowano trzy zmienne, dla lepszej kontroli ich efektywności:

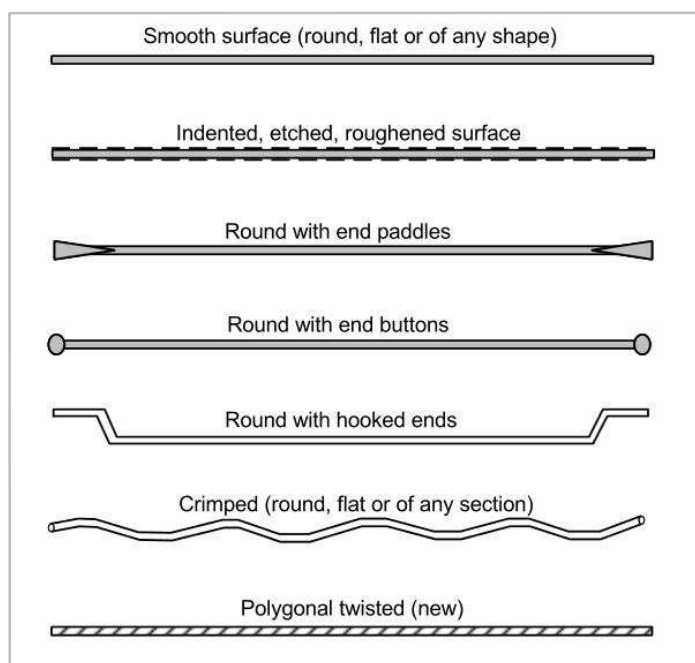
- smukłość włókien,
- kształt i rodzaj powierzchni,
- obróbka powierzchni.

Wartościową charakterystykę włókien opisał Naaman w swojej pracy z 2003 roku [146]. Stwierdził, że efektywna praca włókien w matrycy cementowej zależy od wielu czynników a same włókna powinny spełniać poniższe wymagania:

- wytrzymałość na rozciąganie większa o przynajmniej dwa lub trzy rzędy wielkości niż matrycy cementowej,
- przyczepność włókna do matrycy przynajmniej tej samej wielkości co wytrzymałość na rozciąganie matrycy,
- moduł sprężystości przynajmniej trzy razy większy niż moduł matrycy,
- dostateczna ciągliwość, tak aby włókno nie zniszczyło się na wskutek zginania lub przetarcia,
- współczynnik Poissona oraz współczynnik rozszerzalności cieplnej powinny mieć ten sam rząd wielkości co matrycy cementowej.

W przekrój pojedynczego włókna panuje pewna dowolność. Przekrój może być okrągły, prostokątny, nieregularny, płaski lub w kształcie wielokąta. W celu zapewnienia lepszej przyczepności do betonu, kształt samego włókna może być zróżnicowany: gładki (ang. smooth), ząbkowany (ang. indented), zdeformowany, falisty (ang. crimped) lub skręcony (ang. twisted). Duża różnorodność występuje również przy formie i kształcie zakończeń włókna, np. : proste, wiosłkowe (ang. paddes end), haczykowe (ang. hoked end), kuliste (ang. buttons end) (rys. 4.10).

Często spotyka się włókna pokryte cynkiem w celach antykorozyjnych lub mosiądzem dla polepszenia przyczepności. Fakt występowania tak wielu kształtów i zakończeń włókien z reguły jest podyktowany osiągnięciu lepszej przyczepności co z kolei prowadzi do lepszego wykorzystania wyższej wytrzymałości samych włókien w betonie. Jednocześnie należy zaznaczyć, że zbrojenie rozproszone o kształcie falistym wykazuje lepszą urabialność z betonem w stosunku do innych form, co zostało przedstawione przez Hughesa i Fattuhi [104].



Rys. 4.10. Przykładowe kształty i formy zakończeń włókien krótkich używanych w budownictwie betonowym [146]

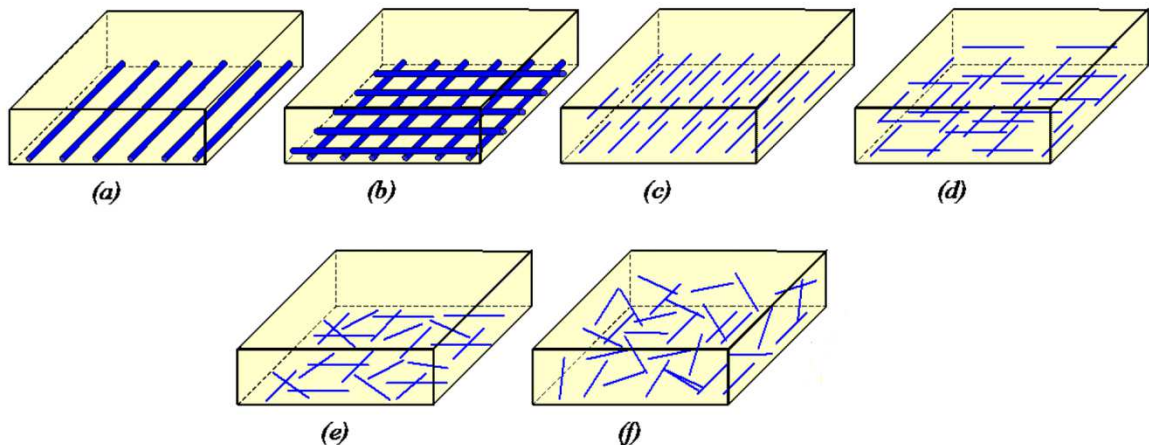
Długość włókien zwykle mieści się w przedziale od 10 do 60 mm przy odpowiadających średnicach od 0,5 do 1,2 mm. Stąd smukłość włókien najczęściej mieści się w przedziale od 40 do 80 a maksymalna wartość najczęściej nie przekracza 100.

Orientacja i rozmieszczenie włókien w betonie jest również ważnym aspektem odgrywającym dużą rolę we właściwościach mechanicznych fibrobetonu. Technologia rozproszonego zbrojenia pozwala na ukierunkowane lub losowe rozmieszczenie włókien w masie betonowej. Ukierunkowaną orientację wykonuje się poprzez użycie ciągłych włókien (rys. 4.11a), 'plecione' (rys. 4.11b), różnego rodzaju tekstyliów, czy poprzez specjalne technologie polegające na wcześniejszym ułożeniu włókien w formie i użyciu



betonu samozagęszczalnego (technologia SIFCON [59]) (rys. 4.11c,d). Losowa orientacja spotykana jest w przypadku użycia krótszych włókien, gdzie zbrojenie rozproszone rozmieszczone jest w trzech wymiarach po całej objętości betonu (rys. 4.11f). W takim przypadku kąt nachylenia włókien waha się od 0 do 90° w stosunku do powierzchni elementu o ile wymiary elementu znacznie przekraczają długość włókien w trzech wymiarach. Losowe rozmieszczenie włókien może również występować w dwóch wymiarach (rys. 4.11e). Występuje ono najczęściej w elementach cienkościennych, gdzie grubość elementu jest mniejsza od długości włókien, a kąt nachylenia włókien do powierzchni jest niewielki.

Najbardziej popularnym rodzajem jest przypadek losowego, przestrzennego rozmieszczenia włókien. Jednak użycie takiego sposobu zbrojenia wiąże się z odpowiednimi wymogami odnośnie stosu okruszowego mieszanki betonowej. Jamróży w swojej pracy [107] stwierdza, że kruszywo grube w betonie zaburza przestrzenny rozkład włókien, maksymalny wymiar kruszywa zapewniający korzystne rozmieszczenie zbrojenia rozproszonego to 5mm [107].



Rys.4.11. Układ włókien w masie betonowej: (a) jednokierunkowo - ciągły, (b) dwukierunkowo - ciągły, (c) jednokierunkowo - nieciągły, (d) dwukierunkowo - nieciągły, (e) nieciągły z losową orientacją w dwóch kierunkach, (f) nieciągły z losową orientacją w trzech kierunkach [132]

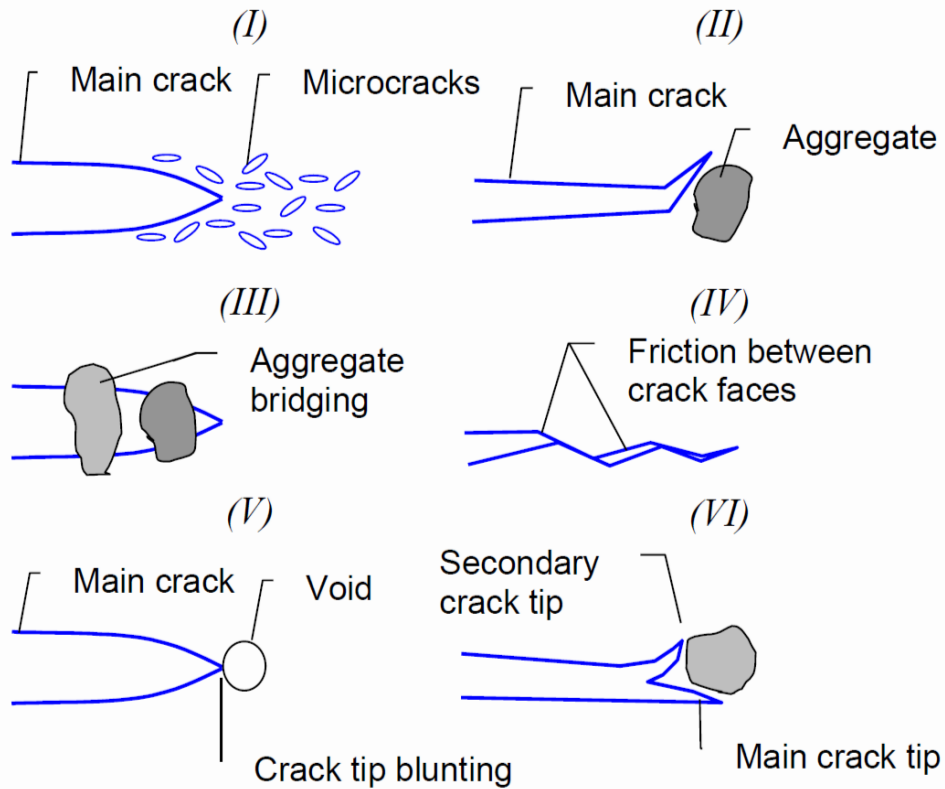
Zawartość włókien  $V_f$  najczęściej określa się jako część objętości całego kompozytu wyrażoną w procentach. Zawartość włókien w typowych fibrobetonach przedstawiona została w tablicy 4.3.

**Tablica 4.3.** Zakres procentowej zawartości włókien  $V_f$  występujący w typowych kompozytach cementowych [146]

Materiał	Zawartość włókien $V_f$	Uwagi
Fibrobeton (FRC)	$V_f \leq 2\%$	Włókna zmieszane z masą betonową przy odpowiednim stosie okruszonym
Wysoko wydajne fibrokompozyty (HPFRCC)	$V_f \begin{cases} \geq (V_f)_{crit} \\ \geq 1\% \end{cases}$	Wzmocnienie przy rozciąganiu z widocznymi wieloma rysami. W wielu przypadkach krytyczna wartość $V_f < 2\%$
Torkret (włókna stalowe)	$V_f \leq 3\%$	Używane w poszyciu tuneli i naprawach
Technologia rozpylania (włókna szklane)	$4\% \leq V_f \leq 7\%$	Używane przy panelach i okładzinach
Technologia SIMCON (włókna stalowe)	$4\% \leq V_f \leq 7\%$	Ułożenie w formie mat włóknistych i zalanie drobnokruszywem kompozytem cementowym
Technologia SIMCON (włókna poliwinylowe)	$V_f \approx 1\%$	Używane od niedawna
Technologia SIFCON (włókna stalowe)	$4\% \leq V_f \leq 15\%$	Ułożenie w formie włókien i zalanie drobnokruszywem kompozytem cementowym

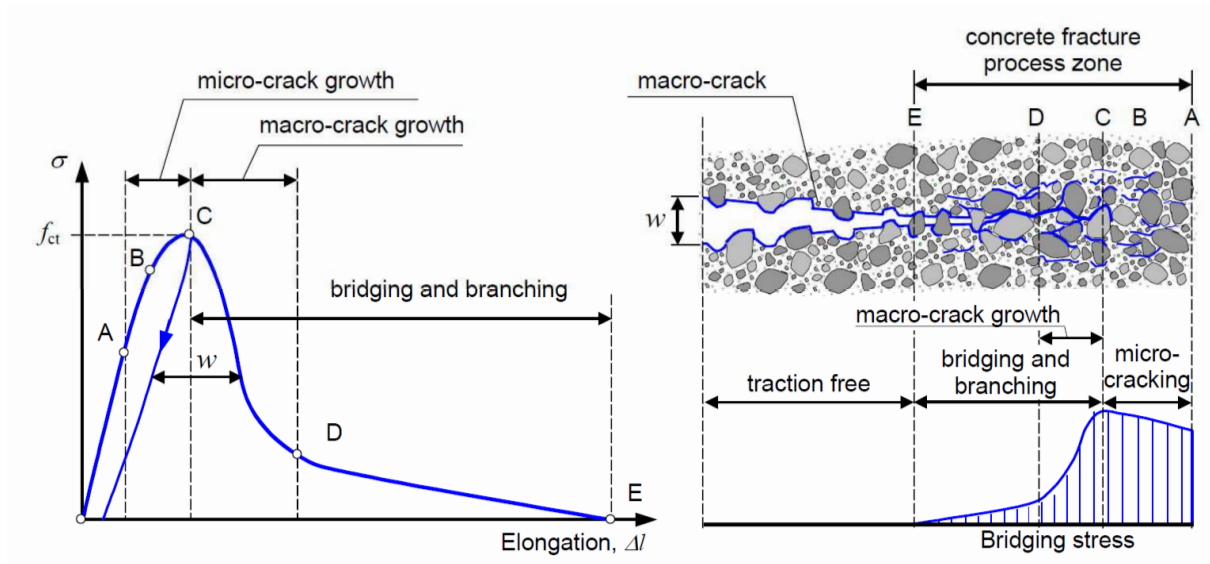
Beton zwykle wykazuje dużą ilość mikrorys, zwłaszcza na styku grubszego kruszywa z zaprawą cementową. Tego typu mikrorysy mają znaczący wpływ na mechaniczne zachowanie się betonu pod wpływem obciążenia a ich propagacja przyczynia się do nieliniowego zachowania materiału. Część mikrorys może być spowodowana nie tylko przez obciążenie zewnętrzne, ale również przez skurcz, czy segregację składników kompozytu. Tego typu zarysowanie może ewoluować pod wpływem obciążenia z uwagi na inną twardość kruszywa i zaprawy. Połączenie kruszywo - zaprawa, stanowi więc najsłabszy punkt w analizowanych kompozytach i jest głównym powodem niskiej wytrzymałości na rozciąganie. Stąd wykorzystując kompozyty cementowe należy pamiętać o kruchym ich charakterze, który prowadzi do nieuniknięcia zarysowań w strukturze. Sama propagacja powstałej rysy zależy od wielu losowych czynników:

- zaburzenie przebiegu rysy z uwagi na mikrospeknięcia (I),
- odchylenie rysy z uwagi na napotkane ziarna kruszywa (II),
- mostkowanie rysy przez kruszywo (III),
- tarcie powierzchni betonu pomiędzy rysą (IV),
- złagodzenie wierzchołka rysy poprzez napotkaną pustkę (V),
- rozgałęzienie się rysy o napotkane ziarno kruszywa (VI).



Rys. 4.12. Czynniki wpływające na propagację rysy w betonie [165]

Najważniejszym z powyższych czynników wpływającym na zarysowanie jest mostkowanie rysy poprzez kruszywo co potwierdzają liczne prace badawcze i teoretyczne [187], [5], [101]. Na rysunku 4.13 przedstawiono mechanizm powstawania rys i mostkowania przez kruszywo w betonie.



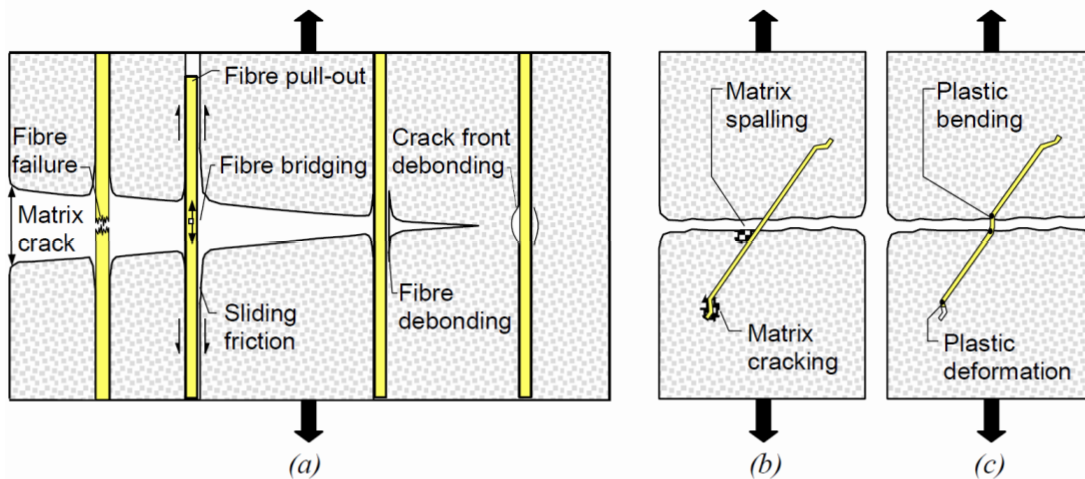
Rys. 4.13. Mechanizm powstawania rysy w betonie zwykłym [132]

W początkowej fazie naprężenia dochodzą do limitu cechy sprężystej betonu (na wykresie  $\sigma - \Delta l$  punkt A), następnie mogą powstać mikrospękania w zaprawie (punkt B) aż do osiągnięcia wytrzymałości betonu na rozciąganie (punkt C). Od tego poziomu naprężeń

następuje powstanie i szybki wzrost głównej rysy oraz jednocześnie proces mostkowania przez kruszywo. Wraz ze wzrostem szerokości rysy maleją naprężenia w betonie (punkt D). Kolejnym etapem jest zerwanie wiązania zaprawa - kruszywo przy dalszym spadku naprężeń i wzroście szerokości rysy. Opisane zjawisko może przebiegać inaczej w betonach wysokiej wytrzymałości, jak również w kompozytach cementowych o innej charakterystyce stosu okrucowego.

Najbardziej istotnym efektem użycia zbrojenia rozproszonego w kompozytach cementowych jest zmiana sposobu zarysowania elementu poddanego obciążeniu jak również wyższy poziom naprężeń, przy których powstaje rysa. Wynika to z faktu, że włókna opóźniają rozszerzanie się mikrorys co potwierdzili już w latach 60tych Romualdi i Batson [132]. Mostkowanie rys przez włókna, podobnie jak w przypadku kruszywa mogą być spowodowane przez następujące efekty: pęknięcie i odłupanie matrycy cementowej przy połączeniu z włóknem, utrata przyczepności między włóknem a matrycą, wyciąganie się włókna z matrycy (efekt po utracie przyczepności), zerwanie włókna, ścieranie się włókna o matrycę cementową lub uplastycznienie włókna (rys. 4.14).

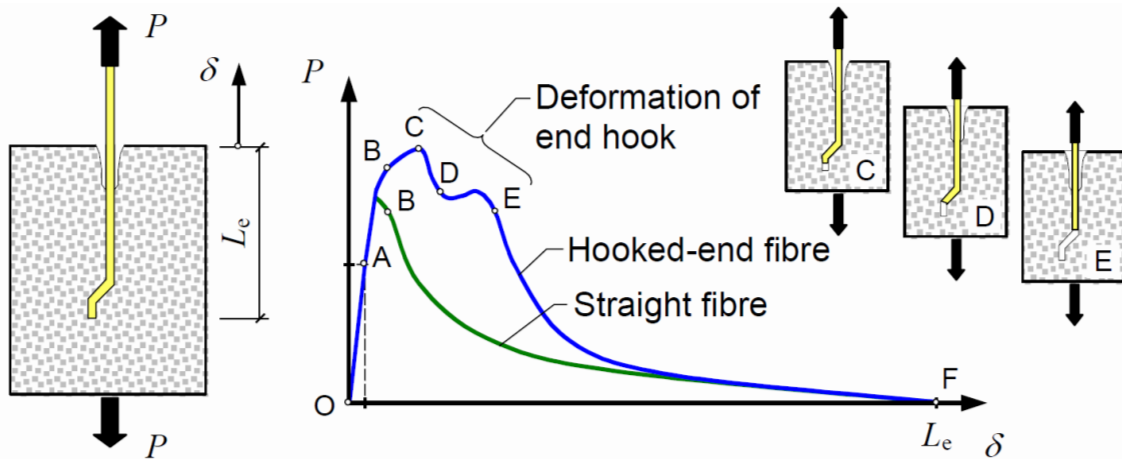
Cechy mechaniczne fibrobetonów w głównej mierze zależą od ilości włókien ich orientacji oraz przyczepności pojedynczego włókna do betonu z czego sama przyczepność zwykle w głównej mierze zależy od kształtu włókna i sposobu zakończenia. Na rysunku 4.15 przedstawiono zależności siła 'wyciągająca - przemieszczenie' w teście wyciągania dla dwóch rodzajów włókien - zakończonych haczykowo i prosto.



Rys. 4.14. Przykładowe mechanizmy przenoszenia zarysowania w matrycy cementowej przez włókna: (a) - utrata przyczepności (fibre debonding), wyciąganie włókna z matrycy (fibre pull-out), mostkowanie rysy przez włókno (fibre bridging), zerwanie włókna (fibre failure), (b) - odłupanie (spalling) i pęknięcie (cracking) matrycy cementowej, (c) - plastyczne wygięcie (plastic bending) i deformacja (plastic deformation) pochylonego włókna przy mechanizmie wyciągania (pull - out) [132]

Odcinek 0-A przedstawia sprężystą relację przyczepności włókien do matrycy dla obu przypadków. Wraz ze wzrostem siły P następuje proces odspajania się włókna aż

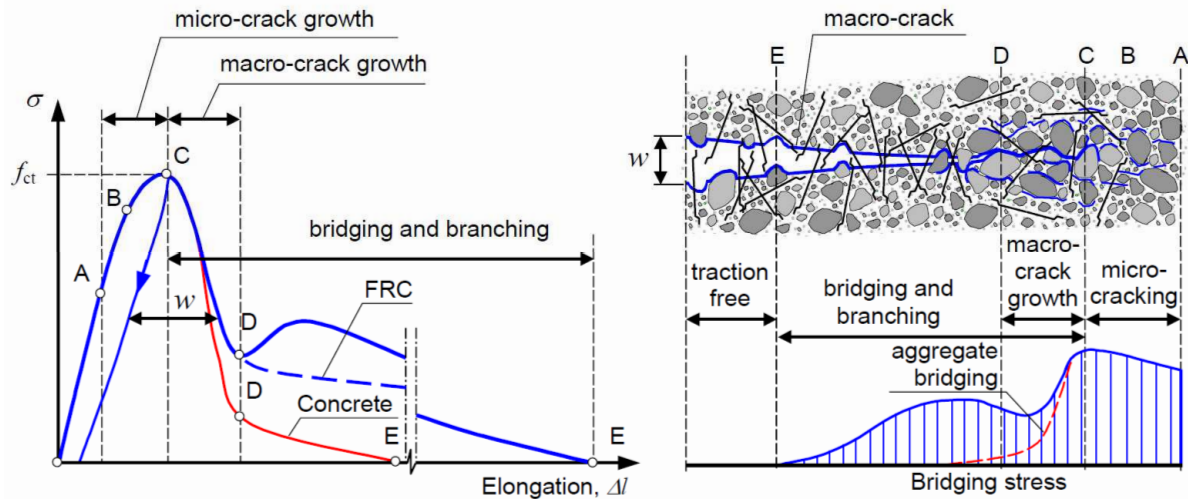
dochodzi do całkowitego odspojenia (punkt B). Odcinek B-F dla włókien prostych przedstawia zmniejszenie siły wyrywającej wraz z mniejszymi siłami tarcia (mniejszym zakotwieniu) włókna o matrycę. Dla włókien haczykowych z uwagi na lepsze zakotwienie siła  $P$  może wzrosnąć (B-C), a następnie na odcinku C-E dochodzi do deformacji zakończenia włókna i jego wyciągnięcia (E-F). Należy zaznaczyć, że w zamiast deformacji końca włókna może dojść do zniszczenia matrycy cementowej w obszarze zakotwienia (por. rys. 4.15).



*Rys. 4.15. Relacja siła - przemieszczenie w teście wysuwania (pull out) dla włókien prostych (straight fibre) i haczykowych (hooked-end fibre) [132]*

Należy zaznaczyć, że dla losowej orientacji proces wyciągania włókien zarówno w aspekcie siły i przemieszczenia ma inny przebieg niż przedstawiony na rys. 4.15 [23].

Interpretując zachowanie się fibrobetonu przy rozciąganiu należy uwzględnić dwa opisywane wyżej mechanizmy jednocześnie (rys. 4.16). Włókna w tym przypadku głównie powodują wydłużenie strefy przenoszenia zarysowania, od momentu zerwania więzi kruszywo grube - zaprawa cementowa, przy odpowiednio wyższych poziomach naprężeniowych. Jednocześnie włókna mają mniej znaczny wpływ na pojawienie się zarysowania jak również na przenoszenie mikrorys. Ostatecznie, rodzaj, zawartość czy smukłość włókien mogą zmienić relację  $\sigma-Al$ .

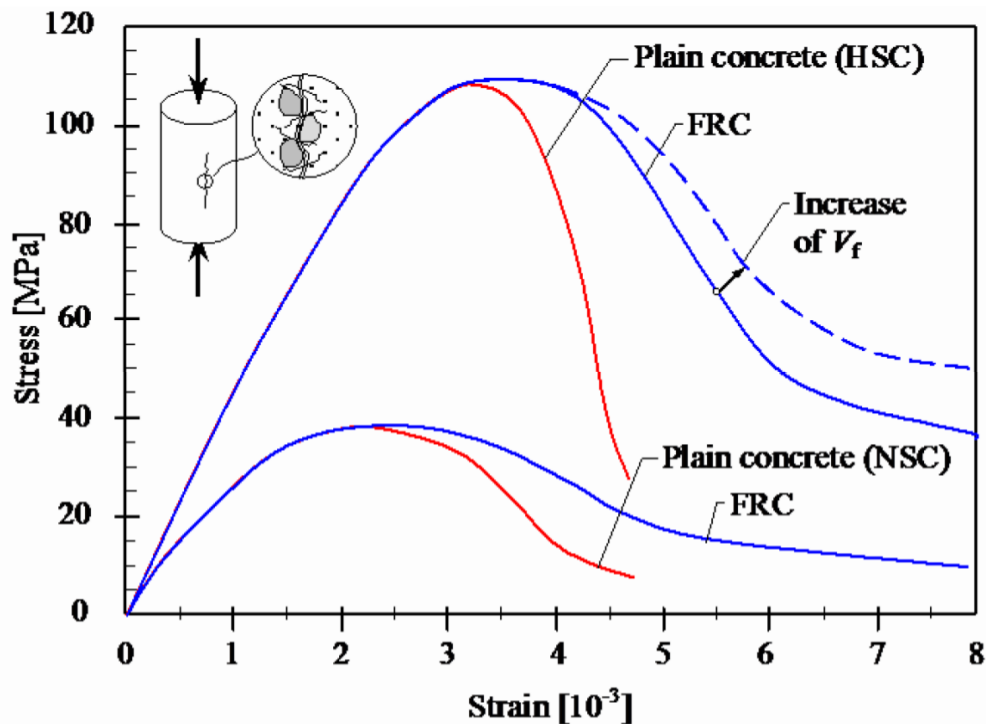


Rys. 4.16. Mechanizm powstawania rysy w fibrobetonie [132]

W budownictwie betonowym wytrzymałość na ściskanie betonu zwykłego betonu jest jednocześnie formą klasyfikacji materiału. Wynika to z faktu, że określenie wytrzymałości betonu na ściskanie jest dość proste w warunkach laboratoryjnych. Jednocześnie wytrzymałość na ściskanie najczęściej determinuje inne właściwości betonu, takie jak moduł sprężystości, czy wytrzymałość na rozciąganie. Jednak właściwości mechaniczne fibrokompozytów nie są reprezentowane przez pojedynczą charakterystykę jak to często występuje w interpretacji betonów zwykłych. Przykładowo wytrzymałość na ściskanie różnych fibrokompozytów może być na podobnym poziomie, a wytrzymałości na rozciąganie różnią się od siebie. Oznacza to, że jedna cecha wytrzymałościowa nie powinna charakteryzować kompozytu z włóknami, stąd wykorzystywanych jest kilka sposobów badań do określenia tych właściwości.

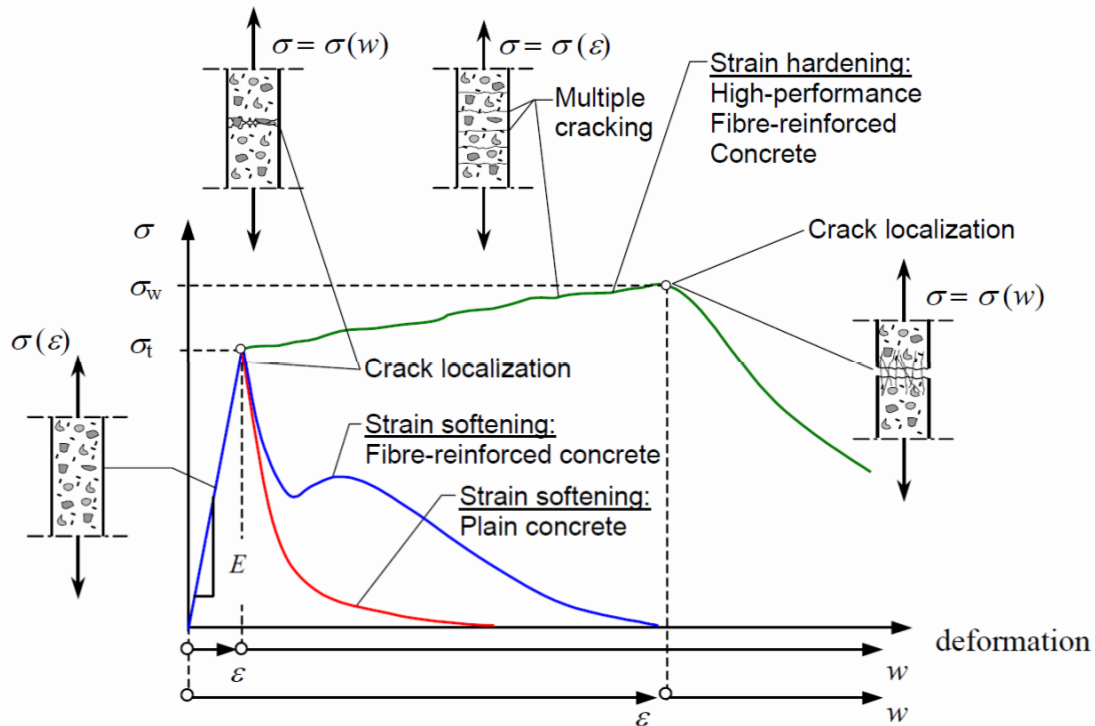
Relacja naprężenie - odkształcenie dla betonu zwykłego przebiega liniowo do osiągnięcia ok 30% wytrzymałości. Po osiągnięciu tego progu naprężeniowego następuje nieliniowy przyrost naprężeń w stosunku do odkształceń aż do osiągnięcia maksymalnej wytrzymałości. Wynika on z powstania spękań w strukturze w połączeniu kruszywo - matryca cementowa [148]. Następnie obserwowany jest spadek naprężeń aż do momentu zniszczenia próbki. Relacja naprężenie - odkształcenie może się zmienić wraz ze wzrostem wytrzymałości samego betonu. Dla betonów o normalnej wytrzymałości kruszywo z reguły ma większą wytrzymałość niż zaczyn cementowy, natomiast dla betonów wysokiej wytrzymałości zaczyn ma podobną wytrzymałość do kruszywa co powoduje, że same zarysowania mogą przechodzić przez ziarna kruszywa, a sam beton przy wysokiej wytrzymałości wykazuje większą kruchość. Dodatek włókien do kompozytu cementowego redukuje kruchość materiału, stąd przy ściskaniu wpływ włókien zwykle jest widoczny od chwili spękania struktury materiału (rys. 4.17). Należy zaznaczyć, że dodatek włókien ma różny wpływ na samą wytrzymałość betonu na ściskanie. Zbrojenie rozproszone może

zwiększyć wytrzymałość na ściskanie ale również zmniejszyć. W obydwu przypadkach wpływ ten zwykle jest nieduży.



Rys. 4.17. Relacja naprężenie (ang. stress) odkształcenie (ang. strain) przy ściskaniu dla betonu zwykłego (NSC) i betonu wysokiej wytrzymałości (HSC) z włóknami i bez włókien [132]

Podstawową cechą mechaniczną fibrokompozytów jest zmiana zachowania się materiału przy rozciąganiu w stosunku do betonów bez włókien. Dla lepszego zrozumienia wpływu włókien na rozciąganie na rysunku 4.18 przedstawiono relację naprężenie - odkształcenie dla osiowego rozciągania. Dla betonu zwykłego po osiągnięciu wytrzymałości na rozciąganie, materiał z reguły w sposób nagły traci swoją wytrzymałość czego efektem jest kruche pęknięcie. W przypadku kompozytów z włóknami można rozróżnić dwa zachowania się materiału pod wpływem naprężeń [146]. Pierwsze to quasi-kruche, gdzie przy osiągnięciu wytrzymałości na rozciąganie (zwykle niewiele większej lub takiej samej jak dla betonu zwykłego) stopniowo następuje spadek naprężeń (ang. strain softening) a same włókna jedynie zmieniają sposób zniszczenia próbki i pozwalają osiągnąć większe odkształcenia przy zerwaniu niż w betonie bez włókien. Przy tym rodzaju najczęściej pojawia się jedna dominująca rysa na elemencie próbnym. Drugi rodzaj charakteryzuje się wzrostem wytrzymałości (ang. strain hardening) po pojawieniu się zarysowania wynikającego z osiągnięcia granicy cechy sprężystej kompozytu. Charakterystyczne dla tego stanu jest duża ilość mniejszych rys, a wytrzymałość fibrokompozytu w tym przypadku osiągana jest w chwili gdy jedna z rys znacznie powiększy szerokość rozwarcia. Następnie w łagodny sposób następuje spadek naprężeń aż do utraty przyczepności włókien z betonem.



Rys. 4.18. Relacja naprężenie - odkształcenie przy rozciąganiu dla betonu zwykłego i fibrobetonu [132]

Z uwagi na duże znaczenie wytrzymałości na rozciąganie fibrokompozytów, opracowano szereg metod określania tej cech. Różnorodna ilość metod wynika z faktu, że samo zjawisko rozciągania kompozytu nie należy do prostych w interpretacji, a niektóre badania dają duży rozrzut wyników lub są trudne w realizacji.

Najczęściej stosowane metody badawcze to:

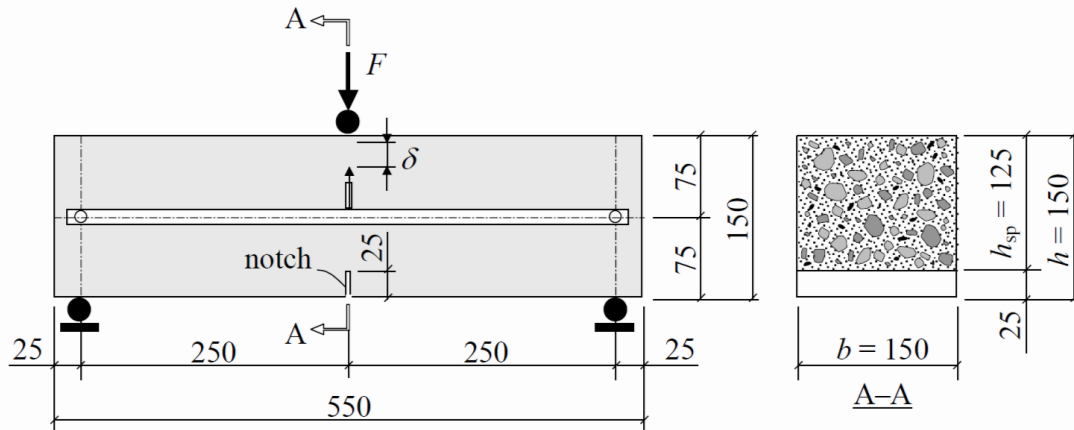
- metoda rozciągania osiowego (RILEM TC -162 TDF [220], DR AS5100.5 [210]),
- metoda zginania (trzy punktowego RILEM TC -162 TDF [219] lub czteropunktowego [222], [208]),
- metoda rozłupywania klinem [131],
- badania płyt (ASTM C1550 [17], PN-EN 14488-5 [215], SIA 162/6 [221]).

Zaproponowane przez rekomendację RILEM badanie osiowego rozciągania wykonywane jest na próbkach nacinanych po obwodzie. Metoda wydaje się najlepsza w aspekcie interpretacji właściwości kompozytu pod wpływem naprężeń rozciągających, jednak zasadniczy problem polega na trudności w przeprowadzeniu badania polegającej na sposobie połączenia elementu próbnego z maszyną wytrzymałościową. Badanie osiowego rozciągania można również przeprowadzać wg zaleceń DR AS5100,5 [210]. W tym przypadku element próbny z uwagi na kształt, nazywany jest 'psią kością' (ang. dog bone) i jest łatwiejszy w przygotowaniu badania niż próbka metody RILEM.

Metodami bardziej popularnymi, pozwalającymi określić wpływ włókien na naprężenia rozciągające w kompozycie są testy na zginanie. Pierwszy z nich to test trzy-



punktowego zginania scharakteryzowany przez RILEM TC -162 TDF [219], Model Code 2010 [212], normę hiszpańską EHE-08 [211], czy normę polską PN-EN 14651 [216]. Elementy próbne to belki o długości 700mm i przekroju poprzecznym 150x150mm. W połowie długości belka musi posiadać nacięcie (ang. notch) o wysokości 25mm. Rys. 4.19 przedstawia schemat statyczny oraz sposób obciążania elementów próbnych. Zginanie wykonuje się jedną siłą przyłożoną w połowie rozpiętości belki z równoczesnym pomiarem siły, ugięcia i szerokości rozwarcia rysy, a wynikiem testu trzypunktowego zginania są tzw. wytrzymałości resztkowe  $f_R$ .



Rys. 4.19. Schemat statyczny i wymiary elementu w badaniu wytrzymałości resztkowych wg PN-EN 14651 [216]

Kwestią dyskusyjną tej metody jest pomiar naprężeń w miejscu sztucznie wykonanej rysy, co nie musi stanowić najsłabszego miejsca w elemencie, a główną wadą zaś duży rozrzut wyników pomiarowych [88], [67]. Podobny sposób badania wykonuje się w teście czteropunktowego zginania. W tym przypadku jednak mogą być to belki z wykonanym nacięciem lub elementy bez nacięcia. Elementy próbne mają wymiary: 600x150x150, rozstaw podpór to 450 mm a dwie siły przykładane są w rozstawie 150mm w środku rozpiętości. Zaletą tej metody to fakt występowania stałego momentu zginającego na szerokości 150mm i zidentyfikowanie najsłabszego przekroju w elemencie, jednak brak nacięcia powoduje pewną trudność pomiaru szerokości rys z uwagi na jej losowe pojawienie się na w elemencie. W tym badaniu wynikiem testu są tzw. równoważne wytrzymałości fibrokompozytu na zginanie  $f_{eq}$ .

Metoda rozłupywania klinem została powstała w 1986 roku i udoskonalona 1990 ale dopiero w 2004 roku Löfgren udowodnił przydatność metody w badaniu kompozytów cementowych z włóknami [132]. Test polega na rozszczepieniu próbki za pomocą przyrządu klinującego prowadzonego na rolkach zamontowanych na stalowych obejmach, a rejestrowana jest siła pionowa oraz szerokość rozwarcia sztucznej rysy.

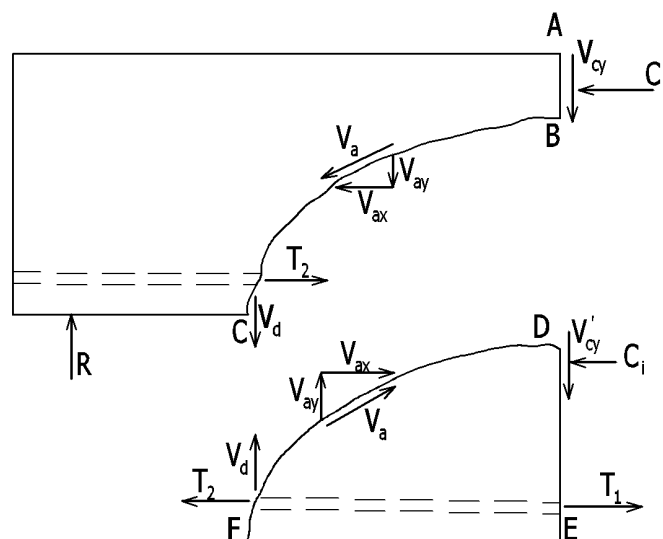
Do wyznaczania właściwości mechanicznych fibrokompozytów mogą posłużyć badania płyt wg ASTM C1550 [17], PN-EN 14488-5 [215], SIA 162/6 [221]. Płyty mogą być okrągłe lub kwadratowe obciążone w środku i podparte liniowo lub punktowo. Jednak w tym przypadku szukaną cechą jest zdolność pochłaniania energii przez fibrokom-

pozyt. Dużą zaletą metod jest mały rozrzut wyników w porównaniu z elementami belkowymi, wynikający z faktu przestrzennej, statycznie niewyznaczalnej pracy podczas badania.

### 4.3. MECHANIZMY NOŚNOŚCI STREFY PRZYPODPOROWEJ NA ŚCINANIE

#### *Elementy bez włókien*

Zagadnienie ścinania dla fibrobetonowych elementów belkowych w pewnym stopniu jest analogiczne dla elementów żelbetowych. Najczęściej nośność na ścinanie jest interpretowana przez kombinację mechanizmów przenoszących naprężenia ścinające na obszarach między powstałych w skutek działania sił poprzecznych rysami ukośnymi. Na rysunku 4.20 przedstawiono składowe siły w strefie przy podporowej zginanego elementu żelbetowego bez zbrojenia na ścinanie. W takim przypadku siła poprzeczna przekazywana jest wzdłuż linii A-B-C (rys. 4.20).

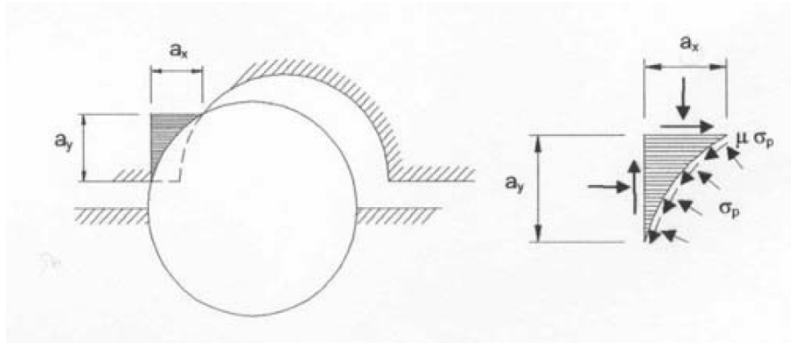


Rys.4.20. Równowaga składowych siły poprzecznej w zarysowanej belce zginanej (belka bez zbrojenia poprzecznego) [197]

Dla elementów żelbetowych bez zbrojenia na ścinanie występują trzy czynniki odpowiadające za nośność: przeniesienie siły przez strefę ściskaną  $V_{cy}$ , poprzez zazębianie się kruszywa po długości rysy ukośnej  $V_{ay}$  oraz poprzez tzw. efekt klockujący czyli zaklinowanie się zbrojenia podłużnego w betonie  $V_d$ .

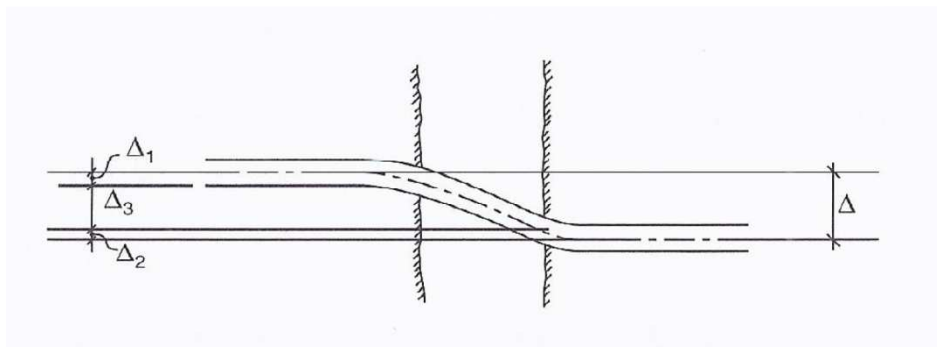
Przeniesienie siły poprzecznej przez strefę ściskaną wiąże się z zapobieganiem dalszego poślizgu powierzchni betonu między rysą ukośną. Strefa ściskana, a więc strefa nienaruszonego betonu będzie w tym przypadku stanowiła składową nośności [103]. Należy dodać, że beton w strefie ściskanej poddawany jest naprężeniom ścinającym i ściskającym naprężeniom normalnym wywołanym przez zginanie, stąd brana jest pod uwagę interakcja między dwoma naprężeniami, które składają się na ściskane naprężenia główne [93].

Problem ząbienia się kruszywa został sprecyzowany przez Fenwicka i Paulaya w 1968 roku [60] i w późniejszych latach był analizowany przez innych autorów [139], [137], [184], [194]. Zagadnienie to badano w wielu aspektach tj. interakcja kruszywo-zaprawa cementowa (rys. 4.21), szorstkość stref poślizgu między płaszczyznami betonowymi, czy wpływ rozmiaru kruszywa na przenoszenie siły poprzecznej. Zasadniczo przyjęto, że składowa pionowa  $V_{ay}$  zależy od wytrzymałości betonu na ściskanie, szerokości rozwarcia rysy i względnego poślizgu między dwiema płaszczyznami betonowymi [60]. Należy zaznaczyć, że w betonach wyższych wytrzymałości elekt ząbienia się kruszywa może być niewielki z uwagi na większą wytrzymałość zaprawy w stosunku do kruszywa, co powoduje 'przecięcie' ziaren kruszywa tym samym zwiększa poślizg rysy ukośnej.



Rys.4.21. Analityczny model ząbienia się kruszywa wg [194], gdzie:  $\sigma_p$  - naprężenia normalne pomiędzy grubym kruszywem i zaprawą cementową,  $\mu$  - współczynnik tarcia

Efekt klockujący można zdefiniować jako zdolność zbrojenia podłużnego do przenoszenia sił prostopadłych do jego przekroju. Efekt ten powstaje wraz z poślizgiem dwóch powierzchni wydzielonych rysą ukośną gdzie następstwa tego poślizgu są przenieszone na zbrojenie główne [55] Efekt ten może być zależny od wielu parametrów, tj.: stopień zbrojenia podłużnego, średnicy prętów, rozmieszczenia prętów w przekroju, otuliny, czy materiałowych właściwości betonu i stali zbrojeniowej. Na rysunku 4.22 przedstawiono deformację pręta poddanego sile klockującej [109].

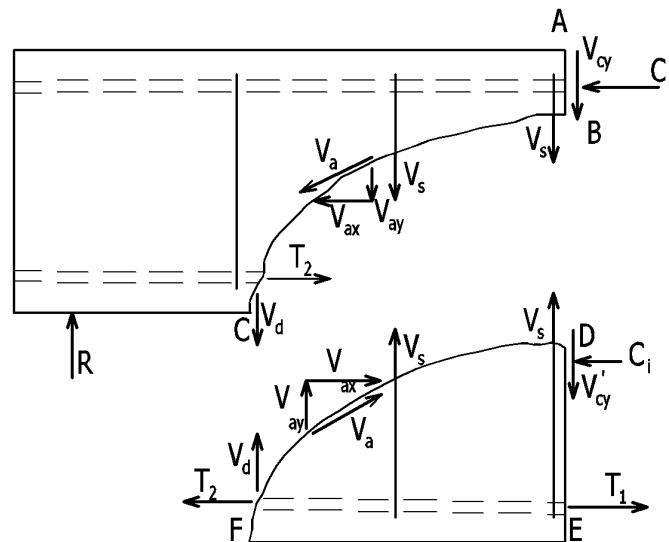


Rys.4.22. Deformacja pręta zbrojeniowego poddanego sile klockującej, gdzie:  $\Delta_1$ ,  $\Delta_2$  - deformacja betonu wokół pręta,  $\Delta_3$  - deformacja pręta [109]

Według większości autorów, efekt klockujący jest zagadnieniem problematycznym [109]. Badacze nie są zgodni co do znaczącego wpływu analizowanego efektu na przenoszenie

siły poprzecznej [195], [154] twierdząc, że może on stanowić ok. 12% [109]. Jednocześnie opinie są mocno podzielone w aspekcie wpływu średnicy prętów zbrojenia na rozpatrywany mechanizm [139], [154].

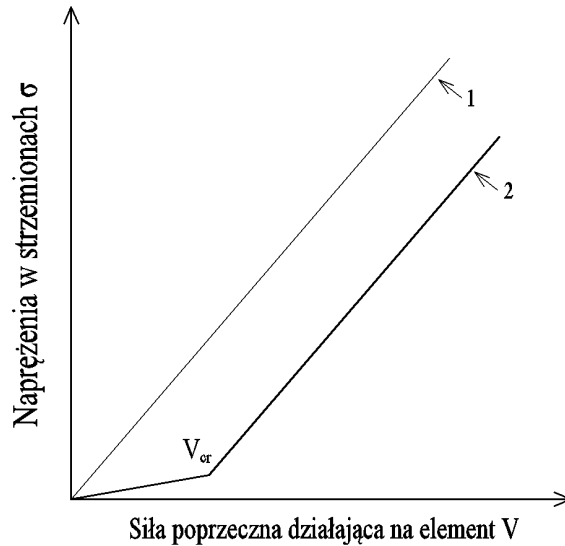
Kolejnym mechanizmem, który w starszej literaturze jest pomijany, a przedstawiany w ujęciu mechaniki pęknięcia to mechanizm przenoszenia naprężeń rozciągających w betonie przy wierzchołku rysy ukośnej. Samo zjawisko interpretuje się jako resztkowe naprężenia rozciągające, które pozostają po pojawieniu się rysy i zanikają gdy rysa osiągnie odpowiednią szerokość rozwarcia. Zagadnienie to zostało poruszone przez Hillerborga z zespołem w 1976 roku [100], a w polskiej literaturze jest definiowane jako 'mięknięcie' betonu [175]. Faktem jest, że choć wyżej opisane zjawisko uznaje się za mniej istotne w przenoszeniu siły poprzecznej, to w niektórych pracach jest ono uwzględniane do analizy nośności strefy przypodporowej [175].



*Rys.4.23. Równowaga składowych siły poprzecznej w zarysowanej belce zginanej (belka ze zbrojeniem poprzecznym) [197]*

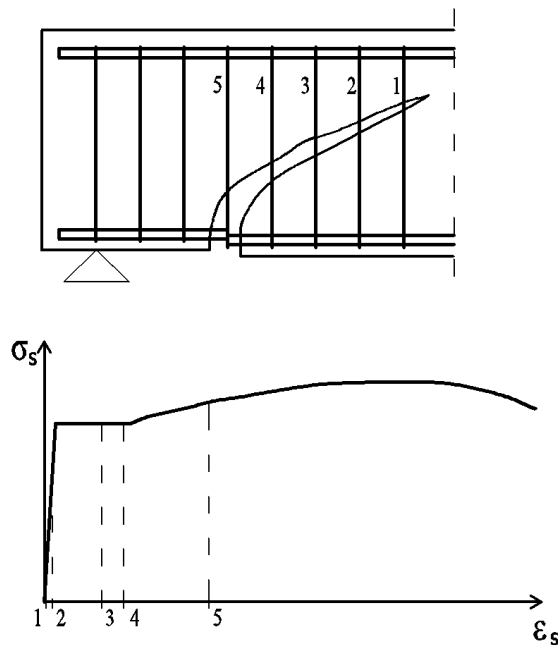
W belkach ze zbrojeniem w postaci strzemion, mechanizm ścinania jest bardzo podobny, jak w wyżej opisanym przypadku (rys. 4.23), gdzie siła  $V_s$  w strzemionach stanowi kolejną składową w przenoszeniu siły tnącej.

Początkowo model przedstawiony przez Mörscha (patrz rozdz. 4.9) zakładał proporcjonalną zależność między naprężeniami w strzemionach a siłą poprzeczną. Jednak dopiero badania Leonharda i Wathera wykazały, że rzeczywiste naprężenia są mniejsze gdyż, udział strzemion w przenoszeniu sił poprzecznych rozpoczyna się dopiero po pojawieniu się rysy ukośnej (rys. 4.24), a naprężenia w strzemionach w ukośnie niezarysowanym przekroju są niewielkie [160], [27], [94].



Rys.4.24. Naprężenia w strzemionach wg Mörscha (1) i Leonharda i Walthera (2), gdzie  $V_{cr}$  to siła poprzeczna powodująca rysę ukośną [94]

Należy zaznaczyć, że praca zbrojenia zależy od przebiegu rysy ukośnej i często nie jest ona równomierna [160], [65], [162]. Przykładowo dla rysy ukośnej jak na rys. 4.25, najbardziej wyęteżone strzemiona znajdują się w obrębie rysy ukośnej przy rozciągającym zbrojeniu głównym, natomiast najmniejsze wyęteżenie panuje przy końcu rysy ukośnej w obszarze strefy ściskanej (rys.4.25).



Rys. 4.25. Różne poziomy odkształceń dla strzemion przy zniszczeniu na ścinanie [162]

Procentowy udział opisanych wyżej mechanizmów jest zróżnicowany i często problematyczny w charakterystyce. W 1967 roku Evans i Kong w swojej pracy [57]

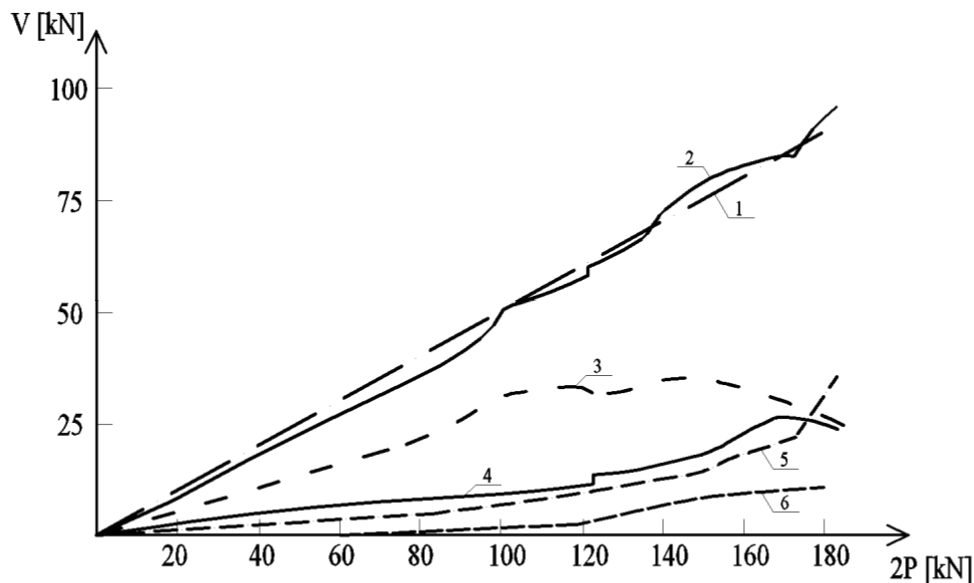
przedstawili badania belek bez zbrojenia na ścinanie, w których określono procentowy udział mechanizmów przenoszących siłę poprzeczną w strefie przypodporowej:

- beton w strefie ściskanej: 20÷40% ,
- zazębienie kruszywa: 35÷50%,
- efekt klockujący: 15÷25%

Hamrat z zespołem [99] przedstawił zależności dla betonów o wytrzymałości większej niż 62 MPa, w której pomija wpływ zazębienia się kruszywa, a procentowy udział w przenoszeniu siły poprzecznej przekazuje się na pozostałe dwa mechanizmy:

- beton w strefie ściskanej: 16÷26% ,
- efekt klockujący: 31÷74%

Aspekt procentowego udziału poszczególnych mechanizmów w przenoszeniu naprężeń ścinających dla elementów ze zbrojeniem na ścinanie w postaci strzemion po raz pierwszy podjął Jones w 1956 roku [110]. Na rysunku 4.26 przedstawiono wyniki badań Jonesa dla belek w teście czteropunktowego zginania, których określono przejmowanie siły poprzecznej przez wyżej opisane mechanizmy wraz ze wzrostem tej siły.



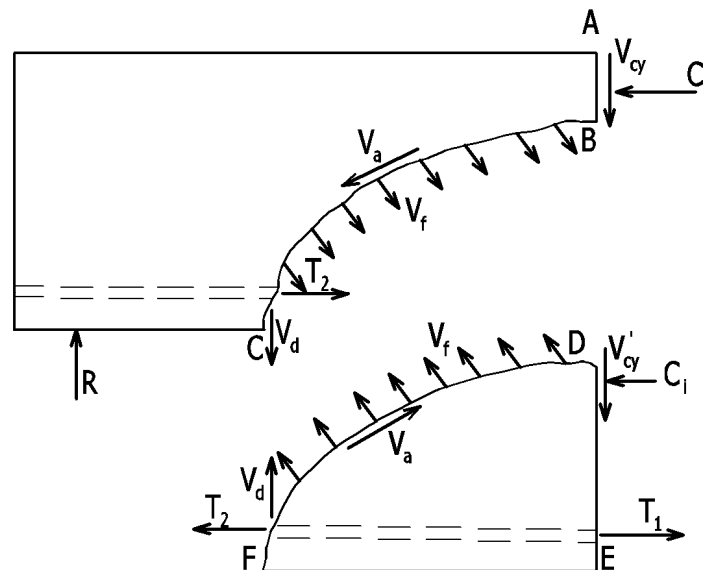
Rys.4.26. Wyniki badań Jonesa [110], gdzie: 1- obliczeniowa siła poprzeczna, 2- pomierzona siła poprzeczna, 3- część siły poprzecznej przejętej przez strzemiona, 4- część siły poprzecznej przenoszonej przez zbrojenie główne, 5- część siły poprzecznej przejętej przez zbrojenie podłużne strefy ściskanej, 6- część siły poprzecznej przejętej przez ściskaną strefę betonu

W pierwszych stadiach obciążenia strzemiona przenosiły większą część siły poprzecznej (ok. 60%), momencie płynięcia stali strzemion, nastąpiła redystrybucja w której strzemiona przenosiły ok. 33%, beton w strefie ściskanej 0,15%, a zbrojenie poziome rozcią-

gane 30% . Należy zaznaczyć, że występowanie podłużnego zbrojenia ściskanego również przyczynia się, do przenoszenia sił poprzecznych w podobny sposób jak zbrojenie rozciągane (ok. 24%) [110]. W badaniach Jonesa nie analizowano ząbienia się kruszywa z uwagi na metodykę badania belki, w której wykonano sztuczną rysę ukośną przez całą wysokość przekroju.

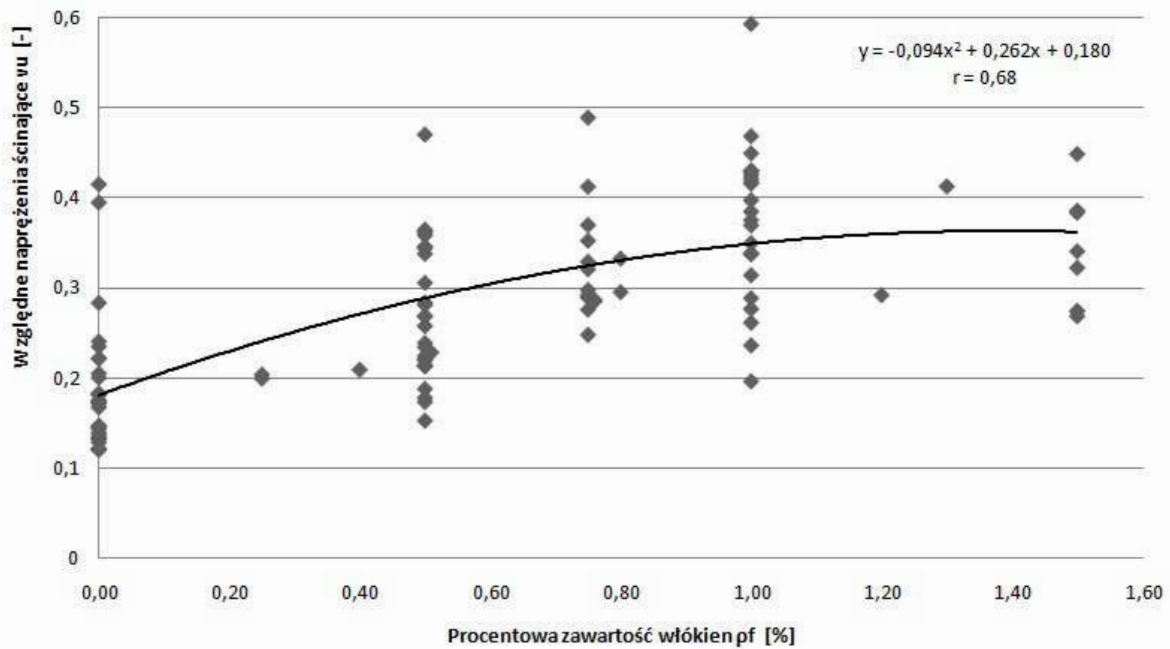
#### *Elementy z włóknami*

Rozpatrując kompozyt cementowy, do którego doda się zbrojenie rozproszone w postaci włókien, opisane wcześniej mechanizmy należy zmodyfikować gdyż wpływ zbrojenia rozproszonego na zjawisko ścinania oraz nośność strefy przypodporowej jest znaczące. Obecnie wydzielono dwie podstawowe koncepcje wpływu włókien na nośność na ścinanie. Według pierwszej zbrojenie rozproszone w postaci włókien daje odpowiednią nośność na ścinanie  $V_f$  wraz z betonem 'czystym' oraz zbrojeniem konwencjonalnym, np. w postaci strzemion (rys. 4.27). Druga koncepcja skupia się na pojmowaniu włókien i betonu jako jednego materiału przenoszącego siły ścinające, który może współpracować z tradycyjnym zbrojeniem na ścinanie. Zwolennicy drugiej koncepcji postulują, że nie ma możliwości określenia wpływu włókien na nośność na ścinanie jedynie poprzez znajomość procentowej zawartości zbrojenia rozproszonego jak również jego rodzaju.



Rys 4.27. Równowaga składowych siły poprzecznej w zarysowanej belce zginanej (belka ze zbrojeniem rozproszonym) [2]

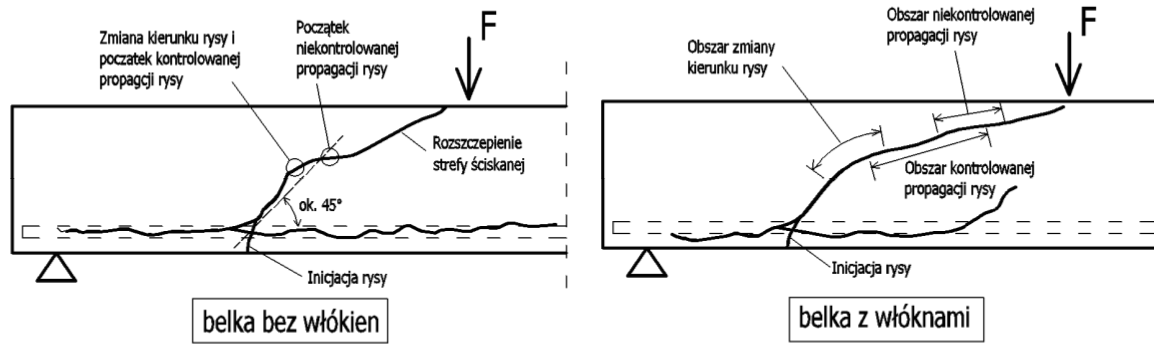
Na rysunku 4.28 przedstawiono wpływ zbrojenia rozproszonego na względne naprężenia ścinające dla belek, których wyniki zostały zebrane z prac z okresu ponad 25 lat [86]. Analizie poddano belki prostokątne, o smukłości ścinania  $a/d > 2,8$  dla włókien stalowych (głównie haczykowanych) o smukłości od 50 do 100.



Rys.4.28 . Zależność sprowadzonych naprężeń ścinających przy zniszczeniu od procentowej zawartości włókien [86]

Analizując wykres na rysunku 4.29 jednoznacznie można stwierdzić, że ilość włókien ma znaczenie w przenoszeniu sił ścinających. Większość prac dotyczących ścinania w fibrobetonie skupia się na aspekcie wzrostu nośności jaki dają włókna. W niewielkim stopniu opisywana jest tematyka roli włókien na czynniki wpływające na ścinanie (opisane w dalszej części dysertacji) w elementach belkowych (por. rodz. 4.4). Obecnie nie stwierdzono aby włókna wpływały znacząco na smukłość ścinania, choć niektórzy autorzy na bazie istniejących badań proponują przyjmować wartość  $a/d = 2,8$ , w której belka ze schematu łukowego zaczyna pracować jak w schemacie grzebieniowym [153]. Wpływ zbrojenia rozproszonego na efekt skali został przeanalizowany min. przez Minelli [140], Shoaib [170], czy Shioya [169]. Autorzy wywnioskowali, że zawartość włókien stałych może złagodzić efekt skali występujący w elementach bez włókien powodując, że wykres zależności naprężeń do wysokości przekroju będzie mniej stromy (por. z rys. 4.31). Jednocześnie autorzy nadmieniają, że wpływ włókien na efekt skali wymaga bardziej kompleksowych badań do wyciągnięcia konkretniejszych wniosków. W aspekcie zarysowania w elementach fibrokompozytowych morfologia rys ukośnych również przebiega w inny sposób niż w belkach bez włókien. Jak zostało to wcześniej opisane włókna ograniczają skutecznie kruchy charakter kompozytów, co w przypadku rys ukośnych powoduje łagodniejszy przebieg samej rysy w stosunku do elementu bez zbrojenia na ścinanie. Jednocześnie propagacja rysy ukośnej następuje w sposób mniej gwałtowny, a sama ilość rys ukośnych może być większa, co w przypadku belek bez zbrojenia na ścinanie często nie występuje, gdyż z reguły w tych elementach powstaje jedna, krytyczna rysa ukośna powodująca zniszczenie przekroju (rys. 4.29).



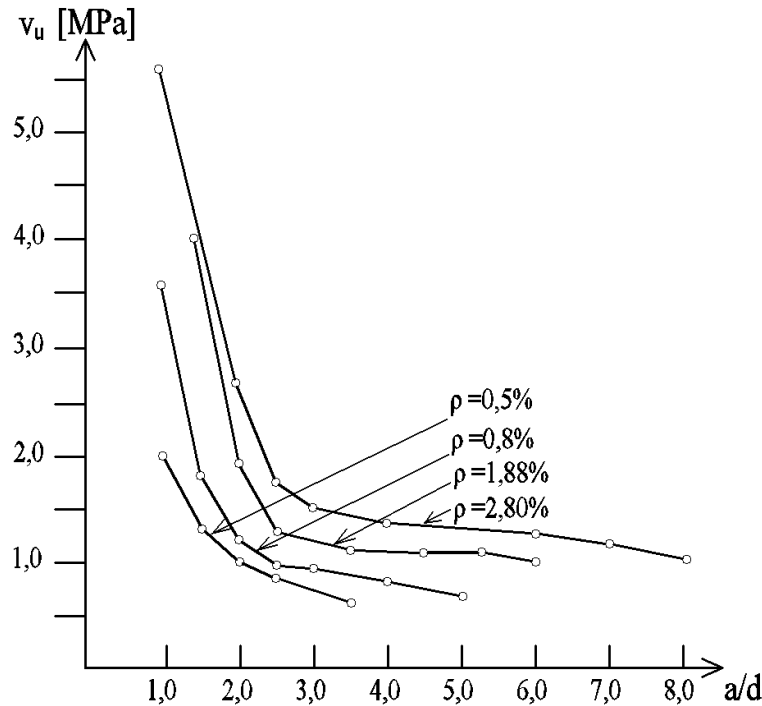


Rys. 4.29. Przykładowa propagacja rys ukośnych dla belek bez włókien i z włóknami [219]

#### 4.4. CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE

##### Smukłość ścinania ( $a/d$ )

Smukłość ścinania, zwana często wskaźnikiem ścinania jest jednym z głównych czynników determinujących nośność strefy przypodporowej jak również charakter zniszczenia strefy przypodporowej. Smukłość ścinania wyrażona jest stosunkiem odcinka ścinania  $a$  do wysokości użytecznej przekroju  $d$ . Zagadnienie wpływu wskaźnika ścinania na nośność strefy przypodporowej podjął Kani i w latach '60tych opublikował badania obejmujące opisywany problem [113]. Badane były belki swobodnie podparte obciążone dwiema siłami skupionymi. Belki były różnej długości mając zmienną wielkość  $a$ . Badania wykazały, że im mniejszy stosunek  $a/d$  tym większe naprężenia ścinające potrzebne są do zniszczenia belki (rys. 4.30). Badania Kani pokazują, że krótkie belki o silnym zbrojeniu na zginanie mają ok. 15 razy większą nośność na ścinanie w stosunku do dłuższych belek o mniejszym stopniu zbrojenia  $\rho$ . Dzieje się tak dlatego, gdyż wg Kani o nośności strefy przypodporowej belek decydują dwa różne schematy pracy wewnętrznej: schemat grzebieniowy (ogólniej ujmowany jako belkowy) i schemat łukowy [93]. Praca belki w odpowiednim schemacie zależy od smukłości ścinania. Jeśli wartość  $a/d$  jest niewielka - belka będzie pracowała w schemacie łukowym, gdzie zbrojenie podłużne pełni rolę ściągu, a wypadkowe bryły naprężeń w betonie ściskanym zmienia swoje położenie w celu przeniesienia momentu zginającego, przybierają postać łuku. Dla większych wielkości  $a/d$  belka będzie pracowała w schemacie belkowym, gdzie betonowe 'zęby' wydzielane są przez rysy a każdy z nich pracuje jak zginany krótki wspornik [93]. W schemacie belkowym siłą rozciągająca od zbrojenia działa na stałym ramieniu sił wewnętrznych w celu przeniesienia momentu zginającego.



Rys.4.30. Naprężenia ścinające w funkcji wskaźnika ścinania [1]

Problem smukłości ścinania był w późniejszych latach szeroko analizowany [171], [35], [206], [60], [175]. Zasadniczo można wyróżnić kilka przedziałów liczbowych  $a/d$  które definiują odpowiednie schematy wewnętrzne [122]. Podział został zdefiniowany dla belek bez zbrojenia na ścinanie:

- $a/d > 6$  - w belkach o tak dużej smukłości najczęściej zniszczenie następuje poprzez zginanie,
- $6 > a/d > 2,5$  - belki mają tendencję do niszczenia się na ścinanie, dla takich smukłości belka najczęściej pracuje w schemacie grzebieniowym. Obciążenie niszczące jest bliskie obciążeniu powodującemu zarysowanie ukośne,
- $2,5 > a/d > 1$  - tzw. belki krótkie, w które pracują w schemacie łukowym. Siła niszcząca na ścinanie jest ok. 2 razy większa niż siła powodująca rysę ukośną.
- $a/d < 1$  - najczęściej belki ściany gdzie niszcząca siła poprzeczna jest kilka razy większa od siły rysującej.

Jednocześnie należy zaznaczyć, że siły rysujące powodujące zarysowanie ukośne nie zależą od smukłości ścinania, co zostało wykazane w pracy np. M. Słowik [175].

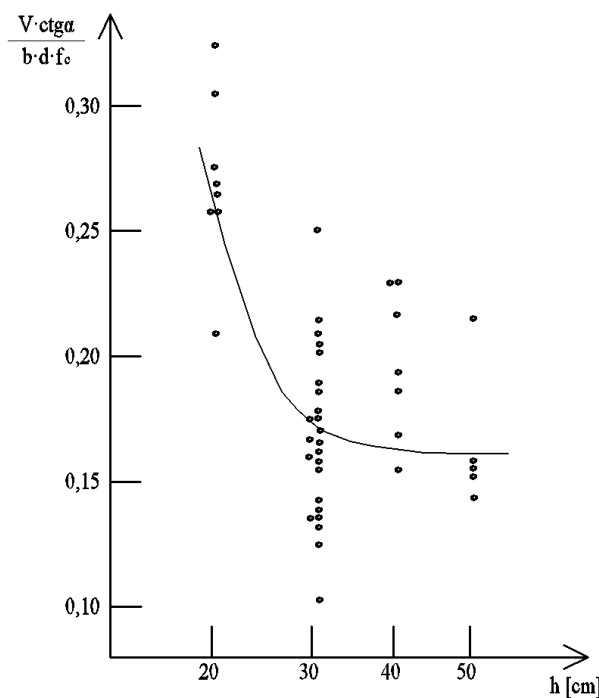
Obowiązująca w Polsce norma EC-2 [218] również uwzględnia smukłość ścinania w projektowaniu poprzez współczynnik  $\beta$ , który jest współczynnikiem zmniejszającym wartość siły poprzecznej, który należy stosować w sytuacji gdy  $0,5d \leq a \leq 2d$ .

#### Efekt skali (wpływ wysokości przekroju)

Wpływ wymiarów elementu na nośność na ścinanie jest kolejnym problemem bardzo często poruszonym przez badaczy. Zagadnienie to jest ważne, gdyż badania ścina-

nia wykonywane są często na elementach o relatywnie małych wymiarach przekroju, co z reguły nie pokrywa się z wynikami na belkach w skali naturalnej [139]. Wpływ wymiarów przekroju na nośność ścinania została pierwszy raz poruszony przez Boriszańskiego w 1946 roku [93], a następnie w latach 60-tych przez Kaniego, czy Leonharda i Walthera. Wnioski z badań były jednoznaczne, a autorzy zgodni co do istnienia znaczącego efektu skali w elementach poddanym siłom poprzecznym. Naprężenia ścinające powodujące zniszczenie belek o większym przekroju były znacząco mniejsze od naprężeń niszczących dla belek małych. Przykładowy przebieg zależności naprężeń od wysokości przekroju przedstawiono na rysunku 4.31. Należy zaznaczyć, że efekt skali nie zależy od szerokości przekroju, co potwierdził Kani w swoich badaniach.

Rüsch w swojej pracy [93] zaznaczył, że zmniejszenie naprężeń ścinających nie zachodzi po przekroczeniu pewnej krytycznej wysokości przekroju. Dla obciążenia równomiernie rozłożonego wysokość krytyczna wynosiła 20 cm, a dla obciążeń skupionych 30÷40cm. Z czasem potwierdzono złożoność zagadnienia efektu skali, stwierdzając, że mają na nie wpływ nie tylko gabaryty przekroju ale również wytrzymałość betonu na ściskanie, stopień zbrojenia podłużnego czy zakotwienie prętów w podporze. Większość badaczy była zgodna co do przyczyny występowania efektu skali, którym jest większa szerokość rozwarcia rys ukośnych w belkach o dużym przekroju, jednak problem stanowiło prawidłowe zamodelowanie zjawiska.



*Rys. 4.31. Wpływ wysokości przekroju  $h$  na względne naprężenia ścinające wg Boriszańskiego [93]*

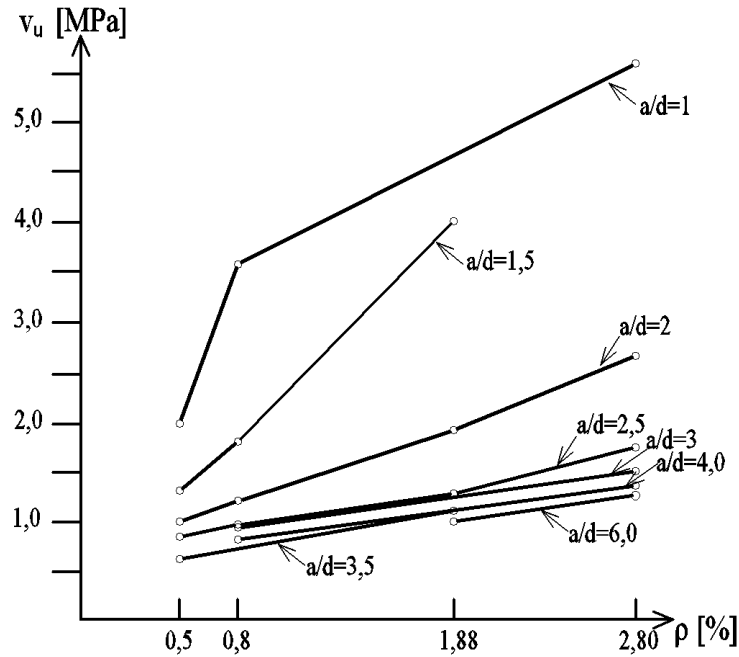
Bazant i Kim w 1984 roku [22] zaproponowali teorię w której szerokość rozwarcia rysy ukośnej w dużej mierze zależy od zazębienia się kruszywa i resztkowych naprężeń roz-

ciągających w betonie przy wierzchołku rysy ukośnej, stąd w późniejszych latach przedstawił formułę na naprężenia rozciągające zależną od wymiaru elementu jak również wielkości ziaren kruszywa. Tym samym Bazant twierdził, że jeśli zjawisko zarysowania opisuje się za pomocą mechaniki pękania, to stosunek wysokości użytecznej przekroju do wymiaru kruszywa ( $d/d_g$ ) ma istotne znaczenie, gdyż decyduje o rozwoju strefy mikrozarzysowania przed rysą ukośną, a sama strefa inaczej przebiega w elementach małych i dużych [175]. Efekt skali z uwagi na złożoność zagadnienia w dalszym ciągu jest przedmiotem badań i analiz, a proponowane kolejne modele obliczeniowe podlegają ciągłej weryfikacji [42], [61]. Należy zaznaczyć, że efekt skali nie zależy od szerokości przekroju.

#### Wpływ zbrojenia podłużnego

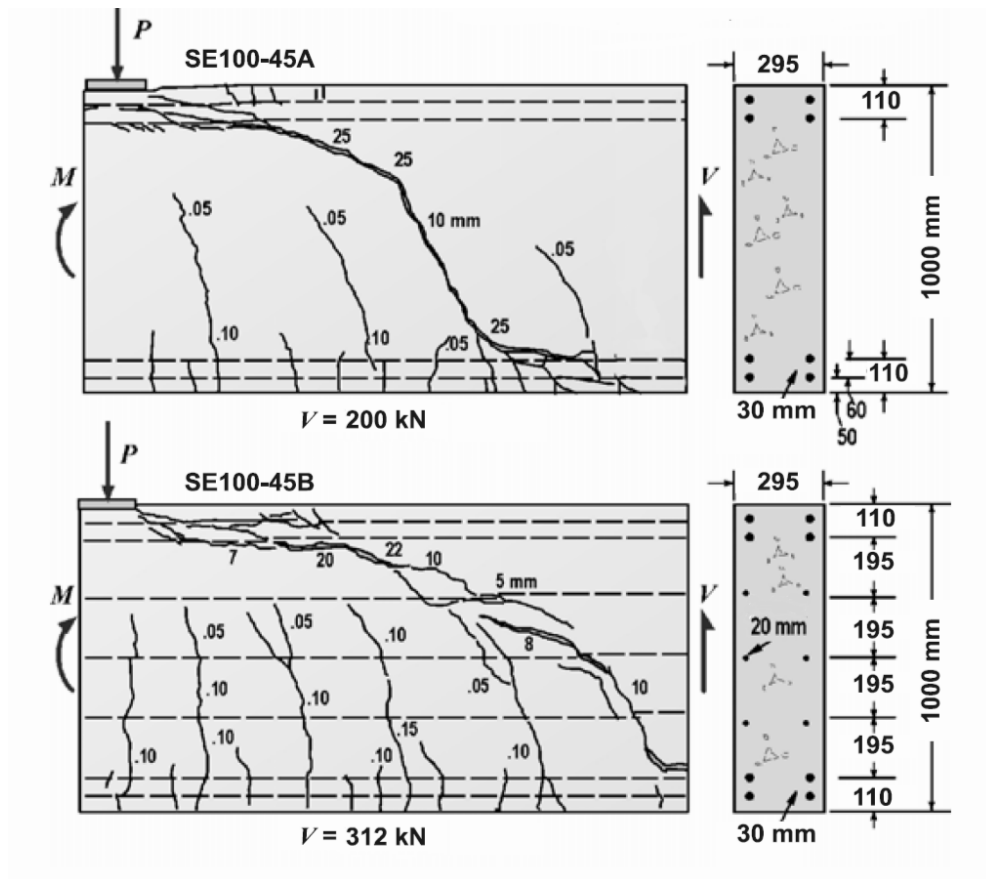
Opublikowanych badań na temat wpływ zbrojenia podłużnego na nośność strefy przypodporowej jest znacznie mniej w stosunku do tematyki efektu skali czy smukłości ścinania. Zagadnieniem tym zajmowali się m.in. Reineck [158], Krefeld i Thurston, czy Waltstein i Mathey [93], a w późniejszych latach Cao [38] czy Gurutzeaga [98]. Przeanalizowanie otrzymanych wyników pozwoliło autorom na sformułowanie jednoznacznych wniosków: dla belek z mniejszym stopniem zbrojenia podłużnego naprężenia ścinające przy zniszczeniu również są mniejsze, a sam przyrost naprężeń jest z reguły proporcjonalny do wzrostu stopnia zbrojenia podłużnego. Redukcję naprężeń ścinających w tym przypadku tłumaczy się poprzez zwiększenie odkształceń rozciąganych przy zginaniu, a więc i zwiększenie szerokości rys dla belek z mniejszą ilością zbrojenia podłużnego. Dłuższe rysy od zginania powodują redukcję wysokości strefy ściskanej oraz efektu klockującego czyli dwóch mechanizmów odpowiedzialnych za nośność na ścinanie. Bardzo ważnym czynnikiem, który wpływa na udział zbrojenie podłużnego przy nośności na ścinanie jest smukłość ścinania  $a/d$ . Zagadnieniem wpływu zbrojenia podłużnego przy zmiennym wskaźniku ścinania, zajmowali się min. Kani [113] (rys. 4.32).

Na rys. 4.32 przedstawiono badania Kani pokazujące wpływ zbrojenia podłużnego na ścinanie przy zmiennej smukłości ścinania. Dla belek o smukłości większej niż  $a/d=2,5$ , wpływ zbrojenia podłużnego nie jest duży i przebiega podobnie dla różnych stopni zbrojenia podłużnego. Jednak dla belek o mniejszym wskaźniku ścinania wpływ zbrojenia jest istotny i zwiększa się wraz z redukcją tego wskaźnika. Do podobnych wniosków doszli w pracach Słowik [176], Ahmad i Lue [4]. Należy zaznaczyć, że badania Ahmada i Lue [4] wykonywane były dla betonu o wysokiej wytrzymałości (64MPa). Stąd porównując wpływ zbrojenia podłużnego w aspekcie wytrzymałości betonu można wnioskować, że rozrzut wyników jest większy dla betonów wysokiej wytrzymałości jak również w pewnym stopniu zaburzona jest proporcjonalność nośności do przyrostu stopnia zbrojenia. Warto również wspomnieć o wykorzystywaniu stali o wysokich wytrzymałościach na zbrojenie podłużne - w tym przypadku charakter zniszczenia na ścinanie przebiega podobnie lecz, jest od bardziej kruchy i nagły niż dla stali o niższych wytrzymałościach [139].



Rys.4.32. Zależność naprężeń ścinających do stopnia zbrojenia podłużnego przy zmiennej smukłości ścinania wg badań Kani [113]

Ważnym aspektem w przypadku zbrojenia podłużnego jest również jego rozmieszczenie w przekroju dla belek od dużej wysokości. Dobrze rozmieszczone zbrojenie podłużne po wysokości belki wpływa korzystnie na nośność na ścinanie z uwagi na lepsze mostkowanie rys ukośnych po wysokości. Fakt ten najlepiej przedstawiany jest dla belek o dużej wysokości gdzie odległość zbrojenia podłużnego rozciąganego i ściskanego jest dość duża aby przeciwdziałać zarysowaniu ukośnemu. Badaniami takich belek zajmował się min. Kuchma (rys. 4.33) [39]. Porównując sposób zarysowania dwóch rodzajów belek przedstawionych na rysunku 4.33, można zaobserwować znaczący wpływ dodatkowego zbrojenia podłużnego rozmieszczonego po wysokości przekroju. W elementach bez zbrojenia poprzecznego elementy na ścinanie mogą się zniszczyć z uwagi na tzw. rysę krytyczną, której powstanie powodują często dość nagłe zniszczenie elementu. Autor stwierdził, że takiego sposobu zniszczenia można uniknąć dodając dodatkowe zbrojenie podłużne po wysokości. Występowanie w przekroju dodatkowych prętów powoduje gęstszy rozstaw rys przy mniejszej szerokości, nadając elementowi bardziej ciągły charakter, a jednocześnie zwiększa niszczącą siłę ścinającą przy zniszczeniu - dla badań Kuchmy o ponad 70%.



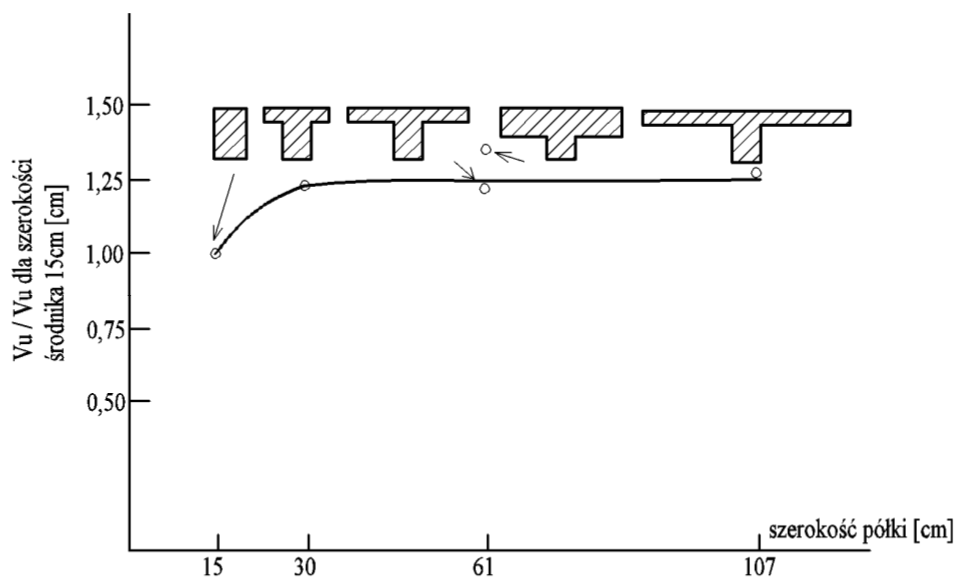
Rys. 4.33. Wpływ rozmieszczenia zbrojenia podłużnego na zarysowanie ukośne oraz wielkość sił ścinających [39].

#### Wpływ wytrzymałości betonu

Nośność elementu na ścinanie w aspekcie wytrzymałości betonu na ściskanie należy rozpatrywać dzieląc badania, w których wykorzystano betony zwykłe oraz dla betonów wysokiej wytrzymałości. Przy czym panuje niezgodność wśród badaczy co do wpływu wytrzymałości betonu na nośność na ścinanie. Kani w swoich badaniach [113] wykorzystał betony o wytrzymałości od 18 do 36 MPa stwierdzając, że wytrzymałość na ściskanie betonu nie ma wpływu na naprężenia ścinające przy zniszczeniu. W pracy Taylor [188], stwierdził, że elementy z betonów zwykłych mogą posiadać większą nośność na ścinanie niż wskazuje na to klasa betonu, z uwagi na efekt zazębiania się kruszywa, gdyż wytrzymałość na ściskanie dla takich betonów jest z reguły mniejsza niż wytrzymałość samego kruszywa. W przypadku betonów wysokiej wytrzymałości, część badaczy twierdzi, że większa klasa betonu nie przekłada się na większą nośność na ścinanie z uwagi na zredukowany efekt zazębiania się kruszywa. Według Pendyala i Mendis [155] nośność na ścinanie przestaje wzrastać dla betonów o wytrzymałościach w przedziale 30 - 70 MPa, z kolei Kuchma wykazał że elementy z betonu o wytrzymałości 100MPa uległy zniszczeniu na ścinanie na tym samym poziomie naprężeń, jak elementy z betonu 35MPa. Analizy przeprowadzonej przez Słowik [175], w pewien sposób klaruje problematykę zagadnienia. Autorka twierdzi, że wpływ wytrzymałości betonu na ścinanie jest większy

dla betonów o wytrzymałościach poniżej 40MPa, a wraz ze wzrostem klasy betonu, wpływ ten staje się mniej istotny.

Kolejne czynniki, które wpływają na nośność na ścinanie, poruszane są w mniejszym stopniu niż wyżej wymienione. Pierwszym z nich to rodzaj obciążenia. Zgodnie z artykułem autorstwa Collinsa z zespołem [41], w którym przedstawiono przegląd stanu wiedzy z badań na ścinanie z okresu 60 lat, aż 84% elementów próbnych stanowiły belki wolnopodparte obciążane dwiema siłami skupionymi. Kolejne 8% stanowiły belki jedno-przęsłowe z przewieszeniem obciążone również dwiema siłami skupionymi, a następne 7% belki wolnopodparte obciążone ciągle. Wyniki badań Leonarda i Walthera potwierdzają wpływ rodzaju obciążenia na nośność na ścinanie, w których belki obciążone równomiernie miały większą nośność na w stosunku do belek obciążonych siłami skupionymi. Należy zaznaczyć, że w literaturze zaproponowano taki sposób obciążenia dwiema siłami skupionymi, który można w analizie statycznej traktować jak obciążenie równomiernie rozłożone - dwie siły skupione na ramieniu równym 1/4 rozpiętości belki pozwalają uzyskać podobne wyężenie elementu, jak dla obciążenia równomiernie rozłożonego [139]. Następnym zagadnieniem jest kształt przekroju elementu. Badacze praktycznie od początku podejmowania zagadnienia ścinania analizowali elementy o przekroju prostokątnym równoległe z elementami o przekroju teowym [159], [167]. Analizując oba kształty stwierdzono, że większą nośność na ścinanie posiadają elementy teowe lub dwuteowe, przy czym sam kształt jest tu decydujący w stosunku do ewentualnych zmian szerokości półki (rys. 4.34) [1].

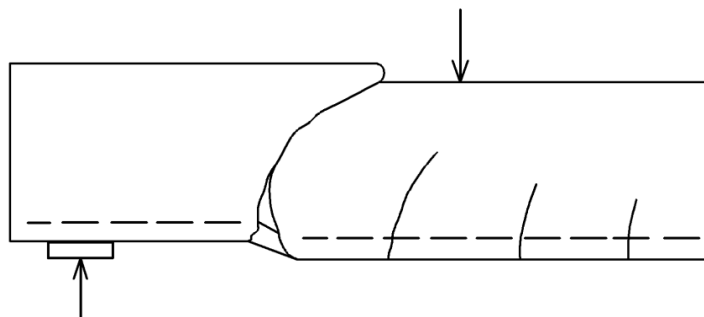


Rys.4.34. Wpływ szerokości półki na nośność na ścinanie [1]

#### 4.5. RODZAJE ZNISZCZENIA BELEK NA ŚCINANIE

Charakterystyka zniszczenia strefy przypodporowej zależy od wielu czynników. Głównie forma zniszczenia zależy od smukłości ścinania ale również od ilości zbrojenia podłużnego czy sposobu jego zakotwienia. Najczęściej autorzy opisują formy zniszczenia w badaniach posługując się charakterystyką wg ASCE-ACI 426 [1]. W Polsce rodzaje niszczenia belek na ścinanie scharakteryzował Godycki - Ćwirko [93]. Poniższy opis przedstawia pięć podstawowych form zniszczenia.

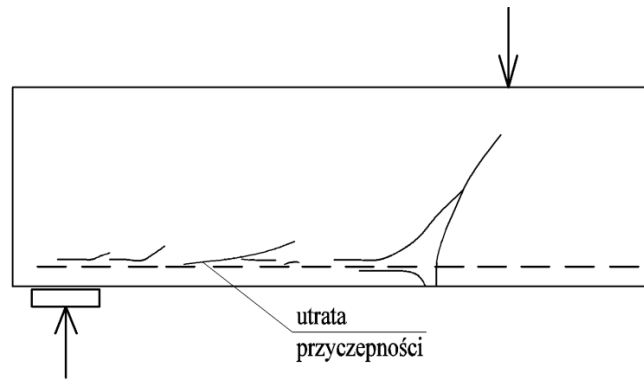
Niszczenie ścinająco-zginające (ang. diagonal tension failure) występuje najczęściej w belkach o smukłości ścinania od 2,5 do 5. W takim przypadku początkowo powstają rysy prostopadłe od momentu zginającego, następnie najczęściej jedna z rys w miejscu dużego momentu i dużej siły tnącej z prostopadłej przekształca się w ukośną po wysokości przekroju (rys. 4.35). Jeśli nie występuje zbrojenie na ścinanie ta ukośna rysa powstaje w gwałtowny sposób. Dodatkowo Godycki - Ćwirko opisuje szczególny przypadek, w którym belka może być niedostatecznie zbrojona na zginanie na całej swojej rozpiętości, przykładowo poprzez redukcję prętów zbrojeniowych zgodnie z wykresem momentów. Osiągnięcie granicy plastyczności w zbrojeniu głównym występuje w miejscu działania siły tnącej i momentu zginającego, w efekcie rysa ukośna nadmiernie wydłuża się powodując zniszczenie betonu nad rysą.



Rys.4.35. Niszczenie ścinająco - zginające [1], [93]

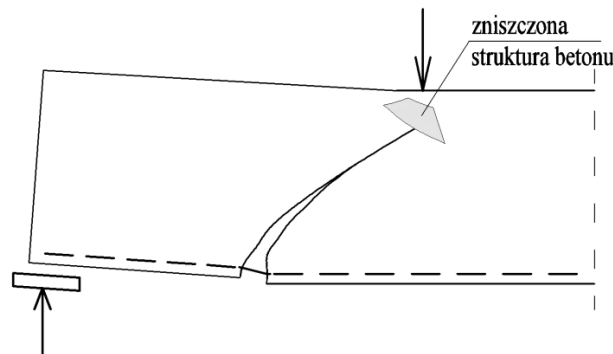
Niszczenie ścinająco-poślizgowe (ang. shear tension failure) występuje często dla smukłości od 1 do 2,5 choć nie jest to regułą. Zapoczątkowane jest przez powstanie rys ukośnych, z której jedna wraz ze wzrostem obciążenia zwiększa swoją szerokość, a na poziomie zbrojenia podłużnego z uwagi na stopniową utratę przyczepności powstają drobne rysy po długości prętów głównych (rys. 4.36).





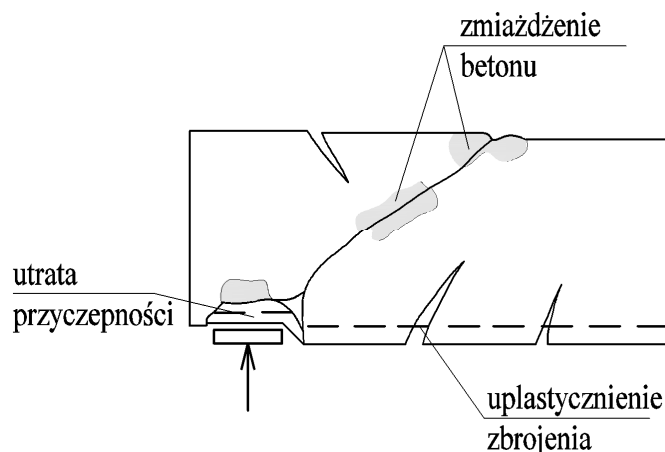
Rys. 4.36. Niszczenie ścinająco - poślizgowe [1], [93]

Niszczenie ścinająco-ściskające występuje w podobnych warunkach jak niszczenie ścinająco-poślizgowe a dodatkowo w elementach o dość dużym zbrojeniu na zginanie i niewielkim lub całkowitym braku zbrojenia na ścinanie. W tym przypadku nad rysą ukośną dochodzi do rozdzielczo-poślizgowego niszczenia betonu. Charakterystyczną cechą zniszczenia jest powstanie przegubu powodującego obrót powstałych przez rysę ukośną dwóch części belki (rys. 4.37).



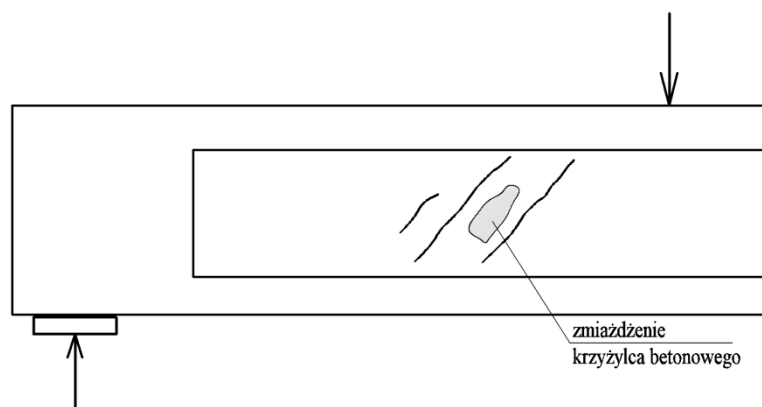
Rys. 4.37. Niszczenie ścinająco - ściskające [1], [93]

Dla belek ścian lub zwykłych belek o smukłości ścinania mniejszej niż 1 a więc gdy siła zewnętrzna działa blisko podpory może powstać niszczenie od przecinania (ang. arch rib failure). Bez zbrojenia na ścinanie w takich elementach rysa ukośna przekształca belkę w ustrój łukowo-ściągowy. Ściąg stanowi zbrojenie główne, którego formą zniszczenia może być uplastycznienie lub utrata przyczepności do betonu. Łuk wydzielony rysą stanowi ściskany beton, a formą zniszczenia w tym przypadku może być osiągnięcie jego wytrzymałości na ściskanie (rys. 4.38).



Rys. 4.38. Niszczenie od przecinania [1], [93]

Niszczenie wskutek przekroczenia wytrzymałości betonu na ukośne ściskanie (ang. web-crushing failure) występuje w przekrojach teowych z szeroką półką ścisną i cienkim środkiem gęsto zbrojonym strzemiomami. W takim przypadku zniszczenie może nastąpić poprzez zmiżdżenie betonu w ścispanych krzyżulcach wydzielonych rysą ukośną (rys. 4.39)



Rys. 4.39. Niszczenie wskutek przekroczenia wytrzymałości betonu na ukośne ściskanie [1], [93]

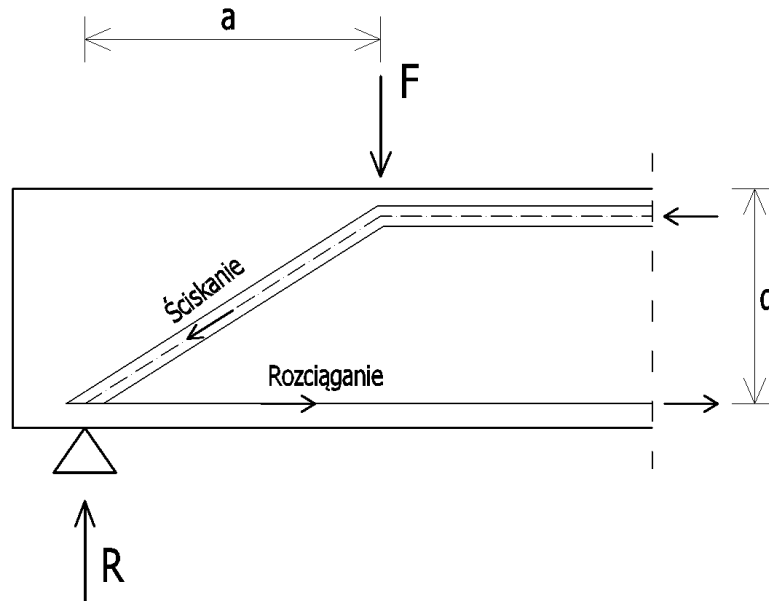
#### 4.6. WYBRANE MODELE OPISUJĄCE ŚCINANIE I METODY ANALITYCZNE

Zagadnienie ścinania od początku próbowano interpretować poprzez odpowiednio skonstruowane modele obliczeniowe. Przez ostatnie dekady tworzenie oraz rozwijanie relatywnie prostych modeli opisujących empiryczne zachowanie się elementów żelbetowych pod wpływem sił poprzecznych jest bardzo często spotykane. Różne modele do zdefiniowania elementów bez zbrojenia poprzecznego zostały sklasyfikowane i przyporządkowane w kolejne grupy: mechaniczne lub fizyczne modele dla zachowania

się i zniszczenia konstrukcji, ujęcie mechaniki pęknięcia (gdzie rozpatrywane jest zjawisko mięknięcia betonu nad rysą ukośną oraz efekt skali) oraz analiza elementów skończonych [3].

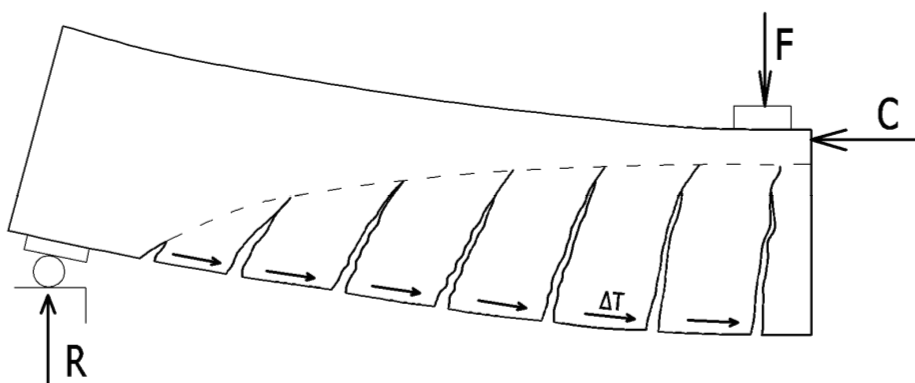
Jak zostało to wcześniej wspomniane (por. rozdz. 4.4) nośność na ścinanie elementów żelbetowych może być podzielona na dwa schematy pracy: schemat łukowy ( $a/d < 2,5$ ) gdzie wypadkowa bryły naprężeń w ściskanym betonie działa na zmiennym ramieniu w celu przeniesienia momentu zginającego oraz schemat belkowy gdzie ramię sił wewnętrznych jest stałe i zasady obliczania można przeprowadzać jak dla zbrojonych elementów prętowych. Według powyższych dwóch schematów można przyporządkować modele obliczeniowe ścinania. Modelem wykorzystywanym w przypadkach gdy występuje schemat łukowy jest najczęściej model łukowo-ściągowy S-T (ang. strut-and-tie), natomiast dla schematu belkowego przyporządkowano wcześniej wspomniany model grzebieniowy oraz model kratownicowy.

Proste modele S-T z reguły wymagają minimalnej ilości zbrojenia rozłożonego we wszystkich kierunkach aby zapewnić wystarczającą ciągłość do przeniesienia wewnętrznych naprężeń po zarysowaniu. W sprężystym stanie naprężeń dla belek krótkich i belek ścian ( $a/d < 2,5$ ) ścinanie jest przekazywane na podporę poprzez ukośne naprężenia ściskające. Jednocześnie wymagana jest mniejsza redystrybucja po zarysowaniu stąd model S-T może być używany (w racjonalny sposób) nawet w przypadku belek bez zbrojenia poprzecznego. Należy zaznaczyć, że im mniejszy stosunek  $a/d$  tym bardziej bezpośrednio ścinanie przenoszone jest przez ukośne naprężenia ściskające, stąd gdy belki stają się dłuższe, łuk w modelu S-T staje się bardziej płaski a naprężenia rozciągające w ściągę rosną co z kolei powoduje redukcję 'ukośnej' wytrzymałości betonu na ściskanie (rys.4.40). Należy zaznaczyć że stosowanie modeli S-T jest dość kłopotliwe przy projektowaniu i wymaga dużego doświadczenia. Najczęściej wykonuje się indywidualne modele dla rozpatrywanego problemu projektowego i dopasowuje je się do rzeczywistego rozkładu sił wewnętrznych w elemencie, co jednocześnie sprawia, że opisywana metoda jest trudna i pracochłonna.



Rys. 4.40. Prosty schemat łukowo-ściągawy dla belek krępych z uwagi na ścinanie [197]

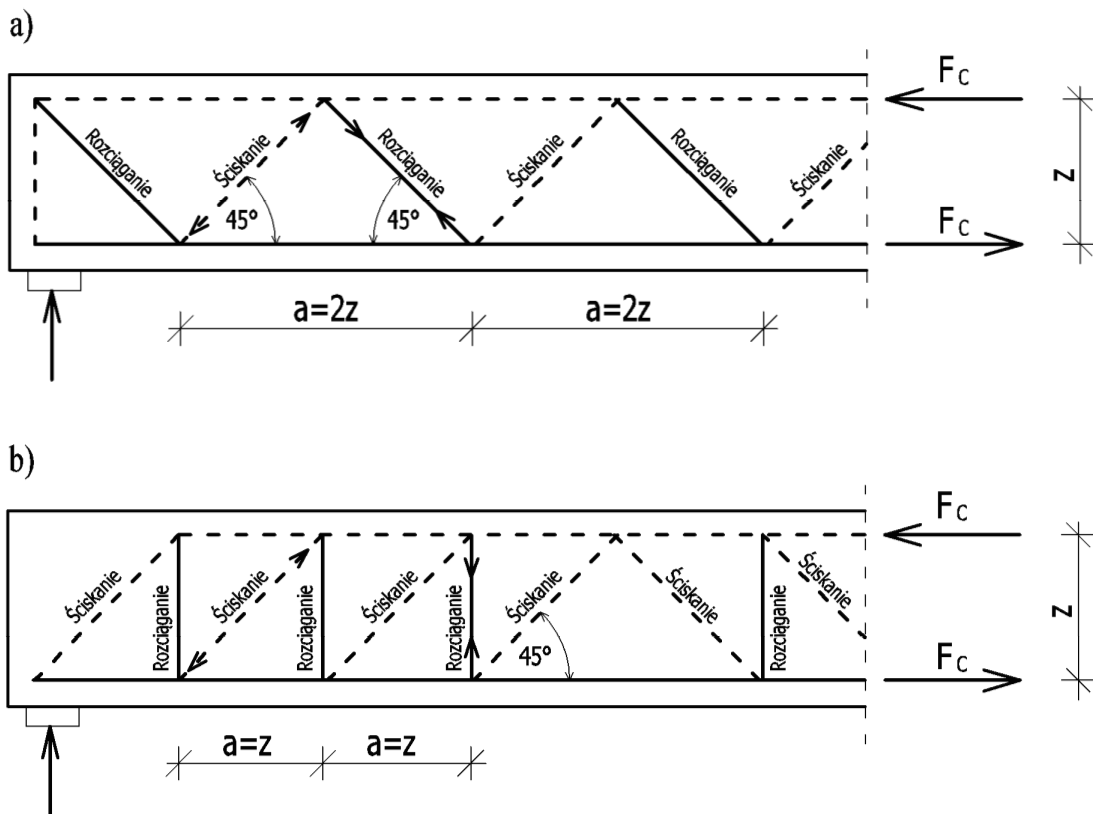
Model grzebieniowy opisany przez Kaniego 1968 roku to przykład opisujący zjawisko zarysowania strefy przypodporowej od wspólnego działania siły tnącej i momentu zginającego w elementach bez zbrojenia poprzecznego. Model ten zakłada, że wydzielone poprzez rysy ukośne betonowe zęby pracują jak wsporniki obciążone rozciągającą siłą od zbrojenia  $\Delta T$  utwierdzone w strefie ściskanej elementu (rys. 4.41), a sam kształt ukośnych rys powstaje poprzez zginanie takich wsporników [139], [93]. Tak długo jak beton w poszczególnych zębach przenosi siłę  $\Delta T$ , model grzebieniowy stanowi nic innego jak belkę o charakterystycznej strefie ściskanej, gdzie zbrojenie rozciągnięte 'spina' rysy i decyduje o nośności elementu [175].



Rys. 4.41. Grzebieniowy model wg Kani [139]

W późniejszych latach zagadnienie modelu grzebieniowego podejmowali min. Fenwick i Paulay [60], czy Reineck [158]. Pomimo dużej popularności w środowiskach naukowych model ten nie znalazł zastosowania w projektowaniu.

Najbardziej rozpowszechnionym modelem opisującym zagadnienie ścinania w elementach smukłych ze zbrojeniem poprzecznym jest model kratownicowy. Zaproponowany w 1908 roku przez Mörscha, opisuje zachowanie się belek na wzór przebiegu naprężeń głównych w strefach przypodporowych. Opisany model składa się z poziomych i ukośnych wypadkowych naprężeń rozciągających oraz poziomych i ukośnych wypadkowych naprężeń ściskających, które razem tworzą konfigurację na kształt kratownicy, gdzie pręty tej kratownicy stanowią wypadkowe wymienionych wyżej naprężeń. Kratownica taka składa się więc z wypadkowej bryły naprężeń strefy ściskanej, stanowiącej ściskany pas górny, pasa dolnego reprezentowanego przez zbrojenie rozciągane oraz systemy krzyżulców ściskanych i rozciąganych. Ukośnie ściskane krzyżulce betonowe ideowo wydzielają się poprzez powstałe rysy ukośne, natomiast rozciągane stanowią pręty zbrojeniowe projektowane z uwagi na ścinanie (rys. 4.42a). Idea Mörscha została dopełniona poprzez opracowania Rittera, w których przedstawił on podobny model kratownicowy z tym, że zamiast ukośnych krzyżulców rozciąganych zaproponował rozciągane słupki, które w rzeczywistości stanowią strzemiona (rys. 4.42b). Warto zauważyć, że pierwotnie kąt nachylenia krzyżulców ściskanych i rozciąganych był stały i wynosił  $45^\circ$ .

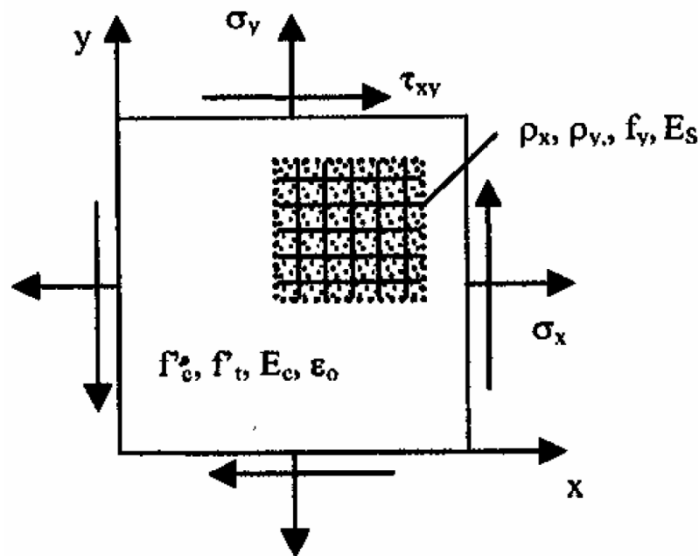


Rys. 4.42. Podstawowe modele kratownicowe: a) kratownica Mörscha, b) uproszczona kratownica Rittera [134]

Z czasem model kratownicowy został przez innych autorów modyfikowany. W 1968 roku Lampert i Tuliman zaproponowali analogię, w której krzyżulce będą miały

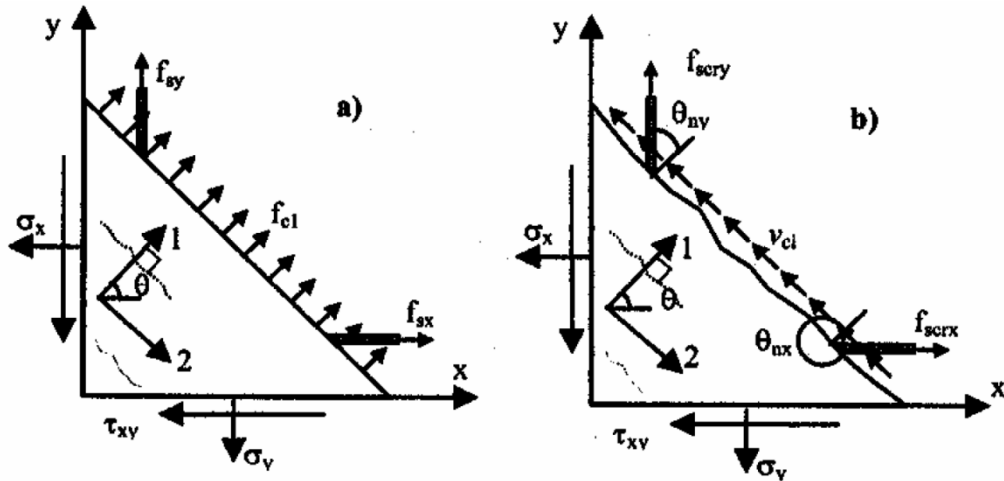
inny kąt nachylenia niż  $45^\circ$ . Collins w swojej pracy połączył równania równowagi kratownicy ze związkami konstytutywnymi stali i betonu, zaznaczając jednocześnie, że kąt nachylenia krzyżulców jest tożsamy z kątem nachylenia głównych naprężeń ściskających [175]. W latach 70-tych Leonhard i Walther zaproponowali model, w którym ściskany pas górny kratownicy jest zakrzywiony w kierunku podpory (podobieństwo do modelu S-T). Kolejne propozycje dotyczyły zachowania się ściskanego betonu w krzyżulcach w sytuacji gdy prostopadle do nich działały naprężenia rozciągające (mięknienie betonu), co następnie opisano nowymi związkami konstytutywnymi w latach 90-tych [175]. Powyższy opis pokazuje, że pomimo szeroko przyjętej analogii kratownicowej, praktycznie od początku była ona modyfikowana w celu osiągnięcia bardziej rzeczywistych rezultatów zachowania się elementów pod wpływem siły poprzecznej.

Scharakteryzowany przebieg zmian modelu kratownicowego oraz modyfikacja związków konstytutywnych w dwuosiowych stanach naprężeń betonu skutkowały powstaniem nowej teorii charakteryzującej ścinanie. Teoria ta nosi nazwę zmodyfikowanej teorii pola naprężeń ściskanych (MCFT). Zaproponowana w 1986 roku przez Vecchio i Collinsa [193] metoda analizowana została na elemencie tarczowym zbrojonym w dwóch kierunkach (rys. 4.43).



Rys. 4.43. Tarczowy model służący do opisanie metody MCFT [193]

Głównym celem autorów było określenie związków konstytutywnych dla betonu w dwuosiowym stanie naprężenia. Stwierdzili, że beton w dwuosiowym stanie naprężeń stanowi inny materiał niż opisywano to związkami konstytutywnymi w stanie jednoosiowym. Stąd na przykład analizowana wytrzymałość na ściskanie betonu w takim przypadku jest mniejsza i zależy również od naprężeń rozciągających działających na drugim kierunku. Rozpatrywano odkształcenia i naprężenia w elemencie między rysami (rys. 4.44a) jak również w miejscu rys. (rys. 4.44b).



Rys. 4.44. Rozkład naprężeń w metodzie MCFT: a) naprężenia między rysami, b) naprężenia w rysie [193]

Powyższe zagadnienia opisujące model, autorzy przedstawili za pomocą równań składających się na charakterystykę naprężeń w rysie i między rysami, odkształceń w rysie i między rysami oraz związkami konstytutywnymi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla dwuosiowego stanu naprężeń. Z uwagi na znaczną ilość równań, przedstawiona metoda doczekała się uproszczenia (SMCFT [24]) i posłużyła do opracowania algorytmu obliczania nośności na ścinanie wg wyżej przedstawionego modelu MCFT.

Opisana we wstępie duża ilość sposobów interpretacji nośności na ścinanie elementów z dodatkiem włókien potwierdza nieoczywiste i trudne zagadnienie modelowania zjawiska ścinania w fibrokompozytach. Najczęściej modele obliczeniowe zostały opracowane na drodze badań doświadczalnych, jednak stosunkowo niewielka ilość wyników nie pozwala na jednoznaczną i uniwersalną metodę przyjęto do wymiarowania. Wydają się jednak, że wyróżnione zależności określania nośności na ścinanie w tablicy 1 podzielone były na dwie kategorie. Pierwsza kategoria rozpatruje włókna, które w bezpośredni sposób mają wpływ na ścinanie poprzez wytrzymałość na osiowe rozciąganie, czy wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu bez szczegółowej charakterystyki samych włókien. Wg drugiej kategorii włókna zapewniają pewien dodatek nośności na ścinanie w stosunku do betonu zwykłego w podobny sposób jak strzemiona, tym samym mogą zastąpić konwencjonalne zbrojenie na ścinanie. Druga kategoria zakłada znajomość charakterystyki włókien, najczęściej definiowaną poprzez współczynnik włókien  $F$  (por. tab. 1). Należy zaznaczyć, że scharakteryzowane wyżej modele obliczeniowe dla elementów żelbetowych wykorzystane zostały przy interpretacji fibrobetonu, szczególnie jeśli chodzi o model kratownicowy czy metodę MCFT. W dalszej części pracy scharakteryzowano sposoby obliczania nośności elementów z włóknami, które posłużą w późniejszej analizie wyników badań.

Wybór poniższych sposobów określania nośności na ścinanie ma ścisły związek z obowiązującą w Polsce normą do projektowania konstrukcji żelbetowych Eurokod 2 [218]. Na tej podstawie dobrano metody obliczania nośności na ścinanie w elementach z włóknami [219], [212], które są rozwinięciem sposobów przedstawionych w Eurokocie 2. Jednocześnie mając na uwadze przyszłe trendy projektowania strefy przypodporowej wybrano również metodę SMCFT przedstawioną w prenormie Model Code [212]. Ostatecznie należy podkreślić, że cechą wspólną wybranych sposobów do określania nośności na ścinanie elementów z włóknami jest znajomość wytrzymałości resztkowych jako właściwości fibrokompozytu.

#### Eurokod 2 [218] - elementy bez włókien

Obliczanie nośności przekrojów na ścinanie ze zbrojeniem rozproszonym w dużym stopniu wiąże się z zaadoptowaniem metod obliczania nośności dla elementów z betonu zwykłego. W Europie obowiązująca norma Eurokod 2 [218] (opisywane dalej jako EC-2) nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie ( $V_{Rd,c}$ ) oblicza wg empirycznego wzoru opracowanego na bazie wielu badań eksperymentalnych dla betonu o wytrzymałościach na ściskanie do 70MPa [94]:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (4.1)$$

lecz nie mniej niż:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d; \quad v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}, \quad (4.2)$$

gdzie:

$f_{ck}$  - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie [N/mm<sup>2</sup>],

$k$  - współczynnik określający efekt skali wyznaczony wg wzoru:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad (4.3)$$

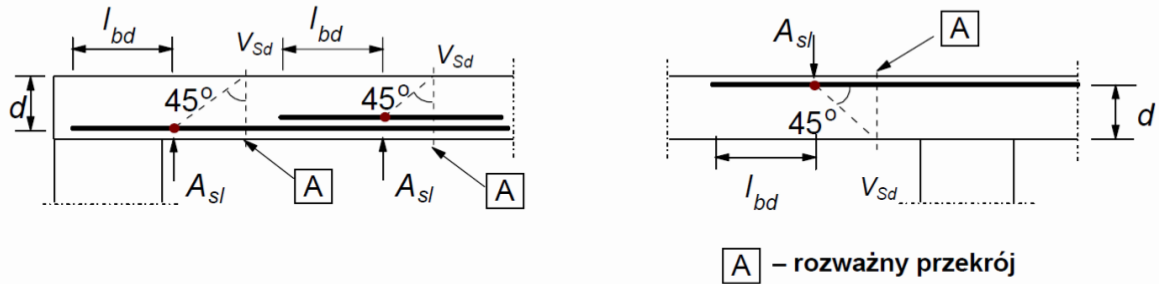
$d$  - wysokość użyteczna przekroju [mm],

$\rho_l$  - stopień zbrojenia rozciąganego określa się wg następującej zależności:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02, \quad (4.4)$$

$A_{sl}$  - zbrojenie rozciągane sięgające na odległość nie mniejszą niż  $(l_{bd} + d)$  poza rozważany przekrój [mm<sup>2</sup>] (rys. 4.45) [218]





Rys. 4.45. Określenie  $A_{sl}$  we wzorze (4.4) [218]

$\sigma_{cp}$  - naprężenia wywołane siłą normalną [N/mm<sup>2</sup>], równe:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}. \quad (4.5)$$

Wartości  $C_{Rd,c}$  i  $k_1$  należy przyjmować następująco:  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ ,  $k_1 = 0,15$ . Ponadto współczynnik materiałowy ( $\gamma_c$ ) należy przyjmować zgodnie z wytycznymi Eurokody 2 [218].

Wg EC-2 obliczanie na przekrojów ze zbrojeniem na ścinanie bazuje analogi kra-townicowej Mörscha a nośność przekroju na ścinanie  $V_{Rd}$  jest równa mniejszej z dwóch nośności:  $V_{Rd,max}$  - obliczeniowej wartości maksymalnej siły poprzecznej, która może być przeniesiona przez element ograniczona poprzez zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych oraz  $V_{Rd,s}$  - obliczeniowej wartości siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiągnęta jest granica plastyczności, obliczanych z zależności :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}, \quad (4.6)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta, \quad (4.7)$$

gdzie:

$\alpha_{cw}$  - współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskany,

$z$  - ramię sił wewnętrznych [mm];  $z=0,9d$ ,

$v_1$  - współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego przy ścinaniu:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (4.8)$$

$\theta$  - kąt między ściskany krzyżulcem betonowym i osią belki prostopadłą do siły poprzecznej;  $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$ ,

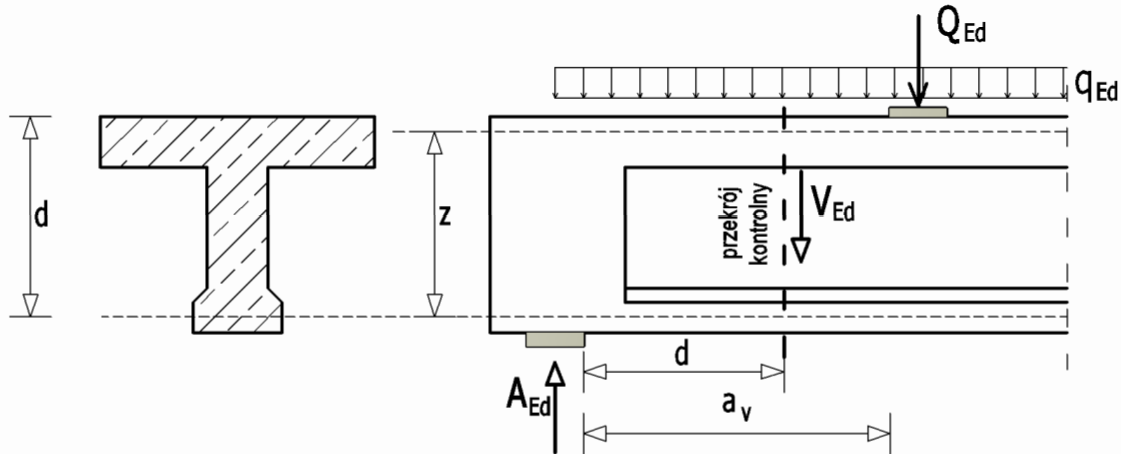
$A_{sw}$  - pole przekroju zbrojenia na ścinanie [mm<sup>2</sup>],

$s$  - rozstaw strzemion [mm],

$f_{ywd}$  - obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie [N/mm<sup>2</sup>].

*Model Code 2010 [212]- elementy bez włókien*

W normie Model Code [212] (opisywanej dalej jako MC 2010) obliczanie przekrojów żelbetowych na ścinanie w głównej mierze bazuje na metodzie SMCTF a samo określanie nośności na ścinanie przedstawiono wg różnych poziomów przybliżenia obliczeń. Założono, że obliczeniowa siła poprzeczna musi być określana dla przekrojów kontrolnych w odległości  $d$  (rys. 4.46).



Rys. 4.46. Definicja przekroju kontrolnego wg Model Code

Dla przekrojów bez zbrojenia na ścinanie, zaproponowano dwa poziomy przybliżenia, które skupiają się na odpowiednio dokładnym obliczaniu wartości współczynnika  $k_v$ , z czego poziom pierwszy przybliżenia jest bardziej ogólnym ujęciem poziomu drugiego. Nośność na ścinanie przekroju bez zbrojenia poprzecznego  $V_{Rd,c}$  wg MC 2010 podana jest wzorem:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w, \quad (4.9)$$

W pierwszym poziomie przybliżenia, w elementach bez znacznej siły osiowej, przy  $f_{yk} \leq 600$  MPa,  $f_{ck} \leq 70$  MPa oraz przy maksymalnym ziarnie kruszywa nie mniejszym niż 10mm współczynnik  $k_v$  wynosi:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25z}. \quad (4.10)$$

Drugi poziom przybliżenia zakłada znajomość odkształcenia podłużnego w środku przekroju elementu  $\varepsilon_x$  oraz współczynnika uwzględniającego maksymalny wymiar ziarna kruszywa użytego do betonu  $k_{dg}$ . Współczynnik  $k_v$  opisywany jest wzorem:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z'} \quad (4.11)$$

w którym:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left( \frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left( \frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \leq 0,003, \quad (4.12)$$

$E_s$  - moduł sprężystości stali zbrojeniowej [N/mm<sup>2</sup>],

$A_s$  - główne pręty podłużne zbrojenia w pasie rozciągającym [mm<sup>2</sup>],

$M_{Ed}$  - moment zginający od obciążeń zewnętrznych w przekroju kontrolnym [N·mm]  
(rys. 4.46),

$V_{Ed}$  - siła poprzeczna od obciążeń zewnętrznych w przekroju kontrolnym [N],

$N_{Ed}$  - siła normalna od obciążeń zewnętrznych [N],

$\Delta e$  - mimośród siły  $N_{Ed}$  [mm].

Wielkość  $k_{dg}$  definiowany jest wzorem:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75; \quad d_g < 16mm, \quad (4.13)$$

$$k_{dg} = 1,00; \quad d_g \geq 16mm. \quad (4.14)$$

W elementach ze zbrojeniem na ścinanie (gdzie minimalny stopień zbrojenia na ścianie  $\rho_w$  opisany jest wzorem (4.16)) wg normy zaproponowane są trzy stopnie przybliżenia. Ogólny wzór na obliczeniowa nośność na ścinanie określony jest jako:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (4.15)$$

dla stopnia zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_w \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (4.16)$$

Obliczeniowa nośność  $V_{Rd}$  nie może być większa niż:

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta, \quad (4.17)$$

gdzie  $k_c$  to współczynnik redukcji wytrzymałości definiowany jako:

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad (4.18)$$

Wielkość  $k_\varepsilon$  definiowana jest inaczej dla różnych stopni przybliżenia, natomiast współczynnik  $\eta_{fc}$  oblicza się wg wzoru:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (4.19)$$

Kąt nachylenia pola naprężeń ściskanych  $\theta$  mieści się w granicach podanych we wzorze (4.20), a wartość  $\theta_{min}$  określana jest przez poziom przybliżenia.

$$\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ \quad (4.20)$$

We wzorze (4.15) nośności  $V_{Rd,c}$  i  $V_{Rd,s}$  obliczane są analogicznie wg wzorów (4.9) i (4.7), przy założeniu że wartość  $\sqrt{f_{ck}}$  we wzorze (4.9) nie może być większa niż 8 MPa z uwagi na duże rozrzuty wyników wytrzymałości betonów większych wytrzymałości ( $f_{ck} > 64$  MPa) [175].

#### *I poziom przybliżenia*

Pierwszy poziom przybliżenia w swoich założeniach porównać można do założeń z normy EC-2, gdyż bazuje on na modelu kratownicowym ze zmiennym kontem nachylenia oraz całkowita nośność  $V_{Rd}$  wyraża się wzorem innym niż (4.15) opierając się podobnie jak w EC-2 tylko na wartości  $V_{Rd,s}$ :

$$V_{Rd,c} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} \quad (4.21)$$

Minimalny kąt nachylenia pola naprężeń ściskanych  $\theta_{min}$  w pierwszym przybliżeniu wynosi odpowiednio:

$\theta_{min} = 25^\circ$  w elementach z istotnym ściskaniem,

$\theta_{min} = 30^\circ$  w elementach żelbetowych,

$\theta_{min} = 40^\circ$  w elementach z istotnym rozciąganiem.

Współczynnik  $k_\varepsilon$  należy przyjmować na poziomie 0,55, a odkształcenie  $\varepsilon_x$  przy obliczaniu nośności nie powinno być większe niż 0,001.

### II poziom przybliżenia

W drugim poziomie przybliżenia obliczeniowa nośność na ścinanie wyraża się podobnie jak we wcześniejszym przypadku, czyli wg wzoru (4.21), a sam poziom przybliżenia bazuje na uogólnionym polu naprężeń. Kąt nachylenia krzyżulców  $\theta$  wg autorów normy może być wybierany dowolnie przy projektowaniu lub określany analitycznie, a jego wartość minimalna w tym przypadku ma postać:

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000\varepsilon_x \quad (4.22)$$

W początkowej analizie odkształcenie  $\varepsilon_x$  przyjmowane jest jako 0,001, a wartość  $k_\varepsilon$  nie jest stała i wyrażona jest wzorem:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65, \quad (4.23)$$

gdzie:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002)\cot^2\theta. \quad (4.24)$$

Wartość  $\varepsilon_x$  należy obliczać zgodnie ze wzorem (4.12).

### III poziom przybliżenia

Trzeci poziom przybliżenia opiera się na metodzie SMCFT i nośność przekroju uwzględnia nie tylko nośność zbrojenia na ścinanie jak w przypadku dwóch wcześniejszych przybliżeń lecz również nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie, stąd nośność  $V_{Rd}$  określona jest wzorem ogólnym (4.15). Wzór (4.15) obowiązuje gdy  $V_{Rd} < V_{Rd,max}$  ( $\theta_{min}$ ), gdzie  $V_{Rd,max}$  ( $\theta_{min}$ ) oblicza się ze wzoru (4.17) przy  $\theta = \theta_{min}$  wg (4.22). Do obliczenia nośności  $V_{Rd,c}$  współczynnik  $k_v$  oblicza się ze wzoru:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})}\right) \geq 0, \quad (4.25)$$

gdzie:

$\varepsilon_x$  oblicza się zgodnie ze wzorem (4.12).

Norma MC 2010 charakteryzuje krótko czwarty poziom przybliżenia, który opierać się ma na modelach naprężeniowo-odkształceniowych dla stali zbrojeniowej i ukośnie zarysowanego betonu gdzie spełnione są warunki zgodności odkształceń i warunki równowagi. Autorzy jednocześnie podkreślają jednocześnie, że analiza ścinania w czwartym poziomie przybliżenia wymaga dużego doświadczenia projektanta.

### Model Code 2010 [212] - elementy z włóknami

Obliczanie nośności na ścinanie fibrokompozytów wg Model Code 2010 [212] wymaga zdefiniowania wytrzymałości: użytkowej wytrzymałości resztkowej  $f_{Fts}$  (wytrzymałość po zarysowaniu) oraz wytrzymałości resztkowej granicznej  $f_{Ftu}$ . W analizie należy przyjmować uproszczone związki konstytutywne dla fibrobetonu po zarysowaniu

a mianowicie [212]: sztywno-plastyczny oraz model liniowy. W modelu sztywno-plastycznym wielkość  $f_{Ftu}$  przyjmuje się jako stałą wraz ze wzrostem szerokości rysy  $w_u$ . Natomiast w modelu liniowym wielkość  $f_{Ftu}$  zależy od szerokości rysy. Wraz ze wzrostem rysy  $f_{Ftu}$  opisywana jest funkcją rosnącą lub malejącą (rys. 4.47) [212].

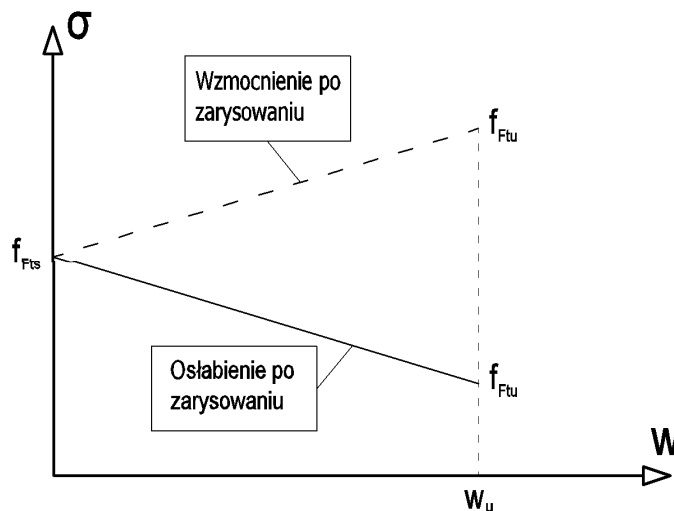
Wytrzymałość resztkową po zarysowaniu oraz wytrzymałość resztkową graniczną należy wyznaczać wg wzorów [212] :

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1}, \quad (4.26)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0, \quad (4.27)$$

w których:

$w_u$  - maksymalna szerokość rysy akceptowana w projektowaniu konstrukcyjnym [mm],  
 $f_{R1}$ ,  $f_{R3}$  - wytrzymałości resztkowe odpowiadające szerokości rozwarcia rysy  $CMOD_1 = 0,5\text{mm}$  i  $CMOD_3 = 2,5\text{mm}$  (patrz. rodz. 4.2).



Rys. 4.47. Model liniowy przyjmowany do opisu rozciąganej strefy zarysowanej zginanego przekroju fibrobetonowego wg fib Model Code 2010 [212]

Uwaga wstępna odnośnie ścinania w normie Model Code 2010 dotyczy elementów bez zbrojenia podłużnego i poprzecznego. W przypadku wystąpienia wzmocnienia po zarysowaniu wg Model Code 2010 [212], główne naprężenia rozciągające  $\sigma_1$  powinny być mniejsze co najmniej równe obliczeniowej wartości wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie, a mianowicie:

$$\sigma_1 \leq \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_F}, \quad (4.28)$$

gdzie:

$f_{Ftuk}$  - charakterystyczna wartość resztkowej wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie określana za pomocą wzoru (4.27) dla  $w_u = 1,5\text{mm}$ ,

$\gamma_F$  - częściowy współczynnik bezpieczeństwa; dla fibrobetonu przy rozciąganiu  $\gamma_F = 1,5$

Powyższa zależność (4.28) może być stosowana do obliczania głównych naprężeń rozciągających dla elementów wykonanych z włóknami stalowymi oraz dla elementów z betonu zwykłego. Model Code 2010 zaleca aby charakterystyczna wartość resztkowej wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie była wyznaczona w próbie osiowego rozciągania. Norma nie definiuje kształtu próbki ani metodyki badania.

Nośność na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego zgodnie z zaleceniami normy Model Code 2010 [212] można wyznaczać dwoma sposobami.

#### Sposób pierwszy:

Nośność na ścinanie przekroju z włóknami bez zbrojenia poprzecznego oblicza się wg poniższego wzoru [212]:

$$V_{Rd,f} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[ 100 \cdot \rho_l \cdot \left( 1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ctk} \right]^{1/3} + \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.29)$$

gdzie:

$f_{ctk}$  - wartość charakterystyczna wytrzymałości na rozciąganie dla betonu bez włókien [ $\text{N/mm}^2$ ],

$f_{Ftuk}$  - wartość charakterystyczna resztkowej wytrzymałości fibrobetonu obliczana wg wzoru (4.27) przy  $w_u = 1,5\text{mm}$ .

Wzór (4.29), zgodnie z normą [212] jest ograniczony minimalną wartością  $V_{Rd,min}$  określaną wg zależności (4.2). Pozostałe wielkości określa się analogicznie jak w normie Eurokod 2 wg wzorów: (4.3), (4.4), (4.5).

#### Sposób drugi:

Nośność elementu na ścinanie oblicza się metodą SMCFT i jest rozwinięciem ogólnego wzoru (4.9) [212], a mianowicie:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_F} \cdot (k_v \cdot \sqrt{f_{ctk}} + k_f \cdot f_{Ftuk} \cdot \cot\theta) \cdot z \cdot b_w, \quad (4.30)$$

w którym:

$f_{Ftuk}$  - charakterystyczna wartość wytrzymałości fibrobetonu na rozciąganie, określana w badaniu bezpośredniego rozciągania, odpowiadająca granicznej szerokości rysy  $w_u$ ,

$k_f = 0,8$ ,  $k_v$  - współczynnik zależy od stopnia zbrojenia na ścinanie .

Wartość współczynnika  $k_v$  określa się ze wzorów [212]:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad \text{dla } \rho_w < 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}/f_{yk}}, \quad (4.31)$$
$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \quad \text{dla } \rho_w \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}/f_{yk}}.$$

Wartość odkształceń  $\varepsilon_x$  oblicza się wg wzoru (4.12), a parametr wpływu wymiaru kruszywa  $k_{dg}$  wg (4.13) i (4.14). Dla określenia kąta nachylenia pola naprężeń ściskanych  $\theta$  korzysta się ze wzoru (4.20) natomiast wartość  $\theta_{min}$  określa się z zależności:

$$\theta_{min} = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad (4.32)$$

Graniczną szerokość rozwarcia rysy  $w_u$  wyznacza się wg zależności [212]:

$$w_u = 0,2 + 1000\varepsilon_x \geq 0,125mm \quad (4.33)$$

Nośność na ścinanie elementów żelbetowych ze zbrojeniem poprzecznym i rozproszonym wg Model Code 2010 wyznacza się wg wzoru:

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,S} \quad (4.34)$$

Nośność na ścinanie przekroju z włóknami bez zbrojenia poprzecznego ( $V_{Rd,F}$ ) oblicza się wg wzoru (4.29). Obliczeniową wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiągnięta jest granica plastyczności oblicza się ze wzoru (4.7). Stanowi to więc znaczną różnicę w porównaniu do obliczania nośności elementów bez włókien. Dla przybliżenia I-go i II-go za nośność elementu decydowało tylko zbrojenie na ścinanie  $V_{Rd,S}$ . Jednocześnie niesprecyzowane jest czy w przypadku elementów konwencjonalnie zbrojonych na ścinanie można korzystać z metody SMCFT oraz wzorów (4.30) - (4.33) [68].

Model Code 2010 [212] podaje minimalną ilość zbrojenia na ścinanie w elementach z włóknami. Minimalna ilość zwykłego zbrojenia poprzecznego (strzemionami) nie jest wymagana jeśli spełniony jest warunek [212]:

$$f_{Ftuk} \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \quad (4.35)$$

Pozwala to na ograniczenie rozwoju i przenikalności rys ukośnych, a w konsekwencji może zapewnić wystarczającą ciągłość materiału [212]. Gdy wspomniane wyżej ograniczenie nie jest spełnione, musi być zastosowane zwykłe zbrojenie poprzeczne (strzemionami), stosownie do wzoru (4.34) [212].



RILEM TC 162-TDF [219]- elementy z włóknami

Sposób obliczania nośności na ścinanie elementów fibrobetonowych rekomendowany przez RILEM TC 162-TDF [219] początkowo był wynikiem eksperymentalnych badań Vandewalle'a i Duponta [139]. Badania wykonywano na 43 belkach ze zmienną zawartością włókien, różnymi stopniami zbrojenia podłużnego i poprzecznego (strzemion), oraz smukłością ścinania  $a/d$  [68]. Wstępnie rola włókien w przenoszeniu sił ścinających była warunkowana przez wytrzymałość ekwiwalentną  $f_{eg}$ , jednak z czasem do określania nośności wykorzystano wytrzymałości resztkowe  $f_R$ , [68]. Wytrzymałość ekwiwalentną ( $f_{eg}$ ) omówiono w rozdziale 4.2.

Wg metodyki RILEM TC 162-TDF nośność na ścinanie należy wyznaczać z następującej zależności:

$$V = \left( \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right) + \left( \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \right) + V_f, \quad (4.36)$$

gdzie:

$C_{Rd,c}$ ,  $k$ ,  $\rho_l$ ,  $k_1$ ,  $\sigma_{cp}$  - określa się jak dla przekroju betonowego wg EC-2 (por. wzory 4.3-4.5),

$V_f$  - nośność na ścinanie z uwagi na zbrojenie rozproszone. Nośność  $V_f$  wyznacza się wg poniższego wzoru:

$$V_f = 0,7 \cdot k_f \cdot k_l \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d, \quad (4.37)$$

w którym:

$k_f$  - współczynnik kształtu przekroju elementu; dla elementów o przekroju prostokątnym

$$k_f = 1,0,$$

$k_l$  - współczynnik skali określany zgodnie ze wzorem (4.3),

$\tau_{fd}$  - wartość obliczeniowa przyrostu wytrzymałości na ścinanie z uwagi na włókna  $[\text{N}/\text{mm}^2]$ . Przyrost wytrzymałości na ścinanie  $\tau_{fd}$  wyznacza się z następującego wzoru :

$$\tau_{fd} = 0,12 \cdot f_{Rk,4}, \quad (4.38)$$

w którym wytrzymałość resztkowa  $f_{Rk,4}$  wg normy 196 (patrz rozdział 4.2).

## 5. PROGRAM I ZAKRES BADAŃ

Program badań podzielono na badania wiodące (rozdz. 7.2) i uzupełniające (rozdz. 7.1). Elementami badawczymi badań wiodących były zbrojone belki wykonane z kompozytu drobnokruszywowego z dodatkiem włókien stalowych (rodzaj włókien - haczykowe) i bez. Celem tych badań było określenie nośności na ścinanie, oraz odporności na zarysowania ukośne. Badania uzupełniające obejmowały wyznaczenie cech mechanicznych drobnokruszywowego fibrokompozytu użytego w badaniach oraz prętów zbrojeniowych, z których wykonano zbrojenie główne elementów oraz strzemiona. Należy podkreślić, że badania uzupełniające samego fibrokompozytu wykonano w dwóch etapach. Pierwszy etap, z większą ilością próbek (30 szt.) dotyczył określenia właściwości mechanicznych oraz ich opracowania statystycznego. Drugi etap z mniejszą ilością próbek (9 szt.) do weryfikacji właściwości opracowanego prof. W. Głodkowską i jej zespół naukowy fibrokompozytu drobnokruszywowego o zawartości włókien stalowych w ilości 1,2% ( $94 \text{ kg/m}^3$ ) [71], [79], [126], [119]. Włókna stalowe pełnią funkcję zbrojenia rozproszonego takiego kompozytu.

### 5.1. CHARAKTERYSTYKA FIBROKOMPOZYTU UŻYTEGO W BADANIACH

Fibrokompozyt użyty w badaniach został zaprojektowany przez W. Głodkowską, J. Kobakę i J. Laskowską-Bury metodą analityczno-doświadczalną [119], [126] [79], w skład jego wchodzi: spoiwo hydrauliczne, kruszywo, plastyfikator, pył krzemionkowy i włókna stalowe.

#### Spoiwo hydrauliczne

Spoiwem do wykonania fibrokompozytu był cement portlandzki popiołowy o wysokiej wczesnej wytrzymałości CEM II/A-V 42,5R. Cement ten charakteryzuje się zawartością klinkieru portlandzkiego od 80% do 94%, pyłu krzemionkowego od 6% do 20% oraz pozostałych składników do 5% [217].

W tablicy 5.1 przedstawiono wyniki badań wytrzymałości na zginanie i ściskanie w nawiązaniu do wymogów normy PN-EN197-1: 2002. Wyniki są zgodne z wymaganiami stawianymi przez normę [217].

**Tablica 5.1.** Wyniki badań wytrzymałości użytego spoiwa hydraulicznego

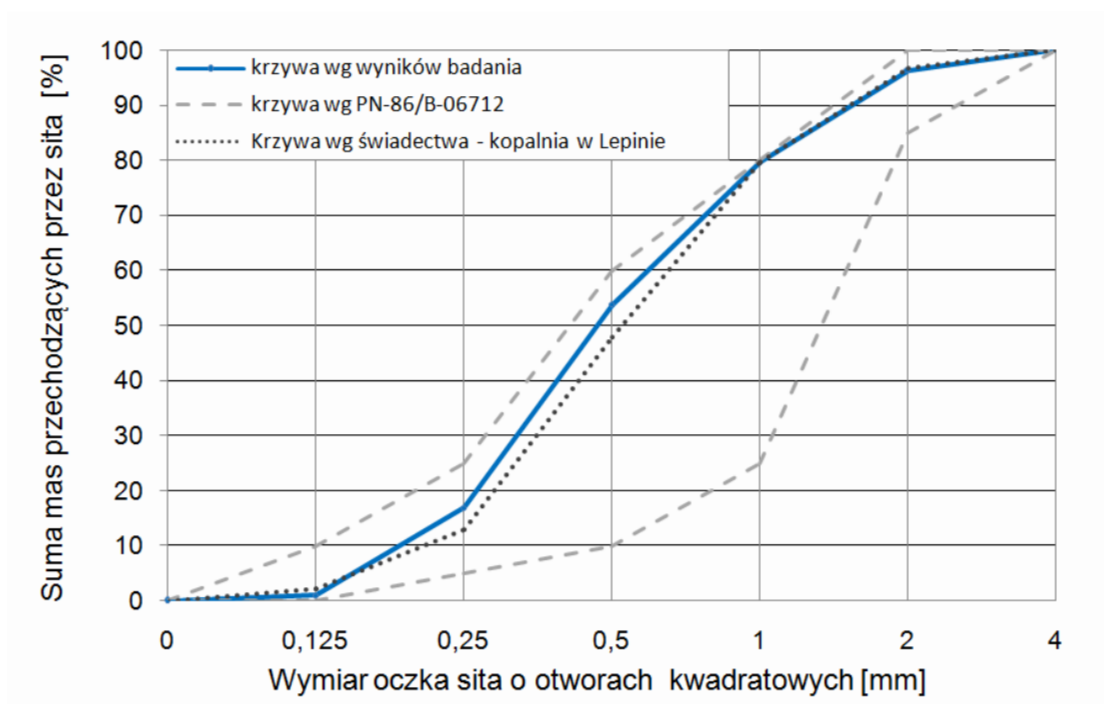
Badana cecha	Wiek w chwili badania	Wyniki badań [MPa]	Wymagania wg [217][MPa]
Wytrzymałość na ściskanie	2 dni	25,6	>20
	14 dni	46,1	Brak
	28 dni	51,5	>42,5
Wytrzymałość na zginanie	2 dni	4,9	Brak
	14 dni	7,7	Brak
	28 dni	8,1	Brak

Kruszywo

Do wykonania fibrokompozytu użyto kruszywa z Kopalni Kruszyw Naturalnych w Lepinie. Kruszywo to stanowi produkt uboczny po procesie hydroklastyfikacji grubego kruszywa i składa się ono z frakcji do 4mm. Główne właściwości kruszywa zostały przedstawione w tabelicy 5.2 a krzywa przesiewu wraz z porównawczą krzywą z kopalni w Lepinie na rys. 5.1. Jednocześnie potwierdzono, że badane kruszywo spełnia wymogi stawiane przez kruszywom mineralnym stosowanym do produkcji betonu zwykłego.

**Tabela 5.2.** Podstawowe właściwości użytego kruszywa

Właściwość	Wartości uzyskane w badaniach	Wartości zalecane [106] [157] [228] [231]
Gęstość nasypowa w stanie luźnym $\rho_o$ , [kg/m <sup>3</sup> ]	1634	—
Gęstość nasypowa w stanie zagęszczonym $\rho_z$ , [kg/m <sup>3</sup> ]	1802	≤ 1850
Gęstość ziaren $\rho_g$ , [kg/m <sup>3</sup> ]	2632	1800 ÷ 3000
Zawartość pyłów mineralnych $f$ , [%]	1,3	—
Jamistość w stanie luźnym $v_o$ , [%]	38	—
Jamistość w stanie zagęszczonym $v_z$ , [%]	32	20 ÷ 28
Ziarno mediana $d_m$ , [mm]	0,46	0,4 ÷ 0,7
Wskaźnik uziarnienia wg Kuczyńskiego $U_k$ , [-]	5,55	—
Zawartość zanieczyszczeń obcych, [%]	Brak	0,5 %



Rys. 5.1. Krzywa uziarnienia użytego kruszywa

### Plastyfikator

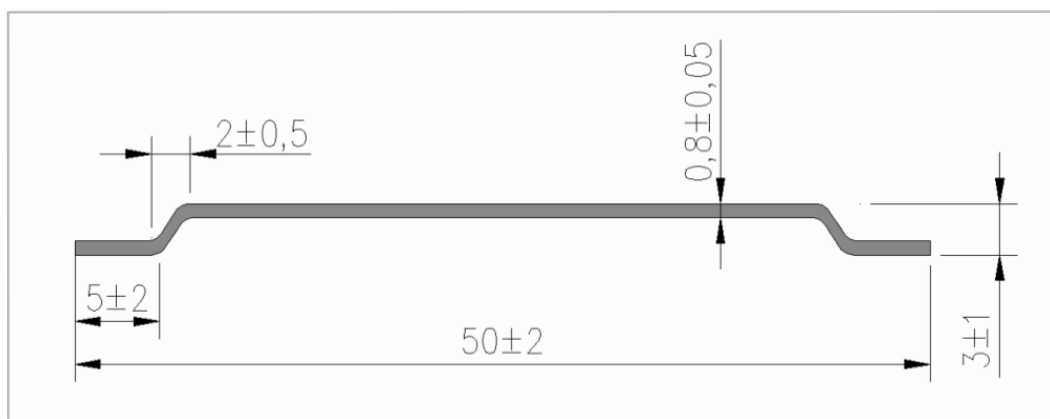
Kompozyt, z którego wykonano elementy próbne zmodyfikowano plastyfikatorem BETOCRETE 406 FM [213]. BETOCRETE 406 FM charakteryzuje się gęstością  $1,44 \text{ g/cm}^3$ . Zgodnie z deklaracją producenta oraz normą PN-EN 934-2+A1:2002 [233] plastyfikator należy przyporządkować, jako domieszka upłynniająca z wysokoaktywną pucolany. Dodanie plastyfikatora powoduje, zmniejszenie napięcia powierzchniowego wody w mieszance, czy działanie smarne spowodowane zmniejszeniem sił tarcia na powierzchniach czynnych cementu i kruszywa. Stąd praktyczne użycie plastyfikatora powoduje zmniejszenie stosunku wodno-cementowego, tym samym prowadzi do redukcji porów kapilarnych, poprawy urabialności i zmniejszenia tendencji do segregacji składników podczas mieszania. Ostatecznie w stwardniałym betonie wybrany plastyfikator powoduje zwiększenie trwałości i odporności na działania chemiczne i mechaniczne przy zwiększonej szczelności betonu. należy zaznaczyć, że opisywana domieszka powoduje zwiększenie odporności na korozję zbrojenia co nie jest bez znaczenia szczególnie przy mieszance z dodatkiem włókien stalowych. Ilość plastyfikatora w mieszance została ustalona doświadczalnie i wynosi 4% w stosunku co masy cementu.

### Pył krzemionkowy

Pyły krzemionkowe stanowią w przypadku omawianego fibrokompozytu integralny składnik z plastyfikatorem, gdyż poprawia jego efektywność tj. zwiększenie wytrzymałości betonu poprzez zmniejszony stosunek wodno-cementowy, polepszenie szczelności betonu czy zwiększenie odporności na korozję. Według deklaracji producenta przyjęty pył krzemionkowy charakteryzuje się gęstością nasypową w granicach od 620 do 720  $\text{kg/m}^3$  i spełnia wymagania normowe ujęte w PN-EN 13263-1 [214]. Ilość pyłu krzemionkowego w mieszance wynosi 5% w stosunku do masy cementu.

### Włókna stalowe

Do wykonania fibrokompozitu użyto włókien firmy EKOMET o długości ( $l_f$ ) 50mm i średnicy ( $d_f$ ) 0,8mm zgodnie z normą PN-EN 14889-1 [232]. Smukłość włókien  $\lambda$  wynosi zatem 62,5 i spełnia ona zalecenia literaturowe mówiące o minimalnej smukłości włókien użytych w betonach na poziomie  $\lambda_{min} = 50$  [108]. Wybrane włókna charakteryzują się kładką powierzchnią na całej długości, kołowym przekrojem i zakończone są haczykami (rys. 5.2)



Rys. 5.2. Geometria zastosowanych w badaniach włókien stalowych (typ włókien-haczykowane, por. rozdz. 4.2)

Według deklaracji producenta, wytrzymałość na rozciąganie włókien wynosi 1200 MPa. Pełniejsza charakterystyka przedstawiona jest w tabelicy 5.3. Przeprowadzone badania potwierdziły zgodności wymiarów oraz właściwości wytrzymałościowych deklarowanych przez producenta - uzyskana w badaniach wytrzymałość na rozciąganie różni się o 2% od deklarowanej lecz mieści się w dopuszczalnej granicy przedstawionej w normie [232], równej 7,5%.

**Tablica 5.3.** Techniczna charakterystyka włókien stalowych wykorzystanych w badaniach [126]

Cecha	Wartość
Grupa konstrukcyjna [-]	I
Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	1200
Kształt włókien: haczykowane	-
Konsystencja (Ve-Be) przy zawartości włókien 12-14 kg/m <sup>3</sup> [s]	4
Wpływ na wytrzymałość betonu (12-14 kg/m <sup>3</sup> ) przy CMOD*=0,5 mm [MPa]	1,5
Wpływ na wytrzymałość betonu (12-14 kg/m <sup>3</sup> ) przy CMOD*=3,5 mm [MPa]	1,0
*- rozwarcie naciętej szczeliny wg metody przedstawionej w PN-EN 14651 [216]	

Ostateczny skład mieszanki fibrokompozytowej został przedstawiony w tabelicy 5.4.

**Tablica 5.4.** Skład 1m<sup>3</sup> mieszanki fibrokompozytu drobnokruszywowego [126], [79]

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%)

Kolejno w tablicy 5.5. przedstawiono podstawowe właściwości fizyko-mechaniczne omawianego fibrokompozytu. W przypadku analizy nośności na ścinanie prócz wytrzymałości na ściskanie, wg niektórych rekomendacji tj. RILEM TC-162-TDF [219] czy Model Code 2010 [212] niezbędnymi do określenia właściwościami są wytrzymałości resztkowe (por. rozdz. 4.2). Otrzymane wyniki charakterystycznych wytrzymałości resztkowych można zaklasyfikować zgodnie z normą [212]. Klasa fibrokompozytu to symbol cyfrowo-literowy. Cyfra odpowiada charakterystycznej wytrzymałości resztkowej  $f_{RI}$  i przyjmuje się ją z przedziału od 1 do 8. Literę ustala się na podstawie stosunku dwóch wytrzymałości resztkowych  $f_{R3k} / f_{R1k}$ . Litery 'a' i 'b' dla których  $f_{R3k} / f_{R1k} < 0,9$  charakteryzują fibrokompozyt z osłabieniem po zarysowaniu (ang. post crack softening), litery 'd' i 'e' gdzie  $f_{R3k} / f_{R1k} > 1,1$  klasyfikują materiał ze wzmocnieniem po zarysowaniu (ang. post crack hardening). Litera 'c' charakteryzuje kompozyt o stałej średnio stałej wytrzymałości resztkowej po zarysowaniu. Należy zaznaczyć, że fib Model Code [212] narzuca minimalne wymogi wytrzymałości resztkowych w przypadku, gdy dany fibrokompozyt miałby częściowo lub całkowicie zastępować tradycyjne zbrojenie w stanie granicznym nośności, są to:  $f_{R1k} / f_{R1k} > 0,4$  oraz  $f_{R3k} / f_{R1k} > 0,5$ . W omawianym przypadku fibrokompozyt klasyfikuje się na poziomie **7b** stanowi bardzo wysoką wytrzymałość  $f_{RI}$  oraz niewielkie osłabienie po zarysowaniu [88], [84]. Warunki pozwalające określić fibrokompozyt jako materiał do zastąpienia zbrojenia konwencjonalnego również są spełnione:  $f_{R1k} / f_{R1k} = 1,39$  i  $f_{R3k} / f_{R1k} = 0,8$  [88], [84].

**Tablica 5.5.** Podstawowe właściwości opracowanego fibrokompozytu wg [126], [71], [73]

Właściwość	Liczba próbek [szt.]	Wartość średnia	Wskaźnik zmienności [%]
Gęstość pozorna w stanie suchym: $\rho$ , [kg/m <sup>3</sup> ]	30	2290	1
Wytrzymałość na ściskanie: $f_{c,cyl}$ , [MPa]	30	64,4	6
Wytrzymałość na ściskanie: $f_{c,cube}$ , [MPa]	30	67,6	3
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu: $f_{ct,sp}$ , [MPa]	30	7,3	8
Statyczny moduł sprężystości: $E_c$ , [GPa]	30	36,7	7
Dynamiczny moduł sprężystości $E_d$ , [GPa]	30	45,9	9
Pełzanie: $\varepsilon_p$ , [‰]	31	0,26	4
Skurcz: $\varepsilon_{cs}$ , [‰]	27	0,88	4
Odporność na ścieranie: $A$ , [cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup> ]	17	9,0	7
Granica proporcjonalności: $f_{ct,L}^f$ , [MPa]	30	6,3	11
Wytrzymałości resztkowe: $f_{Ri}$ , [MPa]	30	$f_{R1} = 9,3$	13
	30	$f_{R2} = 8,8$	15
	30	$f_{R3} = 7,9$	15
	30	$f_{R4} = 7,0$	17
Wytrzymałość na ścinanie: $\tau$ , [MPa]	30	12,9	8

Komentarza wymagają wskaźniki zmienności wytrzymałości resztkowych, które są większe od wskaźników pozostałych cech przedstawionych w tabelicy 5.5. Wynika to ze sposobu badania opisanego w normie PN-EN 14651 [216] gdzie wykonanie szczeliny w środku rozpiętości elementu wymusza tym samym pojawienie się rysy w przekroju niekoniecznie najszerszym. Duża rozbieżność wyników wytrzymałości resztkowych występuje również w baniach innych autorów [66], [67], [141], [152], [9].

Wysoka klasyfikacja badanego fibrokompozytu wg fib Model Code [212] oraz spełnienie reguł możliwości zastąpienia zbrojenia konwencjonalnego były punktem wyjścia do podjęcia analitycznych prac mających na celu określenie teoretycznych nośności na ścinanie dla belek wykonanych z opisywanego materiału [87]. W pracy przedstawiono teoretyczne wyniki obliczeń nośności na ścinanie wg metod przedstawionych w rozdziale 4.6, dla zmiennych stopni zbrojenia podłużnego oraz zmiennej wysokości przekroju belki przy zachowanym stosunku  $b_w/h = 1,5$ . Stwierdzono, że teoretyczny przyrost nośności z uwagi na włókna dla większości przypadków wynosił ponad 100%. Jednocześnie w wynikach obliczeń wg RILEM [219] i fib Model Code [212] pojawiły się rozbieżności, szczególnie przy analizie zmiennego stopnia zbrojenia rozciąganego, gdzie różnica obliczonych nośności (dla elementów silnie zbrojonych na zginanie) wynosiła prawie 30%. Ilość przedstawionych w tabelicy 4.1 ważniejszych metod wymiarowania nasuwa wniosek, że zagadnienie ścinania w elementach fibrokompozytowych należy w dalszym ciągu weryfikować, co podkreślają autorzy w pracach [174], [179], [203], [9]. Na tej podstawie przyjęto, że zrealizowanie eksperymentalnych badań elementów belkowych na ścinanie dla fibrokompozytu z zawartością włókien 1,2% jest konieczne z uwagi na ocenę opisanych metod i ewentualną weryfikację. Może to stanowić ważny krok w zakresie wprowadzenia analizowanego fibrokompozytu do praktyki inżynierskiej.

## **5.2 BADANIA WIODĄCE I UZUPEŁNIAJĄCE**

Program badań podzielony na badania wiodące i uzupełniające przedstawiono w tabelicy 5.6. Badania dotyczące ścinania w elementach zginanych prowadzono w ramach działalności statutowej poprzez realizację projektu naukowego Nr 504.01.25 [83] oraz w ramach dotacji celowej na prowadzenie badań naukowych służących rozwojowi młodych naukowców w wewnętrznym trybie konkursowym Nr 525.01.43 [127].

Zakres badań wiodących obejmował pomiar siły obciążającej, ugięć, odkształceń prętów stanowiących strzemiona oraz odkształceń obu powierzchni bocznych zginanych belek. Belki badań podstawowych miały na celu określenie nośności na ścinanie.

Zakres badań uzupełniających obejmował wyznaczenie wytrzymałości na ściskanie użytego kompozytu na próbkach walcowych, granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych na beleczkach a następnie sprawdzenie czy mieszczą się w przedziałach ufności badanych cech wyznaczonych w pracach [126], [71], [73]. Zakres badań prętów

zbrojeniowych obejmował wyznaczenie granicy plastyczności, modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie.

**Tablica 5.6.** Program badań

Badania wiodące	Oznaczenie	Wymiary [cm]	Zbrojenie rozciągane	Strzemiona	Zawartość włókien	
Belka	B (4 szt.)	15x20x165	2#16, 2#20	brak	0%	
	BF (4 szt.)	15x20x165	2#16, 2#20	brak	1,2%	
	BSa (4 szt.)	15x20x165	2#16, 2#20	#4,5 co 120	0%	
	BSb (2 szt.)	15x20x165	2#16, 2#20	#4,5 co 90	0%	
	BFSa (4szt.)	15x20x165	2#16, 2#20	#4,5 co 120	1,2%	
	BF2b (2 szt.)	15x20x165	2#16, 2#20	#4,5 co 90	1,2%	
Badania uzupełniające	Oznaczenie	Wymiary [cm]	Kształt próbek	Ilość	Zawartość włókien	
wytrzymałość na ściskanie fibrokompozytu	$f_c$	15x30	walce	30	3 <sup>1</sup>	0%
				30	3 <sup>1</sup>	1,2%
wytrzymałości resztkowe	$f_{Rj}$	15x15x70	belecзки	30	3 <sup>1</sup>	1,2%
granica proporcjonalności LOP	$f_{ct,L}^f$					
granica plastyczności stali	$f_y$	pręty #4,5, #12, #16, #20 długości 30 cm		16 szt. na każdą średnicę	-	
moduł sprężystości stali	$E_s$					
wytrzymałość na rozciąganie stali	$f_t$					
1) - próbki weryfikujące właściwości fibrokompozytu (por. rozdz. 7.1)						

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 [218] i mogą być stosowane, jako zbrojenie w elementach żelbetowych

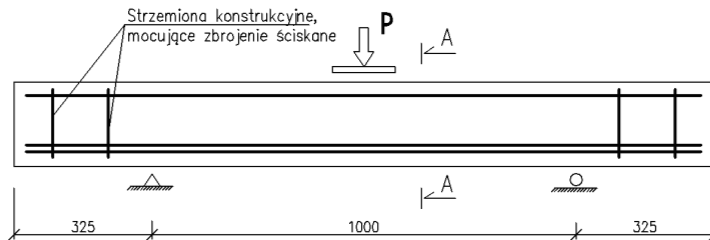
Elementy próbne badań wiodących wykonano w Laboratorium Techniki Budowlanej i Laboratorium Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Koszalińskiej. Wymiary belek oraz rozmieszczenie zbrojenia konwencjonalnego przedstawiono na rysunku 5.3. Fakt występowania dużego zbrojenia w strefie rozciąganej (2#20 i 2#16) wynika z wymuszenia zniszczenia belek na ścinanie. W celu uniknięcia efektu łuku oraz dużego wpływu zbrojenia podłużnego na siłę tnącą (patrz. rozdz. 4.4), odcinek ścinania  $a$  ustalono w taki sposób aby smukłość ścinania wynosiła  $a/d = 3$ . W belkach serii B i BF celowo umieszczono zbrojenie w strefie ściskanej z uwagi na jego dość istotny wpływ na nośność na ścinanie (por. rys. 4.21). Przed betonowaniem belek wykonano szkielety zbrojenia oraz naklejono na pręty czujniki odkształceń (tensometry elektrooporowe) (rys. 5.4.). Miejsca, w których naklejano tensometry odpowiednio przy-



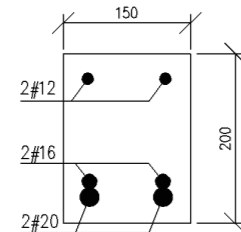
## Nośność na ścinanie belek z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych

gotowano, usuwając uźebrowanie, wygładzając i oczyszczając powierzchnię. Tak przygotowane prefabrykaty zbrojenia umieszczano w formach stalowych w ten sposób, aby zbrojenie rozciągane zlokalizowane było od strony dna formy (rys. 5.5). Formy miały wymiar 150x200x3300, stąd w jednej formie wykonywano dwie sztuki badanych belek.

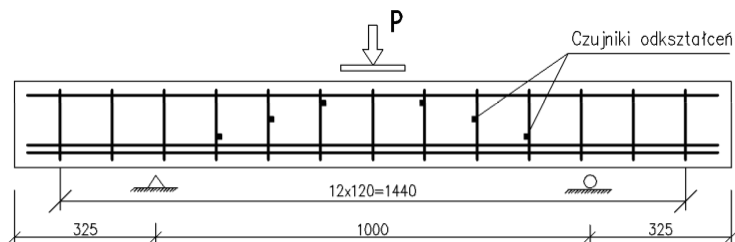
a)



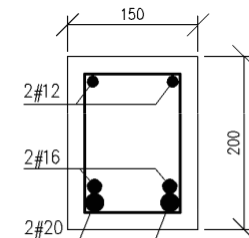
PRZEKRÓJ POPRZECZNY A-A



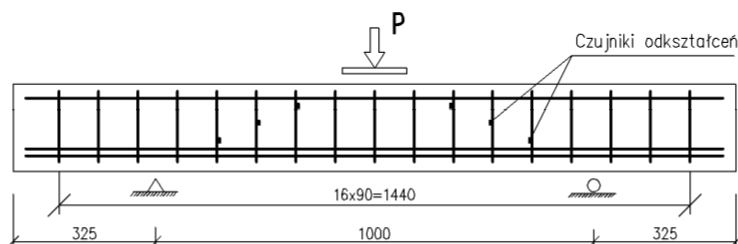
b)



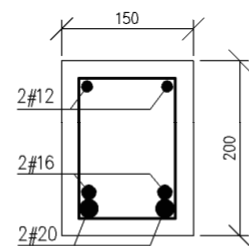
PRZEKRÓJ POPRZECZNY



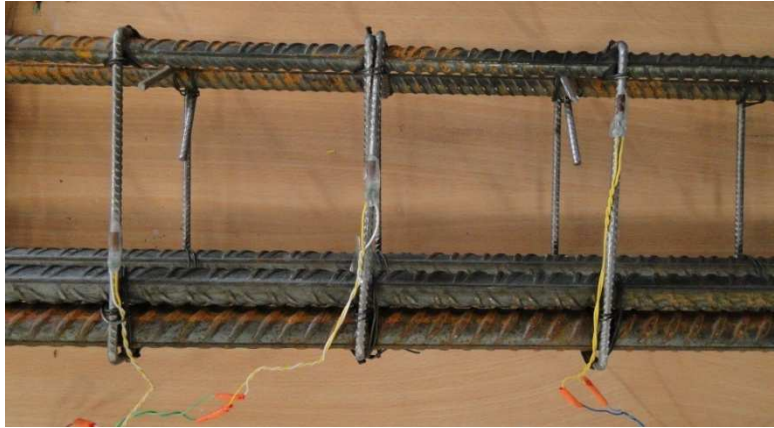
c)



PRZEKRÓJ POPRZECZNY



Rys. 5.3. Wymiary belek oraz rozmieszczenie zbrojenia konwencjonalnego: a) dla belek B i BF, b) dla belek BSa i BFa, c) dla belek BSb i BFSb [83], [127]



*Rys. 5.4. Szkielet zbrojenia z naklejonymi na strzemiona czujnikami elektrooporowymi*



*Rys. 5.5 Ogólny widok szkieletów zbrojenia w formie przed betonowaniem*

Mieszkę fibrokompozytu wykonano w betoniarce współbieżnej o pojemności 120 dm<sup>3</sup>, przy każdorazowym zachowaniu kolejności dozowania składników i określonego czasu mieszania:

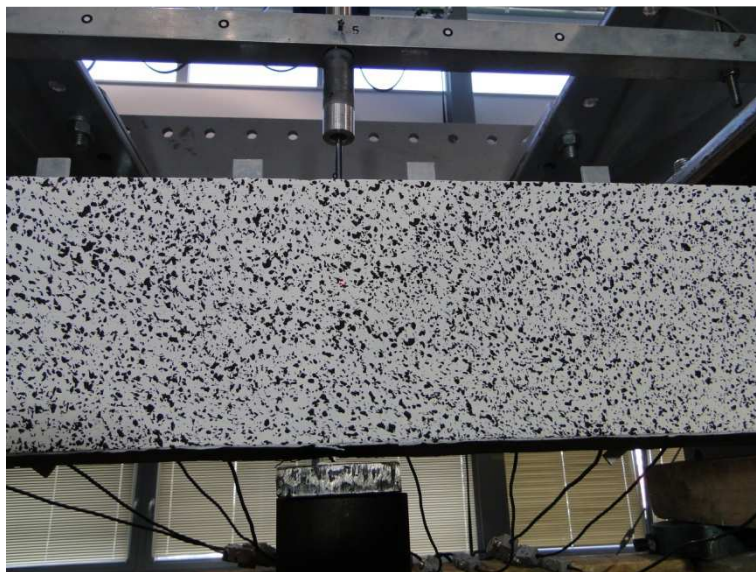
- kruszywo + cement + pył krzemionkowy - czas mieszania 2 min,
- kruszywo + cement + pył krzemionkowy + woda i plastyfikator - czas mieszania 5 min,
- kruszywo + cement + pył krzemionkowy + woda i plastyfikator + włókna stalowe - czas mieszania 5 min. (tylko w przypadku mieszanki z włóknami).

Mieszanka fibrokompozytu była układana w formach w dwóch warstwach i każdorazowo zagęszczana przez 30 sekund przy użyciu wibratora stołowego o często-

tliwości 50 Hz. Po wypełnieniu form i zakończeniu drugiego etapu zagęszczania górną powierzchnię belek zatarto.

Elementy belkowe po betonowaniu zawijano szczelnie folią i przechowywano w temperaturze  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ . Następnie po dwóch dniach belki rozformowywano, intensywnie zwilżono wodą i ponownie okryto folią, gdzie dojrzewały przez 26 dni. Dalej przez dwa kolejne dni belki przygotowywano do badań, a samo badanie belek wykonano po 30 dniach od zaformowania.

Wykorzystanie do badań programu Aramis 4M (por. rozdz. 6.1) wiązało się z nadaniem powierzchni bocznej belki kontrastowej kolorystyki. W tym celu powierzchnie zabieleno a następnie naniesiono nakrapiany deseń czarną matową farbą (rys. 5.6).



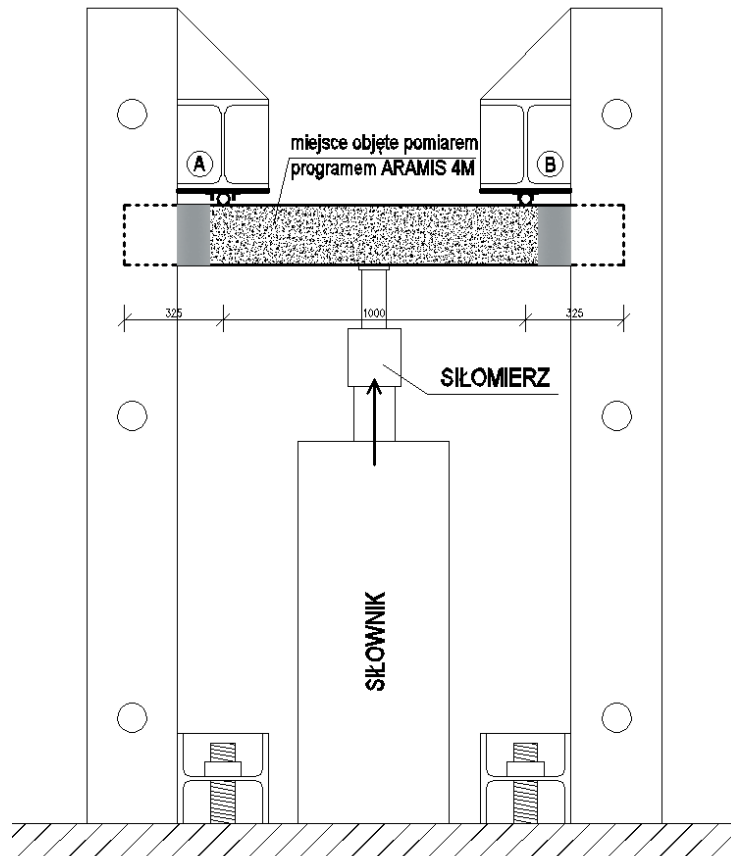
*Rys. 5.6. Przygotowana powierzchnia boczna belki do badania systemem Aramis 4M*

Jednocześnie podczas wykonywania belek, wykonywano elementy do badań towarzyszących - walce i beleczki do badań wytrzymałości resztkowych. Sposób przygotowania mieszanki był identyczny, jak w przypadku badań wiodących, a same elementy wykonano zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-2 [229]. Formowanie beleczek i walców przebiegało również tak samo, jak dla belek badań wiodących - układano dwie warstwy mieszanki przy każdorazowym wibrowaniu za pomocą wibratora stołowego. Elementy próbne przechowywano w identycznych warunkach cieplno-wilgotnościowych jak belki. Po 30 dniach poddawano je badaniu.

## 6. METODYKA BADAŃ

### 6.1. STREFA PRZYPODPOROWA BELEK ZGINANYCH

Badania wiodące realizowano w Laboratorium Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Budowlanych oraz w Techniki Budowlanej Politechniki Koszalińskiej, na specjalnie przygotowanym stanowisku badawczym. Stanowisko wykonano z modułowych dwuteowników HEB 300, przystosowanych do montażu w różnych układach (rys. 6.1).



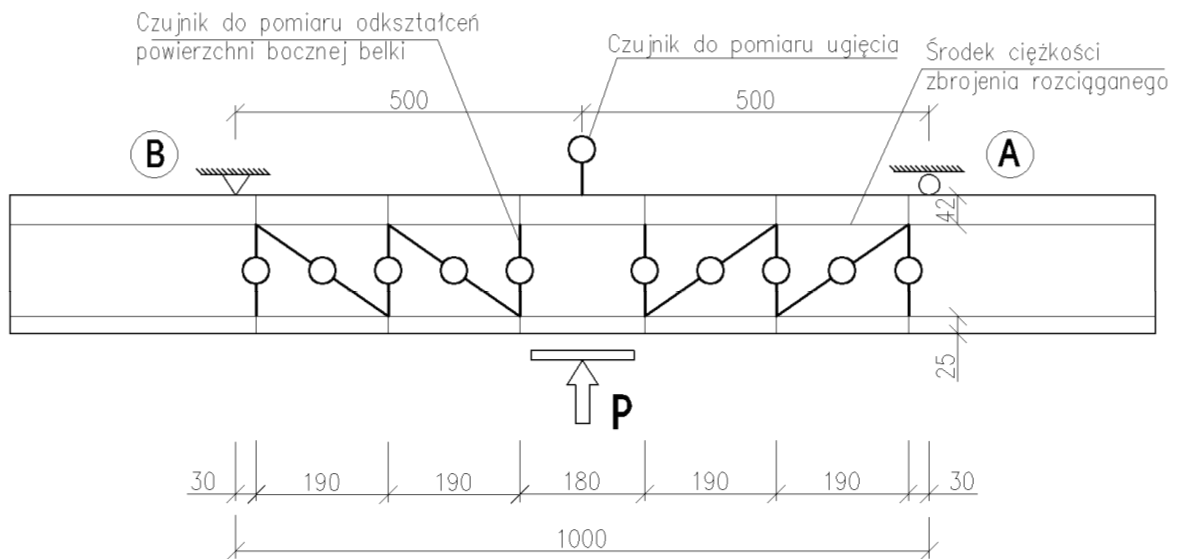
Rys. 6.1. Stanowisko badawcze i schemat statyczny badanych belek

Belki badano, jako wolnopodparte, obciążone siłą skupioną przyłożoną w połowie rozpiętości elementu w schemacie odwróconym. Belki obciążano z prędkością z prędkością  $\sim 4$  kN/min. aż do wyczerpania nośności elementu. 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.

#### Pomiary systemem SAD256

Rejestracji odkształceń jednej powierzchni bocznej belki oraz ugięć dokonano przy użyciu czujników przemieszczeń, których lokalizację przedstawiono na rysunku 6.2.

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 dla czujników pionowych wynosiła 133 mm, a dla czujników ukośnych 232 mm. W trakcie badania każdy czujnik mierzył zmianę tej odległości, na podstawie której obliczano odkształcenie. Układ czujników do pomiaru odkształceń powierzchni bocznej elementu został tak zaproponowany aby możliwym była rejestracja odkształceń w obszarze powstania rysy ukośnej będącej skutkiem działania sił poprzecznych w obrębie podpory. Czujnik do pomiaru ugięcia montowano do aluminiowego kształtownika przymocowanego do stanowiska badawczego (rys. 6.3).



*Rys.6.2. Rozmieszczenie czujników systemu SAD 256 do pomiaru ugięcia i odkształceń powierzchni bocznej elementu*



*Rys. 6.3. Ogólny widok czujników Systemu SAD 256 do pomiaru ugięcia i odkształceń powierzchni bocznej elementu [83], [127]*

### Nośność na ścinanie belek z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych

Do pomiaru odkształceń zbrojenia na ścinanie wykorzystano tensometry elektrooporowe przyklejone do pniowych ramion strzemion przed betonowaniem. Na każdą belkę przypadało po sześć tensometrów, po trzy na każdą strefę przypodporową w rozmieszczeniu jak na rysunkach 5.3a i 5.3b.

Siłę obciążającą rejestrował siłomierz zlokalizowany nad siłownikiem (patrz rys. 6.1) o czułości 0,66 mV/V.

Ogólny widok belki na stanowisku badawczym od strony powierzchni mierzonej systemem SAD 256 przedstawiono na rysunku 6.4.



*Rys.6.4. Widok stanowiska do badań belek od strony powierzchni mierzonej systemem SAD256*

### Pomiary systemem ARAMIS 4M

Szerokość rozwarcia rys ukośnych i prostokątnych, odkształcenia drugiej powierzchni belki oraz ugięcia mierzono programem Aramis 4M firmy GOM. Aramis jest systemem do pomiaru odkształceń, który analizuje, oblicza i dokumentuje deformacje. Jednocześnie program graficznie przedstawia pomierzone wyniki co daje możliwość lepszego zrozumienia pracy badanego elementu pod obciążeniem. Program na podstawie wykonanych zdjęć rozpoznaje i przypisuje każdemu pikselowi właściwą współrzędną, gdzie pierwsze zdjęcie w projekcie zawsze traktowane jest jako pomiar bazowy, czyli etap przed obciążeniem. Kolejne zdjęcia są nagrywane w trakcie obciążania aż do wyczerpania nośności elementu. Następnie po nagraniu wszystkich zdjęć system Aramis

porównuje je ze zdjęciem bazowym i oblicza przemieszczenia oraz odkształcenia charakterystycznych dla danego obiektu punktów. Rejestracja punktów wymaga jednak odpowiednio przygotowanej powierzchni charakteryzującej się odpowiednim kontrastem kolorów, w przypadku badanych belek był to losowo nakładany deseń za pomocą farby w sprayu. W skład systemu Aramis wchodzi czujnik pomiarowy (dwie kamery cyfrowe), szkielet dla mocowania czujnika pomiarowego, urządzenie wyzwalająco-sterujące (zasilające kamery i odpowiada za zapis zdjęć) oraz wydajny komputer wraz z oprogramowaniem Aramis v6 i Linux GOM v7. Analizie poddano obszar belki między podporami o długości 1m (rys. 6.1). Rozpiętość belek została tak dobrana aby zniszczenie na ścinanie przy jednej lub drugiej podporze było możliwe do zarejestrowania przez program Aramis. Ogólny widok stanowiska badawczego wraz systemem Aramis 4M pokazano na rysunku 6.5.



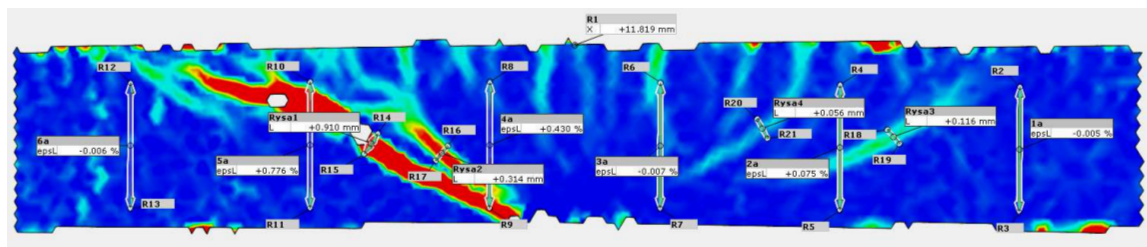
*Rys.6.5. Ogólny Widok stanowiska do badań belek od strony powierzchni mierzonej systemem Aramis 4M*

W trakcie badania system Aramis zapisywał w pamięci komputera zdjęcia badanej powierzchni, wykonane z dwóch kamer. Zdjęcia umożliwiły odczyt przemieszczeń dowolnych punktów tej powierzchni. W ten sposób mierzono szerokość rozwarcia powstałych rys, odkształcenia powierzchni bocznej belki oraz ugięcia. Szerokość rozwarcia rys ukośnych mierzono w tak zwanym kontrolowanym obszarze propagacji rysy (patrz rys. 4.24), czyli w miejscu pomiędzy wpływami efektu klocującego oraz rozszczepiania betonu w strefie ściskanej. Rysy prostopadłe mierzone były na poziomie środka ciężkości zbrojenia rozciąganego. Szerokość rozwarcia rys była mierzona poprzez oznaczenie dwóch punktów w bliskim sąsiedztwie rysy po obu jej stronach. Oprogramowanie syste-

mu Aramis 4M umożliwiło pomiar odległości między tymi punktami dla każdej chwili badania (rys. 6.6). Porównując odczyt dla rozważanej chwili względem fazy odniesienia (etap przed obciążeniem) otrzymano szerokość rozwarcia danej rysy.

Odształcenia powierzchni bocznej belki mierzono w miejscach tożsamyh z miejscami pomiaru odształceń przez system SAD 256. W tym celu naniesiono odcinki pomiarowe łączące dwa punkty zgodnie z rozkładem, jak na rysunku 6.2. Aramis rejestrował zmianę położenia tych punktów, a więc wydłużenie lub skrócenie odcinka, przez cały czas badania (rys. 6.6). Znając bazę pomiarową i odległości między punktami, można było otrzymać odształcenie powierzchni bocznej dla dowolnej chwili w każdym poziomie pomiarowym.

Pomimo iż wielkości ugięć rejestrowane były systemem SAD256, kontrolnie pomierzone zostały również przez system Aramis w celu sprawdzenia poprawność wykonanych pomiarów. Ugięcia mierzono wykorzystując oprogramowanie systemu Aramis 4M poprzez odczyt przemieszczeń punktów znajdujących się na górnej powierzchni belki w środku rozpiętości (rys. 6.6). Na rysunku 6.6 przykładowo pokazano lokalizację punktów pomiarowych dla rys ukośnych badanych elementów.



*Rys. 6.6. Przykładowe oznaczenia i lokalizacja punktów pomiarowych dla rys ukośnych, odształceń pionowych oraz ugięcia dla belki BF1*

Z uwagi na przyjęty schemat statyczny, zniszczenie w skutek ścinania mogło nastąpić w strefie jednej lub drugiej podpory, stąd badanie belek wykonano w dwóch etapach. W pierwszym belka została poddana obciążeniu do chwili zniszczenia na ścinanie strefy przy podporze pierwszej. Następnie wstrzymywano badanie „zerując” obciążenie. Zakładano na zniszczoną strefę przypodporową stalowy gorset, będący systemem kształtowników ściąganych śrubami, który miał za zadanie przenieść siły poprzeczne w zniszczonej strefie przypodporowej w drugim etapie badania (rys. 6.7). Kolejno obciążano belki w celu zniszczenia drugiej strefy przypodporowej, jak w etapie pierwszym.





Rys.6.7. Ogólny widok belki po pierwszym etapie badania wraz ze stalowym gorsetem przejmującym siły ścinające w zniszczonej strefie przypodporowej (opis w tekście) [83], [127]

## 6.2. WŁAŚCIWOŚCI TECHNICZNE MATERIAŁÓW

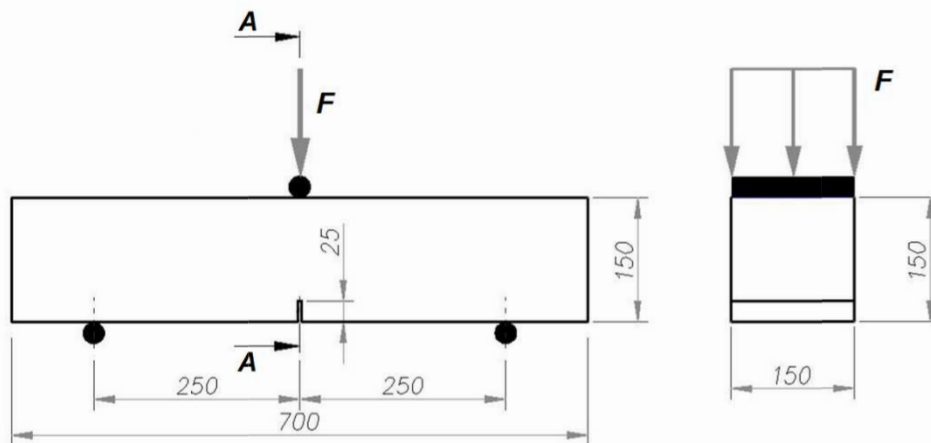
W celu określenia wytrzymałości na ściskanie fibrokompozytu wykonano próbki na cylindryczne o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm zgodnie z normą PN-EN 12390-3 [230]. Badanie na ściskanie zrealizowano wykorzystując maszynę wytrzymałościową typu D-4000 oraz DBZ-200 [kN] firmy Walter Bai Ag (rys. 6.8), o dokładności pomiaru 0,01 kN.

Badanie wytrzymałości resztkowych fibrokompozytu przeprowadzono wg PN-EN 14651 [216] na beleczkach o długości 700mm i przekroju poprzecznym 150x150mm. W połowie długości belek wykonano nacięcie o wysokości 25mm, zgodnie z [216]. Elementy umieszczano na podporach w rozstawie 500mm i obciążano siłą w środku rozpiętości belki (rys. 6.9).

Obciążenie przykładano w sposób ciągły ze zmienną prędkością, której przyrost jest ściśle zależny od szerokości rozwarcia rysy *CMOD*. W pierwszej fazie badania, do szerokości *CMOD*=0,1 mm obciążenie przykładano w taki sposób, aby ugięcie elementu wzrastało z prędkością 0,05mm/min. Po przekroczeniu tej wartości zwiększano prędkość przyrostu ugięcia do wartości 0,2 mm/min. W chwili osiągnięcia 4mm ugięcia następował koniec badania.



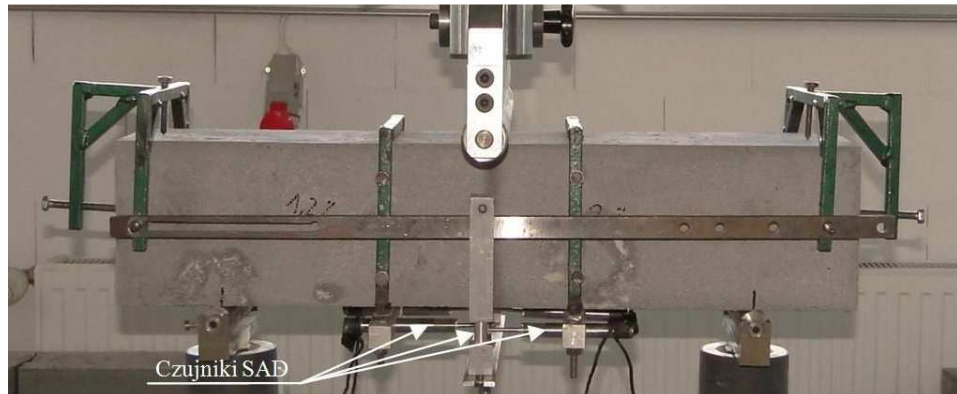
*Rys. 6.8. Ogólny widok stanowiska do badania wytrzymałości na ściskanie użytego fibrokompozytu*



*Rys. 6.9. Schemat obciążenia próbki podczas badania wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności wg PN-EN 14651 [216]*

Badanie zginania wykonano z równoczesnym pomiarem siły, ugięcia i szerokości rozwarcia rysy. Do rejestracji szerokości rozwarcia rysy i ugięcia użyto systemu akwizycji danych SAD-256, wykorzystując indukcyjne czujniki przemieszczeń: dwa ze sztyw-

nymi i dwa z przegubowymi końcówkami oraz czujnik do pomiaru ugięcia. Czujność wszystkich czujników pomiarowych wynosiła 1 mV/V.



Rys. 6.10. Stanowisko do badania wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności [88]

Badanie wytrzymałości resztkowych polegało na ciągłym, statycznym obciążaniu belek. Przyrost obciążenia ustalano w zależności od szerokości rozwarcia rysy *CMOD*. Dla belek bez włókien koniec badania następował poprzez zniszczenie belki z uwagi na zginanie, w przypadku belek fibrokompozytowych w chwili osiągnięcia ugięcia równego *5mm*. Należy zaznaczyć, że graniczna wartość ugięcia belek została ustalona zgodnie z normą PN-EN 14651 [216], tak aby można było osiągnąć wszystkie wartości *CMOD*, a następnie określić wytrzymałości resztkowe.

Pierwszą wielkością naprężeń, która charakteryzuje fibrokompozyt jest granica proporcjonalności *LOP* wyznaczana wg wzoru [216] :

$$f_{ct,L}^f = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2}, \quad (6.1)$$

gdzie:

$f_{ct,L}^f$  - granica proporcjonalności [ $N/mm^2$ ],

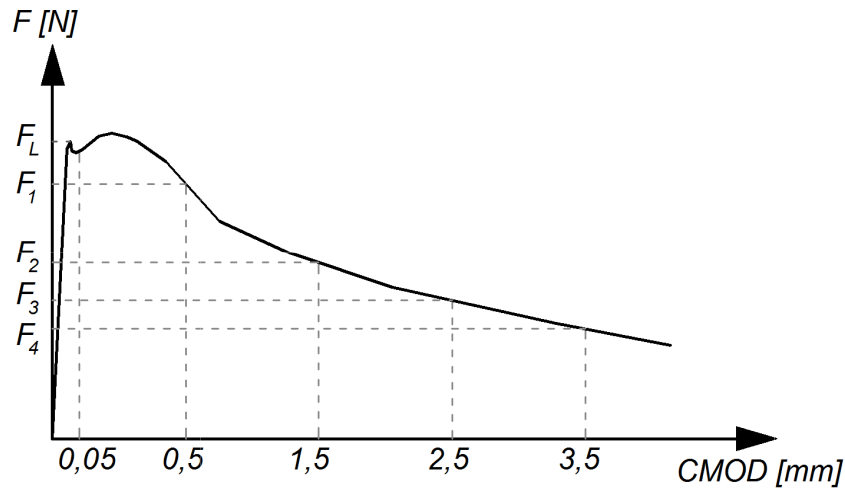
$F_L$  – obciążenie odpowiadające granicy proporcjonalności [N],

$l$  – rozstaw podpór (rolek) [mm],

$b$  – szerokość belki [mm],

$h_{sp}$  – wysokość mierzona od końca nacięcia do górnego lica przekroju belki [mm].

Wielkość siły  $F_L$  odpowiada maksymalnemu obciążeniu, jakie występuje w przedziale szerokości rozwarcia rysy od 0,00mm do 0,05mm. Norma PN-EN 14651 [216] definiuje cztery wielkości resztkowej wytrzymałości fibrokompozytu na zginanie, które zależą od wartości *CMOD* (rys. 6.11).



Rys. 6.11. Schematyczna zależność siła - CMOD uzyskana w badaniu wytrzymałości resztkowych i granicy proporcjonalności wg [216]

Wartość wytrzymałości resztkowych wyznacza się wg wzoru [216]:

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2}, \quad (6.2)$$

w którym:

$f_{R,j}$  - wytrzymałość resztkowa fibrokompozytu na zginanie dla odpowiedniej wartości

$CMOD=CMOD_j, (j=1,2,3,4) [N/mm^2]$ ,

$F_j$  - obciążenie odpowiednie dla wielkości  $CMOD=CMOD_j, (j=1,2,3,4) [N]$ , (por. rys.6.11).

Wielkości  $f_{R,1}, f_{R,2}, f_{R,3}$  i  $f_{R,4}$  oznaczają wartości naprężeń rozciągających w przekroju dla danych szerokości rozwarcia rysy CMOD, równych odpowiednio: 0,5, 1,5, 2,5, 3,5 mm.

Badanie cech wytrzymałościowych prętów stalowych zbrojenia konwencjonalnego (granica plastyczności, wytrzymałości na rozciąganie oraz moduł sprężystości) wykonano przy użyciu maszyny wytrzymałościowej INSPEKT 600 firmy HEGE-WALD&PESCHKE zgodnie z normą PN-EN ISO 6892-1 [227] (rys. 6.12), o dokładności odczytu 1 N.



*Rys. 6.12. Stanowisko do badań granicy plastyczności, modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie prętów zbrojeniowych*

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 z uwagi na minimalne poślizgi w szczękach, do próbki montowano zewnętrzny ekstensometr w celu dokładnego pomiaru odkształceń. W ten sposób uzyskano wykres naprężenie-odkształcenie dla każdej badanej próbki, co umożliwiło wyznaczenie granicy plastyczności, wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości.

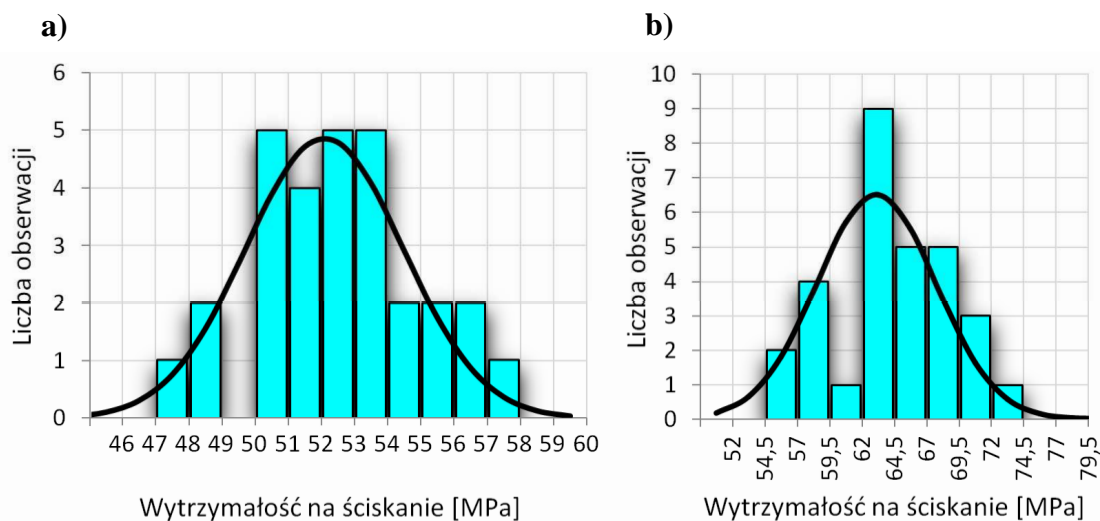
## 7 ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

### 7.1. BADANIA UZUPEŁNIAJĄCE

#### 7.1.1. Wytrzymałość na ściskanie fibrokompozytu

Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie fibrokompozytu użytego w badaniach w pierwszym etapie wykonane było wspólnie z M. Ziarkiewiczem i przedstawione zostało w pracach [205], [88]. Badania wytrzymałości na ściskanie drobnokruszywowego fibrokompozytu przeprowadzono w ramach realizacji wydziałowego projektu naukowego, przyznanego w ramach konkursu [83]. Do określenia tej wielkości użyto 29 próbek (por. tabl. 7.1). Parametry statystyczne wytrzymałości na ściskanie fibrokompozytu i kompozytu bez włókien przedstawiono w tabelicy 7.1. Wskaźnik zmienności wytrzymałości na ściskanie wynosi 5% w przypadku kompozytu bez włókien i 7% w przypadku fibrokompozytu, stąd na podstawie klasyfikacji ACI [223] ustalono, że jakość badanego kompozytu jest bardzo dobra. Jednocześnie można stwierdzić, że wartości wytrzymałości na ściskanie badanego kompozytu są zbliżone do wartości opisanych dla betonów wysokiej wytrzymałości [212]. Na rysunku 7.1 przedstawiono histogramy uzyskanych wyników wraz z rozkładami normalnymi dla kompozytu z włóknami i bez włókien. Skośność zbiorów wynosiła odpowiednio -0,14 dla fibrokompozytu i 0,04 dla kompozytu bez włókien. Wykonano również test zgodności Szapiro - Wilka przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ . Obliczone wielkości  $W_d$  mieściły się w przedziałach  $W_{min}$  i  $W_{max}$ , a nierówności  $W_{min} \leq W_d \leq W_{max}$  przedstawiają się w sposób następujący:

- $0,926 \leq 0,985 \leq 0,985$  dla kompozytu bez włókien,
- $0,927 \leq 0,958 \leq 0,985$  dla fibrokompozytu



Rys. 7.1. Histogram i krzywa rozkładu normalnego wytrzymałości na ściskanie określonej na próbkach cylindrycznych: a) kompozyt bez włókien, b) fibrokompozyt [205]

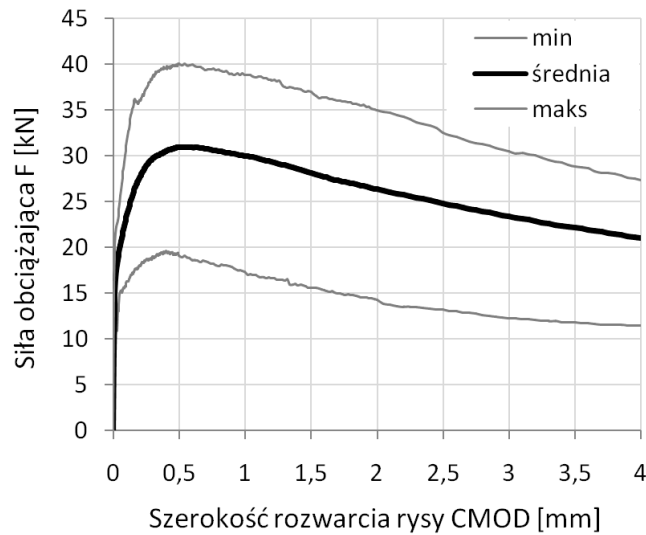
**Tablica 7.1.** Parametry analizy statystycznej wytrzymałości na ściskanie fibrokompozytu i kompozytu bez włókien użytych w badaniach

Wyniki pierwszego etapu badań [205], [88]		
Parametry statystyczne	Wytrzymałość na ściskanie	
	Kompozyt bez włókien	fibrokompozyt
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	52,59	64,37
Odchylenie standardowe, $s$ [MPa]	2,38	4,67
Wskaźnik zmienności, $V$ [%]	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 analizy, $n$ [szt.]	29*	30
* - w wyniku analizy statystycznej jeden pomiar odrzucono		
Wyniki drugiego etapu badań (badania weryfikujące)		
Parametry statystyczne	Wytrzymałość na ściskanie	
	Kompozyt bez włókien	fibrokompozyt
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	52,87	63,90
Liczba wyników przyjętych do analizy, $n$ [szt.]	3	3

Ostatecznie porównując wyniki badań etapu drugiego, weryfikującego określone cechy materiału (szczegółowe wyniki przedstawione w załączniku Z1) oraz wyniki z pracy [205] (por. tabl. 7.1) można stwierdzić, że różnice między wartościami średnimi ( $\bar{x}$ ) są statystycznie nieistotne. Stąd przy analizie wyników badań dla belek przyjęto właściwości fibrokompozytu określone w pracach [205], [88].

### 7.1.2. Granica proporcjonalności i wytrzymałości resztkowe

Badanie wytrzymałości resztkowych (patrz rozdz. 6.2) fibrokompozytu dla 30-tu próbek i przedstawiono w pracach współautorskich [88], [84]. Uzyskaną zależność siły obciążającej od szerokości rozwarcia rysy przedstawiono na rysunku 7.2. W celu łatwiejszej interpretacji wykresu naniesiono tylko wartości minimalne, maksymalne oraz średnią. Krzywizna wykresu dowodzi, 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*. Parametry statystyczne granicy proporcjonalności i wytrzymałości resztkowych zostały przedstawione w tablicy 7.2



Rys. 7.2. Zależność siły obciążającej ( $F$ ) od szerokości rozwarcia rysy  $CMOD$  [88]

**Tablica 7.2.** Parametry analizy statystycznej granicy proporcjonalności  $f_{ct,L}^f$  i wytrzymałości resztkowych  $f_{Ri}$  fibrokompozytu użytego w badaniach

Wyniki pierwszego etapu badań [205], [88]					
Parametry statystyczne	Granica proporcjonalności $f_{ct,L}^f$	Wytrzymałości resztkowe			
		$f_{R1}$	$f_{R2}$	$f_{R3}$	$f_{R4}$
$CMOD$ [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, $x_{min}$ [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 analizy, $n$ [szt.]	30				
$f_{R3}/f_{R1}$	0,79				
$f_{R1}/f_{ct,L}^f$	1,39				
Klasyfikacja fibrokompozytu wg Model Code 2010 [212]					<b>7b</b>

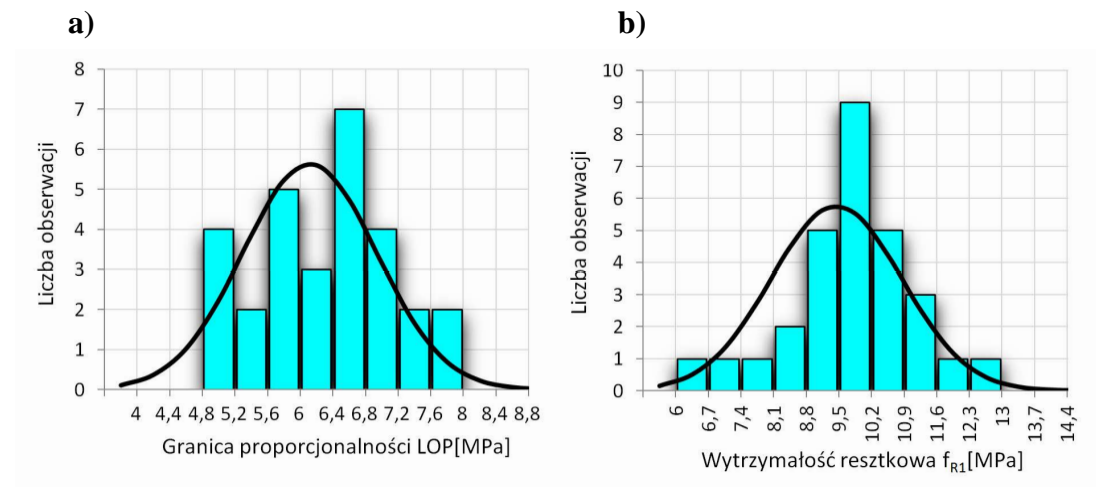


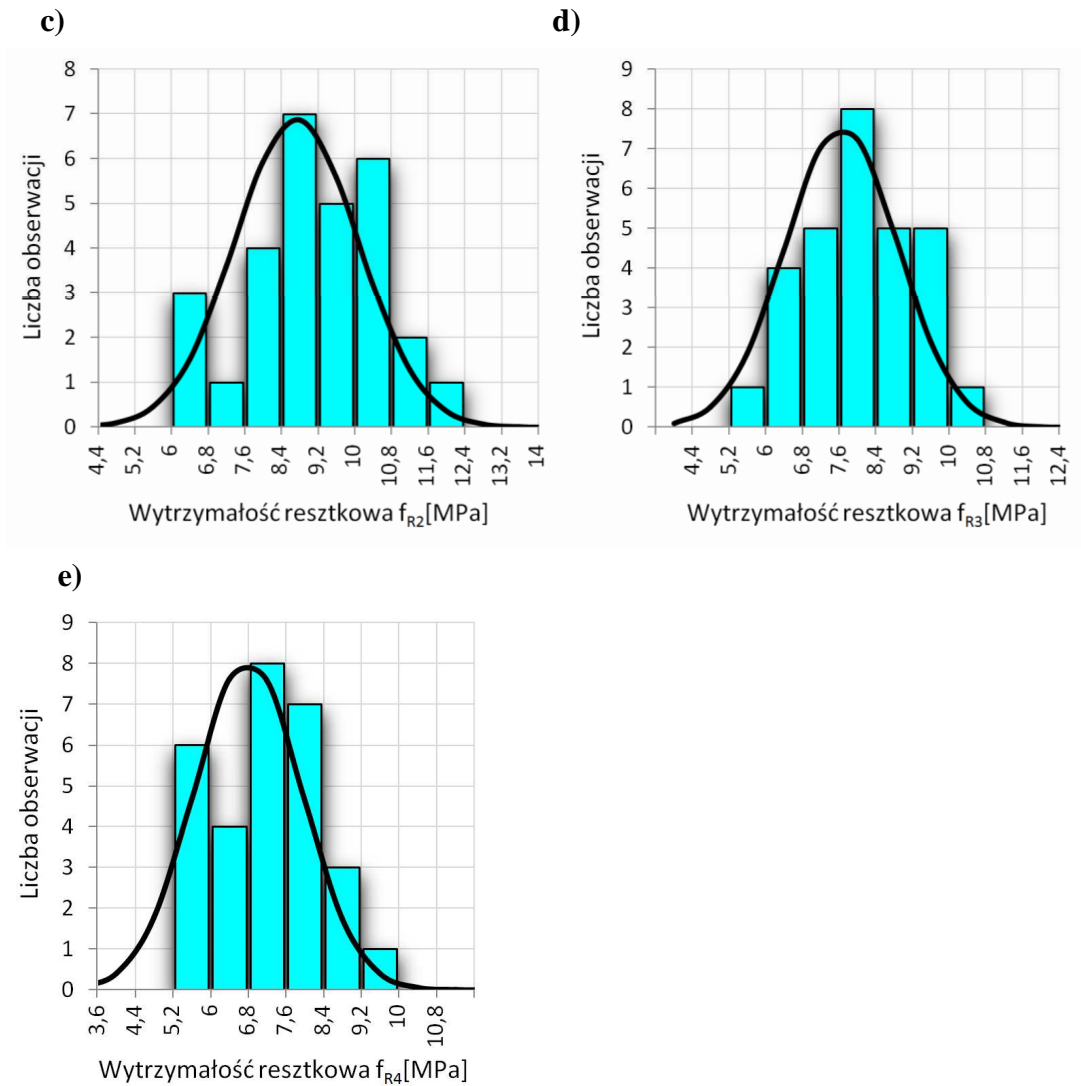
**c. dalszy Tablicy 7.2.** Parametry analizy statystycznej granicy proporcjonalności  $f_{ct,L}^f$  i wytrzymałości resztkowych  $f_{Ri}$  fibrokompozytu użytego w badaniach

Wyniki drugiego etapu badań (badania weryfikujące)					
Parametry statystyczne	Granica proporcjonalności	Wytrzymałości resztkowe			
	$f_{ct,L}^f$	$f_{R1}$	$f_{R2}$	$f_{R3}$	$f_{R4}$
<i>CMOD</i> [mm]		0,5	1,5	2,5	3,5
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	6,15	9,47	9,10	7,95	7,08
Liczba wyników przyjętych do analizy, n [szt.]	3				

Wskaźniki zmienności ( $v$ ) wytrzymałości resztkowych wg użytej metody charakteryzują się dużymi wartościami (11% - 17%), co występuje również w badaniach innych autorów [66], [67], [141]. Podobnie, jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, wykonano histogramy wraz z rozkładami normalnymi dla granicy proporcjonalności i czterech wytrzymałości resztkowych [205], [127]. Wykonanie testu Szapiro - Wilka potwierdziło zgodność hipotezy o rozkładzie normalnym badanych wytrzymałości przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ , a nierówności  $W_{min} \leq W_d \leq W_{max}$  przedstawiają się w sposób następujący:

- $0,926 \leq 0,976 \leq 0,985$  dla granicy proporcjonalności,
- $0,926 \leq 0,954 \leq 0,985$  dla wytrzymałości resztkowej  $f_{R1}$ ,
- $0,926 \leq 0,966 \leq 0,985$  dla wytrzymałości resztkowej  $f_{R2}$ ,
- $0,926 \leq 0,957 \leq 0,985$  dla wytrzymałości resztkowej  $f_{R3}$ ,
- $0,926 \leq 0,956 \leq 0,985$  dla wytrzymałości resztkowej  $f_{R4}$ .





Rys. 7.3. Histogramy uzyskanych wyników z rozkładami normalnymi: a) granica proporcjonalności, b) wytrzymałość resztkowa  $f_{R1}$ , c)  $f_{R2}$ , d)  $f_{R3}$ , e)  $f_{R4}$  [205], [127]

Badany fibrokompozyt wg Model Code 2010 [212] klasyfikuje się, jako 7b, co definiuje materiał o bardzo dużej wartości  $f_{R1}$  (zakres od 1 - 8) oraz, że charakteryzuje się osłabieniem po zarysowaniu (litera 'b') co wyznaczono z zależności  $f_{R3} / f_{R1}$  (dla kategorii 'b' zakres od 0,7 - 0,9). Model Code 2010 podaje informacje odnośnie spełnienia odpowiednich warunków wytrzymałościowych fibrokompozytu w celu zastępowania zbrojenia tradycyjnego zbrojeniem rozproszonym w stanie granicznym nośności, jeżeli  $f_{R1} / f_{ct}^f > 0,4$  oraz  $f_{R3} / f_{R1} > 0,5$ . W obydwu przypadkach warunki są dla fibrokompozytu są spełnione (por. tabl. 7.2) co stanowi podstawę do możliwości zastąpienia tradycyjnego zbrojenia prętowego na ścinanie zbrojeniem rozproszonym.

Podobnie, jak w przypadku wytrzymałości na ściskanie, porównano wyniki badań etapu drugiego, weryfikującego określone cechy materiału (szczegółowe wyniki przedstawione w załączniku Z1) oraz wyniki z pracy [205] (por. tabl. 7.1). Różnice między

wartościami średnimi ( $\bar{x}$ ) są statystycznie nieistotne, tym samym przy analizie wyników badań dla belek przyjęto wytrzymałości resztkowe fibrokompozytu określone w pracach [205], [88].

### 7.1.3. Cechy wytrzymałościowe stali zbrojeniowej

Wyniki analizy statystycznej cech wytrzymałościowych zbrojenia przedstawiono w tablicy 7.3. Szczegółowe wyniki badań zawarto w załączniku Z2. Analiza wyników badań wykazała, że pręty zbrojeniowe użyte w badaniach spełniają wymagania stawiane przez normę EC-2 [218] i mogą być stosowane, jako zbrojenie konstrukcji żelbetowych.

**Tablica 7.3.** Parametry analizy statystycznej cech wytrzymałościowych stali zbrojeniowej

Parametry statystyczne	Średnica pręta $\phi$ [mm]	Granica plastyczności $f_y$	Wytrzymałość na rozciąganie $f_t$	Moduł sprężystości $E_s$
<b>Pręty #4,5</b>				
Wartość minimalna $x_{min}$ [MPa]	4,88	558	589	191250
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	4,91	584	615	205098
Wartość maksymalna $x_{max}$ [MPa]	4,93	612	644	218405
Odchylenie standardowe $s$ [MPa]	-	17,9	18,0	8813
Wskaźnik zmienności $v$ [%]	-	3	3	4
Przedział ufności [MPa]	-	574,2-593,9	605,1-624,9	200162-209857
Liczba wyników przyjętych do analizy, n [szt.]	16			
<b>Pręty #12</b>				
Wartość minimalna $x_{min}$ [MPa]	11,74	570	670	195909
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	11,87	591	691	210783
Wartość maksymalna $x_{max}$ [MPa]	11,98	606	709	222559
Odchylenie standardowe $s$ [MPa]	-	12,9	11,0	9585
Wskaźnik zmienności $v$ [%]	-	2	2	5
Przedział ufności [MPa]	-	584,3-598,4	684,6-696,8	205509-216057
Liczba wyników przyjętych do analizy, n [szt.]	16			
<b>Pręty #16</b>				
Wartość minimalna $x_{min}$ [MPa]	15,86	521	626	192380
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	15,94	529	629	200369
Wartość maksymalna $x_{max}$ [MPa]	16,06	538	635	209530
Odchylenie standardowe $s$ [MPa]	-	4,7	2,6	5743
Wskaźnik zmienności $v$ [%]	-	1	1	3
Przedział ufności [MPa]	-	526,9-532,1	621,9-627,6	197212-203528
Liczba wyników przyjętych do analizy, n [szt.]	16			

**c. dalszy Tablicy 7.3.** Parametry analizy statystycznej cech wytrzymałościowych stali zbrojeniowej

Parametry statystyczne	Średnica pręta $\phi$ [mm]	Granica plastyczności $f_y$	Wytrzymałość na rozciąganie $f_t$	Moduł sprężystości $E_s$
<b>Pręty #20</b>				
Wartość minimalna $x_{min}$ [MPa]	19,82	521	626	192380
Wartość średnia $\bar{x}$ [MPa]	19,89	529	629	200369
Wartość maksymalna $x_{max}$ [MPa]	19,98	538	635	209530
Odchylenie standardowe $s$ [MPa]	-	4,7	2,6	5743
Wskaźnik zmienności $v$ [%]	-	1	1	3
Przedział ufności [MPa]	-	526,9-532,1	621,9-627,6	197212-203528
Liczba wyników przyjętych do analizy, n [szt.]	16			

## 7.2. BADANIA WIODĄCE

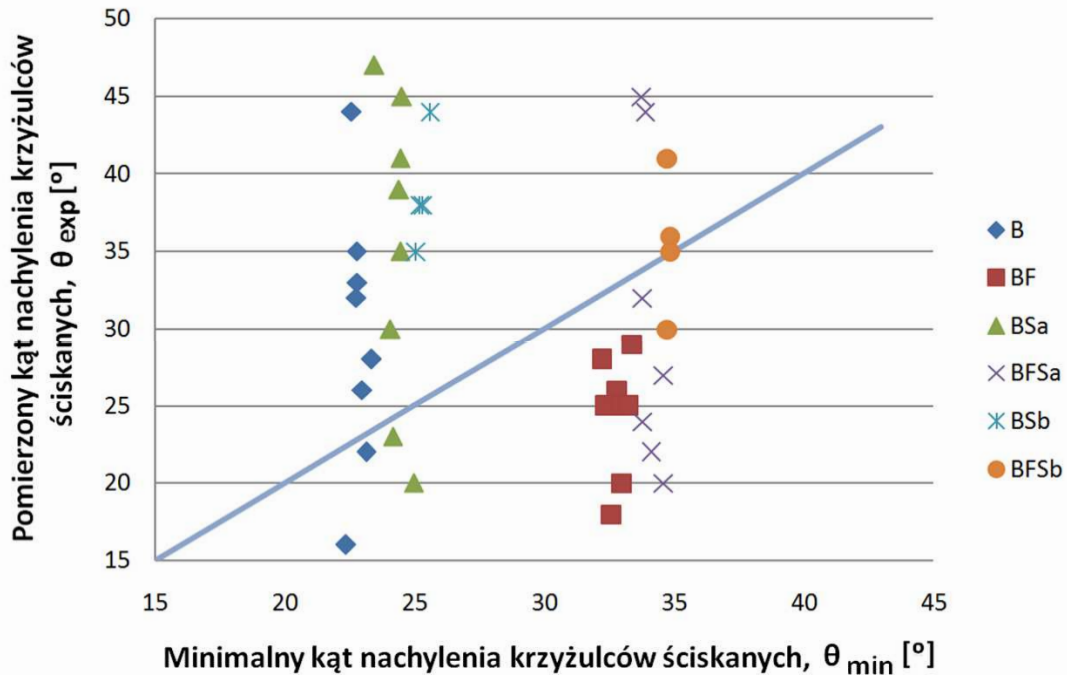
### 7.2.1. Stan Graniczny Nośności

#### 7.2.1.1. Kąt nachylenia ściskanych krzyżulców

Obserwacja morfologii zarysowania umożliwiła pomierzenie kąta nachylenia rys ukośnych do osi podłużnej elementu ( $\beta_r$ ). Powszechnie uważa, że wpływ zazębienia kruszywa powoduje, że kąt  $\beta_r$  jest większy od kąta nachylenia krzyżulców betonowych ( $\theta$ ) [97]. Wpływ ten ujęto w zapisach normy DIN EN 1992-1-1/NA [209]. Jednak wielu autorów [128], [9], [150] interpretuje kąt  $\beta_r = \theta$ , a z uwagi na użycie w badanym fibrokompozycie drobnego kruszywa (por. rys. 5.1) w pracy doktorskiej również założono, że kąt nachylenia rys ukośnych przyjęty został, jako kąt nachylenia krzyżulców betonowych.

Metoda SMCFT ujęta w Model Code [212] pozwala wyliczyć minimalną wartość kąta  $\theta$  dla elementów z włóknami (wzór 4.32), jak i bez włókien (wzór 4.22) w zależności od wartości odkształceń podłużnych w środku przekroju elementu  $\epsilon_x$ . Na rysunku 7.4 przedstawiono wykresy zależności rzeczywistych kątów nachylenia krzyżulców do ich wartości minimalnych obliczonych zgodnie z metodą SMCFT.

Z analizy danych zamieszczonych na rysunku 7.4, że wszystkie rzeczywiste wartości kąta  $\theta$  dla belek serii BF są mniejsze niż określa to z rekomendacja Model Code. W przypadku belek z włóknami i strzemionami (belki serii BFSa) 75% pomierzonych kątów nie spełniała wymogów wartości kątów minimalnych ( $\theta_{min}$ ). Analizując belki bez zbrojenia rozproszonego zarówno dla belek serii B i BSa, występuje sytuacja odwrotna gdzie tylko 25% pomierzonych kątów nie spełnia wymogów minimalnego kąta nachylenia krzyżulców osiągając nachylenie bliskie granicznemu równemu  $45^\circ$  (por. wzór 4.20).



Rys. 7.4. Zależność pomierzonego kąta nachylenia krzyżulców ściskanych ( $\theta_{exp}$ ) do minimalnego kąta nachylenia krzyżulców ściskanych ( $\theta_{min}$ )

**Tablica 7.4.** Zestawienie średnich wartości pomierzonego kąta  $\theta_{exp}$  i średnich wartości minimalnego kąta  $\theta_{min}$  obliczonego wg Model Code 2010 [212]

Element serii	$\theta_{exp}$ [°]	Odchylenie standardowe $s$ [°]	Współczynnik zmienności $v$ [%]	$\theta_{min}$ [°]
B	29,5	8,55	29	22,85
BF	24,5	3,74	15	32,82
BSa	35	9,93	28	24,32
BFSa	30,75	9,51	31	34,05
BSb	38,75	3,77	10	25,29
BFSb	35,5	4,51	13	34,79

W tablicy 7.4 przedstawiono wartości średnie, odchylenia standardowe oraz wskaźniki zmienności dla wszystkich pomierzonych kątów  $\theta_{exp}$ . Rozpatrując belki podstawowe najmniejszy rozrzut wyników uzyskano dla belek zbrojonych tylko włóknami, gdzie odchylenie standardowe wynosiło 3,74° przy wskaźniku zmienności równym 15 %, a 75% pomiarów skupiało się w przedziale kątów 25°-30°. Dla belek serii B, BSa i BFSa odchylenia standardowe i wskaźniki zmienności przyjmowały podobne wartości na poziomie ok. 9,00° i 30%. Kąt nachylenia krzyżulców betonowych elementów dodatkowych tylko dla jednej belki serii BFSb nie spełnił wymagania kąta minimalnego a wartości średnie kąta wynosiły ponad 35°. Ostatecznie można stwierdzić, że wzór 4.32 określający

minimalny kąt  $\theta$  dla ściskanych krzyżulców fibrokompozytowych odbiega od eksperymentalnych pomiarów kąta zarówno z udziałem, jak i bez udziału strzemion.

Jednocześnie występowanie strzemion w fibrokompozycie zwiększa rozrzut pomierzonego kąta  $\theta$  dwukrotnie. Nie bez znaczenia w nachyleniu kąta  $\theta$  ma rozstaw rys ukośnych, który jak ustalono powyżej, zależy może od rozstawu strzemion. Dla belek z mniejszym rozstawem strzemion (BSb i BFSb) zaobserwowano większe kąty nachylenia w porównaniu z belkami BSa czy BFSa. Przyjęcie odpowiedniego kąta  $\theta$  stanowi kluczowe zagadnienie w obliczaniu nośności na ścinanie w elementach ze zbrojeniem rozproszonym i ze strzemionami, stąd wymagana jest odpowiednia weryfikacja i korekta minimalnych wartości kąta  $\theta$  proponowanych przez Model Code [212] dla badanego drobnokruszywowego fibrokompozytu (por. rozdz. 8).

### **7.2.1.2. Eksperymentalne i obliczeniowe nośności na ścinanie**

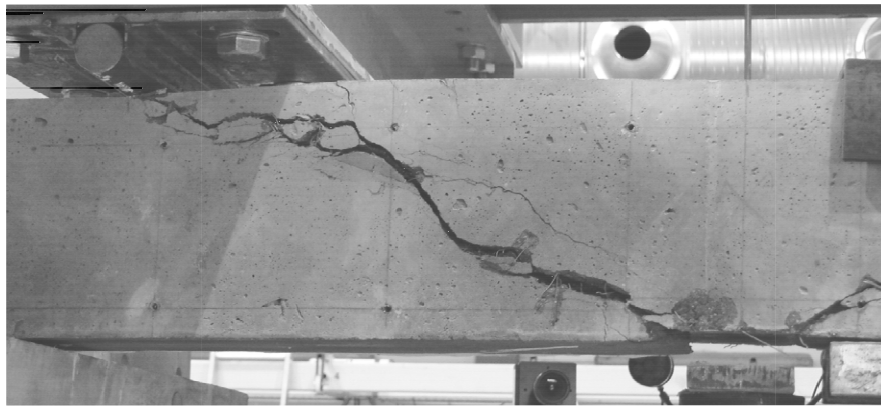
Badania nośności na ścinanie przeprowadzono zgodnie z programem badań dla 6 serii belek żelbetowych (por. rozdz. 5.2., tabl. 5.6). Łącznie analizie poddano 20 belek. Badania prowadzono w ramach działalności statutowej poprzez realizację wydziałowego projektu naukowego Nr 504.01.25 „Problemy teoretyczne i badawcze konstrukcji z betonu” [83] oraz w ramach dotacji celowej na prowadzenie badań naukowych służących rozwojowi młodych naukowców w wewnętrznym trybie konkursowym Nr 524.01.43 „Zastosowanie fibrokompozytu na bazie piasku odpadowego do wytwarzania zginanych elementów konstrukcyjnych” [127].

W badaniach wystąpiły, w zależności od użytego rodzaju zbrojenia na ścinanie i jego kombinacji, różne modele zniszczenia [83], [68]. Zniszczenie belek żelbetowych wykonanych z drobnokruszywowego fibrokompozytu bez zbrojenia z uwagi na ścinanie (typu B) oraz belki tylko ze zbrojeniem rozproszonym (typu BF) charakteryzowały się zniszczeniem ścinająco – poślizgowym (rys. 7.5). Po powstaniu pierwszych rys ukośnych, wraz ze wzrostem obciążenia, jedna z rys zwiększała swoją szerokość rozwarcia, a na poziomie zbrojenia głównego pojawiło się szereg drobnych rys, co jest równoznaczne ze stopniową utratą przyczepności zbrojenia głównego do kompozytu. W rezultacie wyczerpanie nośności takich elementów nastąpiło na skutek poślizgu stali zbrojenia głównego w miejscu zakotwienia na podporze.

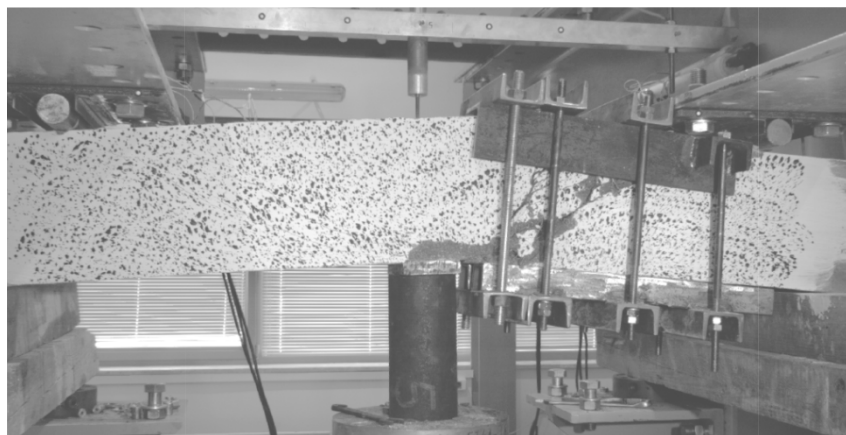
W przypadku belek serii BFSa (elementy ze strzemionami w rozstawie co 120 mm) sposób zniszczenia był podobny do omówionego powyżej ale z cechą zniszczenia ścinająco-zginającego. Taki model zniszczenia był konsekwencją dużej nośności na ścinanie badanych elementów serii BSFa. Występuje on w przypadku belek niedostatecznie zbrojonych na zginanie na całej ich rozpiętości. W tym przypadku następuje osiągnięcie granicy plastyczności w prętach zbrojenia głównego, nie w środku rozpiętości elementu, ale na odcinku jednoczesnego działania momentu zginającego i siły poprzecznej. Skutkuje to zwiększeniem rozwarcia jednej z rys ukośnych, jej wydłużenia

i penetracji do ściskanej strefy przekroju. Rysa ta w efekcie powoduje miażdżenie betonu w przekroju nad rysą. Dlatego dla tej serii belek drugi etap badania, którego zadaniem było określenie nośności niezniszczonej strefy przypodporowej, zakończył się niepowodzeniem - belki zniszczyły się z uwagi na zginanie (rys. 7.6). W większości przypadków belek serii BFSa (belki o większym rozstawie strzemion, równym 120mm) i belek BSa nastąpiło zerwanie strzemion, przez które przechodziła rysa ukośna.

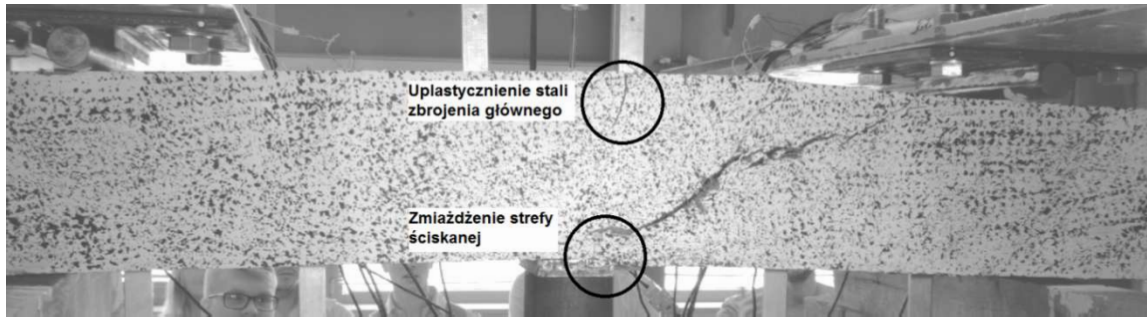
Zniszczenie belek serii BFSb (belki o rozstawie strzemion, równym 90 mm), które charakteryzowały się największą nośnością na ścinanie, nastąpiło poprzez uplastycznienie zbrojenia głównego (zniszczenie na zginanie). Ostatecznie, pod wpływem dużych odkształceń, zmiażdżeniu uległa strefa ściskana elementu. W efekcie nastąpiło wtórne zniszczenie na ścinanie typu ścinająco-zginającego (rys. 7.7).



*Rys. 7.5. Przykładowa postać zniszczenia ścinająco-poślizgowego strefy przypodporowej belek serii BF [68] [83]*

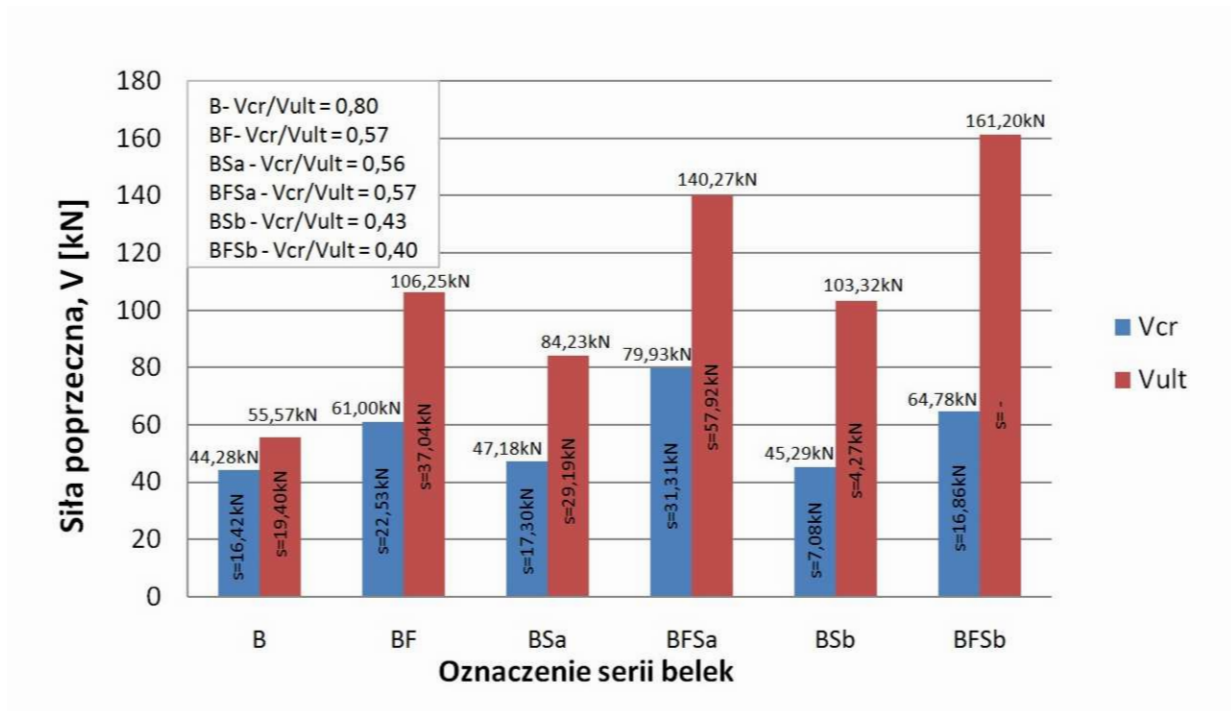


*Rys. 7.6. Przykładowa postać zniszczenia z uwagi na zginanie – wtórne zniszczenie belki serii BFSa w drugim etapie badania*



Rys. 7.7. Przykładowa postać wtórnego zniszczenia belki serii BFSb

Na rysunku 7.8 pokazano uzyskane w badaniach średnie wartości sił  $V_{cr}$  (siła tnąca, przy której pojawia się rysa ukośna) oraz siły  $V_{ult}$  (maksymalna siła niszcząca na ścinanie) dla poszczególnych serii belek. Szczegółowe wyniki badań dla poszczególnych serii belek zamieszczono w załączniku Z3.



Rys. 7.8. Średnie wartości sił  $V_{cr}$  i  $V_{ult}$  dla poszczególnych serii belek

W tabeli 7.5 zestawiono uzyskane w badaniach własnych efekty wzmocnienia belek wykonanych z drobnokruszywowego fibrokompozytu [83], [68].



**Tablica 7.5.** Współczynniki wzmocnienia dla poszczególnych serii belek [83], [68]

Współczynnik wzmocnienia						
Belka	$V_{ult} / V_{ult}^B$	$V_{ult} / V_{ult}^{BF}$	$V_{ult} / V_{ult}^{BSa}$	$V_{ult} / V_{ult}^{BFSa}$	$V_{ult} / V_{ult}^{BSb}$	$V_{ult} / V_{ult}^{BFSb}$
B	<b>1,00</b>	0,52	0,66	0,40	0,53	0,34
BF	1,91	<b>1,00</b>	1,26	0,76	1,03	0,66
BSa	1,51	0,79	<b>1,00</b>	0,60	0,82	0,52
BFSa	2,52	1,32	1,67	<b>1,00</b>	1,36	0,87
BSb	1,86	0,97	1,23	0,74	<b>1,00</b>	0,64
BFSb	>2,90	>1,52	>1,91	>1,13	>1,56	<b>1,00</b>

Oznaczenia:  
 $V_{cr}$  - siła tnąca, przy której pojawia się rysa ukośna  
 $V_{ult}$  - maksymalna siła niszcząca na ścinanie  
 $V_{ult}^{BF}$  - maksymalna siła niszcząca dla belek BF,  
 $V_{ult}^B$  - maksymalna siła niszcząca dla belek B,  
 $V_{ult}^{BFSa}$  - maksymalna siła niszcząca dla belek BFSa,  
 $V_{ult}^{BSa}$  - maksymalna siła niszcząca dla belek BSa.

Największe wartości siły tnącej ( $V_{cr}$ ), przy której zaobserwowano pojawienie się rysy ukośnej oraz siły niszczącej ( $V_{ult}$ ) odnotowano w przypadku belek żelbetowych zbrojonych strzemionami i włóknami. Zmniejszenie rozstawu strzemion z 120 mm na 90 mm przyczyniło się do zwiększenia nośności elementów na ścinanie średnio o 23 % dla belek bez włókien i 13% dla belek z włóknami. Analizując wyniki uzyskane dla belek zbrojonych tylko strzemionami i tylko włóknami stalowymi nieco większe nośności pojawiły się w przypadku belek bez strzemion. W porównaniu do belek BFSa badane siły  $V_{ult}$  były mniejsze, odpowiednio o: 40 % dla belek BSa i 26 % dla belek BF. Pomimo, że dodatek drugiego rodzaju zbrojenia na ścinanie daje mniejszy efekt wzmocnienia (por. tablica 7.5), wpływ włókien stalowych i strzemion na nośność na ścinanie sumuje się, na co wskazują wyniki uzyskane dla belek serii BFSa i BFSb. Do podobnych wniosków doszło wielu autorów analizujących współpracę strzemion z włóknami w aspekcie przenoszenia siły poprzecznej [204], [47], [63] [48]. Badania własne [83], [68], [127] wykazały również, że zbrojenie rozproszone korzystnie wpływa na pojawienie się pierwszej rysy ukośnej w stosunku do belek bez włókien stalowych. Wartość poprzecznej siły rysującej w elementach fibrokompozytowych jest większa o ok. 38% w porównaniu z belkami bez zbrojenia rozproszonego. W belkach serii BF, BSa oraz BFSa stosunek wartości siły rysującej ( $V_{cr}$ ) do maksymalnej siły tnącej ( $V_{ult}$ ) był stały i wynosił ok. 0,56. Niewielki wzrost siły  $V_{ult}$  w stosunku do  $V_{cr}$  dla belek serii B wynikał z faktu przenoszenia siły ścinającej przez tzw. „efekt klockujący”, ząbienie się kruszywa i strefę ścisną [83], [68].

W efekcie badania wykazały, że dodatek włókien stalowych w drobnokruszowym kompozycie wytworzonym przy użyciu piasków odpadowych ma bardzo duży wpływ na przenoszenie sił poprzecznych. Zwiększa nośność przypodporową o ok. 90% w belkach bez strzemion i o ok. 65% w belkach ze strzemionami. Charakter pracy włó-

kien w strefie przypodorowej jest korzystniejszy od pracy strzemion z uwagi na bardziej ciągły charakter materiału, co potwierdzają wykresy oraz przedstawione w rozdz. 7.2.1.3 zależności siły poprzecznej ( $V$ ) do odkształceń ( $\varepsilon_y$ ) określonych na bocznej powierzchni belek, na jej wysokości (por. rysunki 7.18-7.20). Stwierdzono także, że wpływ włókien stalowych i strzemion sumuje się przy przenoszeniu sił poprzecznych w zwiększaniu nośności elementu. Stwierdzono ponadto, że zagęszczenie strzemion nie wpływa w sposób istotny na siłę rysującą  $V_{cr}$  dla belek z włóknami i bez włókien. Podobne rezultaty uzyskali w swoich badaniach Lim i Oh, a wyniki omówili w pracy [130]. Kolejno stwierdzono, że skoro nośność belek serii BF i BSb jest porównywalna to strzemiona #4,5 w rozstawie co 90 mm wzmacniają belki w takim samym stopniu jak włókna stalowe w zawartości  $94 \text{ kg/m}^3$  (1,2%).

Nośności na ścinanie dla belek użytych w badaniach obliczono dla średnich wartości cech mechanicznych drobnokruszywowego fibrokompozytu (por. rozdz. 7.1) oraz przyjętych współczynników bezpieczeństwa  $\gamma_f = \gamma_c = 1,0$  według metod opisanych w RILEM TC-162-TDF i Model Code 2010. Obliczenia nośności wykonano wg Model Code 2010 stosując metodę SMCFT (4.6) dla drugiego poziomu aproksymacji oraz metodę poprzednią.

Kąt  $\theta$  przyjęto, jako minimalny zgodnie ze wzorami (4.22) i (4.32) dla metody SMCFT [212], a dla dwóch pozostałych przyjęto  $\theta = 30^\circ$ . Do określenia nośności belek BSa i BSb wg metody SMCFT wykorzystano II poziom przybliżenia z uwagi na taki sam sposób wyliczania współczynnika  $k_v$  jak dla elementów z włóknami lecz do wyliczenia całkowitej nośności  $V_{Rd}$  wykorzystano zapis z III-go poziomu przybliżenia uwzględniając wpływ  $V_{Rd,c}$  i  $V_{Rd,s}$  jednocześnie (por. wzór 4.15). Do określenia wartości wytrzymałości fibrokompozytu na bezpośrednie rozciąganie  $f_{Ftuk}$ , posłużono się zależnością opracowaną przez Amina i Fostera [8] pozwalającą na przekształcenie wytrzymałości resztkowych na wytrzymałości osiowego rozciągania. Zależność ta ma następującą postać [8]:

$$f_w = \frac{f_{R2}}{3} + (f_{R4} - f_{R2}) \cdot \xi(w) \geq 0. \quad (7.3)$$

gdzie:

$f_{R2}$ ,  $f_{R4}$  - wytrzymałości resztkowe dla szerokości rozwarcia rysy  $CMOD$  równej odpowiednio: 1,5 i 3,5mm.

Wartość funkcji  $\xi(w)$  określa się zgodnie ze wzorem [8]:

$$\xi(w) = \frac{w}{3} \cdot \frac{(D - d_n)}{(h_{sp} - d_n)} - \frac{1}{4}, \quad (7.4)$$

gdzie:

$w$  - szerokość rozwarcia rysy, [mm],

$D$  - wysokość przekroju beleczki w badaniu wytrzymałości resztkowej (por. rys. 6.9) równa  $D = 150\text{mm}$ ,

$d_n$  - wysokość strefy ściskanej w badaniu wytrzymałości resztkowej, równą  $d_n = 0,3 \cdot h_{sp}$ , [mm],

$h_{sp}$  - wysokość beleczki w miejscu nacięcia (por. rys. 6.9),  $h_{sp} = 125\text{mm}$ .

W celu weryfikacji wybranych metod obliczeniowych wykorzystano kryterium oceny zaprezentowane w pracy Baghi i Barossa [18], w którym wielkością porównawczą jest wartość  $V_{exp}/V_{cal}$ . Kryteria oceny nośności zostały przedstawione w tabelicy 7.6 i ujęte na rysunkach 7.9 - 7.11, pokazujących wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ), belek użytych w badaniach, wyznaczonych wg RILEM TC-162-TDF i Model Code 2010.

**Tablica 7.6.** Kryteria oceny nośności eksperymentalnej i obliczeniowej wg Baghi i Barossa [18]

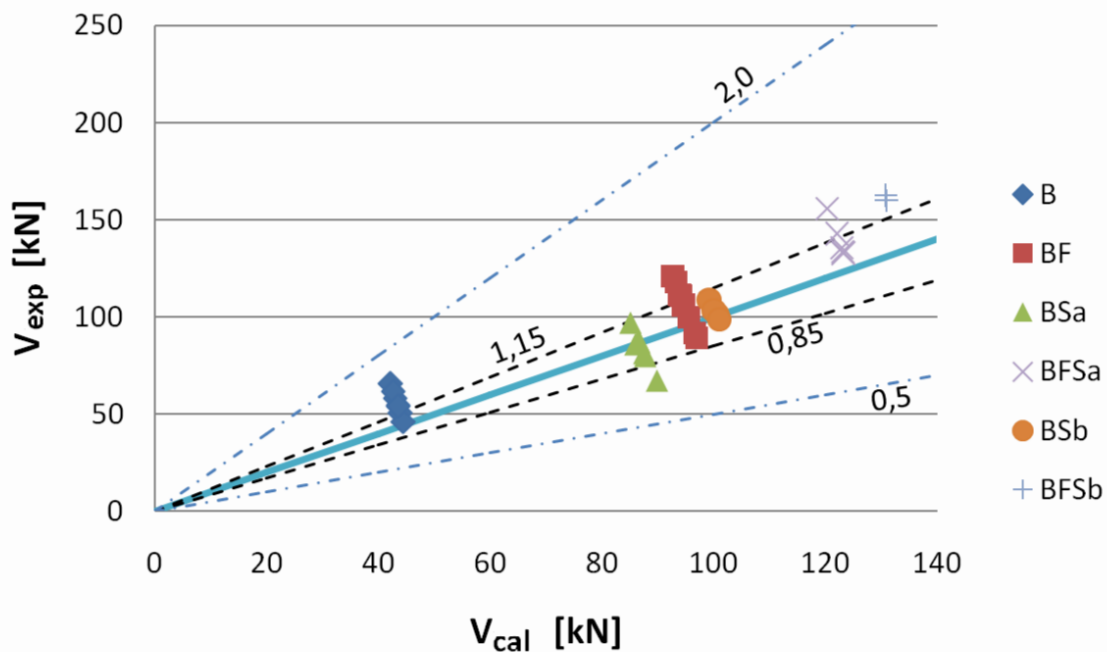
$V_{exp}/V_{cal}$	Klasyfikacja
< 0,5	Skrajnie niebezpieczny
[0,5-0,85]	Niebezpieczny
[0,85-1,15]	Odpowiednio bezpieczny
[1,15-2,0]	Zachowawczy
$\geq 2,0$	Skrajnie zachowawczy

Eksperymentalne wartości nośności [83], [127], [68]  $V_{exp}$  zestawiono z analitycznymi  $V_{cal}$  wyznaczonymi wg fib Model Code 2010 przy użyciu metody SMCFT na rysunku 7.9. Analizując wykres można stwierdzić, że dla belek serii B i BFSb nośności teoretyczne są mniejsze od eksperymentalnych. Nośności obliczeniowe dla belek B w 75%, a dla belek BFSb w 100% wpasowują się w "zachowawczy" przedział klasyfikacji. Najlepsza zgodność z prostą  $V_{exp} = V_{cal}$  występuje dla elementów serii BSa i BSb w których ilość wyników w kryterium "odpowiednio bezpieczny" wynosiła kolejno: 88% i 100%. Nośności obliczeniowe belek serii BF i BFSa klasyfikowane są w 50% w przedziale 0,85-1,15 oraz w 50% w przedziale 1,15-2,0.

Na rysunku 7.10 przedstawiono wartości nośności  $V_{exp}$  do  $V_{cal}$  obliczone wg poprzedniej metody Model Code. Nośności belek serii B obliczone wg poprzedniej metody ujętej w Model Code 2010 są znacznie mniejsze od eksperymentalnych. Z analizy wynika, że 88% nośności należy traktować jako zachowawcze (por. tab. 7.6). Nośności obliczone dla belek serii BSa i BSb są zbliżone do nośności wyznaczonych metodą SMCFT. W tym przypadku nośności zakwalifikowano jako odpowiednio bezpieczne. Dla nośności obliczonych dla belek serii BF metodą SMCFT zaobserwowano największe rozbieżności. 75% nośności belek klasyfikuje się w przedziale 1,15-2,0 (por. tab. 7.6). Stosując poprzednią metodę Model Code widać, że wpływ włókien na nośność na ścinanie belek objętych badaniami jest mniejszy.

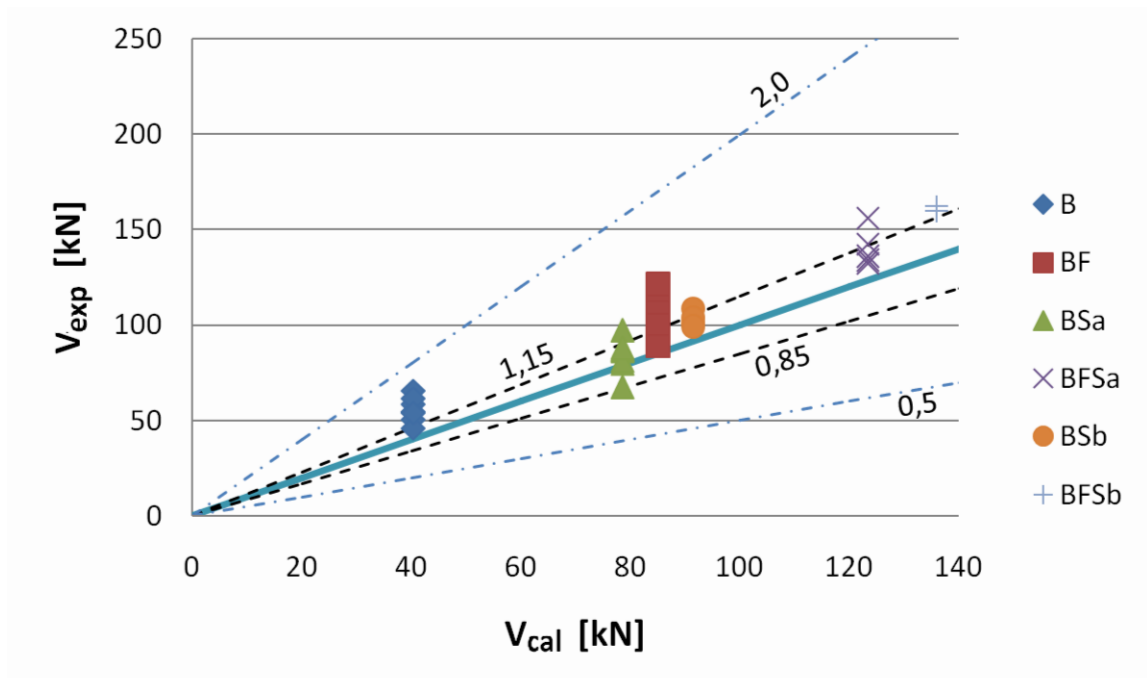
Na rysunku 7.11 przedstawiono wartości nośności  $V_{exp}$  do  $V_{cal}$  obliczone wg metody RILEM TC-162-TDF. Analizując wyniki obliczeń nośności na ścinanie stwierdzono, że przy użyciu metody RILEM TC-162-TDF otrzymuje się największe różnice w wartościach nośności obliczeniowych i eksperymentalnych. Największą niezgodność wyników uzyskanych w badaniach i obliczeniach zaobserwowano dla belek serii BF. W tym

przypadku 100% nośności zaklasyfikowano, jako zachowawcze. Wpływ włókien stalowych na nośność na ścinanie, które mieszczą się w przedziale 1,15-2,0 (por. tab. 7.6) dla belek serii BFSa i BFSb jest także najmniej efektywny. Obliczeniowe nośności określone przy użyciu poprzedniej metody Model Code poprzez przyjęcie takiego samego algorytmu obliczania nośności na ścinanie jak w Eurokod 2 dla elementów bez zbrojenia na ścinanie oraz wszystkich belek ze strzemionami pokrywają się. Jednocześnie należy zaznaczyć, że na rysunkach 7.9-7.11 zostały naniesione nośności belek serii BFSb pomimo zniszczenia z uwagi na zginanie. Zakładając jednak, że siła tnąca działająca wraz z momentem niszczącym to minimalna eksperymentalna nośność na ścinanie, (wskazuje na to praca strzemion w belkach BFSb opisana poniżej), można stwierdzić że największe różnice  $V_{exp}$  do  $V_{cal}$  występują w metodzie RILEM (różnica min. 33%), wg poprzedniej metody MC min. 20% i wg metody SMCFT min. 5%. Wysokie różnice w nośnościach dla metody RILEM potwierdzają również inni autorzy jak, Matthys [138], Parmentier [151], czy Arslan [14], [13].

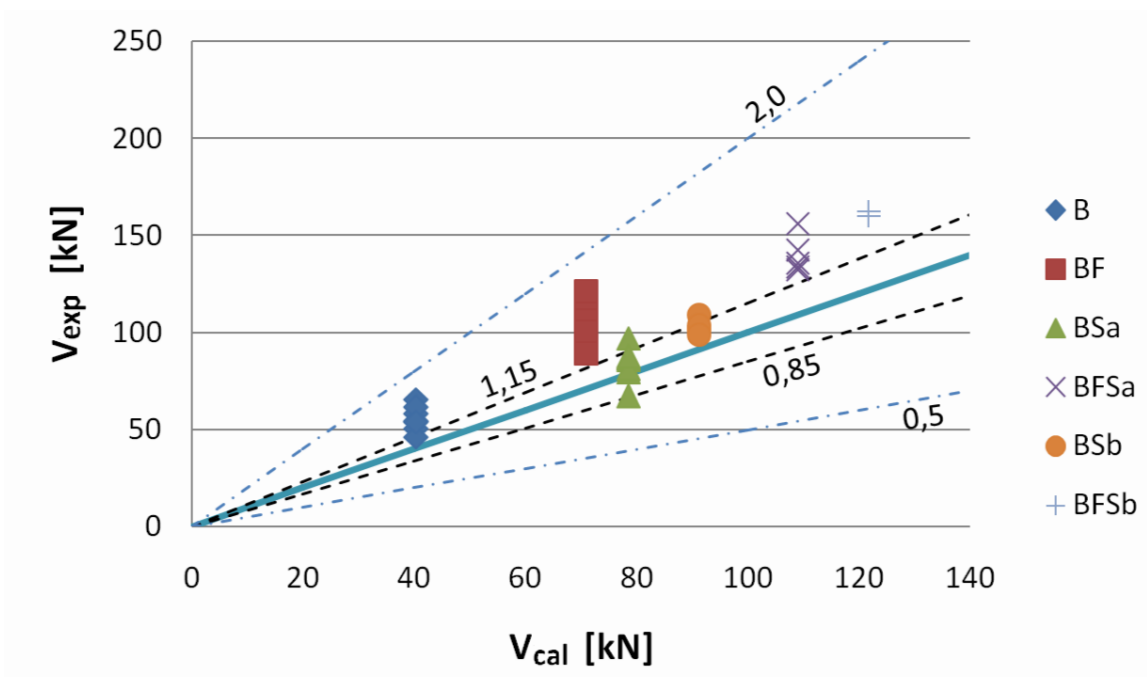


Rys. 7.9. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg Model Code metodą SMCFT ( $\theta = \min \theta$ )

*Nośność na ścinanie belek z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych*



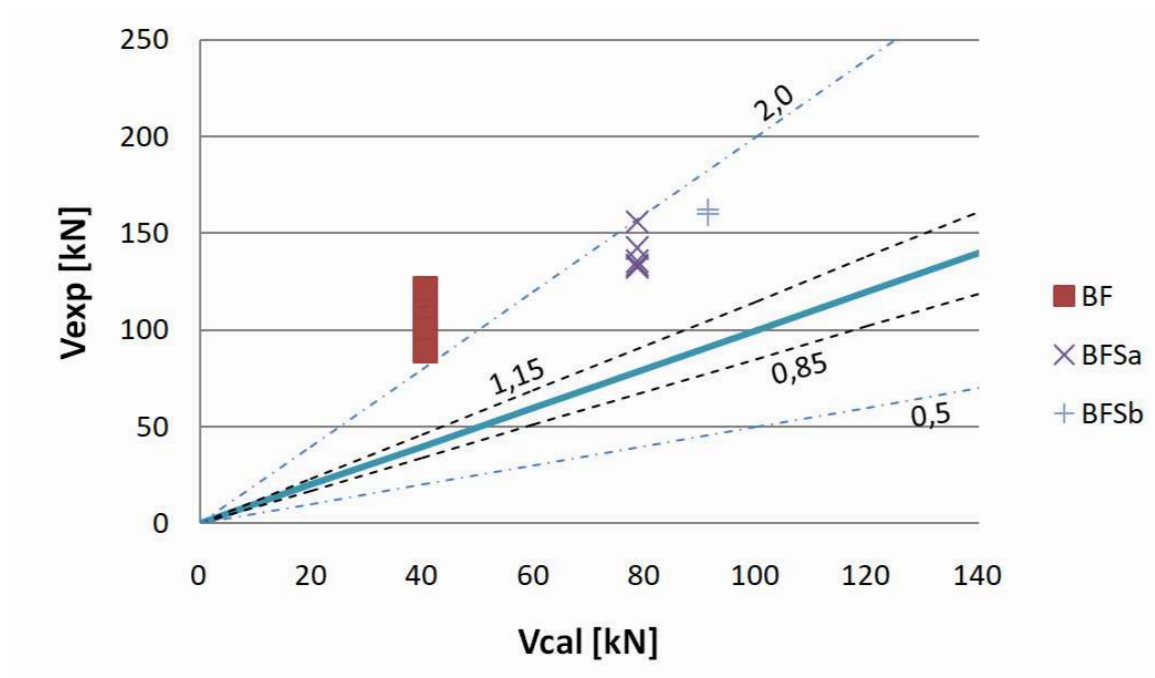
Rys. 7.10. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) obliczonych wg Model Code 2010 ( $\theta=30^\circ$ )



Rys. 7.11. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg RILEM TC-162-TDF ( $\theta=30^\circ$ )

Na rysunku 7.12 zestawiono wartości nośności eksperymentalnych do obliczeniowych wyznaczonych wg metody opisanej w Eurokodzie 2, która zalecana jest do wymiarowania elementów żelbetowych. Obliczając nośności na ścinanie drobnokruszywowy fibrokompozyt potraktowano, jako beton zwykły. Przeprowadzona

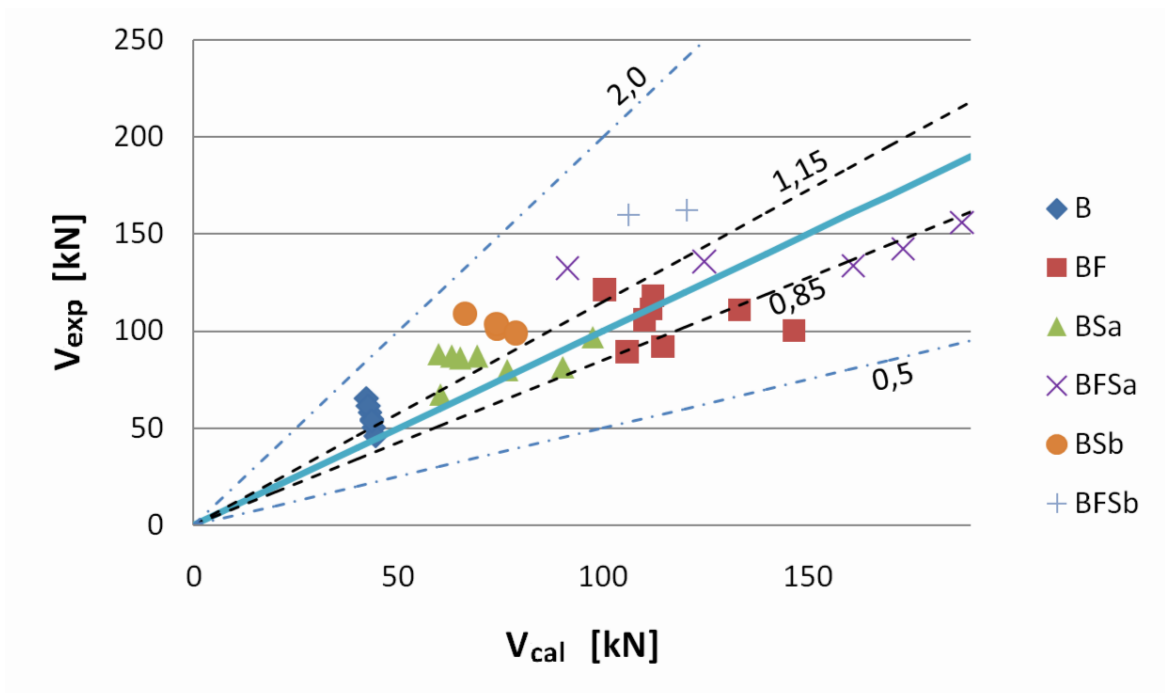
analiza pozwoliła na wykazanie, że norma Eurokod 2 nie może być stosowana do obliczania nośności na ścinanie drobnokruszywowego fibrokompozytu objętego badaniami i innych podobnych pod względem składu z uwagi na "zachowawczą" lub "skrajnie zachowawczą" klasyfikację (por. tab. 7.6).



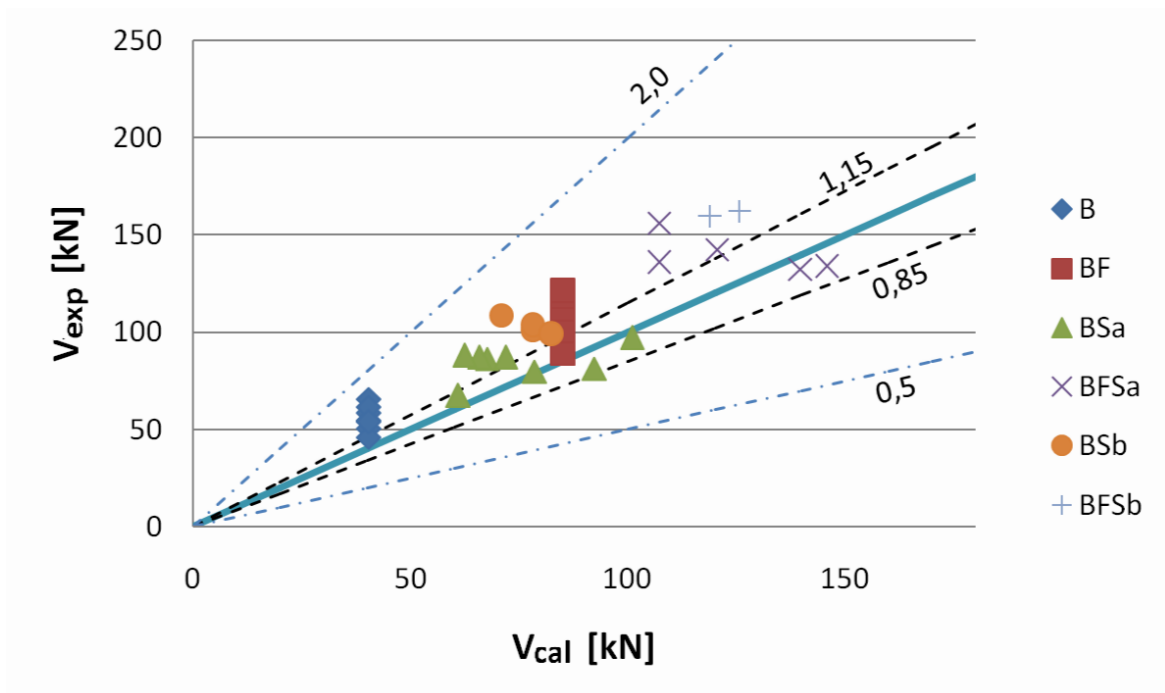
Rys. 7.12. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg Eurokodu 2 ( $\theta=30^\circ$ )

Z uwagi na dużą rozbieżność kąta  $\theta$  pomierzonego w badaniach i obliczonego wg metody SMCFT oraz dużą niezgodnością w spełnieniu minimalnego kąta nachylenia dla belek BF oraz BFSa (por. rys. 7.4), obliczono nośności uwzględniając pomierzony kąt  $\theta$ . Na rysunkach 7.13-7.15 przedstawiono porównanie eksperymentalnych nośności na ścinanie wszystkich elementów próbnych z wartościami teoretycznymi obliczonymi wg trzech wcześniej opisanych metod wg Model Code i RILEM.

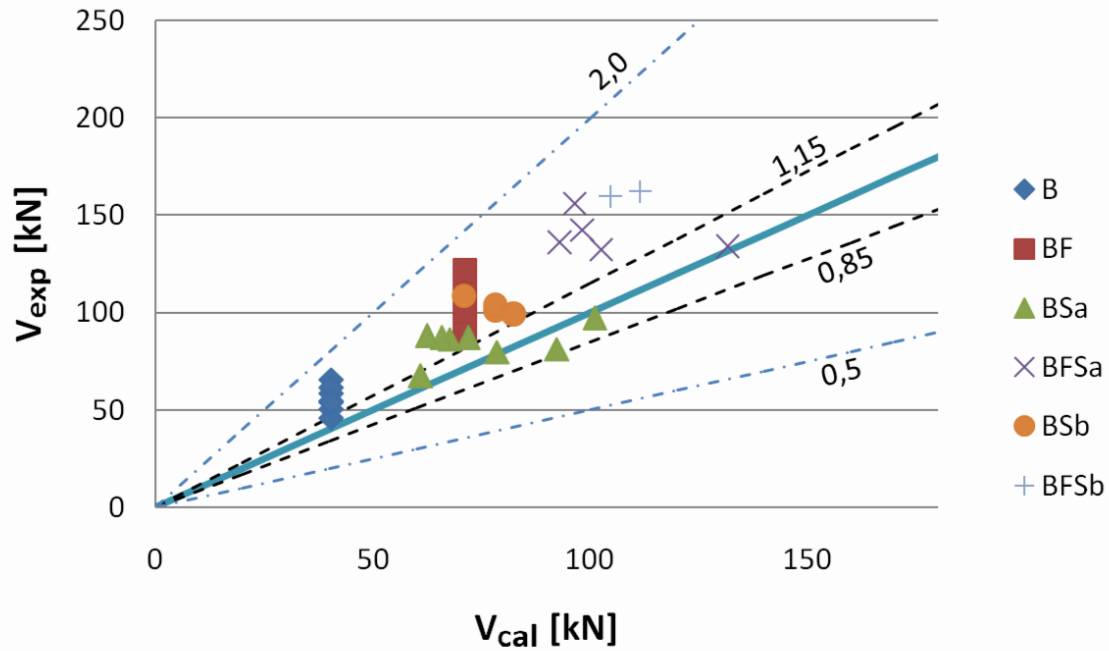
Przyjęcie rzeczywistych kątów  $\theta$  spowodowało dużą rozbieżność wartości obliczeniowych. Na szczególną uwagę zasługuje metoda SMCFT (rys. 7.13), w której kąt  $\theta$  uwzględniany jest nie tylko w obliczaniu nośności belek ze strzemionami ale również w elementach z samymi włóknami (por. wzór 4.30). W tym przypadku większość nośności obliczeniowych dla belek serii BF jest większa od wartości eksperymentalnych dając odwrotną sytuację niż w przypadku przyjęcia wartości minimalnego kąta  $\theta$ , z czego trzy z nich klasyfikują się, jako niebezpieczny. Podobna sytuacja występuje w belkach serii BSa dla metod RILEM i poprzedniej Model Code. W pozostałych przypadkach, szczególnie dla skrajnie dużych wartości kąta  $\theta$  nośności obliczeniowe są większe nawet o 50%.



Rys. 7.13. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg Model Code metodą SMCFT (pomierzony kąt  $\theta$ )



Rys. 7.14. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) obliczonych wg Model Code 2010 (pomierzony kąt  $\theta$ )



Rys. 7.15. Zależność wartości nośności eksperymentalnych (\$V\_{exp}\$) do obliczeniowych (\$V\_{cal}\$) wyznaczonych wg RILEM TC-162-TDF (pomierzony kąt \$\theta\$)

W celu lepszej interpretacji oraz oceny dopasowania nośności wyznaczonych dla kąta \$\theta\$ minimalnego i pomierzonego użyto indeksu *IAE* (ang. Integral Absolute Error - całkowity błąd bezwzględny [%]) określanego wg wzoru [198]:

$$IAE = \sum \frac{|Q_i - P_i|}{\sum Q_i}, \quad (7.5)$$

w którym:

$Q_i$  - wartość eksperymentalna,

$P_i$  - wartość obliczone.

Indeks *IAE* wskazuje względne odchylenie wartości obliczeniowych od danych eksperymentalnych, stąd im mniejsza wartość *IAE* tym lepsze dopasowanie analizowanych wielkości.

W tabelicy 7.7 przedstawiono wartości indeksu *IAE* dla wszystkich zbadanych belek wg analizowanych metod, przy dwóch założeniach kąta \$\theta\$. Analizując indeksy *IAE* dla min. \$\theta\$ i \$\theta=30^\circ\$ najlepszą zgodność zaobserwowano dla belek serii BSa i BSb szczególnie wg metody SMCFT gdzie wartość indeksu nie przekraczała 10%. Dla belek serii BF metoda SMCFT również wykazuje najlepszą zgodność równą 15%, a najgorszą metoda RILEM, powyżej 30%. Indeksy dla belek serii BFSa i BFSb najmniejsze są dla metody Model Code (12% i 16%) i tylko dla metody RILEM przekraczają 20%. Metoda RILEM



analizowana przez innych autorów również wykazuje znaczną niezgodność z wartościami obliczeniowymi [151], [138], [13].

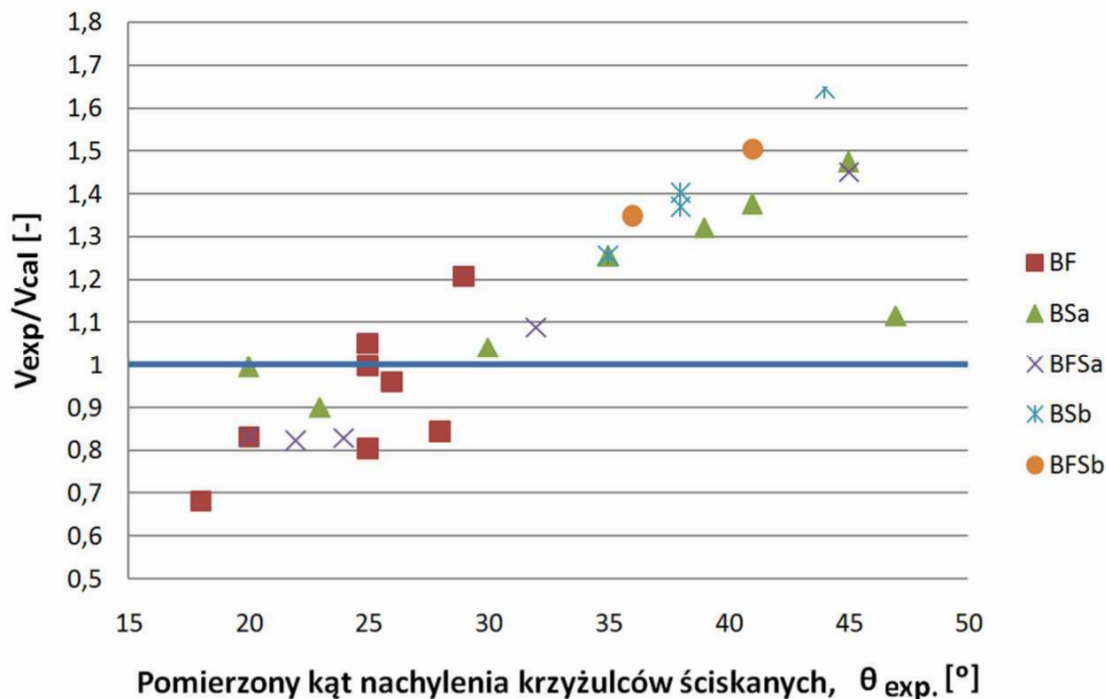
**Tablica 7.7.** Zestawienie wartości indeksu *IAE* dla analizowanych metod obliczeniowych

Oznaczenie elementu	Całkowity błąd bezwzględny <i>IAE</i> [%]					
	Metoda Model Code (SMCFT)		Metoda Model Code (poprzednia)		Metod RILEM TC-162-TDF	
B	22	22	27	27	27	27
BF	15	16	20	20	33	30
BSa	8	16	10	15	10	15
BFSa	13	25	12	17	22	26
BSb	4	29	12	25	12	25
BFSb	19	30	16	24	24	32
Wartość średnia dla belek bez włókien	11	22	16	22	16	22
Wartość średnia dla belek z włóknami	16	24	16	20	26	29

- obliczenia z użyciem minimalnego kąta  $\theta$  (metoda SMCFT) oraz  $\theta = 30^\circ$  (metoda Model Code i RILEM)  
 - obliczenia z użyciem pomierzonego kąta  $\theta$

Całkowite błędy bezwzględne dla kryterium pomierzonego kąta  $\theta$  są większe co również potwierdzają rysunki 7.13-7.15. Wywnioskować z tego można, że przyjęcie odpowiedniego kąta nachylenia krzyżulców betonowych i fibrobetonowych stanowi kluczowy aspekt przy określaniu nośności na ścinanie. Duży rozrzut pomierzonych kątów  $\theta$  (por. rys. 7.4) skutkował większymi wartościami indeksów *IAE* (tab. 7.7 wartości średnie). Porównując indeksy *IAE* dla belek serii B warto zaznaczyć, że nie ma dużej różnicy między nośnością  $V_{Rd,c}$  opisaną w EC-2 (por. wzór 4.1), w której uwzględnia się współczynnik skali  $k$ , jak również wpływ zbrojenia podłużnego poprzez wartość  $\rho_l$  i nośnościami wyznaczonymi wg metody SMCFT. W celu zilustrowania wpływu kąta  $\theta$  na nośności obliczeniowe, przeanalizowano wartości  $V_{exp} / V_{cal}$  porównując je z zaobserwowanymi w badaniach kątami nachylenia krzyżulców (rys. 7.16). W analizie uwzględniono tylko metodę SMCFT, w której kąt  $\theta$  prócz nośności strzemion (wzór 4.7 obowiązujący dla wszystkich trzech metod bazujący na EC-2) ma również wpływ na nośność samych włókien (por. wzór 4.30). Z rysunku 7.16 jednoznacznie wynika, że wraz ze wzrostem kąta nachylenia krzyżulców ściskanych następuje spadek nośności obliczeniowych. Największe wartości  $V_{exp} / V_{cal}$  występuje dla kątów  $\theta$  powyżej  $35^\circ$ , gdzie nośność obliczeniowa jest mniejsza od eksperymentalnej od 25% do ponad 50%. Dla najmniejszych kątów  $\theta$  sytuacja jest odwrotna, gdzie nośności teoretyczne są zawyżone. Jednak w tym przypadku maksymalna różnica to ok 30%. Wywnioskować z tego można, że dla badane-

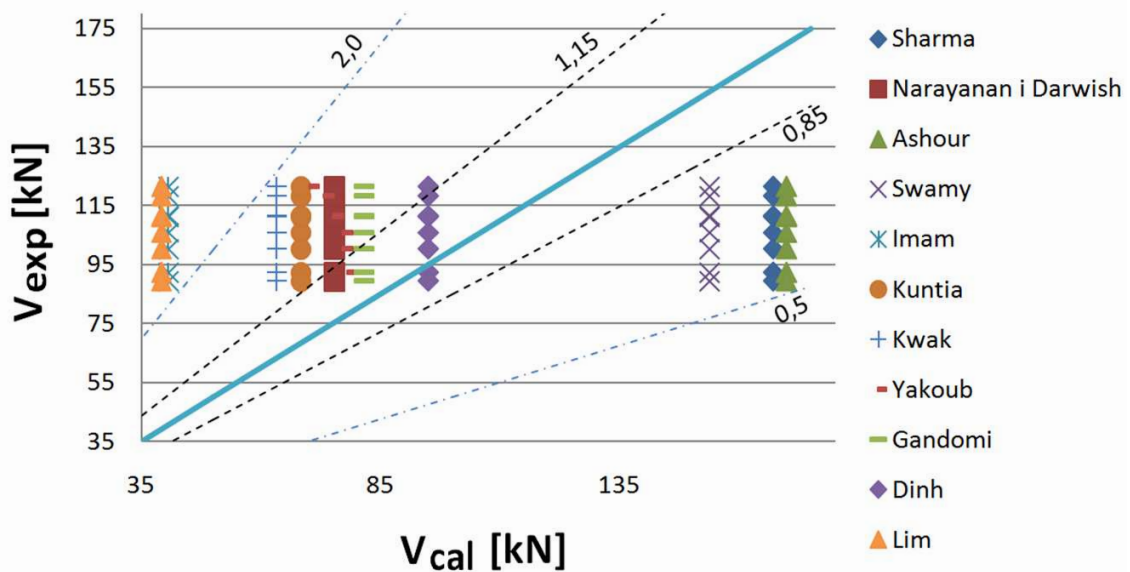
go fibrokompozytu przyjęcie w obliczeniach dużych wartości kątów  $\theta$  skutkuje znacznym niedoszacowaniem nośności  $V_{Rd,s}$  nawet w przypadku rzeczywistego wystąpienia takiego kąta. Ma to miejsce we wszystkich belkach z dużym stopniem zbrojenia na ścinanie (belki serii BSb i BFSb). Najlepszą zgodność ( $V_{exp} / V_{cal} = 1$ ) uzyskano dla kąta w przedziale od  $20^\circ$  do  $32^\circ$  dla belek serii BF, BSb i BFSa. Jednocześnie należy zaznaczyć, że w przypadku belek z samymi włóknami najlepszą zgodność uzyskano dla rzeczywistego kąta równego  $25^\circ$ . Jest to bardzo istotny wniosek gdyż wg proponowanej przez Model Code metody minimalny kąt nachylenia krzyżulców ściskanych obliczony dla tych belek wynosił ok.  $33^\circ$ . Tym samym można stwierdzić, że wskazane jest wykonanie korekty obliczania minimalnej wartości kąta nachylenia krzyżulców ściskanych wg metody SM-CFT dla badanego fibrokompozytu. Wskazuje na to analiza porównawcza rzeczywistych i minimalnych kątów  $\theta$  (por. rys. 7.9), jak również wpływ kąta rzeczywistego na eksperymentalne i obliczeniowe nośności na ścinanie (por. rys. 7.16).



Rys. 7.16. Zależność wartości  $V_{exp}/V_{cal}$  do wartości pomierzonego kąta nachylenia krzyżulców ściskanych ( $exp. \theta$ ) uzyskanego w badaniach

W celu oceny innych metod wyznaczania nośności na ścinanie w elementach fibrobetonowych bez strzemion, porównano nośności eksperymentalne belek serii BF z obliczeniowymi wg algorytmów zaproponowanych przez innych autorów zajmujących się zagadnieniem ścinania w elementach fibrobetonowych. Do obliczania nośności posłużono się metodami przedstawionymi w tablicy 4.1. Na rysunku 7.17 przedstawiono nośności eksperymentalne ( $V_{exp}$ ) i nośności obliczeniowe ( $V_{cal}$ ) wyznaczone 11 metodami (tablica 4.1). Metody Ashoura [16], Sharmy [166] i Swamiego [183] zawyżają wyniki

obliczeniowe o ok. 53% - metody te zakwalifikowano jako niebezpieczne. Podobne rezultaty uzyskał Morsy [144] i Slater [173]. Duże niedoszacowanie wartości obliczeniowych występuje w metodach Imama [105] i Lima [130], gdzie nośności eksperymentalne są większe o ponad 100% przez co klasyfikować je można jako skrajnie zachowawcze. Tak znaczne rozbieżności uzyskanych wyników mogą wynikać z uogólnionego podejścia do problematyki ścinania. W metodach wyżej wymienionych autorów pomija się wpływ zbrojenia podłużnego, a wartość naprężeń przyczepności włókien do matrycy cementowej jest z góry przyjęta. Podobną rozbieżność wyników przedstawiono w pracach [125], [47].



Rys. 7.17. Porównanie eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) i obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) nośności na ścinanie wyznaczonych wybranymi metodami

Metoda, dla której uzyskano najlepszą zgodność to formuła Dinha [49] gdzie nośności eksperymentalne są większe tylko o ok. 12% i mieszczą się w przedziale 0,85-1,15. Dostateczną zgodność uzyskano również dla metod Gadamiego [64], Yakouba [199], Narayanana i Darwisha [147], w których różnica nośności eksperymentalnej i pomierzonej nie przekraczała 40%, tym samym cechowały się one podobną zgodnością jak metoda RILEM.

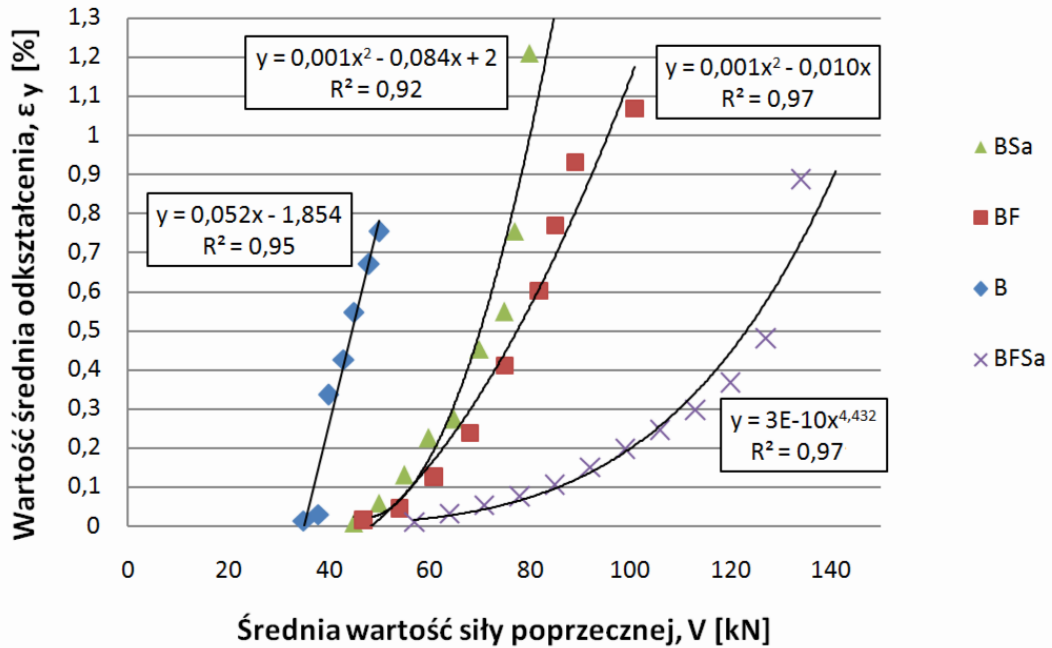
### 7.2.1.3. Odkształcenia powierzchni bocznej oraz odkształcenia strzemion

Pomiar odkształceń pionowych ( $\epsilon_y$ ) powierzchni bocznej belek pozwala na łatwiejszą ocenę wpływu strzemion i zbrojenia rozproszonego w strefie przypodporowej na działanie siły porzeczej. Dzięki wykresom odkształceń pionowych można zaobserwować redukcję kruchego charakteru kompozytu wraz z dodatkiem zbrojenia rozproszonego i strzemion (rys. 7.18 - 7.20). Wartości średnie odczytywano z programu SAD-256 i ARAMIS 4M (5.1) dla miejsca pomiarowego wskazującego największe wartości od-

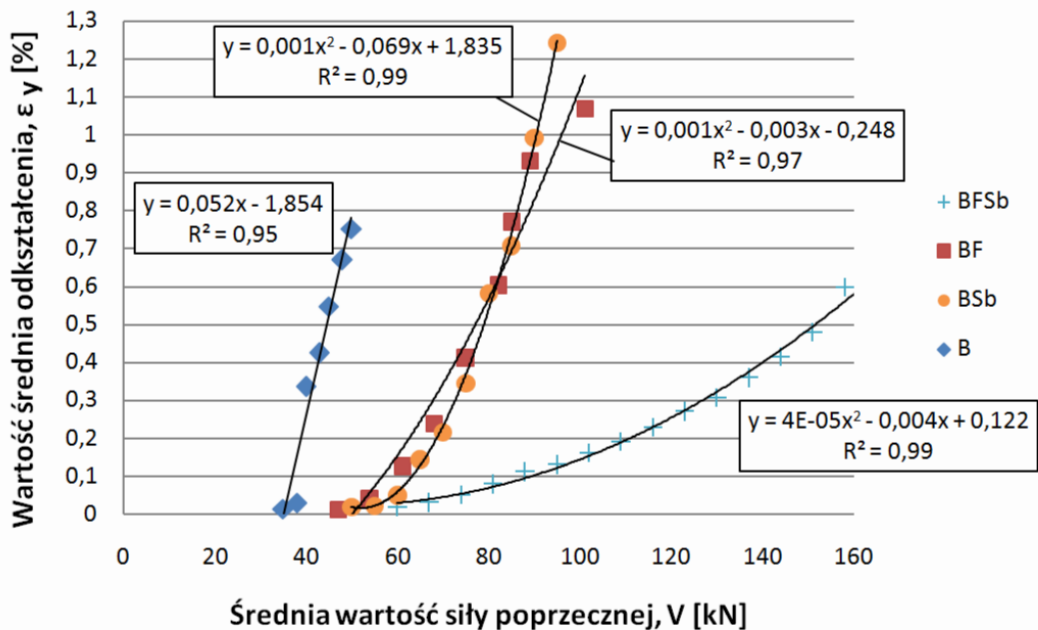
kształceń w pierwszym etapie badania. Pomiary odkształceń powierzchni bocznej zginanych elementów wykonanych z drobnokruszywowego fibrokompozytu i zawartości włókien 1,2% oraz pomiary odkształcenia strzemion użytych jako zbrojenie z uwagi na ścinanie wykonano w ramach wydziałowego projektu Nr 504.01.25 [83], którego kierownikiem była W. Głodkowska.

Wykresy odkształceń pomierzonych we wszystkich miejscach pomiarowych dla wszystkich belek przedstawiono w załączniku Z4. Na rysunkach 7.18-7.20 przedstawiono maksymalne odkształcenia w miejscach pomiarowych (rys. 6.2) dla poszczególnych belek, przy których nastąpiło zniszczenie na ścinanie i przedstawiają one średnie wartości odkształceń dla poszczególnych rodzajów belek. Przebieg odkształceń  $\varepsilon_y$  dla belek serii BF (bez strzemion) i BFSa (ze strzemionami i włóknami stalowymi) jest bardziej łagodny w stosunku do elementów serii BSa (ze strzemionami). Zależność  $\varepsilon_y - V$  uzyskana dla belki typu B (tylko ze zbrojeniem podłużnym) ma charakter pogładowy, gdyż po pojawieniu się rysy następowala skokowa zmiana odkształceń, co również potwierdza fakt kruchego zniszczenia elementu. Zazębianie się ziaren kruszywa może mieć duże znaczenie w przenoszeniu sił poprzecznych w elementach bez zbrojenia na ścinanie. Najprawdopodobniej wykorzystanie frakcji kruszywa do 4mm w kompozycie (por. rozdz. 5.1) przekłada się na niewielką efektywność zazębiania się, a tym samym do nieregularnego przebiegu odkształceń. Przebieg krzywej wartości średniej odkształcenia ( $\varepsilon_y$ ) - średniej wartości siły poprzecznej ( $V$ ) dla elementów serii BF i BSa, przedstawionej na rysunku (rys. 7.18) pokazuje, że haczykowane włókna stalowe poprawiają w stosunku do belek ze strzemionami pracę elementu po zarysowaniu. Średnie odkształcenia przyrastają mniej gwałtownie dla belek serii BF [68], [83]. Przeprowadzone badania ponadto wykazały, że z uwagi na wysoką wytrzymałość graniczną ( $f_{Ftuk}$ ) analizowany drobnokruszywowy fibrokompozyt nie wymaga zbrojenia minimalnego w postaci strzemion, na co wskazuje poniższa zależność [212]:

$$f_{Ftuk} = 2,18 \text{ MPa} > 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,6 \text{ MPa} \quad (7.1)$$



7.18. Zależność odkształceń powierzchni bocznej na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek serii B, BSa i BF w pierwszym etapie badania

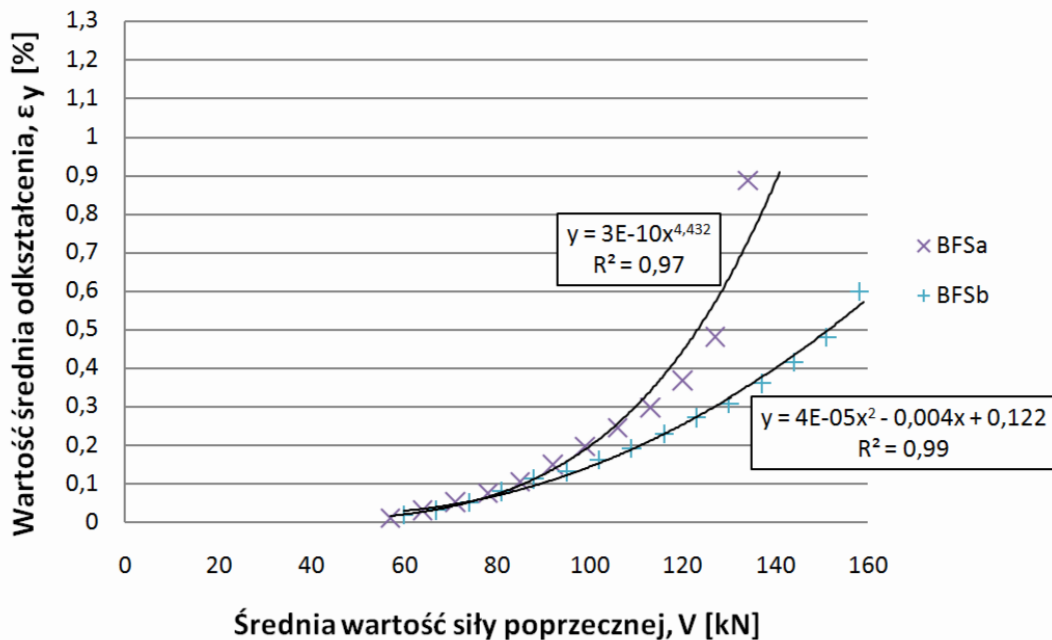


7.19. Zależność odkształceń powierzchni bocznej na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek serii B, BSa i BFSa w pierwszym etapie badania

Rozpatrując zależność  $\epsilon_y - V$  dla belek serii BFSa (rys. 7.18) stwierdzono, że udział włókien i strzemion w przenoszeniu sił poprzecznych nie tylko przyczynia się do wzrostu nośności na ścinanie belek wykonanych z drobnokruszywowego fibrokompozytu. Ponadto zaobserwowano bardziej płaski kształt krzywej  $\epsilon_y - V$  w porównaniu do krzywych uzyskanych dla belek zbrojonych strzemionami (BSa) oraz belek tylko z włóknami

stalowymi (BF). Ponadto poziom odkształceń (ok. 0,9%) odpowiadający maksymalnej siły poprzecznej ( $V$ ) jest nieznacznie mniejszy, w porównaniu z belkami serii BSa (ok. 1,2%) i belkami serii BF (ok. 1,1%).

Rysunek 7.20 przedstawia relację średnich odkształceń powierzchni bocznej na wysokości elementu ( $\varepsilon_y$ ) do średniej wartości siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek z zagęszczonymi strzemionami (BSb i BFSb). Porównując wykresy krzywych  $\varepsilon_y - V$  dla belek serii BF i BSb jednoznacznie można stwierdzić, że pomimo niewielkich różnic w osiągnięciu wartości maksymalnych siły poprzecznej, same krzywe w obu przypadkach są podobne. To pozwala na stwierdzenie, że zawartość włókien w ilości 1,2% stanowi odpowiednik zbrojenia na ścinanie w postaci strzemion #4,5 co 90mm nie tylko z punktu widzenia nośności ale również w aspekcie odkształceń na wysokości elementu. Rysunek 7.20 przedstawia krzywe  $\varepsilon_y - V$  dla belek dla których uzyskano największe nośności na ścinanie (BFSa i BFSb). Zagęszczenie strzemion z 120mm na 90mm powoduje uzyskanie najmniejszych odkształceń ze wszystkich badanych elementów (ok. 0,6%), przy jednocześnie bardzo płaskiej krzywej  $\varepsilon_y - V$ . Analizując przebieg końcowych odkształceń dla belek BFSb (por. załącznik Z4) można dodatkowo wywnioskować, że zniszczenie na ścinanie mogło się zrealizować przy niewiele większej od występującej przy momencie niszczącym sile poprzecznej. Tym samym przyjęcie sił poprzecznych przy działaniu momentu niszczącego, jako minimalnych nośności na ścinanie dla tych belek jest zasadne (por. rozdz. 7.2.1.1).



7.20. Zależność odkształceń powierzchni bocznej na wysokości elementu ( $\varepsilon$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek serii BF, BSb w pierwszym etapie badania

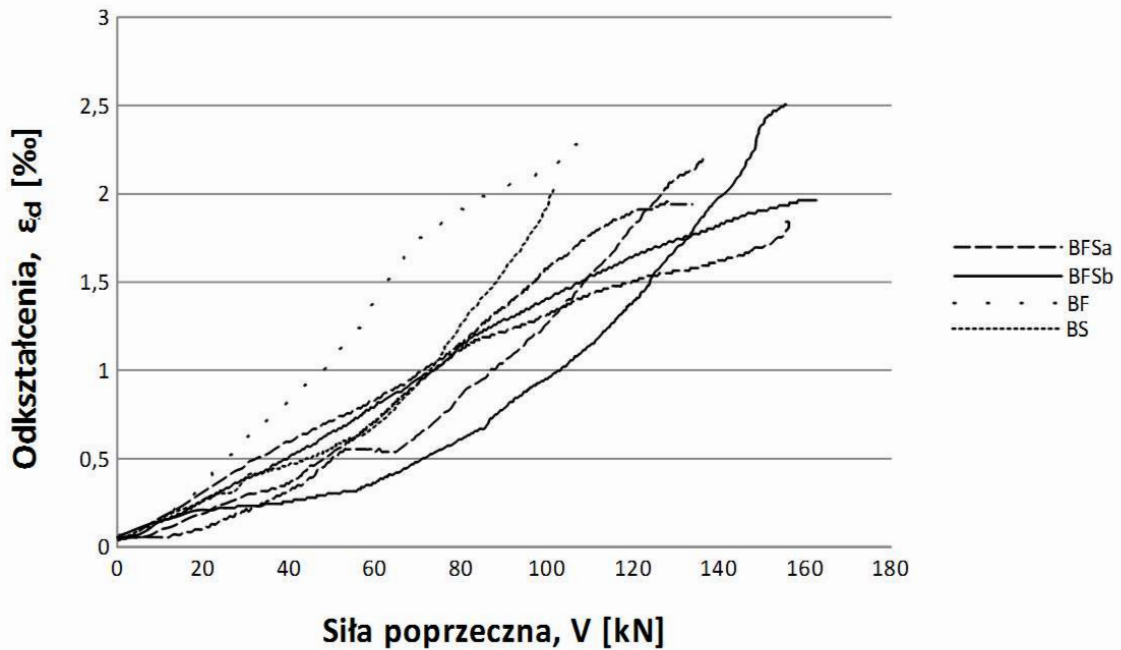
Pomierzone zostały również odkształcenia powierzchni bocznej ( $\varepsilon_d$ ) nachylone pod kątem  $35^\circ$  do poziomu elementu (por. rys. 6.2) odpowiadające ściskającym krzyżulcom betonowym w modelu kratownicowym (por. rozdz. 4.6). Pomiar rejestrowany był przez czujniki przemieszczeń programu SAD 256. W tym przypadku większość wykonywanych pomiarów nie zarejestrowano, gdyż kąt umieszczenia czujników nie pokrywał się z kątem trajektorii powstałych rys ukośnych (rys. 7.21). Podobne nachylenie czujników i rys ukośnych uzyskano dla siedmiu belek z czego pięć dotyczyło belek silnie zbrojonych na ścinanie (belki serii BFSa i BFSb), a więc dla belek w których można uwzględnić analogię kratownicową i analizować naprężenia w krzyżulcach ściskanych (rys. 7.22).



Rys. 7.21. Niezgodność nachylenia czujnika pomiarowego z trajektorią rysy ukośnej



Rys. 7.22. Zbieżność nachylenia czujnika pomiarowego i rysy ukośnej



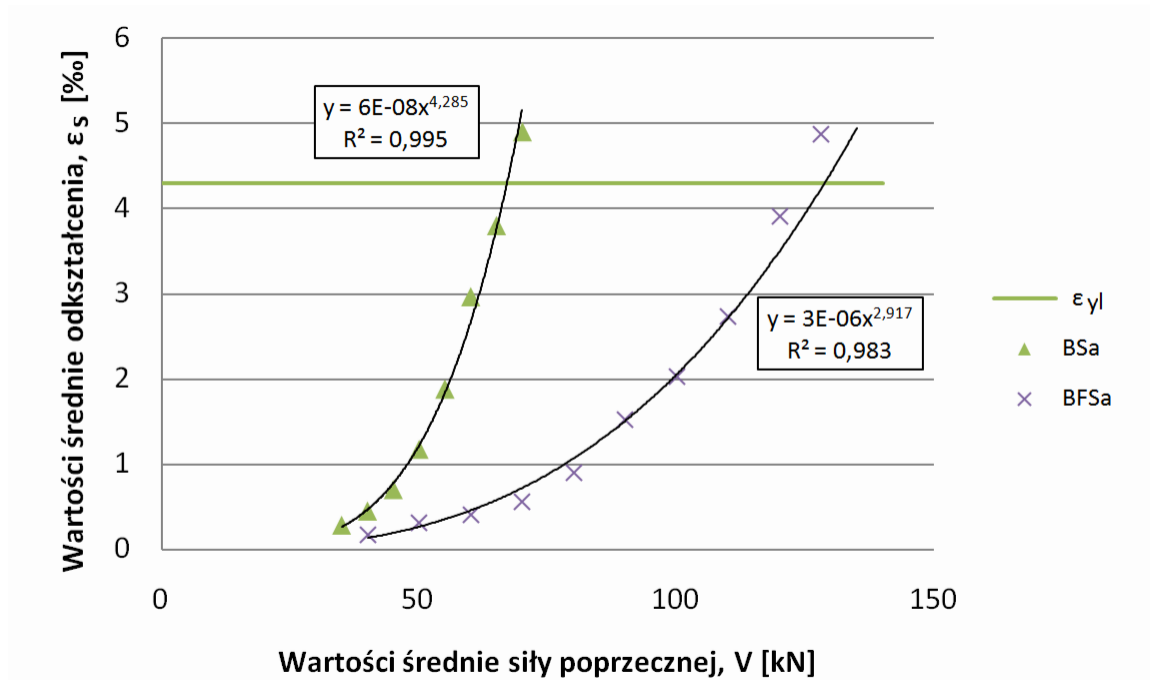
7.23. Zależność odkształceń powierzchni bocznej ( $\epsilon_d$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek w pierwszym etapie badania

Rysunek 7.23 przedstawia relacje odkształceń powierzchni bocznej ( $\epsilon_d$ ) na skosie elementu do siły poprzecznej ( $V$ ) dla zarejestrowanych pomiarów. Z wartości odkształceń wynika, że osiągnięcie maksymalnych sił poprzecznych występowało przy odkształceniach na poziomie 2 ‰. Tym samym można wnioskować, że naprężenia w krzyżulcach betonowych były zbliżone do wartości wytrzymałości kompozytu na ściskanie. Jednocześnie nie zaobserwowano znaczącego wpływu włókien na wartości odkształceń  $\epsilon_d$  przy osiągnięciu maksymalnej siły tnącej.

Na rysunkach 7.24 i 7.25 przedstawiono zależności średnich wartości odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od średniej wartości siły poprzecznej ( $V$ ). Analiza obejmuje strzemiona, na które naklejono ekstensometry (por. rys. 5.4). Zaprezentowane wyniki średnich wartości odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) dotyczą zbrojenia, które było najbardziej wyężone i przez które przechodziła rysa ukośna. Zależności ( $V$ )-( $\epsilon_s$ ) dla wszystkich belek przedstawiono w załączniku Z5. W początkowych fazach obciążenia odkształcenia strzemion przyjmują wartości mniejsze od 0,1‰. Odkształcenia strzemion przed zarysowaniem widoczne są w zestawieniu wykresów  $\epsilon_s - V$  w załączniku Z5. Gwałtowny wzrost odkształceń inicjuje pojawienie się rysy ukośnej, co zostało potwierdzone w pracy [1] oraz na rysunku 4.24 (por. rozdz. 4.3). W przypadku belek serii BFS zaobserwowano, że na poziomie siły poprzecznej równej ok 60 kN, a więc większej niż dla belek z samymi strzemionami (ok. 40kN) strzemiona biorą udział w przenoszeniu obciążenia. Z rysunków 7.24 i 7.25 wynika, że wraz ze wzrostem siły poprzecznej odkształcenia strzemion przyjmują mniejszą wartość dla belek z włóknami zarówno w rozstawie strzemion 120mm, jak i 90mm. Różnica w wartościach maksymalnych odkształceń strzemion wynika z charakterystyki  $\sigma$ - $\epsilon$

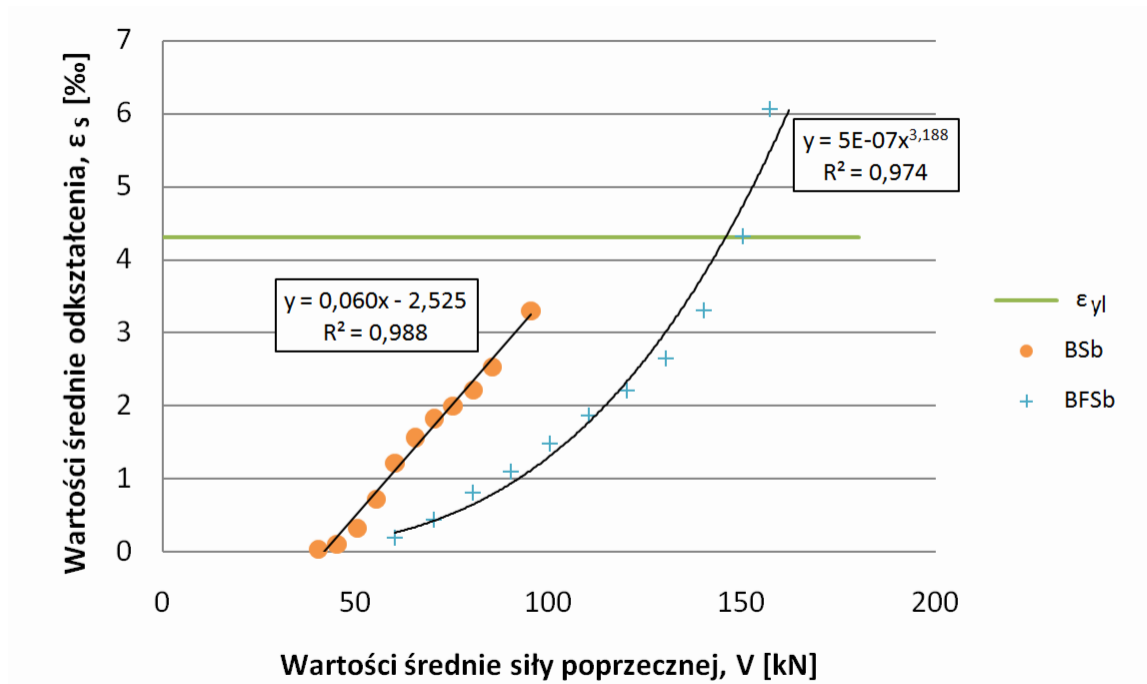


dla stali i wynosi od 3,7‰ do 7,5‰. Wykresy odkształceń strzemion potwierdzają założenia metod wymiarowania RILEM TC-162 TDF i Model Code 2010, w których sumowane są wpływy pracy strzemion i zbrojenia rozproszonego.



Rys. 7.24. Zależność średnich wartości odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od średniej wartości siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek serii BSa i BFSa w pierwszym etapie badania

Nie stwierdzono większych zmian w przebiegu odkształceń dla belek bez włókien stalowych w przypadku zagęszczenia rozstawu strzemion z 120mm na 90mm, a dodatek włókien tylko w jednej belce BFSb spowodował najbardziej łagodny przyrost średnich odkształceń  $\epsilon_s$  (rys. 7.25). Tym samym nie można jednoznacznie stwierdzić, że zagęszczenie strzemion o 30mm w znaczny sposób poprawia ich pracę w ujęciu odkształceń. Należy również zaznaczyć, że dla belek BFSb, gdzie zniszczenie nastąpiło w skutek wyczerpania nośności na zginanie, strzemiona uległy uplastycznieniu (rys. 7.25), co po raz kolejny uwiarygadnia założenie, że nośność na ścinanie dla tych belek mogła zostać osiągnięta tuż przed zniszczeniem na zginanie.



Rys. 7.25. Zależność średnich wartości odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od średnich wartości siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek serii BSb i BFSb w pierwszym etapie badania

Analiza wyników badań odkształceń strzemion przedstawionych na powyższych rysunkach również potwierdza mechanizm pracy klasycznego zbrojenia na ścinanie, gdzie po uplastycznieniu i osiągnięciu wartości odkształceń  $\epsilon_{yl}$ , następuje spadek ich wartości, który pomimo wzrostu siły poprzecznej spowodowany jest większym wyężeniem sąsiednich strzemion lub przenoszeniem siły przez zbrojenie podłużne i pas strefy ściskanej [68]. Analizując wykresy ( $V$ ) - ( $\epsilon_s$ ), które zamieszczono w załączniku Z5, można zaobserwować nierównomierną pracę strzemion w strefie przypodporowej. Wynika to z faktu propagacji rysy ukośnej, gdzie wg Stratforda [181] strzemiona mogą być najbardziej wyężone w miejscu, w którym rysa ukośna przebiega bliżej zbrojenia rozciąganego, a najmniej w obszarze, gdzie jest ona ograniczana przez strefę ściskaną. Jednocześnie należy podkreślić, że nie we wszystkich strzemionach dochodziło do uplastycznienia stali, co można tłumaczyć pojawieniem się kolejnej rysy ukośnej, a więc pracą sąsiedniego strzemiona lub zmianą trajektorii istniejącej rysy ukośnej. Uplastycznienie stali strzemion następowowało przy różnym poziomie siły poprzecznej od 76% do 97% siły niszczącej. Podobne rezultaty zaobserwowano w badaniach Breveglieri [33]. Z uwagi na niewielką ciągliwość stali strzemion (kat. A, por. tabl. 7.3), przy zniszczeniu belek na ścinanie, w wyniku znacznych odkształceń elementu (por. rys. 7.18-7.20) strzemiona w wielu przypadkach zrywały się (rys. 7.26).



Rys. 7.26. Widok zerwanego strzemiona po wcześniejszym uplastycznieniu stali

Kolejną analizę objęto porównanie rzeczywistych wartości odkształceń w strzemionach z wartościami obliczeniowymi w celu określenia procentowego udziału strzemion w przenoszeniu sił poprzecznych dla belek z włóknami i bez. Założono, że odkształcenia strzemion ( $\varepsilon_s$ ) są takie same jak odkształcenia pionowe elementu ( $\varepsilon_y$ ) [128], [150], a ich wartości można wyznaczyć z zależności [128]:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_s = \frac{V_s \cdot s}{A_{sw} \cdot E_s \cdot z \cdot \cot\theta}, \quad (7.2)$$

gdzie:

$V_s$ - siła ścinająca przypadająca na strzemiona [N],

$s$  - rozstaw strzemion [mm],

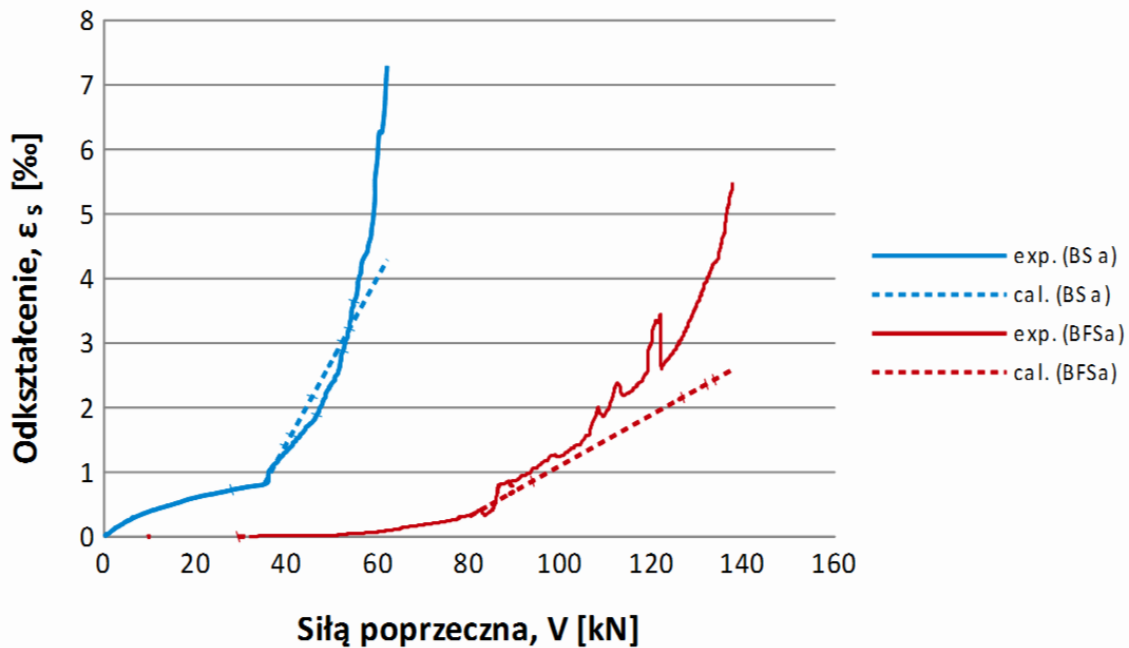
$A_{sw}$  - pole powierzchni strzemion [mm<sup>2</sup>],

$E_s$  - moduł sprężystości stali [N/mm<sup>2</sup>],

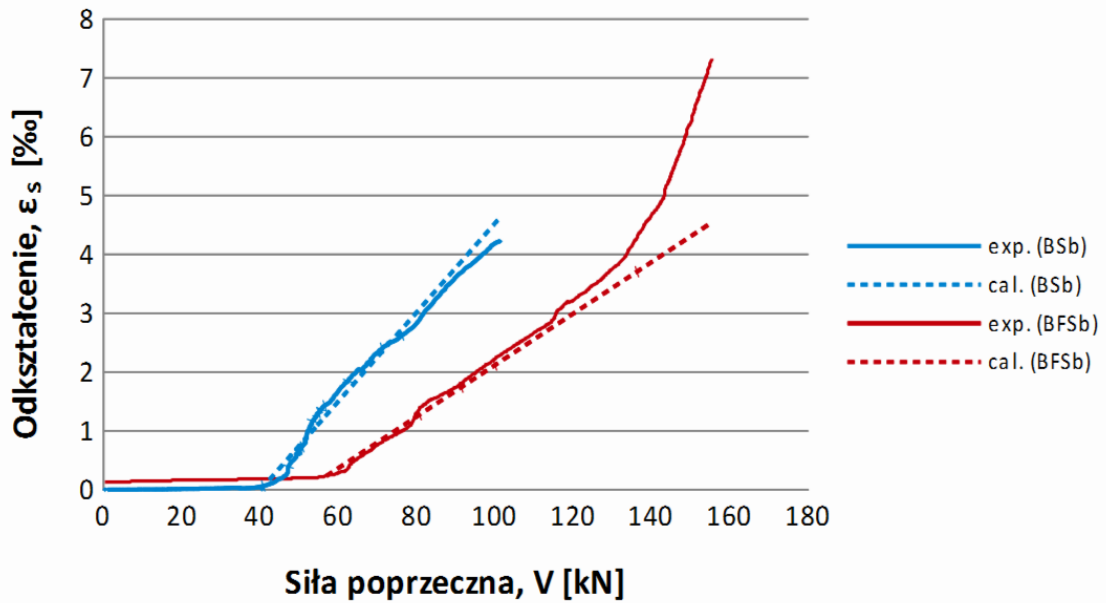
$z$  - ramię sił wewnętrznych [mm],

$\theta$  - kąt nachylenia krzyżulców ściskanych [°].

Dla belek bez włókien siłę ścinającą ( $V_s$ ) definiowano jako całość siły po pojawieniu się pierwszej rysy ukośnej, natomiast dla belek ze zbrojeniem rozproszonym przyjęto, że siła od strzemion stanowi ok. 32% całkowitej siły poprzecznej dla belek serii BFSa i ok. 52% całkowitej siły dla belek BFSb zgodnie ze średnimi wartościami współczynnika wzmocnienia w porównaniu z belkami serii BF (por. tabl. 7.5). W obliczeniach uwzględniono również pomierzone kąty  $\theta$  zaobserwowane w badaniach (por. rozdz. 7.2.1.1). Na rysunkach 7.27 i 7.28 przedstawiono zależności siły poprzecznej ( $V$ ) do obliczeniowych (*cal.*) i eksperymentalnych (*exp.*) wartości odkształceń strzemion dla jednej belki z każdej serii. Wykresy dla wszystkich belek przedstawione są w załączniku Z6.



Rys. 7.27. Zależność obliczeniowych (*cal.*) i eksperymentalnych (*exp.*) wartości odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belek BSA4 i BFSa3



Rys. 7.28. Zależność obliczeniowych (*cal.*) i eksperymentalnych (*exp.*) wartości odkształceń strzemion od siły poprzecznej (*V*) dla belek *BSb1* i *BFSb1*

**Tablica 7.8.** Zestawienie wartości indeksu *IAE* dla doświadczalnych i obliczeniowych wartości odkształceń strzemion  $\epsilon_s$

Belki główne	IAE [%]	Belki dodatkowe	IAE [%]
BSa1	32,2	BSb1	8,4
BSa2	16,5		
BSa3	7,1	BSb2	22,0
BSa4	11,7		
Średnia	16,9	Średnia	15,2
BFSa1	20,5	BFSb1	6,4
BFSa2	13,5		
BFSa3	25,8	BFSb2	26,8
BFSa4	15,0		
Średnia	18,7	Średnia	16,6

W tablicy 7.8 przedstawiono również wartości całkowitego błędu bezwzględnego *IAE* dla doświadczalnych i obliczeniowych odkształceń strzemion. Z uwagi na liniowy przebieg odkształceń obliczeniowych, porównywania dokonano na odcinkach od pojawienia się rysy ukośnej do uplastycznienia stali. Średnie wartości indeksu *IAE* dla

belek z włóknami i bez były podobne i nie przekraczały 20%. Tym samym poprawnie założono, że w belkach serii BFSa (belki z włóknami i strzemiionami w rozstawie 120mm) strzemiona przejmują ok 32% siły poprzecznej po zarysowaniu, a w serii BFSb (belki z włóknami i strzemiionami w rozstawie co 90mm) 52%.

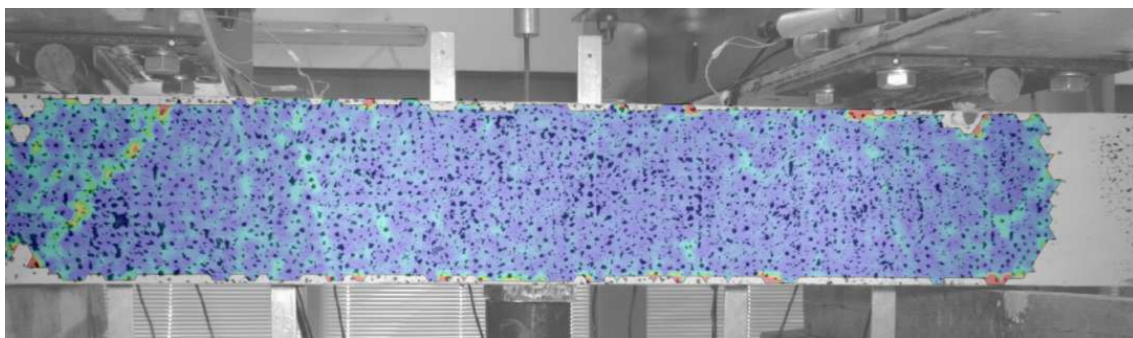
## **7.2.2. Stan Graniczny Użytkowalności**

### **7.2.2.1. Zachowanie belek żelbetowych ze zbrojeniem rozproszonym pod wpływem obciążenia**

W strefie przypodporowej elementów zginanych obserwuje się równocześnie oddziaływanie momentu zginającego i siły poprzecznej [120]. Zniszczenie przekroju ma miejsce po ich zarysowaniu i jest rezultatem oddziaływania obu tych wielkości.

Praca elementów żelbetowych opiera się na współpracy betonu i stali, która zapewniona jest przez przyczepność. Zjawisko przyczepności definiuje się, jako opór na styku dwóch materiałów przeciw oderwaniu ich od siebie przy próbie wyciągnięcia lub wciskania zabetonowanego zbrojenia. Zagadnienie współpracy betonu i stali było przedmiotem wielu prac naukowych, których celem było określenie przebiegu zmian naprężeń, położenia osi obojętnej w belkach żelbetowych. Analizy te pozwoliły na wyodrębnienie faz pracy zginanych elementów żelbetowych [34], [136]. Autorzy wyodrębniali różną liczbę faz, w zakresie których można przyjąć szereg odrębnych stanów wyężenia w zależności od właściwości sprężystych betonu i stali. Analizując uzyskane w badaniach własnych mapy odkształceń dla belek na różnych poziomach ich obciążenia (mapy odkształceń dla poszczególnych belek zamieszczono w Załączniku Z7) dla drobnokruszowego fibrokompozytu można również wyróżnić V stadiów pracy elementu zginanego siłą poprzeczną [83], [127], [68].

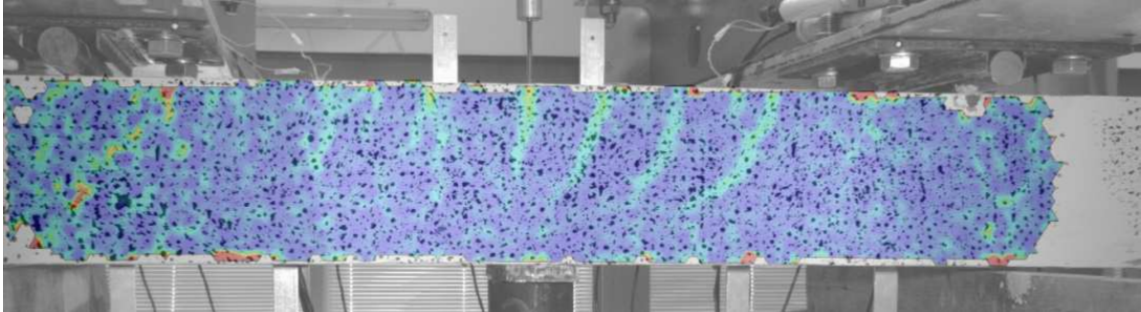
Dopóki w elemencie żelbetowym nie występują rysy odkształcenia podłużne stali i betonu są jednakowe. Element pracuje w fazie sprężystej, aż do osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie betonu w strefie rozciąganej, co obrazuje rysunek 7.29.



*Rys. 7.29. I stadium elementu zginanego siłą poprzeczną – element niezarysowany (I faza pracy) [83]*

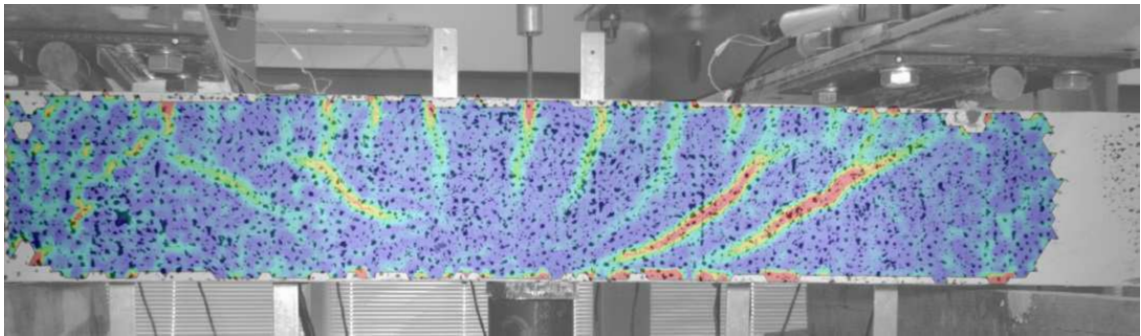
Faza ta występuje przy bardzo małych obciążeniach rzędu 0,05 momentu niszczonego i odkształceniach w betonie do 0,05% [120]. Po przekroczeniu wytrzymałości betonu na

rozciąganie, co odpowiada pojawieniu się rys, belka zaczyna pracować w fazie II elementów zginanych. W środku rozpiętości elementu pojawiają się rysy prostopadłe do osi elementu. Belka w tej fazie pracuje aż do osiągnięcia ukośnej wytrzymałości betonu na rozciąganie w strefie przypodporowej. Stadium to obrazuje rysunek 7.30.



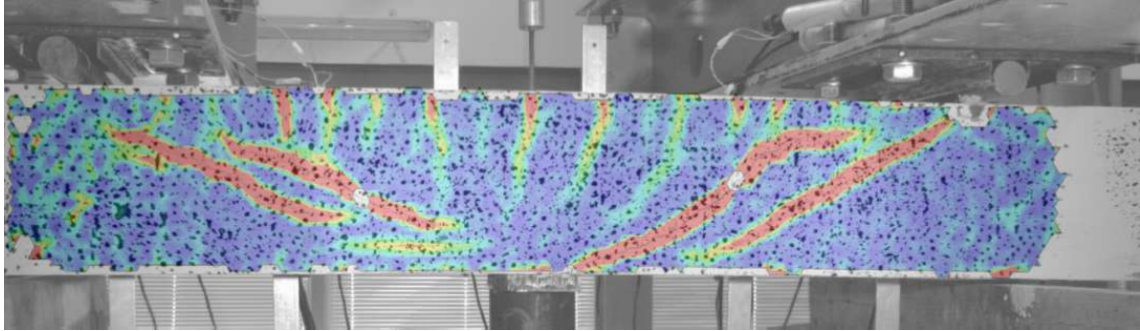
*Rys. 7.30. II stadium elementu zginanego siłą poprzeczną – pojawienie się rys prostopadłych (II faza pracy) [83]*

Na rysunku 7.31 widoczne jest pojawienie się kilku rys ukośnych między zbrojeniem rozciągającym i strefą ściskaną betonu, przy jednoczesnej zmianie kierunku nachylenia istniejących rys prostopadłych z prostopadłego na ukośne.



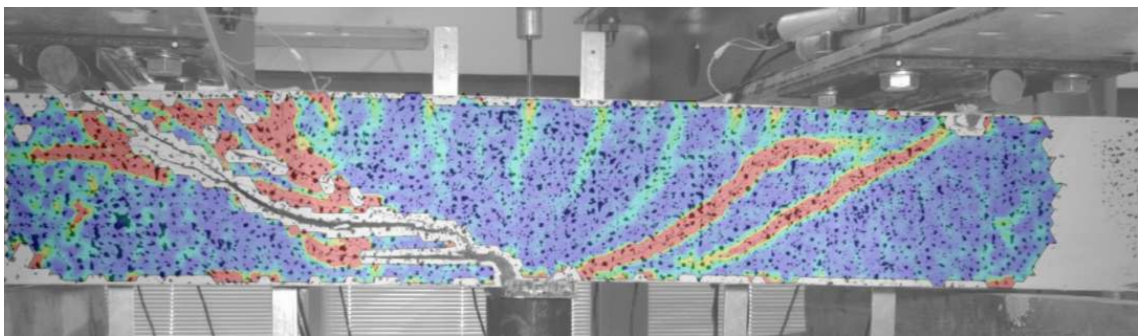
*Rys. 7.31. III stadium elementu zginanego siłą poprzeczną – pojawienie się rys ukośnych na obu strefach przypodporowych [83]*

Kolejny wzrost obciążenia skutkuje zwiększeniem szerokości rozwarcia istniejących rys, co informuje o pracy, że element znajduje się w stadium IV. W przypadku belek silnie zbrojonych na ścinanie, w tym stadium, mogą pojawić się kolejne rysy ukośne [93]. Rysy ukośne wydłużają się i dochodzą do strefy zbrojenia głównego. W IV stadium pracy elementów zginanych siłą poprzeczną możliwe jest również pojawienie się krytycznej rysy ukośnej decydującej o nośności elementu na ścinanie. Osiągnięcie nośności na ścinanie pokazuje rysunek 7.32.



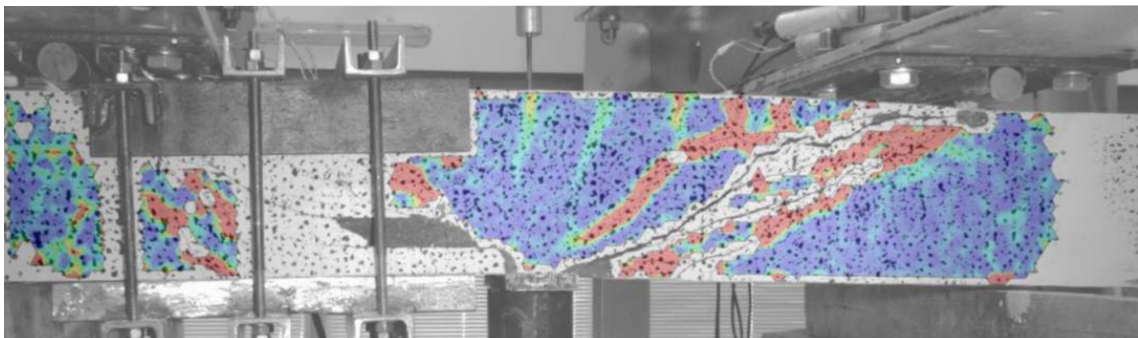
*Rys. 7.32. IV stadium elementu zginanego siłą poprzeczną – stabilizacja zarysowania ukośnego i osiągnięcie nośności na ścinanie [83]*

Stadium V odpowiada stadium zniszczenia elementu na ścinanie poprzez osiągnięcie wytrzymałości na ukośne ściskanie betonu. Obraz zniszczenia oraz wyczerpanie nośności przedstawia rysunek 7.33. Ten typ zniszczenia w literaturze [92], [91] opisywany jest, jako zniszczenie ścinająco-ściskające. Obserwuje się go w belkach posiadających silne zbrojenie główne, przy jednoczesnym braku lub bardzo słabym zbrojeniu poprzecznym. Przyczyną niszczenia jest rozdzielniczo-poślizgowe niszczenie struktury betonu w tzw. strefie ściskanej nad końcem rysy ukośnej, gdzie powstaje rodzaj przegubu [92].



*Rys. 7.33. V stadium elementu zginanego siłą poprzeczną – zniszczenie elementu na ścinanie: ścinająco-ściskające [83]*

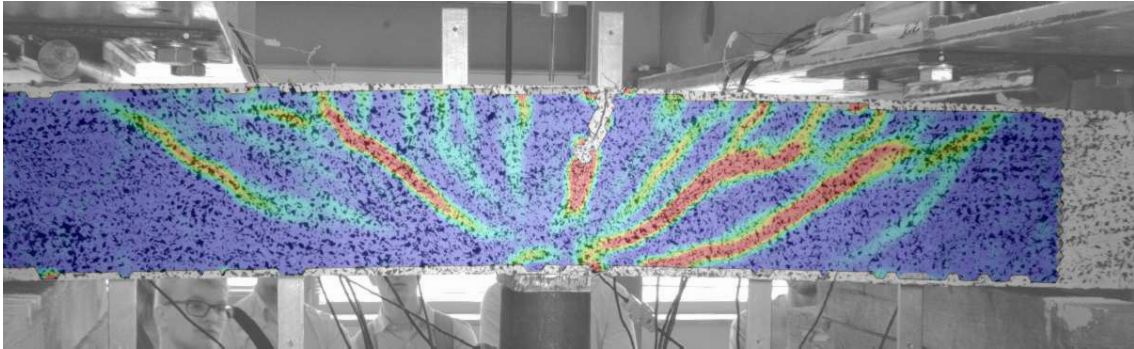
Natomiast obraz zniszczenia na skutek utraty przyczepności betonu do zbrojenia, wynikającej z wydłużenia się podłużnej rysy na wysokości zbrojenia głównego pokazuje rysunek 7.34. Użycie włókien stalowych spowodowało, że obrazy zniszczenia opisane powyżej miały łagodniejszy charakter w porównaniu do belek bez zbrojenia rozproszonego.





Rys. 7.34. V stadium elementu zginanego siłą poprzeczną – zniszczenie elementu na ścinanie: ścinająco-poślizgowe [83]

Belki silnie zbrojone na ścinanie (belki BFSb) zniszczyły się w wyniku osiągnięcia granicy plastyczności zbrojenia rozciąganego (rys. 7.35) . O nośności elementu decyduje najbardziej wyteżony i/lub najszabszy przekrój. Jednak powstające w różnych przekrojach elementu rysy mają bardzo duże znaczenie dla jego deformacji poprzez wpływ na sztywność całego elementu (por. rozdz. 7.2.2.2).



Rys. 7.35. Zniszczenie elementu na zginanie poprzez uplastycznienie zbrojenia rozciąganego (tylko w przypadku belek serii BFSb) [83]

Zamieszczone powyżej fotografie dokumentują badania strefy przypodporowej zginanych elementów żelbetowych wykonanych z drobnokruszywowego fibrokompozytu, które prowadzono w ramach wydziałowego projektu naukowego Nr 504.01.25 [83], którego kierownikiem była W. Głodkowska.

#### **7.2.2.2. Zarysowanie strefy przypodporowej**

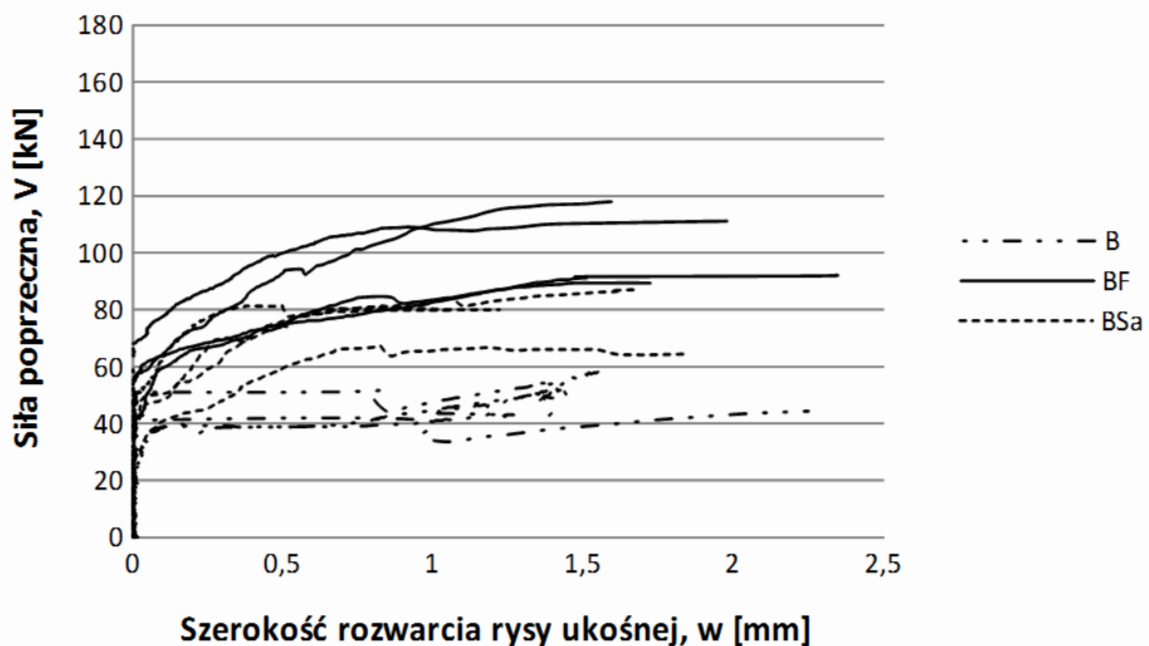
Proces zarysowania elementów żelbetowców ma znaczący wpływ na korozję stali zbrojenia, a tym samym na ich trwałość [186] oraz na zachowanie konstrukcji żelbetowych pod obciążeniem, w różnych warunkach środowiskowych. Mimo, że rysy nie mają wpływu na nośność w krótkim okresie czasu, to z jego upływem mogą przyczynić się, w sposób pośredni, do osiągnięcia Stanu Granicznego Nośności elementu lub konstrukcji. Proces powstawania i rozwoju rys był przedmiotem wielu prac naukowych [36], [54], [95], [196], [192]. Zagadnienie to jest nadal aktualne z uwagi na zastosowanie betonu i stali o lepszych właściwościach niż wcześniej stosowane, a także z uwagi na użycie włókien stalowych, jako dodatkowego zbrojenia elementów żelbetowych.

W rozdziale 7.2.1.2. przedstawione zostały wartości siły poprzecznych, przy których pojawiała się rysa ukośna ( $V_{cr}$ ). Wykazano, że dla belek serii BF, BSa i BFSa siła rysująca stanowi ok 57% poprzecznej siły niszczącej (por. tabl. 7.5). Analiza wykresów odkształceń na wysokości elementu (rys. 7.18-7.20) oraz odkształceń strzemion (rys.

7.24-7.25) udowadnia, że zagęszczenie strzemion nie powoduje znacznego zwiększenia siły  $V_{cr}$ , tym samym dla belek serii BSB i BFSb stanowiła ona ok 40% siły niszczącej.

Ponieważ przedstawione powyżej wnioski nie wyczerpują zagadnienia zarysowania badanych elementów, stąd w dalszej części pracy poddano analizie zależność szerokości rys od siły poprzecznej, ich ilość oraz maksymalną szerokość rozwarcia uzyskaną w badaniach i na drodze analitycznej. Przeprowadzono także analizę wpływu ugięcia elementów objętych badaniami na szerokość rozwarcia rys, w kontekście użytego zbrojenia rozproszonego.

Badania morfologii rys w drobnokruszywowym fibrokompozycie przeprowadzono w ramach wydziałowych projektów naukowych [83], [127] na 20 elementach (por. rozdz. 5.2). Szczegółowe wyniki badań zamieszczono w Załączniku Z7. Na rysunkach 7.36-7.39 przedstawiono zależność siły poprzecznej ( $V$ ) od szerokości rozwarcia rysy ukośnej ( $w$ ) w elementach objętych badaniami. Szerokości rys ukośnych były mierzone w miejscu kontrolowanej propagacji rys (por. rys. 4.29) dla rysy posiadającej największą szerokość rozwarcia. Relację ( $V$ )-( $w$ ) dla wszystkich rys ukośnych zamieszczono w załączniku Z7. W tabelicy 7.9 przedstawiono zestawienie siły rysujących ( $V_{cr}$ ), ilość rys ukośnych pojawiających się w danej strefie przypodporowej oraz maksymalne szerokości ich rozwarcia.



Rys. 7.36. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły ścinającej ( $V$ ) dla belek serii B, BF i BSa

Z analizy wyników badań wynika, że dla niektórych serii belek (BF1, BF3, BSa1) maksymalne szerokości rys ukośnych różniły się dla obu podpór o ok. od 1,5 do 2mm. Wynikać może to z nierównomiernego zarysowania obu stref przypodporowych dla jed-

nej belki lub pojawienia się rysy krytycznej osiągającej największe rozwarcie i decydującej o nośności przekroju na ścinanie. Największą siłą rysującą charakteryzują się belki serii BFS najmniejszą zaś belki serii BS. Dodatek włókien stalowych zdecydowanie poprawia rysoodporność badanych elementów.

**Tablica 7.9.** Zestawienie wartości siły  $V_{cr}$ , średniego rozstawu rys ukośnych, ilości rys ukośnych i maksymalnych szerokości rozwarcia

Belka	$V_{cr}$ [kN]		Śr. rozstaw rys [mm], (Ilość rys)		Maks. szer. rys [mm]	
	strona A	strona B	strona A	strona B	strona A	strona B
B1	48,82	35,79	-, (1)	65, (2)	1,53	1,49
B2	34,57	50,42	-, (1)	-, (1)	1,35	0,62
B3	51,04	54,14	110, (2)	58, (2)	2,20	0,86
B4	41,15	38,3	97, (2)	-, (1)	2,83	1,36
Średnia	44,28		83,-		1,53	
BF1	50,86	72,68	63, (2)	153, (2)	2,34	0,21
BF2	53,7	73,48	110, (3)	62, (3)	1,98	0,92
BF3	70,02	46,17	78, (2)	102, (2)	1,73	0,33
BF4	59,1	62,02	141, (3)	106, (3)	1,59	0,93
Średnia	61,00		102,-		1,25	

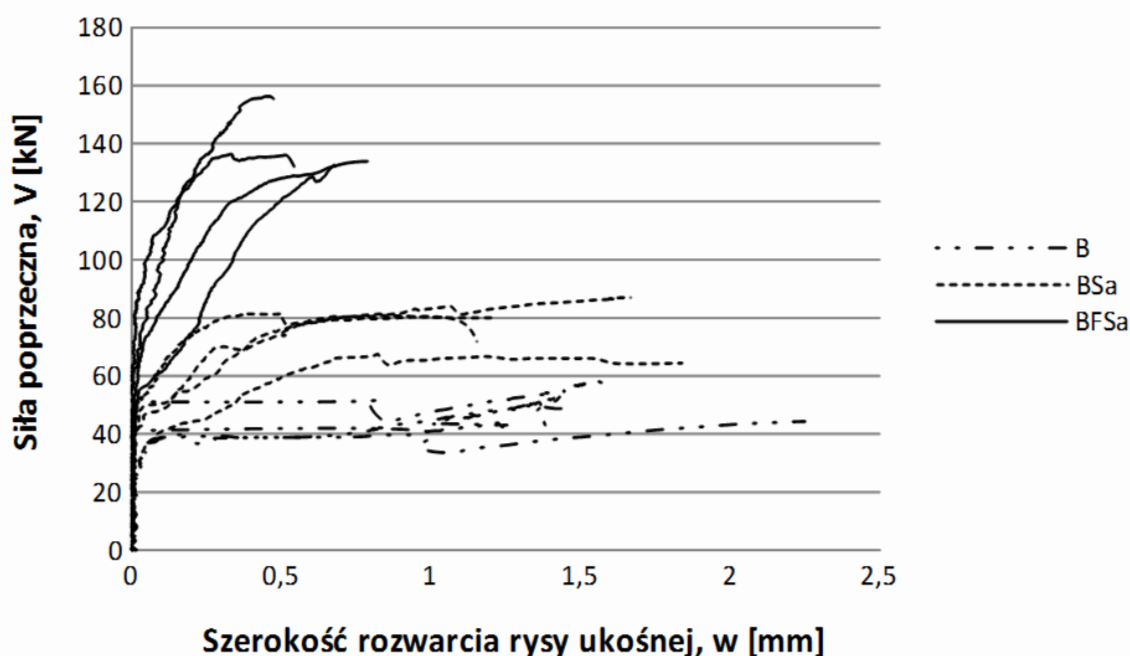
**c. dalszy Tablicy 7.9.** Zestawienie wartości siły  $V_{cr}$ , średniego rozstawu rys ukośnych, ilości rys ukośnych i maksymalnych szerokości rozwarcia

Belka	$V_{cr}$ [kN]		Śr. rozstaw rys [mm], (Ilość rys)		Maks. szer. rys [mm]	
	strona A	strona B	strona A	strona B	strona A	strona B
BSa1	56,8	36,66	-, (1)	102, (3)	0,19	1,84
BSa2	39,7	49,9	93, (4)	133, (2)	1,19	1,67
BSa3	56,3	47,1	95, (3)	106, (3)	0,30	0,79
BSa4	51	40	118, (2)	120, (2)	1,22	0,73
Średnia	47,18		110,-		0,99	
BFSa1	73,03	73,5	105, (3)	95, (3)	0,37	0,79
BFSa2	88,5	54,5	-, (1)	80, (3)	0,45	0,72
BFSa3	78	100,08	108, (3)	72, (4)	0,47	0,47
BFSa4	106,84	65	102, (3)	88, (3)	0,40	0,54
Średnia	79,93		93,-		0,53	
BSb1	45,00	55,45	181, (2)	91, (2)	0,39	0,83
BSb2	44,82	40,01	122, (3)	102, (3)	0,47	1,43
Średnia	46,32		124,-		0,78	
BFSb1	61,10	64,82	108, (3)	104, (4)	0,59	0,91
BFSb2	87,04	46,17	114, (3)	105, (4)	0,56	0,76
Średnia	64,78		108,-		0,70	

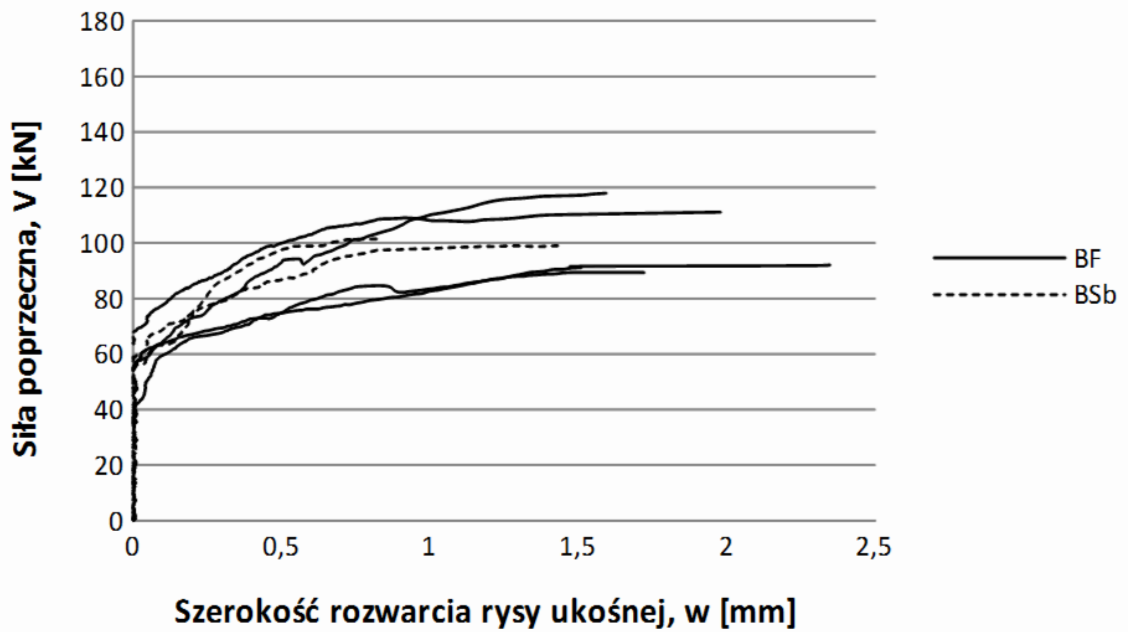
Nieduży wzrost szerokości rozwarcia rysy ( $w$ ) wraz ze wzrostem siły poprzecznej ( $V$ ) (rys. 7.37) wskazuje na jednoczesną pracę włókien i strzemion. Dla belek serii BF zaobserwowano większe szerokości rozwarcia rys ukośnych niż w przypadku belek serii BFSa. Dla elementów posiadających zbrojenie w postaci strzemion i włókien zaobser-

wowano również większą ilość rys ukośnych (por. tab. 7.9). Stąd można stwierdzić, że włókna mają duży wpływ nie tylko na nośność elementów z drobnokruszywowego fibrokompozytu ale również na jego zarysowanie ukośne. Elementy bez włókien i strzemion charakteryzowały się nagłym pojawieniem się rysy (zwykle jednej w strefie przypodporowej), która przy stałym lub niewiele większej od siły rysującej  $V_{cr}$  wartości siły poprzecznej powiększała swoją szerokość. Potwierdza się więc zachowanie elementów po zarysowaniu bez zbrojenia na ścinanie [182], [204], [28]. Porównując wyniki badań uzyskane dla belek serii BF i BSa, można stwierdzić, że takie same wartości szerokości rys powstają przy większej wartości siły poprzecznej (o ok. 40%) dla belek z włóknami stalowymi. Należy zaznaczyć, że krzywe  $V-w$  dla elementów BF i BSa charakteryzują się podobnym kątem nachylenia do osi poziomej, co może świadczyć o podobnym mechanizmie przenoszenia siły poprzecznej po zarysowaniu przez strzemiona i włókna stalowe.

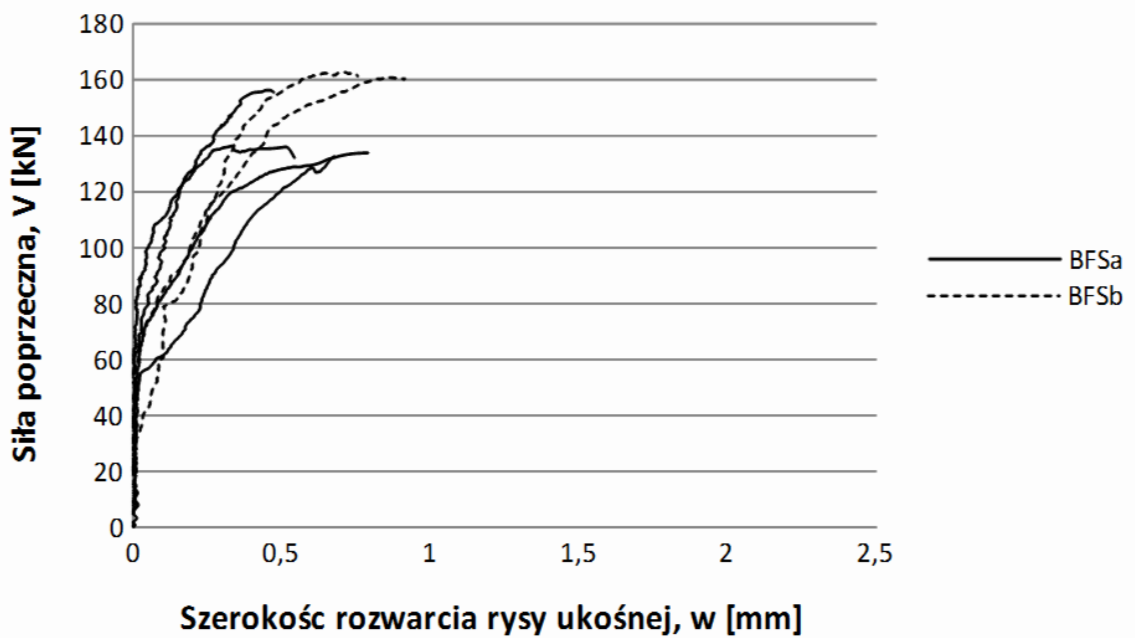
Porównując belki BF i BSb (rys. 7.38) wywnioskowano, że nie tylko z uwagi na nośność ale również w aspekcie zarysowania (ilość rys, maksymalna szerokość rozwarcia, zależności  $(V)-(w)$ ) użycie strzemion #4,5 w rozstawie 90mm daje podobne rezultaty jak dodatek samych włókien w ilości 1,2 %. Użycie włókien i strzemion (belki serii BFSa i BFSb) spowodowało, że w belkach pojawiała się największa ilość rys, głównie 3 lub 4, przy jednocześnie najmniejszej maksymalnej szerokości rozwarcia poniżej 1mm. Porównując jednak oba typy belek (BFSa i BFSb), nie stwierdzono większych zmian w zarysowaniu z uwagi na zagęszczenie strzemion (por. rys. 7.39).



Rys. 7.37. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły ścinającej ( $V$ ) dla belek serii B, BSa i BFSa



Rys. 7.38. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) siły ścinającej ( $V$ ) dla belek serii BF i BSb



Rys. 7.39. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły ścinającej ( $V$ ) dla belek serii BFSa i BFSb

Zagęszczenie strzemion o 30mm w elementach z włóknami nie prowadzi do znaczących zmian w relacji  $V-w$  ale pozwala stwierdzić, że belki BSb w aspekcie zarysowania można porównywać z belkami serii BF.

Analizując morfologię rys ukośnych zaobserwowano, że rozstaw rys w belkach B i BF ma charakter losowy (por. tabl. 7.9). Jednak w przypadku belek ze strzemionami rozstawy rys w belkach BSa i BFSa, jak również we wszystkich belkach BSb i BFSb są bardziej zbieżne, a wpływ włókien powoduje ich zmniejszenie, średnio o ok. 15mm. Można więc mieć podstawy do wnioskowania, że dodatek strzemion i włókien ma duży wpływ na szerokość rys ukośnych i ich ilość. Równomierny rozstaw rys występuje w belkach ze strzemionami, a w połączeniu z włóknami rozstaw ten może ulec niewielkiemu zmniejszeniu.

Znając ustalone doświadczalnie rozstawy rys ukośnych oraz ich szerokości, wykonano analizę porównawczą pomierzonych szerokości rys i rozstawów z wartościami obliczeniowymi. Do obliczenia średniego rozstawu rys ukośnych użyto formuły przedstawionej w rekomendacji CEB-FIB [207] i w opracowaniu Bhide'a i Collinsa [26].

Średni rozstaw rys ukośnych wyznacza się z zależności [207], [26]:

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{my}}}, \quad (7.6)$$

gdzie:

$s_{m\theta}$  - średni rozstaw rys ukośnych [mm],

$s_{mx}$  - pionowy rozstaw rys [mm], wyznaczany wg wzoru [207], [26]:

$$s_{mx} = 2 \cdot \left( c_x + \frac{s_x}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{d_{bx}}{\rho_l}, \quad (7.7)$$

$s_{my}$  - poziomy rozstaw rys [mm], wyznaczany wg wzoru [207], [26]:

$$s_{my} = 2 \cdot \left( c_y + \frac{s}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{d_{by}}{\rho_w}, \quad (7.8)$$

w których:

$c_x, c_y$  - grubość otulenia betonu do zbrojenia podłużnego i poprzecznego [mm],

$s_x, s$  - osiowy rozstaw rozciąganych prętów podłużnych i strzemion [mm],

$k_1$  - współczynnik zależny od przyczepności strzemion pionowych ( $k_1 = 0,4$  dla prętów żebrowanych),

$d_{bx}$ ,  $d_{by}$  - średnica prętów zbrojenia podłużnego i poprzecznego [mm],

$\rho_b$ ,  $\rho_w$  - stopień zbrojenia rozciąganego i ścinanego [-].

Szerokość rozwarcia rys ukośnych  $w_{avg}$  oblicza się wg zależności zaproponowanej przez Zakarię [202], w której uwzględnia się odkształcenie strzemion  $\varepsilon_s$  oraz średni rozstaw rys  $s_{m\theta}$  :

$$w_{avg} = K \cdot c_y^{0,05} \cdot \left(\frac{1}{\rho_w}\right)^{0,207} \cdot \left(\frac{1}{\rho_l}\right)^{0,252} \cdot s_{m\theta-avg} \cdot \varepsilon_s, \quad (7.9)$$

gdzie:

$K$  - współczynnik uwzględniający wpływ typ zbrojenia na ścinanie, dla strzemion ze stali żebrowanej  $K=0,112$ ,

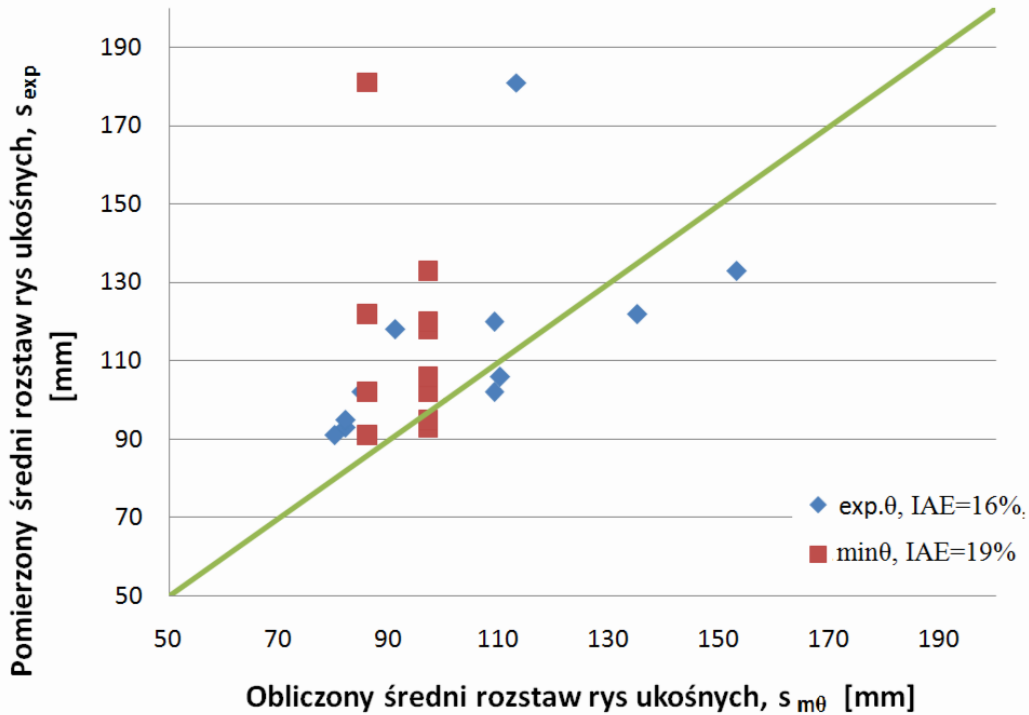
$s_{m\theta-avg}$  - średni rozstaw rys ukośnych od momentu formowania się rys do fazy ustabilizowanego zarysowania [mm],  $s_{m\theta-avg} = 1,25s_{m\theta}$ ,

$\varepsilon_s$  - odkształcenia strzemion obliczane wg wzoru (7.2) [‰].

Należy podkreślić, że powyższa formuła zdefiniowana została dla elementów bez zbrojenia rozproszonego.

Na rysunku 7.40 przedstawiono porównanie pomierzonych i obliczeniowych rozstawów rys ukośnych dla belek bez zbrojenia rozproszonego. Z uwagi na znaczący wpływ kąta  $\theta$  na rozstaw rys analizy wykonano dla pomierzonego kąta  $\theta$  oraz minimalnego określonego zgodnie z rekomendacją Model Code [212] (por. wzór 4.22). Dla obydwu wariantów kąta  $\theta$  indeks  $IAE$  jest podobny i nie przekracza 20% co stanowi podobną zgodność, jak w badaniach Zakarii [202]. Jednocześnie z uwagi na podobne indeksy  $IAE$  zasadnym może być użycie minimalnego kąta  $\theta$  przy określaniu obliczeniowego rozstawu rys ukośnych.

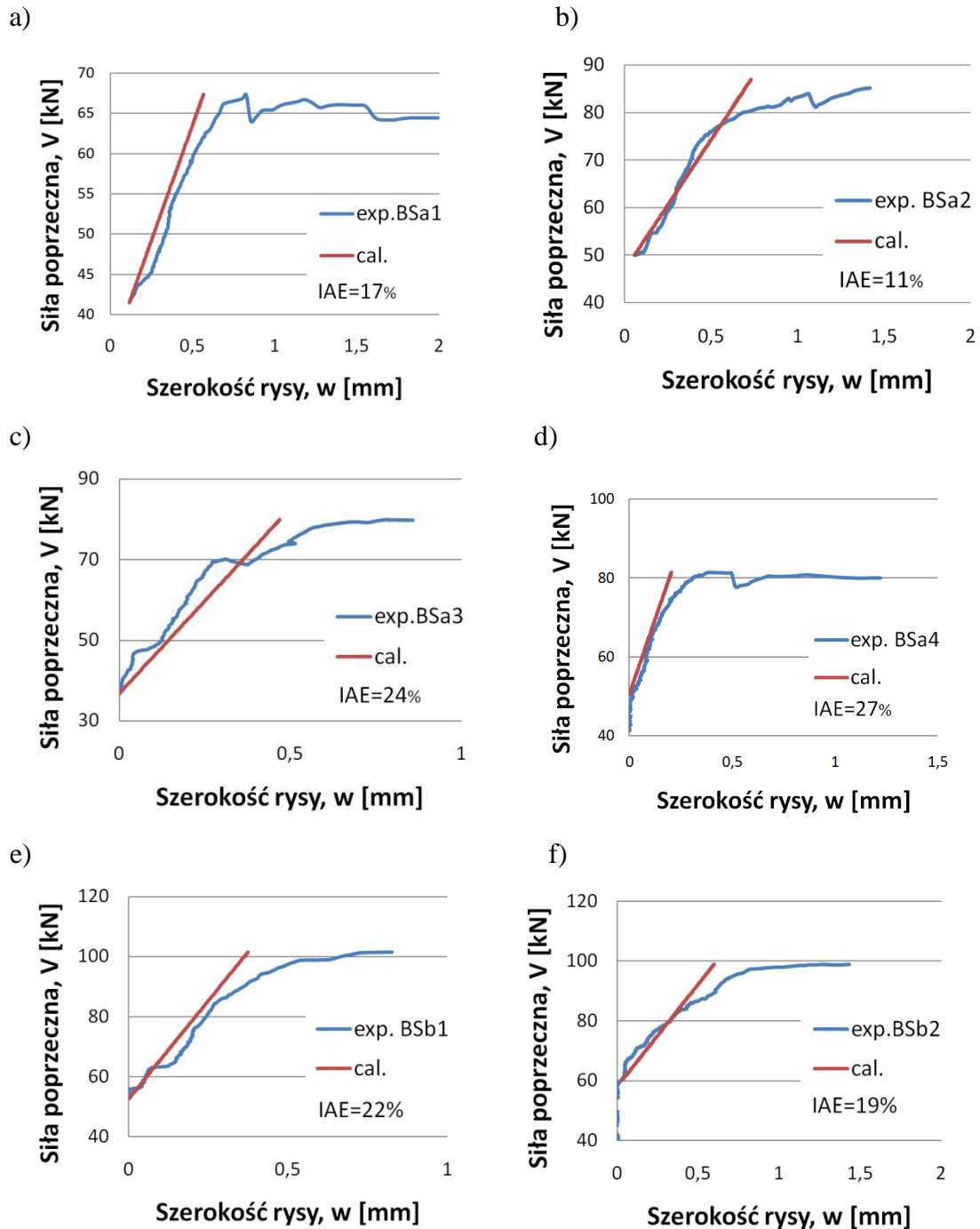
Ostatecznie przedstawione powyżej wzory 7.6 - 7.9 mogą stanowić podstawę do modyfikacji obliczania rozstawu rys dla elementów ze zbrojeniem rozproszonym.



Rys. 7.40. Porównanie pomierzonych ( $s_{exp}$ ) i obliczeniowych ( $s_{m\theta}$ ) średnich rozstawów rys ukośnych dla belek serii BSA i BSb

Dokonano również analizy porównawczej pomierzonych i obliczeniowych szerokości rozwarcia rys. Rysy obliczono zgodnie ze wzorem 7.9 uwzględniając obliczeniowe odkształcenia strzemion  $\varepsilon_s$  (por. wzór 7.2). Zależności siły poprzecznej  $V$  od szerokości rys  $w$  (obliczeniowej i pomierzonej) dla belek serii BSA i BSb przedstawiono na rysunku 7.41, gdzie podano również wartości całkowitego błędu bezwzględnego dla wszystkich belek. Wartości indeksu  $IAE$  ustalane były dla szerokości rys od ich pojawienia się do uplastycznienia przynajmniej jednego strzemiona w belce. Z rysunku wynika, że oprócz belek BSA4 i BSA2 wartość indeksu nie przekracza 25%, a nachylenie krzywych obliczeniowych (cal.)  $V-w$  było identyczne jak pomierzone. Jednocześnie należy zaznaczyć, że dla belki BSA2 obliczeniowe wartości rys są mniejsze niż pomierzone, co z punktu widzenia projektowania stanowi niedoszacowanie z uwagi na stan graniczny zarysowania. Podobne niedoszacowanie ma miejsce w belce BSA1 lecz w tym przypadku indeks  $IAE$  wyniósł 17%, co stanowi dobrą zgodność wyników obliczeniowych i doświadczalnych.





Rys. 7.41. Zależność siły poprzecznej ( $V$ ) od szerokości rozwarcia rysy ukośnej ( $w$ ) uzyskane w badaniach i obliczeniach dla belek serii BSa i BSb

W tabelicy 7.10 przedstawiono maksymalne szerokości rys ukośnych obliczone zgodnie ze wzorem 7.9 i pomierzone szerokości rys przy poziomie siły powodującemu uplastycznienie stali pierwszego strzemiona. W tabelicy 7.10 umieszczono również obliczeniowe wartości rys obliczone zgodnie z metodą SMCT i wzorem 4.33, który wg Benta [25] można stosować również dla elementów bez włókien stalowych.

**Tablica 7.10.** Zestawienie pomierzonych i obliczeniowych wartości maksymalnych szerokości rys ukośnych ( $w_{max}$ ) dla belek serii BSa i BSb

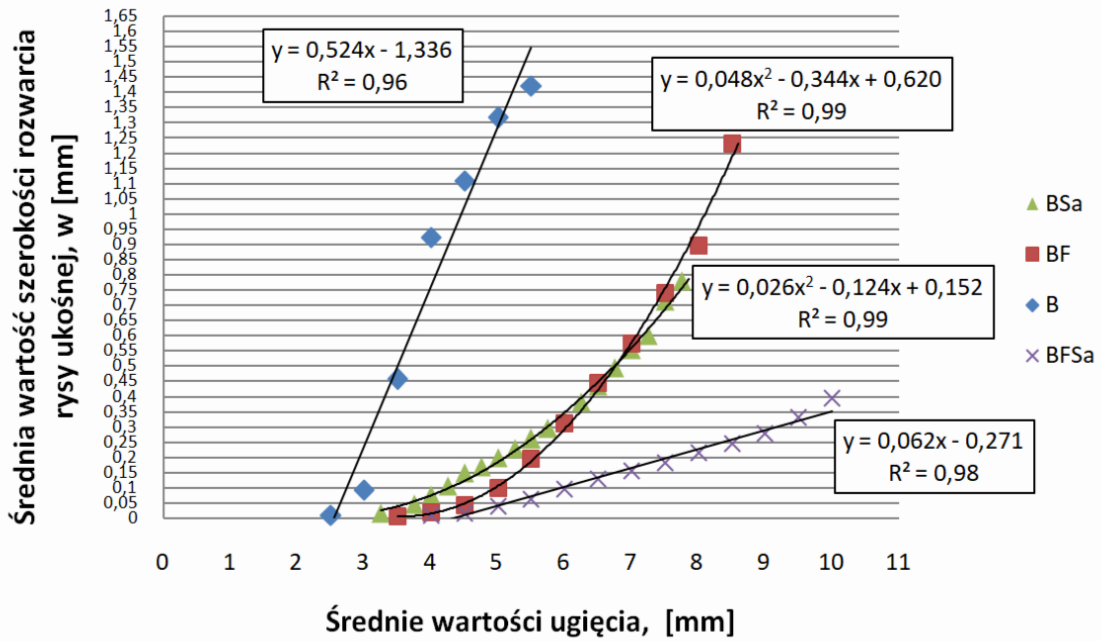
Belka	Pomierzona szer. rys $w_{max}$ [mm]	Obliczeniowa szer. rys $w_{max}$ wg Zakarii [mm]	Obliczeniowa szer. rys $w_{max}$ wg SMCFT [mm]
BSa1	0,67	0,56	0,54
BSa2	0,46	0,52	0,58
BSa3	0,43	0,38	0,57
BSa4	0,30	0,27	0,60
BSb1	0,38	0,30	0,67
BSb2	0,51	0,45	0,71

Pomierzone wartości rys ukośnych, przy których dochodzi do uplastycznienia stali co najmniej jednego strzemiona tylko w dwóch przypadkach (belka BSa1 i BSb2) przekraczają wartość 0,5mm, a dla belki BSa4 ta wartość wynosi tylko 0,3mm. Stanowi to więc szczególną sytuację, w której dla belki BSa4 spełniony jest Stan Graniczny użytkowalności przy niespełnionym Stanie Granicznym Nośności przy założeniu, że uplastycznienie stali przynajmniej jednego strzemiona stanowi utratę nośności. Obliczeniowe wartości  $w_{max}$  wg metody SMCFT oprócz belki BSa1 są większe od wielkości pomierzonych o ok.30% a dla belki BSa4 o 100% co stanowi duże przeszacowanie oraz zachowawczą relację wartości obliczonych i pomierzonych z uwagi na Stan Graniczny użytkowalności. Wartości  $w_{max}$  obliczone wg Zakarii [202] charakteryzują się podobną zgodnością jak w przypadku relacji  $V-w$  (rys. 7.41). Jednak wartości obliczeniowe były nieznacznie mniejsze od pomierzonych oprócz belki BSa2. Należy zauważyć, że obliczeniowe szerokości rys wyznaczone były dla pomierzonych wartości kąta  $\theta$ .

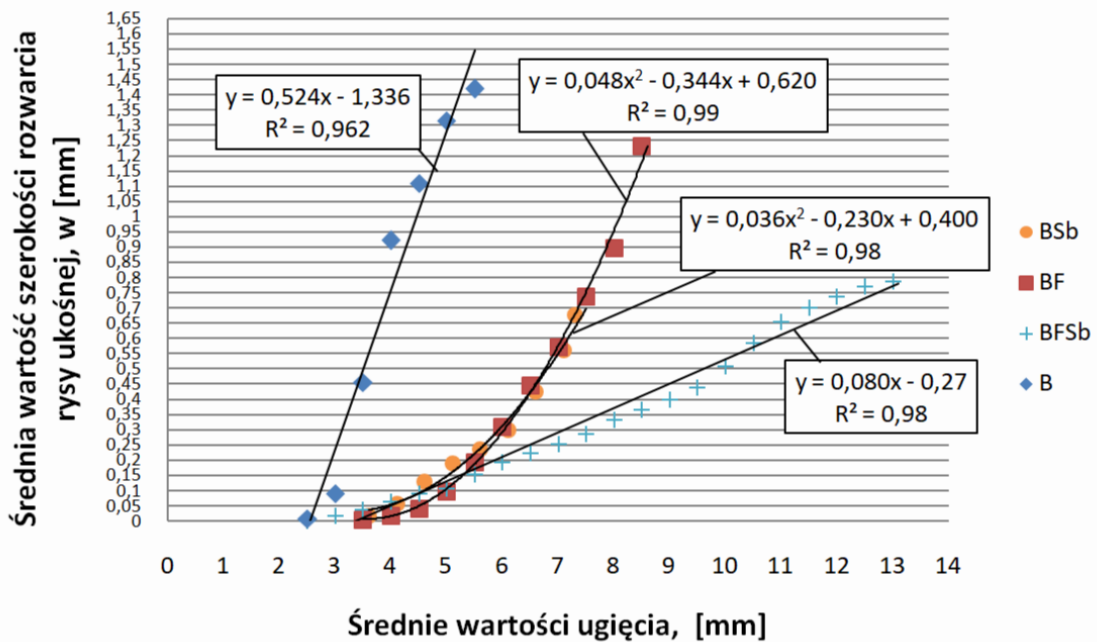
Przyjęcie w projektowaniu dużych kątów nachylenia krzyżulców z punktu widzenia zarysowania daje zawyżone wyniki szerokości rys z uwagi na większe obliczeniowe odkształcenia strzemion (por. wzór 7.2), tym samym bardziej zachowawcze podejście do projektowania z uwagi na zarysowanie ukośne.

Ostatecznie stwierdzono, że algorytm obliczania rys opisany przez Zakarię [202] może posłużyć do analizy szerokości rozwarcia rys ukośnych w drobnokruszywowych elementach z włóknami rozproszonymi.

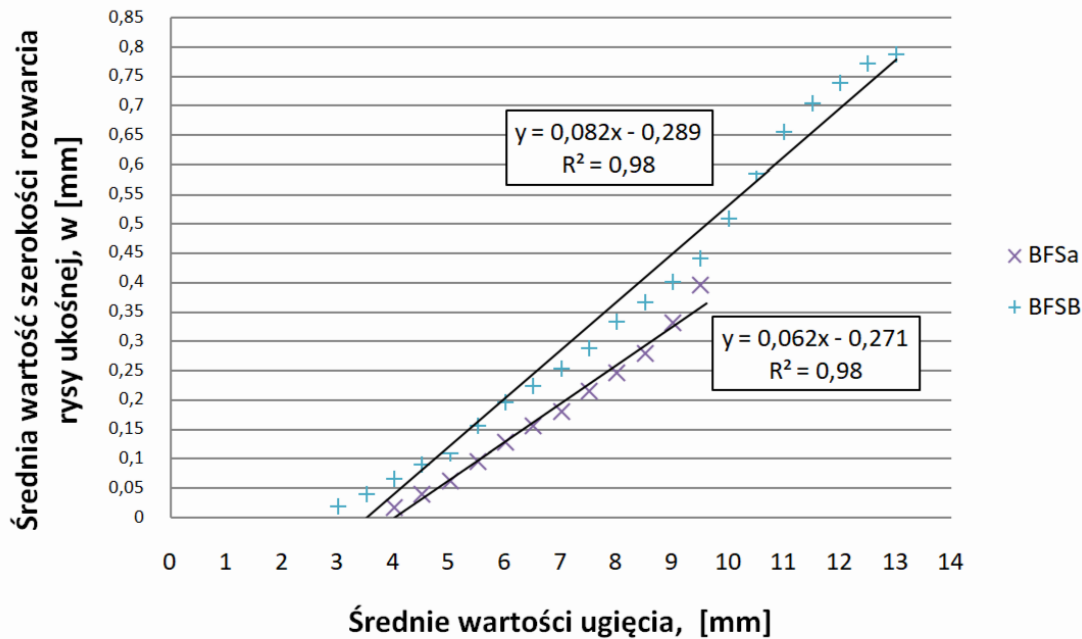
Na rysunkach od 7.42 do 7.44 przedstawiono zależność średnich wartości ugięcia od średniej szerokości rozwarcia rys ukośnych belek objętych badaniami, aż do ich zniszczenia. Przyjęte na zamieszczonych rysunkach równania regresji dobrze opisują rezultaty badań, o czym świadczą wysokie – bliskie jedności – współczynniki korelacji.



Rys.7.42. Zależność średnich wartości ugięcia od średnich szerokości rozwarcia rysy ukośnej dla belek serii BSa, BF, B i BFSa



Rys.7.43. Zależność średnich wartości ugięcia od średnich szerokości rozwarcia rysy ukośnej dla belek serii BSb, BF, B i BFSb



*Rys. 7.44. Zależność średnich wartości ugięcia od średnich szerokości rozwarcia rysy ukośnej dla belek serii BFSa i BFSB*

Z analizy wykresów wynika, że zarysowanie belek powoduje spadek sztywności przez co ma wpływ na wielkość ugięcia. Zaobserwowano więc oczywistą zależność, a mianowicie: im większe ugięcie belek tym rysy są o większej szerokości rozwarcia i odwrotnie. Te zjawiska są ze sobą ściśle powiązane. Należy zwrócić uwagę, że kąt nachylenia linii opisujących korelację badanych wielkości (rysa, ugięcie) do osi odciętych jest największy w przypadku elementów bez zbrojenia poprzecznego i włókien stalowych (belki serii B zbrojone tylko z uwagi na zginanie), najmniejszy zaś dla belek posiadających zbrojenie z uwagi na ścinanie w postaci strzemion i zbrojenia rozproszonego (belki serii BSF o rozstawie strzemion 120 mm i 90 mm).

W przypadku belek serii B po przekroczeniu wytrzymałości drobnokruszywowego kompozytu na rozciąganie powstała w strefie przypodporowej rysa poprzedza nagle zniszczenie elementu z uwagi na siłę poprzeczną. Obserwuje się proporcjonalny wzrost wartości ugięcia belek do szerokości rozwarcia rys. Zależność między ugięciem a szerokością rozwarcia rysy ukośnej dla belek żelbetowych zbrojonych na ścinanie tylko strzemionami (seria BS) oraz dla belek żelbetowych ze zbrojeniem rozproszonym (seria BF) jest bardzo zbliżona (por. rys. 4.42 i rys. 4.43), co wskazuje na podobny udział strzemion i włókien w mostkowaniu rys. Dopiero połączenie zbrojenia na ścinanie w postaci strzemion i włókien stalowych znacznie ogranicza szerokość rozwarcia rys, przy tym samym poziomie ugięcia belek. Najkorzystniejsze efekty uzyskano dla belek zbrojonych o zagęszczonym rozstawie (co 90mm) i z dodatkiem włókien stalowych (rys. 7.44). Przy tym samym ugięciu belek rysy są mniejsze średnio o ok. 40 % w porównaniu do elementów ze strzemionami w rozstawie co 120 mm.

Podobny, korzystny wpływ dodatku włókien stalowych w drobnokruszywowym kompozycie wytworzonym na bazie piasków odpadowych zaobserwowano w badaniu nośności na ścinanie. Zbrojenie rozproszone zdecydowanie przyczynia się do zwiększenia nośności strefy przypodporowej, jak również ograniczenia odkształceń powierzchni bocznej badanych elementów.(por. rozdz. 7.2.1.3 ).

## **8 PROPOZYCJA WYMIAROWANIA STREFY PRZYPODPOROWEJ ZGINANYCH ELEMENTÓW Z DROBNOKRUSZYWOWEGO FIBROKOMPOZYTU**

W rozdziale siódmym przedstawiono porównanie eksperymentalne nośności elementów na ścinanie z nośnościami obliczeniowymi wyznaczonymi zgodnie z dwiema metodami Model Code i z metodą RILEM. Posługując się oceną zaproponowaną przez Baghi i Barossa [18] (tabl. 7.6) większość obliczeniowych nośności dla belek z włóknami zakwalifikować można jako zachowawcze. Dla metody SMCFT to 50% obliczonych nośności lecz dla metody RILEM wszystkie nośności mieszczą się w zachowawczym przedziale (por. rys. 7.9-7.11) Tym samym konieczne jest wykonanie korekty dla wyżej przeanalizowanych metod wyznaczania nośności na ścinanie elementów belkowych wykonanych z fibrokompozytu drobnokruszywowego.

Pierwszym problemem wynikającym z niezgodności nośności obliczeniowych i eksperymentalnych jest minimalny kąt  $\theta$  uwzględniany w metodzie SMCFT. Zgodnie z analizą przedstawioną na rysunkach 7.4 i 7.16 i tablicy 7.4 zaobserwowane kąty nachylenia krzyżulców przyjmują różne wartości przy znacznym odchyleniu standardowym i wskaźniku zmienności (od 24,5° do 38,75°). Jednak dla elementów z włóknami serii BF (belki z samymi włóknami) kąt ten przyjmuje podobną wartość równą średnio 24,5° przy najmniejszym wskaźniku zmienności  $v = 15\%$ . Jednocześnie wszystkie pomierzone kąty  $\theta_{exp}$  dla tych belek nie spełniają minimalnych wymogów stawianych im przez metodę SMCFT, gdzie  $\theta_{min}=32,82^\circ$ . Podobna sytuacja występuje w belkach serii BFSa (belki z włóknami i strzemionami w rozstawie 120mm) lecz z uwagi na występowanie strzemion wskaźnik zmienności wynosi 31%.

W związku z powyższym z uwagi na to, że  $\cot \theta$  stanowi jeden z głównych czynników decydujący o nośności fibrokompozytu na ścinane wg metody SMCFT (por. wzór 4.30). Wzór opisujący minimalny kąt nachylenia krzyżulców  $\theta_{min}$ (wzór 4.32 – str. 70) przywołany po raz kolejny poniżej:

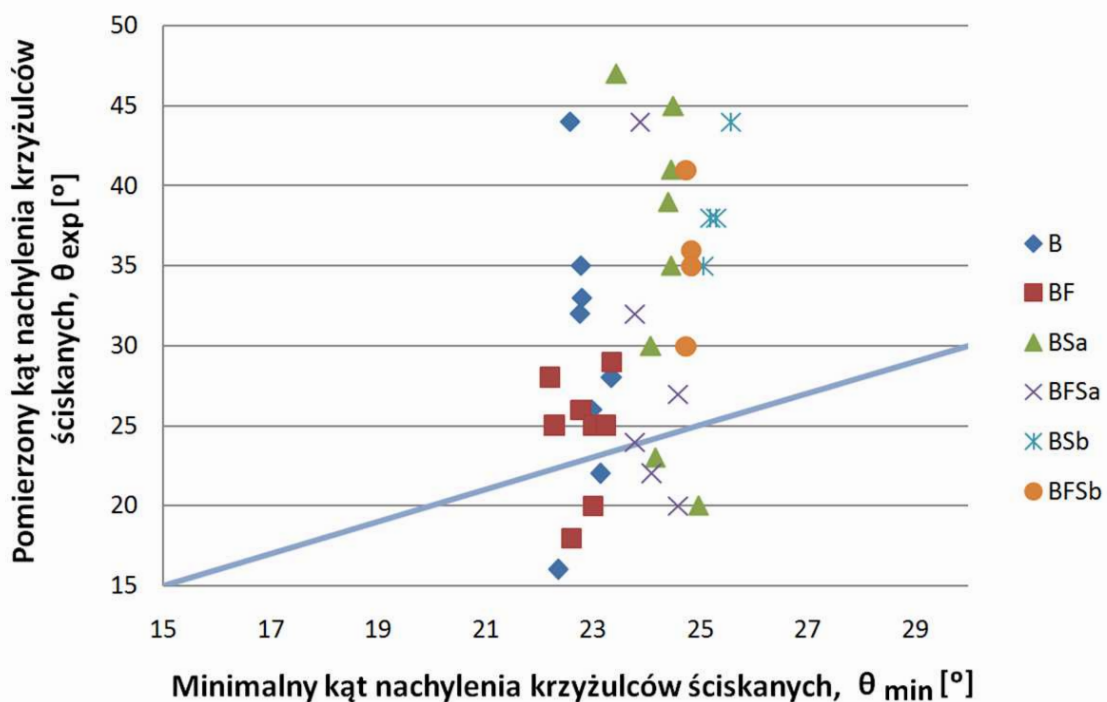
$$\theta_{min} = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x$$

dla elementów z włóknami, zdaniem Autora dysertacji, należy przekształcić do postaci::

$$\theta_{min} = 19^\circ + 7000\varepsilon_x \quad (8.1)$$

Zgodnie z zaproponowaną autorską zależnością (8.1) na  $\min \theta$ , 85% pomierzonych kątów nachylenia krzyżulców spełnia warunki kąta minimalnego zarówno dla belek BF jak i BFSa co stanowi podobną zgodność jak dla belek B i BSa (rys. 8.1). Przy czym zaleca się aby górną granicę kąta  $\theta$  przyjmować na poziomie 37°, gdyż zgodnie z rys.

7.16 przyjmowanie większych kątów do wartości  $45^\circ$  stanowi zbyt zachowawczy model obliczeniowy, gdzie eksperymentalne wartości nośności są większe o ok 40% w stosunku do nośności obliczeniowych. Fakt występowania mniejszych kątów  $\theta$  niż  $45^\circ$  przedstawiony został także w pracach innych autorów [9], [11], [172]. Należy zaznaczyć, że dla poprzedniej metody Model Code i metody RILEM TC-162-TDF zalecany przedział kątów  $\theta$  to  $\langle 25^\circ; 37^\circ \rangle$ . Szacowanie prawidłowego kąta nachylenia krzyżulców betonowych ma bardzo duże znaczenie nie tylko w określaniu nośności ale również w obliczaniu odkształceń pionowych (w tym odkształceń strzemion), a tym samym definiowaniu poprawnych wartości rys ukośnych.



Rys. 8.1. Zależność pomierzonego kąta nachylenia krzyżulców ściskanych ( $\theta_{exp}$ ) do minimalnego kąta nachylenia krzyżulców ściskanych ( $\theta_{min}$ ) wyznaczonego przy użyciu autorskiej zależności 8.1

Poszukując przyczyn niezgodności pomiędzy nośnościami eksperymentalnymi a obliczeniowymi zwrócono uwagę na fakt, że wszystkie analizowane metody obliczeniowe **zanizają** teoretyczne wartości sił tnących dla elementów z włóknami. Jednocześnie należy zwrócić uwagę na fakt, że rozrzut wyników nośności na ścinanie jest znaczny. Współczynnik zmienności ( $v$ ) zarówno dla belek podstawowych z włóknami i bez włókien wynosi ok. 35% (por. rys. 7.4). Stąd założono, że najlepsza zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych wystąpi gdy  $V_{exp} / V_{cal} > 0,85$ , a niedopuszczalne jest aby wartości klasyfikowały się w kryterium 'niebezpieczny' (por. tabl. 7.6). Jednocześnie z uwagi na duży rozrzut wyników możliwe jest uzyskanie wartości  $V_{exp} / V_{cal}$  w kryterium 'zachowawczy'. Dokonując oceny nośności elementów z włóknami i bez włókien zwró-

cono uwagę, na relacje nośności  $V_{exp}/V_{cal}$  belek BSa i BSb, gdzie praktycznie w każdym przypadku zawierają się w przedziale  $<0,85; 1,15>$  dla wszystkich analizowanych metod. Stwierdzono więc, że niezgodności eksperymentalnych i obliczeniowych nośności dla belek z włóknami wynikają z efektywności pracy samych włókien w elemencie. W tym przypadku decydującym czynnikiem może być wytrzymałość resztkowa, w której z uwagi na specyfikę badania uzyskuje się duże rozrzuty wyników (por. tab. 7.2) [66], [67], [141]. Prócz wpływu wytrzymałości resztkowych, efektywność włókien może zależeć od wymiarów elementu czy schematu statycznego. Większa efektywność będzie występowała w elementach statycznie niewyznaczalnych zdolnych do redystrybucji sił przekrojowych niż w układach statycznie wyznaczalnych, gdzie decyduje najsłabsze miejsce na długości belki. Aspekt efektywności pracy włókien ujęty został w Model Code 2010, poprzez wprowadzenie współczynnika  $K$  uwzględniającego reprezentatywność próbek służących do wyznaczania wytrzymałości resztkowych z uwagi na projektowanie konstrukcji oraz warunki wykonawstwa. Model Code 2010 nie podaje konkretnych wartości liczbowych współczynnika  $K$ . Ogólnie przy założeniu anizotropowego rozkładu włókien współczynnik ma postać  $K=1.0$ . Przy korzystnym wpływie ułożenia włókien można przyjmować wartości  $K<1.0$ , a przy niekorzystnym  $K>1.0$ . Każdorazowo przy przyjęciu współczynnika innego niż 1.0 konieczna jest doświadczalna analiza oraz weryfikacja przyjętego założenia. Pomimo, że zapis normy nakazuje modyfikować współczynnikiem  $K$ , wartości  $f_{Flu}$  i  $f_{Fts}$  na potrzeby weryfikacji metod SMCFT i RILEM, wartość współczynnika  $K$  określono ogólnie dla wytrzymałości resztkowych  $f_{R,i}$ . Współczynnik ten stosuje się zgodnie ze wzorem:

$$f_{R,imod} = f_{R,i}/K \quad (8.2)$$

Zaproponowane wartości współczynnika  $K$  przy założeniu  $V_{exp}/V_{cal} \geq 0,85$  zestawiono w tablicy 8.1.

**Tablica 8.1.** Zestawienie zaproponowanych wartości współczynnika  $K$

Propozycja współczynnika $K$ [-]		
RILEM TC-162-TDF	Model Code 2010	
	metoda SMCFT	poprzednia metoda
<b>0,43</b>	<b>1,31</b>	<b>0,45</b>

Na podstawie zaproponowanych współczynników  $K$  dokonano porównania nośności obliczeniowych i eksperymentalnych dla trzech analizowanych metod. Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunkach 8.2-8.4. Obliczenia dokonano dla skrajnych wartości kąta  $\theta$  – min  $\theta$  określonego zgodnie z zaproponowanym wzorem 8.1 oraz zalecanego przez autora maksymalnego  $\theta= 37^\circ$ .

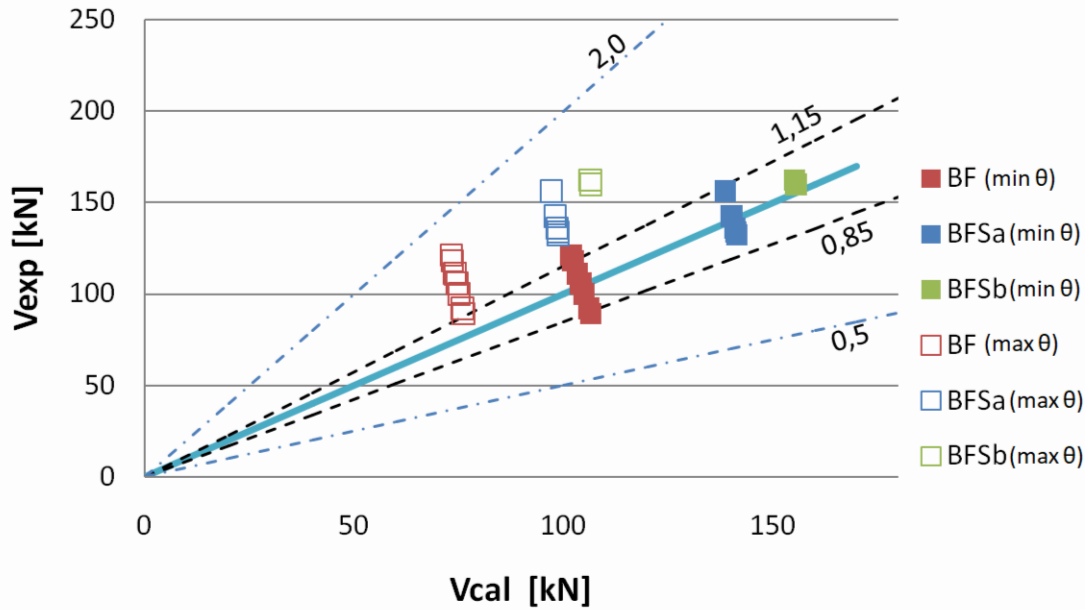


Z rysunków 8.2 - 8.4 wynika, że dla metod objętych analizą, przy przyjętym minimalnym kącie  $\theta$  uzyskuje się nośności zakwalifikowane w kryterium "odpowiednio bezpieczny". Z uwagi na uwzględnienie kąta  $\theta$  w nośności strzemion i włókien, metoda SMCFT przewiduje największe różnice wartości obliczeniowych dla skrajnych kątów  $\theta$ . W tym przypadku przyjęcie maksymalnego kąta nachylenia krzyżulców powoduje, że wszystkie wyniki nośności kwalifikują się w kryterium 'zachowawczy' (rys. 8.2). Dla poprzedniej metody Model Code i metody RILEM z uwagi na to, że wpływ włókien nie zależy od kąta  $\theta$ , nośności obliczeniowe dla kąta  $\theta=37^\circ$  mieszczą się w przedziale  $\langle 0,85;1,25 \rangle$ . Wpływ kąta nachylenia krzyżulców wyraźniej widać w ocenie indeksów *IAE* dla powyższych metod zestawionych w tablicy 8.2. Dla poprzedniej metody MC i metody RILEM całkowity błąd bezwzględny nie przekracza 11% dla skrajnych wartości kąta  $\theta$ , stanowi więc to bardzo dobrą zgodność z wartościami eksperymentalnymi. W przypadku metody SMCFT średnia wartość indeksu *IAE* dla zalecanego maksymalnego kąta równego  $37^\circ$  to 31%. Podsumowując można stwierdzić, że współczynniki *K* zaproponowane dla metody RILEM i poprzedniej MC pozwalają wyznaczać nośność na ścinanie w kryterium 'odpowiednio bezpieczny' dla całego przedziału kątów  $\theta$  przy niewielkich wartościach całkowitego błędu bezwzględnego. W przypadku metody SMCFT, z uwagi na duży wpływ kąta nachylenia krzyżulców w nośności elementów z włóknami nie można uzyskać tak dobrych zgodności, a zastosowany współczynnik *K* pozwala wyznaczać nośności w kryterium 'odpowiednio bezpieczny' dla minimalnych kątów  $\theta$  i w kryterium 'zachowawczy' dla maksymalnych zalecanych kątów  $\theta$ . Ostatecznie należy zaznaczyć, że przyjęcie kątów  $\theta > 37^\circ$  wiązałoby się coraz mniejszymi nośnościami a tym samym większymi różnicami z wartościami eksperymentalnymi.

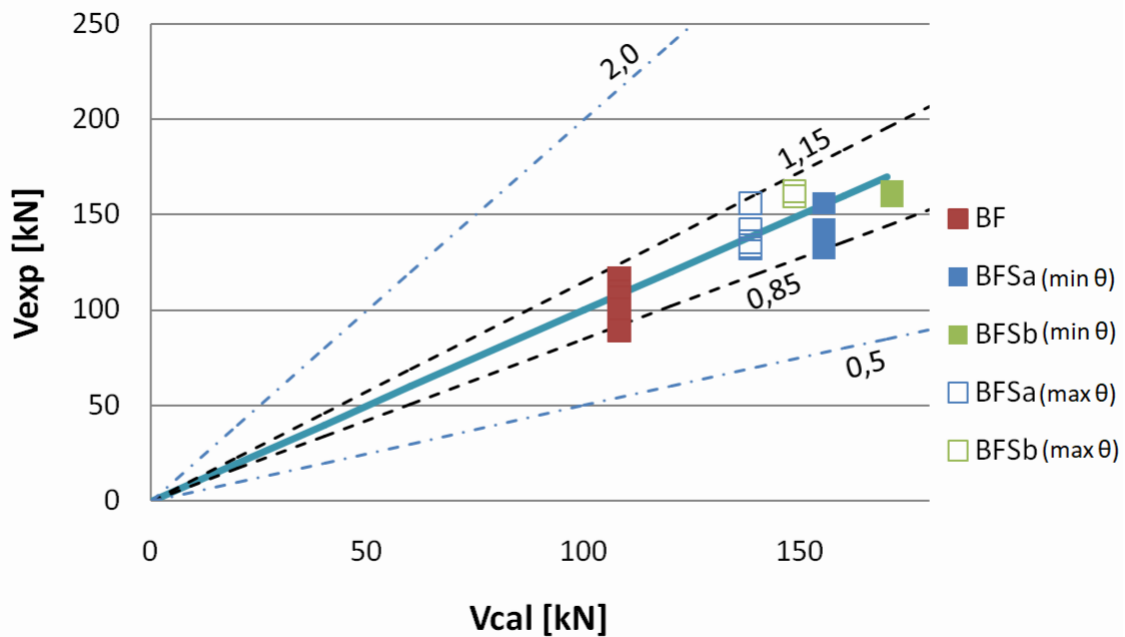
**Tablica 8.2.** Zestawienie wartości indeksu *IAE* dla analizowanych metod obliczeniowych z uwzględnieniem współczynnika *K*

Oznaczenie elementu	Całkowity błąd bezwzględny <i>IAE</i> [%]					
	Metoda Model Code (SMCFT)		Metoda Model Code (poprzednia)		Metod RILEM TC-162-TDF	
BF	11	30	8		9	
BFSa	6	30	11	5	11	5
BFSb	4	34	6	9	6	9
Średnia	7	31	8	8	11	8

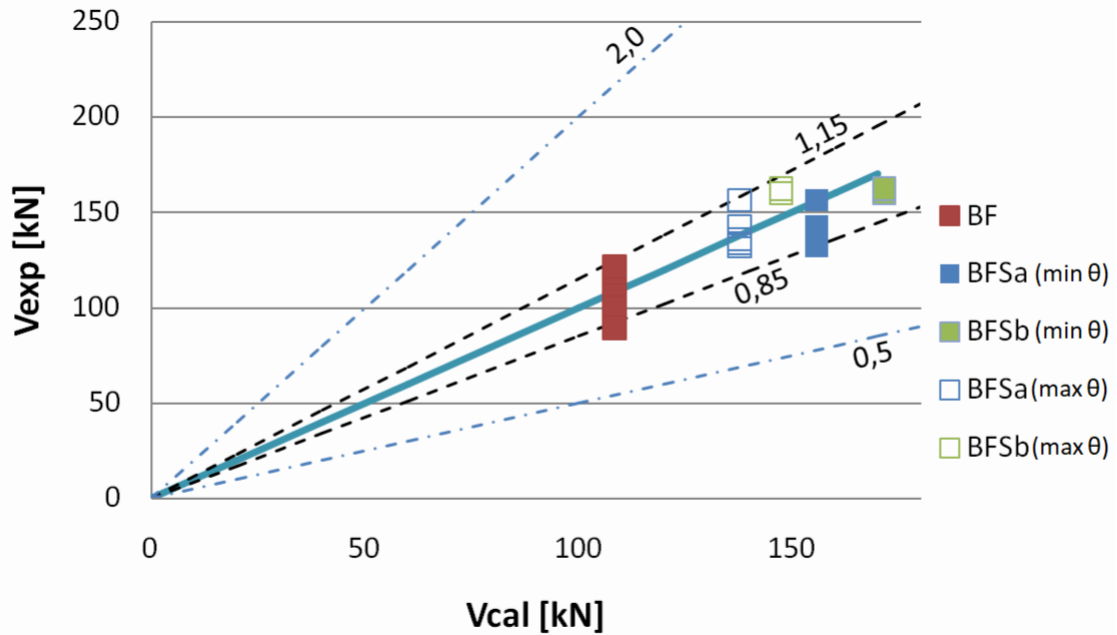
- dla minimalnego kąta  $\theta$  wg wzoru 8.1  
 - dla zalecanego maksymalnego kąta  $\theta = 37^\circ$



*Rys. 8.2. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg Model Code metodą SMCFT z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla skrajnych kątów  $\theta$*



*Rys. 8.3. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg Model Code z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla skrajnych kątów  $\theta$*



Rys. 8.4. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg RILEM z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla skrajnych kątów  $\theta$

Do weryfikacji zaproponowanych w dysertacji współczynników  $K$  wykorzystano badania Parmentiera [151], Minelli [140] i Araujo [12]. Wymienieni autorzy w swoich pracach przedstawili pełną charakterystykę wytrzymałościową fibrobetonów (w tym wytrzymałości resztkowe), z których wykonali belki obciążane jedną lub dwiema siłami skupionymi w schemacie belek wolnopodpartych. W badaniach Parmentiera i Minelli belki posiadały tylko konwencjonalne zbrojenie podłużne bez strzemion, natomiast Araujo zbadał belki ze strzemionami (Araujo st.), jak również bez strzemion. W analizie porównawczej uwzględniono belki w których smukłość ścinania  $a/d > 2,5$ , przy wysokościach belek do 60cm (badania Minelli obejmowały również belki o wysokości 100 i 150 cm w celu weryfikacji efektu skali). Wyniki analizy porównawczej przedstawiono na rysunkach 8.5 - 8.7, definiując nośności obliczeniowe  $V_{cal}$  wg metody RILEM, poprzedniej Model Code i metody SMCFT. Do porównania wartości obliczeniowych (z uwzględnieniem współczynnika  $K$ ) i wartości eksperymentalnych użyto kryterium zaproponowane przez Baghi i Barossa [18] (patrz. tab. 7.6). Dla wszystkich nośności metody SMCFT oraz nośności belek ze strzemionami dla metod RILEM i poprzedniej Model Code przedstawiono dwie nośności dla skrajnych wartości kątów  $\theta$  zgodnie z przedziałem  $\langle \min \theta ; 37^\circ \rangle$ , a wartość kąta minimalnego określono zgodnie ze wzorem 8.1. W celu lepszej analizy wyników, tablicy 8.3 przedstawiono indeksy  $IAE$  dla wszystkich trzech metod obliczeniowych z wariantami nośności skrajnych kątów nachylenia krzyżulców betonowych.

Dla badań Parmentiera [151] wg metody RILEM trzy belki kwalifikowały się w kryterium niebezpieczny, z czego najmniejszy stosunek  $V_{exp}/V_{cal}$  wynosił 0,77. Pozostałe

7 belek mieściło się w kryterium "odpowiednio bezpieczny". Poprzednia metoda Model Code przedstawia podobny stosunek ilości belek w kryterium "niebezpieczny" i kryterium "odpowiednio bezpieczny", w tym przypadku najmniejszy stosunek  $V_{exp}/V_{cal}$  wynosił 0,79. Dla metody SMCFT decydującymi nośnościami były te wyliczane z wartością  $min\theta$ , gdyż dla minimalnego kąta nachylenia krzyżulców otrzymuje się największe nośności obliczeniowe. W tym przypadku tylko jedna belka mieści się w kryterium "niebezpieczny", a wartość  $V_{exp}/V_{cal} = 0,79$  i jedna belka w kryterium 'zachowawczy' ( $V_{exp}/V_{cal} = 1,39$ ). Pozostałe osiem belek mieściło się w przedziale  $<0,85;1,25>$ . Dla maksymalnego, zalecanego kąta  $\theta$  nośności obliczeniowe są najmniejsze i dla badań Parmentiera trzy belki mieszczą się w przedziale  $<0,5;0,85>$ , pozostałe siedem w kryterium 'odpowiednio bezpieczny'. Podsumowując, w badaniach Parmentiera nośności obliczeniowe belek z uwzględnieniem współczynników  $K$  przedstawiają dobrą zgodność dla wszystkich trzech metod, z których najbardziej bezpieczną jest SMCFT z uwagi na najmniejszą ilość belek w przedziale  $<0,85;0,5>$ . Należy zwrócić uwagę, że pomimo zawyżonych nośności obliczeniowych dla niektórych belek, nie przekraczały one różnicy 25% nośności eksperymentalnych i najprawdopodobniej wynikały z niskich rezultatów nośności eksperymentalnych, na które uwagę zwrócił również autor [151]. Indeks IAE dla trzech metod obliczeniowych wynosił ok 15% (patrz tab. 8.3) co potwierdza dobrą zgodność z wartościami eksperymentalnymi przy jednoczesnej pozytywnej weryfikacji zaproponowanych współczynników  $K$ .

Nośności obliczeniowe belek z badań Minelli [140] dla metody RILEM i poprzedniej Model Code wykazywały dobrą zgodność z nośnościami eksperymentalnymi, gdyż wartości  $V_{cal}$  mieściły się w przedziale  $<0,85;1,25>$ . Dla metody SMCFT (rys. 8.7) przy minimalnych kątach  $\theta$  wyniki mieszczą się w kryterium niebezpieczny z czego skrajna wartość  $V_{exp}/V_{cal} = 0,76$  a indeks IAE wynosi 28%. Wynikać to może z faktu przyjęcia zbyt małego kąta  $\theta$  (wzór 8.1) gdyż wg badań autora kąty nachylenia krzyżulców betonowych dla dwóch belek wynosiły  $39^\circ$  i  $32^\circ$ . Stąd dla zalecanego kąta maksymalnego  $\theta$  nośności obliczeniowe wykazują bardzo dobrą zgodność przy IAE równym 6%.

Dla badań Araujo [12] tylko jedna belka ze strzemionami mieściła się w kryterium 'niebezpieczny' dla metody SMCFT przy  $min\theta$ , gdzie  $V_{exp}/V_{cal} = 0,83$ . Dla pozostałych belek ze strzemionami wszystkie metody określały nośności w przedziale  $<0,85; 1,25>$  przy skrajnych kątach nachylenia krzyżulców, co stanowi bardzo dobrą zgodność z wartościami eksperymentalnymi. Dla jednej belki bez strzemion wystąpiło duże niedoszacowanie nośności obliczeniowych dla trzech metod i w tym przypadku nośności mieściły się w przedziale 'zachowawczy', a dla maksymalnego kąta  $\theta$  - 'skrajnie zachowawczy'. Araujo [12] również potwierdził, że nośność eksperymentalna tej belki jest za duża w stosunku do nośności eksperymentalnych co potwierdzono wykonując obliczenia nośności dla innych metod znanych autorów (min. Narayanana i Darwisha, Khuntii czy Swamy'iego). Dla drugiej belki bez strzemion tylko nośność określona wg poprzedniej

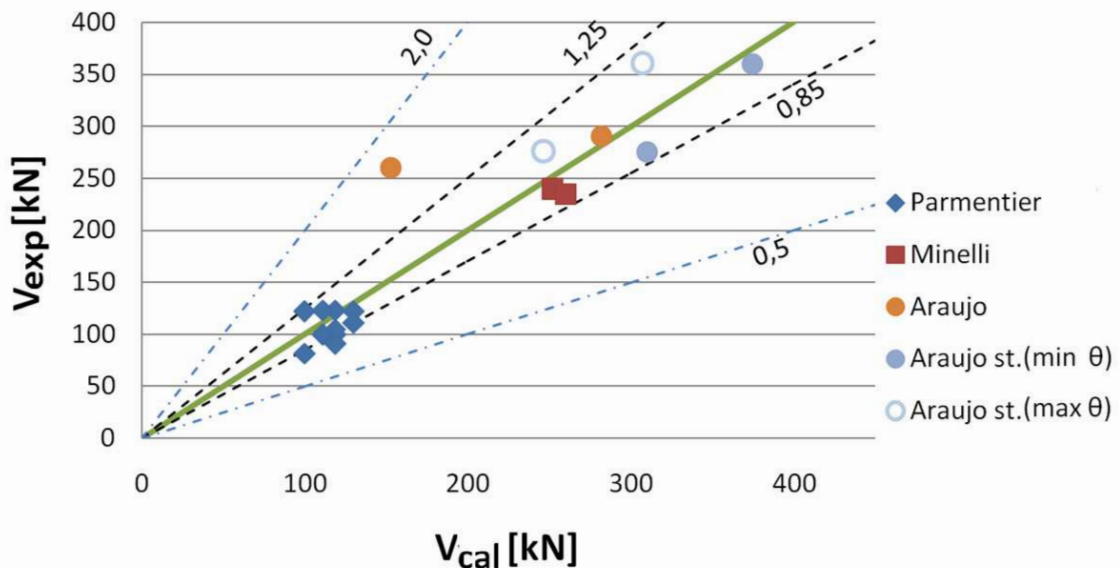
metody Model Code wykazuje cechy niewielkiego niedoszacowania ( $V_{exp}/V_{cal} = 1,35$ ), w pozostałych przypadkach nośności mieściły się w kryterium 'odpowiednio bezpieczny'.

Ostatecznie można stwierdzić, że zaproponowane w niniejszej pracy współczynniki  $K$  zostały poprawnie przyjęte przez autora i mogą być stosowane w innych badaniach eksperymentalnych, co wykazała powyższa analiza. Wyszczególnione przypadki niedoszacowania lub przeszacowania wynikają z szeregu czynników (tj. np. rzeczywisty kąt  $\theta$ ) i zwykle mają one miejsce w wielu analizach porównawczych badań różnych autorów [149], [111], [150], [25].

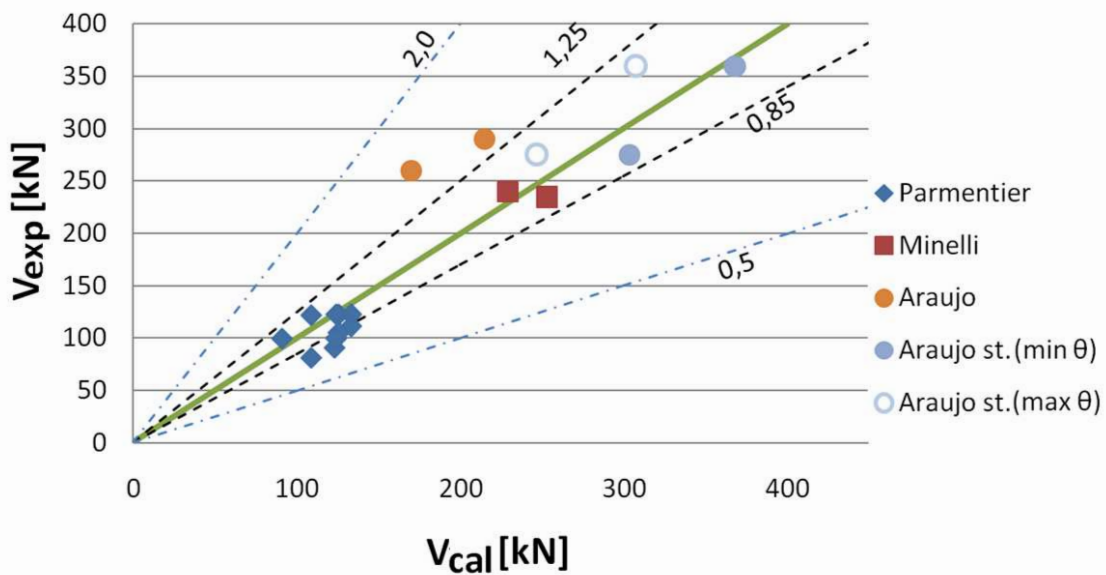
**Tablica 8.3.** Zestawienie wartości indeksu  $IAE$  dla analizowanych metod obliczeniowych z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla badań innych autorów

Badania	Całkowity błąd bezwzględny $IAE$ [%]					
	Metoda Model Code (SMCFT)		Metoda Model Code (poprzednia)		Metod RILEM TC-162-TDF	
Parmentier	15	17	15		15	
Minelli	28	6	6		8	
Araujo	21	52	30		21	
Araujo st.	16	17	7	21	8	13

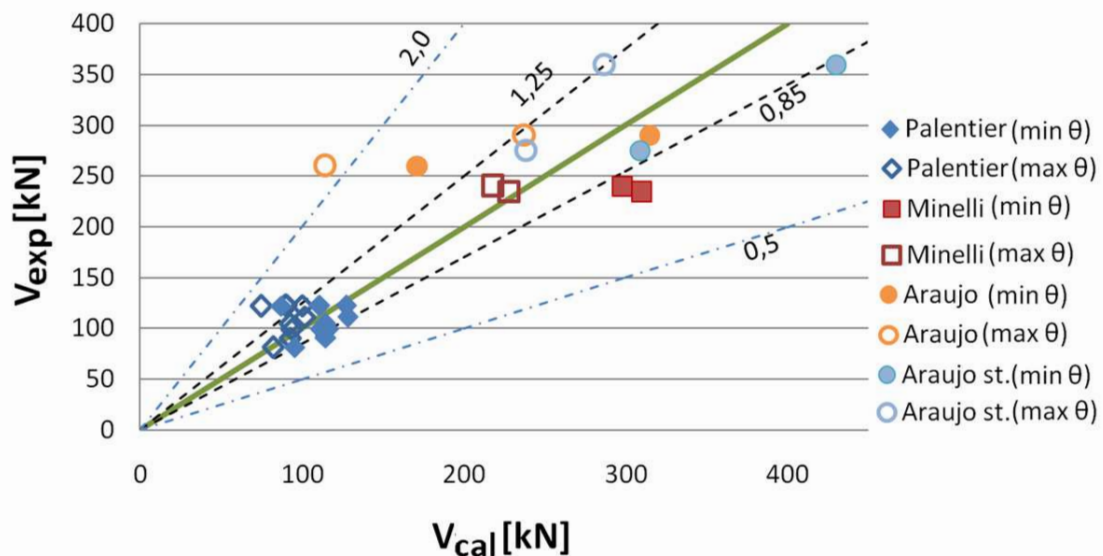
- dla minimalnego kąta  $\theta$  wg wzoru 8.1  
 - dla zalecanego maksymalnego kąta  $\theta = 37^\circ$



*Rys. 8.5. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg RILEM TC-162-TDF z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla wybranych badań innych autorów*



Rys. 8.6. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg poprzedniej metody Model Code 2010 z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla wybranych badań innych autorów



Rys. 8.7. Zależność wartości nośności eksperymentalnych ( $V_{exp}$ ) do obliczeniowych ( $V_{cal}$ ) wyznaczonych wg metody SMCFT z uwzględnieniem współczynnika  $K$  dla wybranych badań innych autorów

Obliczenie szerokości rozwarcia rys ukośnych metodą zaproponowaną przez Zakarię [202] (wzór 7.6) zakłada znajomość odkształceń w strzemiionach ( $\epsilon_s$ ). Według analizy belek serii BSa i BSb, obliczenie odkształceń wg wzoru 7.2 przy znajomości kąta  $\theta$  daje zadowalające wyniki w porównaniu z odkształceniami pomierzonymi (por. rys. 7.27, 7.28 tab. 7.8). Tym samym zgodność wartości obliczeniowych i eksperymentalnych szerokości rozwarcia rys ukośnych była dostatecznie dobra (por. rys. 7.41, tab. 7.10). W celu

obliczenia szerokości rozwarcia rys ukośnych wg wspomnianej metody w elementach z włóknami w ilości 1,2%, należy w odpowiedni sposób zinterpretować czynnik  $\varepsilon_s$ . Dla belek z samymi włóknami (belki BF) założono, że odkształcenia te należy interpretować jako pionowe odkształcenia powierzchni ( $\varepsilon_y$ ), co potwierdzają inni autorzy [128], [150].

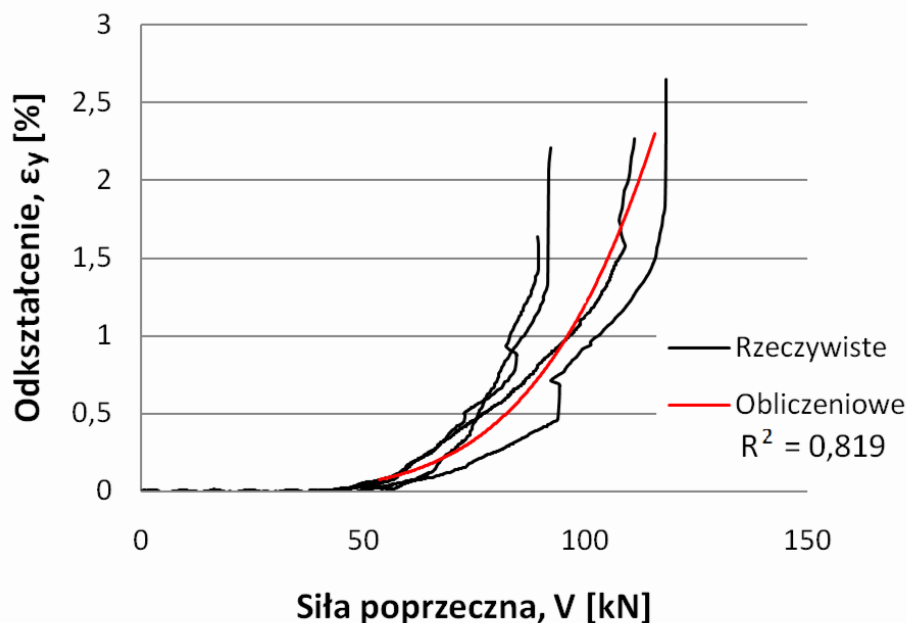
Wzór na obliczeniowe odkształcenia  $\varepsilon_y$  dla belek serii BF wyznaczono na podstawie rzeczywistych relacji  $\varepsilon$ - $V$  (rys. 8.8):

$$\varepsilon_y = 1,4 \cdot 10^{-9} \cdot V_{Ed}^{4,482} \quad (8.3)$$

Empiryczny wzór na określanie szerokości rozwarcia rys ukośnych w elementach z fibrokompozytu drobnokruszywowego z zawartością włókien 1,2% ma postać:

$$w_{avg} = 0,46 \cdot \left(\frac{1}{\rho_l}\right)^{0,252} \cdot s_{m\theta-avg} \cdot \varepsilon_y \quad (8.4)$$

w którym wielkość  $s_{m\theta-avg}$  określana jest bez uwzględnienia wpływu zbrojenia poprzecznego.



*Rys. 8.8. Zależność wartości siły poprzecznej (V) do rzeczywistych i obliczeniowych pionowych odkształceń ( $\varepsilon_y$ ) wyznaczonych zgodnie ze wzorem 8.3*

Dla elementów z włóknami i strzemionami założono, że szerokość rys ukośnych obliczać należy na podstawie wyznaczonych odkształceń w strzemionach  $\varepsilon_s$  podobnie, jak w przypadku belek z samymi strzemionami. Odkształcenia te określa się zgodnie ze wzorem 7.2, a zmianie ulega jedynie wartość siły poprzecznej przypadającej na strzemiona  $V_s$

. Zgodnie z analizą odkształceń (por. rys. 7.27, 7,28, tab. 7.8) ,  $\varepsilon_s$  należy wyznaczać dla zredukowanej wartości siły poprzecznej przypadającej na strzemiona. Wartość tej siły można przyjmować znając procentowy efekt wzmocnienia w stosunku do nośności belek BF (por. tabl. 7.5). Ogólnie więc przyjęto, że wartość siły poprzecznej przypadającej na strzemiona po zarysowaniu w belkach z włóknami w ilości 1,2% można wyznaczać ze wzoru:

$$V_s = 202 \cdot \rho_w \cdot \Delta V_{Ed} , \quad (8.5)$$

gdzie:

$\Delta V_{Ed}$  – wartość siły poprzecznej po zarysowaniu [N], przyjmowana jako:

$$\Delta V_{Ed} = V_{Ed} - V_{cr} , \quad (8.6)$$

w którym:

$V_{cr}$  - poprzeczna siła rysująca [N], przyjmowana jako  $0,57 V_{Rd,f}$  (zgodnie z tablicą 7.4),  
 $\rho_w$  - stopień zbrojenia na ścinanie, w przypadku zbrojenia strzemionami określany zgodnie ze wzorem:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_1 \cdot b_w} , \quad (8.7)$$

w którym:

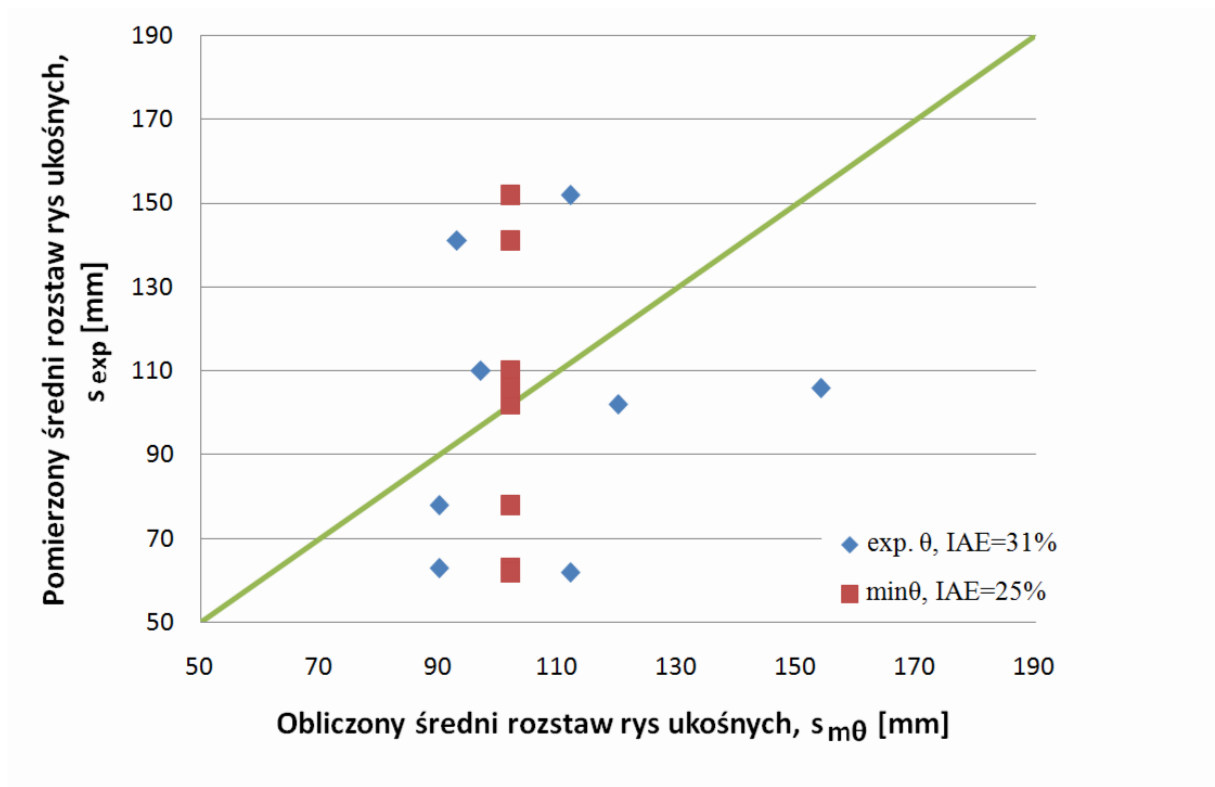
$A_{sw}$  - pole powierzchni zbrojenia na ścinanie [ $\text{mm}^2$ ],

$s_1$  - rozstaw strzemion [mm],

$b_w$  - szerokość belki, lub szerokość średnicy [mm].

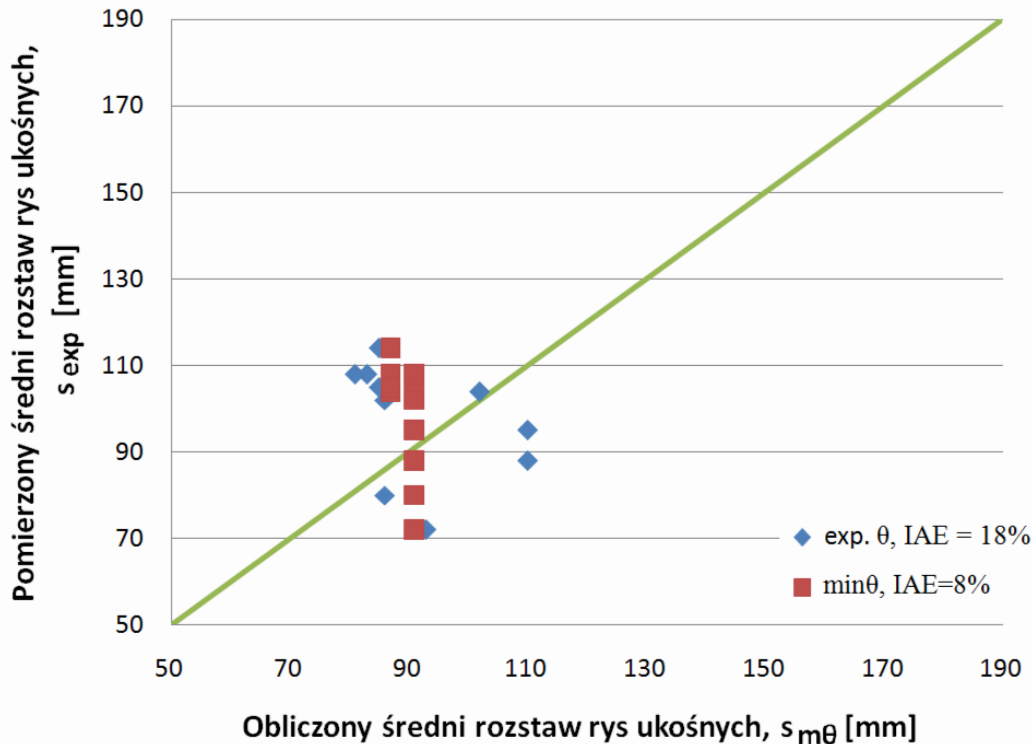
Zaproponowane w niniejszej dysertacji autorskie wzory pozwoliły na analizę szerokości rozwarcia rys ukośnych oraz ich rozstawów dla belek z włóknami (BF, BFSa BFSb). Na rysunku 8.9 zaprezentowano rzeczywiste i obliczeniowe średnie rozstawy rys ukośnych dla belek serii BF. Rozstawy obliczone dla zmodyfikowanego, minimalnego kąta  $\theta$  określono zgodnie z zaproponowanym wzorem 8.1. Należy podkreślić, że obliczone wartości rozstawów dla zmodyfikowanego kąta nachylenia krzyżulców, były zbieżne ze średnią wartością rozstawu rys wynikającą z badań (por. tab. 7.9). Tym samym wartość indeksu  $IAE$  dla wariantu min  $\theta$  wynosi 25%, a dla rzeczywistych kątów  $\theta$  wynosi 31%. Stanowi to zadowalający wynik uwzględniając fakt wcześniej wspomnianego dużego wpływu kąta nachylenia krzyżulców na wartość rozstawu jak również z pewnego czynnika losowego jakim jest obarczona morfologia rys ukośnych w belkach [9], [128].





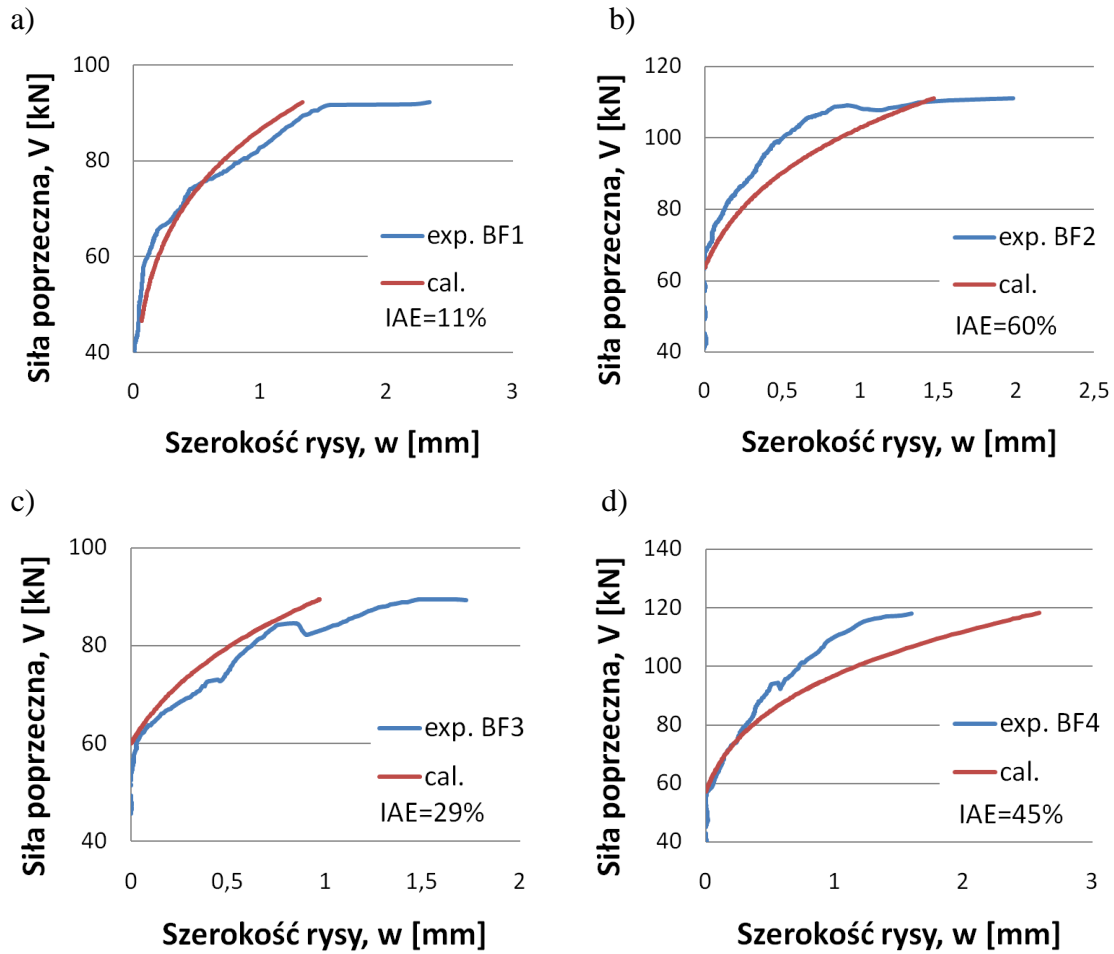
Rys. 8.9. Porównanie pomierzonych ( $s_{exp}$ ) i obliczeniowych ( $s_{m\theta}$ ) średnich rozstawów rys ukośnych dla belek serii BF

Na rysunku 8.10 przedstawiono taką samą analizę szerokości rozwarcia rys dla belek serii BFSa i BFSb. Dla zmodyfikowanego kąta  $\theta$  uzyskano najlepszą zgodność w której IAE nie przekracza 10%. Jednocześnie obliczony rozstaw rys pokrywa się ze średnią wartością z pomierzonych rozstawów w przypadku belek serii BFSa (por. tab. 7.9). Zgodność rozstawów rys z pomierzonym kątem nachylenia krzyżulców również jest dobra i nie przekracza 20%. Fakt uzyskania dobrych rezultatów w analizie wynika z niewielkiego rozrzutu pomierzonych rozstawów na co mają wpływ włókna oraz strzemiona.



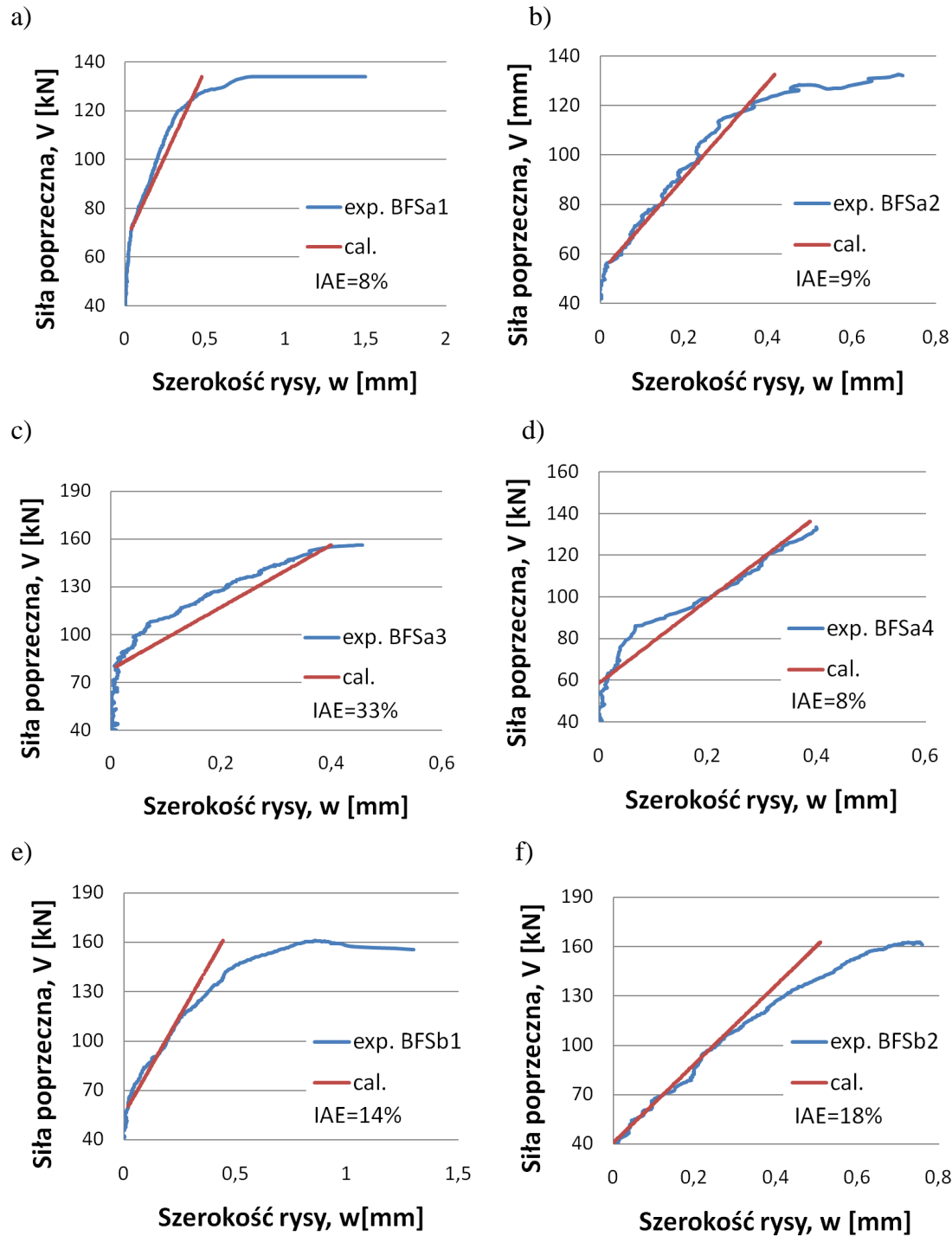
Rys. 8.10. Porównanie pomierzonych ( $s_{exp}$ ) i obliczeniowych ( $s_{m\theta}$ ) rozstawów rys ukośnych dla belek serii BFsA i BFsB

Na rysunku 8.11 przedstawiono zależności eksperymentalnych (exp.) i obliczeniowych (cal.) szerokości rozwarcia rys od sił poprzecznych dla belek serii BF. Wartości obliczeniowe wyznaczone zostały zgodnie z zaproponowanymi wzorami 8.3 i 8.4. Jednocześnie dla każdej belki zdefiniowano całkowity błąd bezwzględny  $IAE$ . Wartość ta była ustalana była od pojawienia się rysy ukośnej do poziomu odkształceń pionowych równych odkształceniom przy uplastycznieniu strzemion w belkach z tradycyjnym zbrojeniem na ścinanie. Należy jednocześnie zaznaczyć, że krzywa  $V-w$  dla obliczeniowych wartości rys ukośnych jest funkcją wykładniczą, a nie jak w przypadku krzywych dla belek ze strzemionami - liniową. Wynika to z przyjętego empirycznego wzoru na odkształcenia pionowe (wzór 8.3) dla którego odnotowano najlepszą zgodność z odkształceniami rzeczywistymi (por. rys. 8.8). Dla belki BF1 oraz BF3 zgodność jest zadowalająca i nie przekracza 30%. Wartości obliczeniowych szerokości rys dla belek BF2 i BF4 odbiegają od wartości eksperymentalnych, a indeksy  $IAE$  wynoszą kolejno 60% i 45%. Pomimo niegodności, obliczeniowe wartości rys dla tych belek z punktu widzenia projektowania plasują się po stronie bezpiecznej definiując większą rysę ukośną niż może faktycznie wystąpić.



Rys. 8.11. Zależność siły poprzecznej  $V$  od szerokości rozwarcia rysy ukośnej  $w$  dla belek serii BF

Podobną analizę wykonano dla belek serii BFSa i BFSb, której wyniki przedstawione są na rysunku 8.12. Do określenia obliczeniowych szerokości rozwarcia rys (*cal.*) użyto wzoru zaproponowanego przez Zakarię [202] (wzór 7.9) oraz autorskiej modyfikacji wartości odkształceń strzemion  $\varepsilon_s$  (wzór 8.5). W tym przypadku uzyskano bardzo dobrą zgodność eksperymentalnych i obliczeniowych krzywych  $V-w$  do chwili uplastycznienia strzemion. Indeksy IAE nie przekraczały 20% prócz belki BFSa3, dla której wartość wynosiła 33%. Należy zaznaczyć, że dla oceny poprawności zmodyfikowanej metody, obliczenia dokonano dla rzeczywistych kątów  $\theta$ . Tym samym przyjęcie w obliczeniach kąta innego niż rzeczywisty spowoduje większą niezgodność wartości eksperymentalnych i obliczeniowych. Z punktu widzenia projektowania przyjęcie wartości bliższych proponowanemu min  $\theta$  (wzór 8.1) będzie prowadziło do uzyskania większych szerokości rys niż w rzeczywistości mogą wystąpić.



Rys. 8.12. Zależność siły poprzecznej  $V$  od szerokości rozwarcia rysy ukośnej w dla belek serii BF

Ostatecznie w tabelicy 8.4 zaprezentowano pomierzone i obliczeniowe szerokości rys ukośnych dla belek serii BF, BFSa i BFSb. Przyjęto, że graniczna wartość rysy ukośnej występuje przy uplastycznia przynajmniej jednego strzemiona w danej strefie przypodporowej. Rysy obliczane były wg metody Zakarii z autorskimi modyfikacjami oraz wg metody SMCFT (wzór 4.33). Analizując tabelicę 8.4 można stwierdzić, że podobnie, jak w przypadku rysunków 8.11 i 8.12 zmodyfikowana metoda określania rys ukośnych

pozwała wyznaczyć ich szerokości na zbliżonym poziomie w stosunku do wartości rzeczywistych. jednocześnie najlepsza zgodność występuje w belkach ze strzemionami (serie BFSa i BFSb). Metoda SMCFT pozwala na uzyskanie wyników zbliżonych do rzeczywistych jedynie w przypadku belek serii BF, gdyż dla belek ze strzemionami wartości graniczne są o ponad 100% większe niż pomierzone. Wynika to z przyjętego algorytmu, w którym odkształcenie  $\varepsilon_x$  jest wyznaczane bez uwzględniania strzemion, czy zbrojenia rozproszonego (wzór 4.12), a przy stałej wartości zbrojenia głównego zmienia się jedynie siła poprzeczna i moment. Stąd duże nośności na ścinanie belek BFSa i BFSb prowadzą do dużych wartości rys ukośnych.

**Tablica 8.4.** Zestawienie pomierzonych i obliczeniowych wartości maksymalnych szerokości rys ukośnych dla belek serii BF, BFSa i BFSb

Belka	Pomierzona szer. rys $w_{max}$ [mm]	Obliczeniowa szer. rys $w_{max}$ wg zmodyfikowanej metody Zakarii [mm]	Obliczeniowa szer. rys $w_{max}$ wg SMCFT [mm]
BF1	0,75	0,64	0,60
BF2	0,54	0,92	0,72
BF3	0,72	0,65	0,62
BF4	0,35	0,43	0,62
BFSa1	0,45	0,42	0,86
BFSa2	0,38	0,36	0,83
BFSa3	0,36	0,38	0,98
BFSa4	0,35	0,33	0,84
BFSb1	0,42	0,34	0,84
BFSb2	0,41	0,38	0,87

## 9 PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przedmiotem badań i analiz zawartych w niniejszej dysertacji był drobnokruszowy fibrokomozyt, którego zbrojenie rozproszone stanowiły haczykowate włókna stalowe w ilości 1,2% w stosunku do objętości kompozytu. Wytworzony został na bazie lokalnego kruszywa odpadowego będącego ubocznym produktem procesu hydroklasyfikacji. Zawartość włókien stalowych ustalono na poziomie 1,2% w stosunku do objętości kompozytu, gdyż dla tej ilości zbrojenia rozproszonego uzyskano najkorzystniejsze właściwości fizyko-mechaniczne materiału. Ocena właściwości fibrokomozytu wskazuje, że może on stanowić materiał konstrukcyjny będący alternatywą dla betonu zwykłego. Zbrojenie rozproszone w postaci włókien stalowych korzystnie wpływa na nośność i użyteczność strefy przypodporowej zginanych elementów konstrukcyjnych.

W celu wykazania, że dodatek włókien skutecznie zwiększa nośność na ścinanie oraz zmniejsza szerokość rozwarcia rys ukośnych, wykonano w ramach badań wiodących 20 belek z kompozytu zawierającego włókna i bez włókien. Jednocześnie część belek posiadała zbrojenie w postaci strzemion w dwóch rozstawach (120 i 90 mm). Dodatkowo wykonano elementy próbne w postaci walców i beleczek w celu określenia i weryfikacji podstawowych właściwości badanego fibrokompozytu takich jak wytrzymałość na ściskanie oraz wytrzymałości resztkowe (badania uzupełniające). Znajomość tych wytrzymałości oraz wyniki badań wiodących miało na celu wykazanie, że obowiązujące w Europie normy do wymiarowania fibrobetowych przekrojów w zakresie ścinania, a więc w normie Model Code 2010 [212] i RILEM TC-162 TDF [219] mogą stanowić podstawę do wymiarowania na ścinanie przekrojów z badanego fibrokompozytu drobnokruszowego.

Analizując wyniki badań wiodących stwierdzono, że dodatek włókien w istotny sposób zwiększa nośność na ścinanie. W stosunku do belek bez włókien wartość ta wzrosła aż o 91% a w porównaniu do belek ze strzemionami #4,5 co 120mm o 21%. Pod względem nośności dodatek włókien stalowych w ilości 1,2% w przybliżeniu odpowiadał rozstawowi strzemion #4,5 co 9cm, a więc stopniu zbrojenia na ścinanie równym 0,24%. Jednocześnie wpływ strzemion i włókien sumował się przy przenoszeniu sił poprzecznych. Włókna w połączeniu ze strzemionami #4,5 co 120mm zwiększały nośność o 152% w stosunku do belek bez zbrojenia na ścinanie oraz o 67% w stosunku do belek ze strzemionami #4,5 co 120mm. Należy zaznaczyć, że belki z włóknami i strzemionami #4,5 co 90mm pomimo uplastycznienia stali, z której wykonano strzemiona, zniszczyły się na zginanie. Z uwagi na duże zbrojenie podłużne, taki sposób zniszczenia świadczył o znacznej nośności strefy przypodporowej. Wyniki obliczeń nośności na ścinanie wg metody RILEM [219], oraz dwóch metod (w tym metoda SMCFT) Model Code 2010 [212] są zdecydowanie zaniżone a większość wyników klasyfikowała się w kryterium 'zachowawczy' [18]. Jednocześnie rzeczywiste kąty nachylenia krzyżulców ścisanych  $\theta$

dla belek z samymi włóknami, przyjmowały wartości mniejsze niż wartość kąta minimalnego  $\theta_{min}$  określone przez metodę SMCFT.

Rozpatrując proces powstawania i propagacji rys ukośnych w strefach przypodporowych stwierdzono, że poprzeczna siła rysująca stanowi ok. 57% siły niszczącej. Tym samym włókna stalowe przyczyniają się nie tylko do zwiększenia nośności ale również do zwiększenia siły rysującej. Największą ilość rys dla jednej strefy przypodporowej zaobserwowano w belkach zbrojonych strzemionami i włóknami, w ilości 3 lub 4. Dla belek z samymi włóknami ilość rys była podobna jak dla belek z samymi strzemionami w ilości średnio 2 lub 3. Większa ilość rys skutkowałą jednocześnie niewielkimi szerokościami rozwarcia przy osiągnięciu w belkach siły niszczącej. Dla belek ze strzemionami i włóknami szerokość rozwarcia rys ukośnych nie przekraczała 1mm, a w przypadku belek z samymi włóknami wynosiła średnio 1,25mm. Do obliczania szerokości rys ukośnych w belkach z samymi strzemionami wykorzystano metodę Zakrarii [202] bazującą na znajomości odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) i średniego rozstawu rys ukośnych ( $s_{m\theta}$ ). Dla rzeczywistego kąta  $\theta$  całkowity błąd bezwzględny IAE dla obliczonych i pomierzonych szerokości rys ukośnych mieścił się przedziale od 17% do 35% przy dobrej zgodności obliczeniowych z pomierzonymi rozstawami rys na poziomie indeksu IAE nie przekraczającym 20%.

Przeprowadzona analiza wykazała, że metoda opisana w normie RILEM-TC-162-TDF [219] i oraz dwie metody przedstawione w normie Model Code 2010 [212] (metoda SMCFT oraz poprzednia bazująca na EC-2) w aspekcie nośności nie definiują w odpowiedni sposób nośności na ścinanie. Z uwagi na zgodność obliczeniowych i teoretycznych nośności dla belek bez włókien, wg Autora przyczyną tego faktu jest dodatek samego zbrojenia rozproszonego. Użycie do obliczeń wytrzymałości resztkowych, których z uwagi na specyfikę badania rozrzut wyników jest duży, powodować może znaczne różnice w eksperymentalnych i teoretycznych nośnościach na ścinanie. Z tego względu w niniejszej pracy określono współczynniki  $K$  dla wyżej wymienionych metod mających na celu korektę wartości wytrzymałości resztkowych tak aby stosunek nośności eksperymentalnych do obliczeniowych ( $V_{exp}/V_{cal}$ ) nie był mniejszy od wartości 0,85 oraz aby wartości mieściły się w przedziale  $\langle 0,85; 1,15 \rangle$ . Wg aktualnej literatury przedmiotu [18] stanowi kryterium 'odpowiednio bezpiecznej' metody wyznaczania nośności. Współczynniki  $K$  ustalano dla skrajnych wartości kąta nachylenia krzyżulców ściskanych  $\theta$ . Przedział przyjmowania kątów  $\theta$  został zmodyfikowany przez Autora. Dla tak ustalonych współczynników  $K$  zgodność nośności dla minimalnego kąta  $\theta$  była bardzo dobra (IAE= 4% ÷ 11%). Dla zalecanego maksymalnego kąta  $\theta$  zgodność nośności z oczywistych względów była gorsza (IAE = 5% ÷ 34%), lecz dla tego wariantu kąta wartości teoretyczne są mniejsze od eksperymentalnych.

Dokonano również oceny poprawności współczynników  $K$  dla wyników badań innych autorów. Przeprowadzona analiza wykazała dobrą zgodność wartości eksperymentalnych i teoretycznych z uwzględnieniem współczynnika  $K$ . Stąd można przypusz-

czać, że zdefiniowane w niniejszej rozprawie wartości współczynnika  $K$  mogą mieć szersze zastosowanie.

W aspekcie Stanu Granicznego Użytkowalności dokonano adaptacji metody Zakarii [202] do obliczania szerokości rys ukośnych w elementach zbrojonych włóknami. Dla belek z samym zbrojeniem rozproszonym ocena zgodności wyników eksperymentalnych i teoretycznych była w większości przypadków dostateczna ( $IAE = 11\% \div 60\%$ ) a dla belek ze strzemionami i włóknami dobra ( $IAE = 8\% \div 33\%$ ).

Za najważniejsze osiągnięcia naukowe przedstawione w niniejszej rozprawie uważam:

1. Wykazanie, że dodatek włókien stalowych do kompozytu wykonanego na bazie piasków odpadowych przyczynia się do zwiększenia nośności na ścinanie elementów konstrukcyjnych, zmniejszenia szerokości rozwarcia rys ukośnych oraz umożliwia redukcję zbrojenia konwencjonalnego.
2. Metodyka obliczania nośności na ścinanie belek wykonanych z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych, oparta na normie RILEM TC-162-TDF i normie Model Code 2010 może stanowić podstawę do projektowania strefy przypodporowej zginanych elementów konstrukcyjnych pod warunkiem zastosowania współczynników  $K$  oraz przyjęcia kąta nachylenia krzyżulców ściskanych zgodnie z autorskimi modyfikacjami.
3. Wyznaczenie wartości współczynnika  $K$  (por. tabl. 8.1) dla metody RILEM TC-162-TDF [219] i Model Code 2010 [212], mającego na celu redukcję wytrzymałości resztkowych, tak aby stosunek wytrzymałości eksperymentalnych do obliczeniowych nie był mniejszy od wartości 0,85 oraz aby wartości te zawierały się w przedziale  $\langle 0,85; 1,15 \rangle$ . Współczynniki  $K$  ustalano dla skrajnych wartości kąta nachylenia krzyżulców ściskanych  $\theta$ . Przedział przyjmowania kątów  $\theta$  został zmodyfikowany przez Autora, co również należy do oryginalnych osiągnięć.
4. Zdefiniowanie dla kompozytów drobnokruszywowych ze stalowym zbrojeniem rozproszonym zależności opisującej minimalną wartość kąta (wzór 8.1) w postaci :

$$\theta_{min} = 19^\circ + 7000\varepsilon_x$$

5. Przystosowanie metody obliczania szerokości rozwarcia rys ukośnych w elementach żelbetowych wykonanych z betonu zwykłego na elementy wykonane z drobnokruszywowego fibrokompozytu objętego badaniami i podobnych odnośnie składu materiałowego.
6. Zastosowanie optycznego systemu pomiarowego 3D typu ARAMIS do analizy morfologii rys ukośnych strefy przypodporowej elementów zginanych. Wykazano, że system ARAMIS umożliwia w sposób ciągły analizę procesu powstawania i rozwoju rys ukośnych aż do zniszczenia elementu. Taki sposób pomiaru eliminuje wpływ pełzania fibrokompozytu na wyniki pomiaru.



Analiza strefy przypodporowej badanego fibrokompozytu przedstawiona w niniejszej rozprawie doktorskiej pozwala sprecyzować kierunek przyszłych badań eksperymentalnych. Istnieje duże prawdopodobieństwo, że badany materiał w pewnym stopniu niweluje efekt skali występujący przy ścinaniu tradycyjnych elementów żelbetowych. Jednocześnie wskazane są badania wpływu włókien i kruszywa na różne smukłości ścinania i określenie dla jakiego  $a/d$  efekt łuku może być pomijany. Ostatecznie planowane będą badania belek wieloprzęsłowych, gdyż istnieje duże prawdopodobieństwo, że w elementach statycznie niewyznaczalnych wpływ włókien na przenoszenie sił poprzecznych będzie większy. Szerszy program badań pozwoli na wyznaczenie takich zakresów zastosowania, w których użycie opracowanego fibrokompozytu będzie ekonomicznie i technicznie uzasadnione.

## Bibliografia

- [1] ASCE-ACI Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," *Journal of Structural Division*, vol. 99, no. 6, 1973.
- [2] Abbas Y. M., Khan M. I., "Influence of Fiber Properties on Shear Failure of Steel Fiber Reinforced Beams Without Web Reinforcement: ANN Modeling," *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 13, no. 8, pp. 1483-1498, 2016.
- [3] ACI-ASCE Committee 445 Report, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete," *ACI 445R-99.2*, 2003.
- [4] Ahmad S.H., Lue D.M., "Flexure-shear interaction of reinforced high-strength concrete beams," *ACI Structural Journal*, vol. 84, no. 4, 1987.
- [5] Aitcin P.C. & Mehta P.K., "Effect of coarse aggregate characteristics on Mechanical properties of high strength concrete," *ACI Materials Journal*, vol. 88, no. 2, 1990.
- [6] Al-Ta'an S.A., Al-Feel J.R., "Evaluation of Shear Strength of Fibre-Reinforced Concrete Beams," *Cement and Concrete Composites*, vol. 12, no. 2, pp. 87-94, 1990.
- [7] Amin A., *Post Cracking Behaviour of Steel Fiber Reinforced Concrete: from Material to Structure*. Sydney: The University of New South Wales, 2015.
- [8] Amin A., Foster S. J., Muttoni A., "Derivation of the  $\sigma$ -w relationship for SFRC from prism bending tests," *Structural Concrete*, vol. 16, no. 1, pp. 93-105, 2015.
- [9] Amin A., Foster S.J., "Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups," *Engineering Structures*, vol. 111, pp. 323-332, 2016.
- [10] Annual Review 2013-2014, "European aggregates association," *A sustainable Industry for a Sustainable Europe.: European Aggregates Association*, 2013-2014.
- [11] Aoude H., Belghiti M., Cook W.D., Mitchell D., "Response of steel fiber-reinforced concrete beams with and without stirrups," *ACI Structural Journal*, vol. 109, no. 3, pp. 359-367, 2012.
- [12] Araújo D. L., Nunes F. G. T., Filho R. D. T., de Andrade M. A. S., "Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams," *Acta Scientiarum. Technology*, vol. 36, no. 3, pp. 389-397, 2014.
- [13] Arslan G., "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) Slender Beams," *Journal of Civil Engineering*, vol. 18, no. 2, pp. 587-594, 2014.
- [14] Arslan G., Keskin R. S. O., Ulusoy S., "An Experimental Study on the Shear Strength of SFRC Beams Without Stirrups," *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, vol. 55, no. 4, pp. 1205-1217, 2017.

- [15] Ashour S.A., "Effect of compressive strength and tensile reinforcement ratio on flexural behavior of high-strength concrete beams," *Engineering Structures*, vol. 22, no. 5, pp. 413-423, 2000.
- [16] Ashour S.A., Hasanain G.S., Wafa F.F., "Shear Behaviour of High-Strength Fiber reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, vol. 89, no. 2, pp. 176-184, 1992.
- [17] ASTM C 1550, *Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)*.
- [18] Baghi H., Barros J. A. O., "Design-oriented approach to predict shear strength of reinforced concrete beams," *Structural Concrete*, vol. 19, no. 1, pp. 98-115, 2018.
- [19] Balázs G. L., "A historical review of shear," in *Shear and punching shear in RC and FRC elements*. Salo: Ceb Fib, 2010, pp. 1-13.
- [20] Barros J.A.O., Lourenco L.A.P., Soltanzadeh F., Mahsa T., "Steel fibre reinforced concrete for elements failing in bending and in shear," *Advances in Concrete Construction*, vol. 1, no. 1, pp. 1-27, 2013.
- [21] Batson G., Jenkins E., Spaney R., "Steel Fibers as Shear Reinforcement Beams," *ACI Journal*, vol. 69, no. 10, pp. 640-644, 1972.
- [22] Bažant Z. P., Kim J., "Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams," *ACI Journal*, vol. 81, no. 5, 1984.
- [23] Bentur A, Mindess S., *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. London: Elsevier Publ. Ltd., 1990.
- [24] Bentz E. C. , Vecchio F.J., Collins M. P., "Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements," *ACI Structural Journal*, vol. 5, no. 103, 2006.
- [25] Bentz E. C., "MC2010: Shear strength of beams and implications of the new approaches," *Fib bulletin 57: Shear and punching shear in RC and FRC elements*, pp. 15-30, 2010.
- [26] Bhide S. B., Collins M. P., "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members," *ACI Structural Journal*, vol. 86, no. 5, pp. 570-581, 1989.
- [27] Biao H. Yu-Fei W., "Quantification of shear cracking in reinforced concrete beams," *Engineering Structures*, vol. 147, no. 10, 2017.
- [28] Birgisson S. R., *Shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups - praca inżynierska*. Rejkiawik, 2011.
- [29] Blanco A., Pujadas P., de la Fuente A., Cavalaro S., Aguado A., "Application of constitutive models in European codes to RC-FRC," *Construction and Building Materials*, vol. 40, pp.

- 246-259, 2013.
- [30] Błaszczński T., Przybylska-Fałek M., "Fibrobeton jako materiał konstrukcyjny," *Izolacje*, no. 11-12, pp. 44-50, 2012.
- [31] Bonaszewska-Wyszomirska T., "Beton (nie)zwykły," *Inżynier Budownictwa*, no. 10, 2007.
- [32] Brandt A.M., *Cement based composites: materials, mechanical, properties and performance.*: Taylor&Francis, 2009.
- [33] Breveglieri M., Aprile A., Barros J.A.O., "Shear strengthening of reinforced concrete beams strengthened using embedded through section steel bars," *Engineering Structures*, vol. 81, pp. 76-87, 2014.
- [34] *Budownictwo betonowe t.2. Teoria Betonu i żelbetu.*: PAN Komitet Inżynierii Lądowej, Arkady, 1964.
- [35] Bukhari I. A., Ahmad S., "Evaluation of shear strength of high–strength concrete beams without stirrups," *The Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 33, no. 2B, 2008.
- [36] Bukowski B., "Morfologia rys w konstrukcjach żelbetowych i betonowych," *Archiwum Inżynierii Lądowej* , vol. Zeszyt 4, pp. 391-441, 1959.
- [37] Buttignol T. E. T., Sousa J. L. A. O., Bittencourt T. N., "Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures," *Ibracon Structures and Materials Journal*, vol. 10, no. 4, 2017.
- [38] Cao S., *Size Effect and the Influence of the Longitudinal Reinforcement on the Shear Response of Large Reinforced Concrete Members*. Toronto, USA: Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2001.
- [39] CEB Bulletin No. 237, *Concrete tension and size effects*. Lausanne: CEB, 1997.
- [40] Cichocki K., Domski J., Katzer J., Ruchwa M., "Mechanical properties and numerical approach to fibre reinforced concrete slabs," in *BMC-11 11th International Symposium on Brittle Matrix Composites*, Warszawa, 2015, pp. 309-318.
- [41] Collins M. P., Bentz E. C., Sherwood E. G., "Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures," *ACI Structural Journal*, vol. 105, no. 5, 2008.
- [42] Collins M.P., Mitchell D., MacGregor J. G., "Structural Design Considerations of high-Strength Concrete," *ACI Concrete int.*, 1993.
- [43] Cucchiara C., La Mendola L., Papia M., "Effectiveness of Stirrups and Steel Fibres as Shear Reinforcement," *Cement and Concrete Composites*, vol. 26, no. 7, pp. 777-786, 2004.

- [44] 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, 2012.
- [45] Deepa P.P., Ammu B., "Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Conventional Shear Reinforcement," *International Journal of Research in Applied Science and Engineering Technology (IJRASET)*, vol. 5, no. 5, pp. 820-824, 2017.
- [46] Destrée X., "Free suspended elevated flat slabs of steel fibre reinforced concrete: full scale tests and design," in *7th international RILEM-symposium on fibre reinforced concrete*, Chennai, 2008, pp. 941-950.
- [47] You Z., Jalai S. Ding Y., "The composite effect of steel fibres and stirrups on shear behaviour of beams using selfconsolidating concrete," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 1, pp. 107-117, 2011.
- [48] Ding Y., Yulin Z., Ning X., Azevedo C., "Shear resistance and cracking behaviour of SFRC beams with and without axial load," *Magazine of Concrete Research*, vol. 23, no. 12, pp. 1183-1193, 2014.
- [49] Parra-Montesinos G. J., Wight J. K. Dinh H., "Shear Behaviour of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups Reinforcement," *ACI Structural Journal*, vol. 107, no. 5, pp. 597-606, 2010.
- [50] Domański T., Czkwianianc A., "Influence of steel fibers on the strains in shear zones in two-span beams," in *Proceedings of the National Conference on the Research Problems in Civil Engineering*. Krynica, 2004, pp. 26-29.
- [51] Domański T., Czkwianianc A., "Wpływ zbrojenia rozproszonego na parametry mechaniczne betonu," *Przegląd budowlany*, no. 6, pp. 32-36, 2006.
- [52] Domski J., "A blurred border between ordinary concrete and SFRC," *Construction and Building Materials*, vol. 112, pp. 247-252, 2016.
- [53] Domski J., *Nośność, ugięcie i zarysowanie belek piaskobetonowych z włóknami stalowymi pod obciążeniem doraźnym- rozprawa doktorska*. Koszalin, 2005.
- [54] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali*. Warszawa: PWN, 2010.
- [55] Dulacska H., "Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete," *ACI Journal of proceedings*, vol. 69, no. 12, pp. 754-757, 1972.
- [56] Dymidziuk B., "Posadzki przemysłowe z fibrobetonu," *Inżynier Budownictwa*, no. 7-8, pp. 46-48, 2006.

- [57] Evans R. H. Kong F. K., "Shear design and British Code CP 114," *The Structural Engineer*, vol. 45, no. 4, 1967.
- [58] Falkner H., Teutsch M., "Stahlfaserbeton - Anwendungen und Richtlinie," *Betonkalender 2006*, 2006.
- [59] Farnam Y. Moosavi M. Shekarchi M. S.K. Babanajad S.K. Bagherzadeh A., "Behaviour of Slurry Infiltrated Fibre Concrete (SIFCON) under triaxial compression," *Cement and Concrete Research*, vol. 40, no. 11, 2010.
- [60] Fenwick R.C., Paulay T., "Mechanism of Shear resistance of Concrete Beams," *Journal of the Structural Division*, vol. 94, no. 10, pp. 2325-2350, 1968.
- [61] Frosch J.R., "Behaviour of Large scale Concrete Beams with minimum Shear reinforcement," *ACI Structural Journal*, vol. 97, no. 11, 2000.
- [62] Furlan Jr. S., de Hanai J. B., "Shear Behaviour of Fiber Reinforced Concrete Beams," *Cement and Concrete Composites*, vol. 19, no. 4, pp. 359-366, 1997.
- [63] Subramaniam K. V. L. Gali S., "Shear behaviour of Steel Fiber Reinforced Concrete using full-field displacement from digital image correlation," *MATEC Web of Conferences*, vol. 120, pp. 1-13, 2017.
- [64] Gandomi A. H., Alavi A.H., Yun G.J., "Nonlinear modeling of shear strength of SFRC beams using linear genetic programming," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 38, no. 1, pp. 1-25, 2011.
- [65] Ghannam S., "Beam Shear Analysis of Concrete with Fiber-Reinforcement Plastic," *International Journal of Research in Civil Engineering, Architecture & Design*, vol. 3, no. 1, 2015.
- [66] Glinicki M.A., "Ocena i projektowanie fibrobetonów na podstawie wytrzymałości równoważnej," *Drogi i mosty*, no. 3, pp. 5-36, 2002.
- [67] Glinicki M.A., Litorowicz A., Zieliński M., "Interpretacja badań odporności fibrobetonów na pękanie przy zginaniu," in *Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB*. Krynica, 2001.
- [68] Głodkowska W., *Fibrokompozyt drobnokruszywowy - modele opisu właściwości i zastosowanie*. Koszalin: Środkowo-Pomorskie Towarzystwo Naukowe Ochrona Środowiska, 2018.
- [69] Głodkowska W., Domski J., Kobaka J., Laskowska-Bury J., Ziarkiewicz M., Lehmann M., "Analiza wybranych wytrzymałości fibrokompozytów na bazie drobnego kruszywa odpadowego," *Przegląd Budowlany*, vol. 90, no. 7-8, pp. 66-69, 2019.
- [70] Głodkowska W., Kobaka J., "Estimating the properties of a fine aggregate fibre reinforced cementitious composite using non-destructive methods," *Journal of Civil Engineering and*

- Management*, vol. 24, no. 8, pp. 630-637, 2018.
- [71] 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.
- [72] Głodkowska W., Kobaka J., "Nieniszcząca ocena wybranych cech drobnokruszywowego betonu zbrojonego włóknami stalowymi," *Zagadnienia materiałowe w inżynierii lądowej*, 2011.
- [73] Głodkowska W., Kobaka J., "Porównanie właściwości fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych do wymagań normowych dotyczących betonu zwykłego," *Przeгляд Budowlany*, vol. 88, no. 9, pp. 98-104, 2017.
- [74] Głodkowska W., Kobaka J., "Statystyczny opis rozkładu włókien w drobnokruszywowym kompozycie mineralnym," *Materiały Budowlane*, vol. 12, pp. 64-66, 2011.
- [75] Głodkowska W., Kobaka J., "Zastosowanie piasków odpadowych do wykonywania posadzek przemysłowych," *Annual Set The Environmental Protection*, vol. 11, pp. 193-206, 2009.
- [76] 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.
- [77] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Fibrokompozyt na bazie piasków odpadowych jako materiał do wytwarzania posadzek przemysłowych," *Materiały Budowlane*, vol. 510, pp. 36-39, 2015.
- [78] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Kompozyty ze zbrojeniem rozproszonym na bazie piasków odpadowych," in *Wybrane zagadnienia rewitalizacji obiektów budowlanych*. Płock, 2014, pp. 203-214.
- [79] 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, 2015.
- [80] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Właściwości fibrokompozytów wykonanych przy użyciu piasków odpadowych," in *Gospodarka Odpadami Komunalnymi*. Koszalin, 2014, pp. 53-66.
- [81] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., "Wybrane właściwości kompozytu drobnokruszywowego ze zbrojeniem rozproszonym," in *Aktualne Zagadnienia Energetyki, Budownictwa i Inżynierii Środowiska*. Koszalin, 2016, pp. 16-28.

- [82] Głodkowska W., Laskowska-Bury J., Kobaka J., "Wpływ włókien stalowych na kształtowanie właściwości kompozytu drobnokruszywowego," *Materiały Budowlane*, vol. 493, no. 9, pp. 28-30, 2016.
- [83] Głodkowska W., Lehmann M., "Problemy teoretyczne i badawcze konstrukcji z betonu," *Projekt badawczy Nr 504.01.25/2017. Politechnika Koszalińska*, 2016/2017.
- [84] Głodkowska W., Lehmann M., "Shear Capacity and Residual Strengths of Steel Fibre Reinforced Waste Sand Concrete (SFRWSC) (przyjęto do druku grudzień 2019)," in *Rocznik Ochrona Środowiska t. 21*.
- [85] Głodkowska W., Lehmann M., "Shear Capacity and Residual Strengths of Steel Fibre Reinforced Waste Sand Concrete (SFRWSC)," *Annual Set The Environmental Protection - publikacja przyjęta do druku*, vol. 21, 2019.
- [86] Głodkowska W., Lehmann M., "Zastosowanie EC-2 do wymiarowania na ścinanie żelbetowych belek z dodatkiem włókien stalowych," in *Wiedza i eksperymenty w budownictwie*, Bzówka J., Ed. Gliwice, 2014, pp. 319-326.
- [87] Głodkowska W., Lehmann M., "Zastosowanie wytrzymałości resztkowej do analizy nośności strefy przypodporowej belek z fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych," *Materiały Budowlane*, vol. 537, no. 5, pp. 91-93, 2017.
- [88] Głodkowska W., Lehmann M., Ziarkiewicz M., "Wytrzymałości resztkowe fibrokompozytu na bazie piasków odpadowych," *Materiały Budowlane*, vol. 513, no. 5, 2015.
- [89] Głodkowska W., Ziarkiewicz M., "Cracking behavior of steel fiber reinforced waste sand concrete beams in flexure - Experimental investigation and theoretical analysis," *Engineering Structures*, vol. 176, pp. 1-10, 2018.
- [90] Głodkowska W., Ziarkiewicz M., "Estimation of Load Bearing Capacity of Bending Fibrocomposite Elements," *Annual Set The Environmental Protection - przyjęty do druku*, vol. 21, 2019.
- [91] Godycki - Ćwirko T., *Mechanika betonu.*: Arkady, 1982.
- [92] Godycki Ćwirko T., *Morfologia rys w konstrukcjach z betonu. Rozprawy naukowe nr 13.*: Politechnika Białostocka.
- [93] Godycki-Ćwirko T., *Ścinanie w żelbecie*. Warszawa: Arkady, 1968.
- [94] Godycki-Ćwirko T., Wesołowski M., "Graniczna siła poprzeczna przenoszona przez element żelbetowy bez zbrojenia poprzecznego w ujęciu normy europejskiej i polskiej," in *Problemy naukowo-badawcze budownictwa*. Opole - Krynica: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2001, pp. 67-74.



- [95] Golewski D. L., *Procesy pękania w betonie z dodatkiem krzemionkowych popiołów lotnych*. Lublin: Politechnika Lubelska - monografie, 2015.
- [96] Gossła U., "Flachdecken aus Stahlfaserbeton," *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 101, no. 2, pp. 94-102, 2006.
- [97] Grandić D., Šćulac P., Štimac Grandić I., "SHEAR RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN DEPENDENCE ON CONCRETE STRENGTH IN COMPRESSIVE STRUTS," *Technical Gazette*, vol. 22, no. 4, pp. 925-934, 2015.
- [98] Gurutzeagaa M., Ollerb E., Ribasc C., Cladera A., Mari A., "Influence of the longitudinal reinforcement on the shear strength of one-way concrete slabs," *Materials and Structures*, vol. 48, no. 8, 2015.
- [99] Hamrat M. Boulekbache B. Chemrouk M. Amziane S. , "Shear Behaviour of RC Beams Without Stirrups Made of Normal Strength and High Strength Concretes," *Advances in Structural Engineering*, vol. 13, no. 1, 2010.
- [100] Hillerborg A., Modeer M., Petersson P. E., "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements," *Cement and Concrete Research*, vol. 6, 1976.
- [101] Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E., "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements.," *Cement and Concrete Research*, vol. 5, no. 6, 1976.
- [102] Holschemacher K., Mueller T., Ribakov Y., "Effect of steel fibres on mechanical properties of high-strength concrete," *Materials and Design*, vol. 31, pp. 2604–2615, 2010.
- [103] Hong-Gun P., Soonpil K., Kyoung-Kyu C., "Analytical model for shear strength of ordinary and prestressed concrete beams," *Engineering Structures*, vol. 46, no. 1, pp. 94-103, 2013.
- [104] Hughes N. I., Fattuhi B. P. , "The workability of steel-fibre-reinforced concrete," *Magazine of Concrete Research*, vol. 28, no. 96, 1976.
- [105] Imam M., Vandewalle L. Mortelmans F. Van Gemert D., "Shear domain of fibre reinforced high-strength concrete beams," *Engineering Structures*, vol. 19, no. 9, pp. 738-747, 1997.
- [106] Jamroży Z., *Beton i jego technologie*. Warszawa-Kraków, Polska: PWN, 2000.
- [107] Jamroży Z., *Drutobeton*. Kraków, 1985.
- [108] Jasiczak J., Mikołajczyk P., *Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami*. Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 1997.
- [109] Jelić I, Pavlović M.N., Kotsovos M.D., "Study of dowell action in reinforced concrete

- beams," *Magazine of Concrete Research*, vol. 51, no. 2, pp. 131-141, 1999.
- [110] Jones R., "The Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear," *Magazine of Concrete Research*, vol. 8, no. 23, 1956.
- [111] Juarez C., Valdez P., Duran A., Sobolev K., "The diagonal tension behaviour of fiber reinforced concrete beams," *Cement and Concrete Composites*, vol. 29, pp. 402-408, 2007.
- [112] Kamiński M., Bywalski C., Kaźmierowski M., "Nośność na ścinanie belek wykonanych z fibrobetonu," *Materiały Budowlane*, vol. 502, no. 6, pp. 76-77, 2014.
- [113] Kani G. N. J., "Basic Facts Concerning Shear Failure," *Journal of the ACI*, vol. 63, no. 6, 1966.
- [114] Katzer J., Domski J., "Optimization of fibre reinforcement for waste aggregate cement composite," *Construction and Building Materials*, vol. 38, pp. 790-795, 2013.
- [115] Kaushik S.K., Gupta V.K., Tarafdar N.K., "Behaviour of Fiber Reinforced Concrete Beams in Shear," in *Proceedings of the International Symposium of Fibre Reinforced Concrete*. Madras, 1987, pp. 133-149.
- [116] Kearsley E.P., Mostert H.F., "The Effect of Fibres on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," in *Proceedings of the Sixth RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete*. Varenna, 2004, pp. 955-964.
- [117] Khuntia M., Stojadinovic B., Goel S.C., "Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups," *ACI Structural Journal*, vol. 96, no. 2, pp. 292-298, 1999.
- [118] Kobaka J., *Model kompozytu mineralnego z włóknami rozproszonymi - rozprawa doktorska*. Koszalin, 2013.
- [119] Kobaka J., *Model kompozytu mineralnego z włóknami rozproszonymi. Rozprawa doktorska*. Koszalin, 2013.
- [120] Kobiak J., Stachurski W., *Konstrukcje betonowe t.1.*: Arkady, 1989.
- [121] Kondratowicz W., *Jednorodność udziału piasku w krajowych kruszywach naturalnych przeznaczonych do betonu*. Wrocław: Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, 1978.
- [122] Kong F. K., Evans R. H., *Reinforced and Prestressed Concrete.*: Springer US, 1987.
- [123] Krassowska J., "Wpływ włókien stalowych na nośność stref przypodporowych belek żelbetowych," *Architectura - Acta Scientiarum Polonorum*, vol. 13, no. 3, pp. 27-37, 2014.
- [124] Kwak Y.K., Eberhard M.O., Kim W.S., Kim J., "Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced

- Concrete Beams without Stirrups," *ACI Structural Journal*, vol. 99, no. 4, pp. 530-538, 2002.
- [125] Lantsoght E. O. L., "Database of Shear Experiments on Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups," *Materials*, vol. 917, pp. 1-36, 2019.
- [126] Laskowska-Bury J., *Wybrane cechy fizyko-mechaniczne fibrokompozytu wytworzonego na bazie kruszywa odpadowego - rozprawa doktorska*. Koszalin, 2017.
- [127] Lehmann M., "Zastosowanie fibrokompozytu na bazie piasku odpadowego do wytwarzania zginanych elementów konstrukcyjnych," *Projekt badawczy służący rozwojowi młodych naukowców w wewnętrznym trybie konkursowym Nr 524.01.43*, 2017.
- [128] Li B., Tran C.T.N., "Determination of inclination of strut and shear strength using variable angle truss model for shear critical RC beams," *Structural Engineering and Mechanical*, vol. 41, no. 4, pp. 459-477, 2012.
- [129] Li V. C., "Large Volume, High - performance Applications of Fibers in Civil Engineering," *Journal of Applied Polymer Science*, vol. 83, no. 3, 2002.
- [130] Lim D.H., Oh B.H., "Experimental and Teoretical Investigation on the Shear of Steel Fibre," *Engineering Structures*, vol. 21, no. 10, pp. 937-944, 1999.
- [131] Linsbauer, H.N. and Tschegg, E.K., "Fracture energy determination of concrete with cube shaped specimens," *Zement und Beton*, vol. 31, 1986.
- [132] Löfgren I., *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Göteborg: Chalmers Univercity of Technology, 2005.
- [133] Londhe R.S., "Experimental Investigation on Shear Strength of SFRC Beams Reinforced with Longitudinal Tension Steel Rebars," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 11, no. 3, pp. 385-395, 2010.
- [134] Łapko A., *Projektowanie Konstrukcji Żelbetowych*. Warszawa: Arkady, 2000.
- [135] Łapko A., Iwaniuk P., Krassowska J., "Wzmacnianie stref ścinania belek żelbetowych z lokalnym zastosowaniem włókien stalowych," *Materiały Budowlane*, vol. 494, no. 10, pp. 32-34, 2013.
- [136] Łapko A., Jensen B. C., *Podstawy projektowania i alborytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych.*: Arkady, 2005.
- [137] Martin-Perez B. Pantazopoulou S.J., "Effect of bond, aggregate interlock and dowel action on shear strength degradation of reinforced concrete," *Engineering Structures*, vol. 23, no. 2, pp. 214-227, 2001.

- [138] Matthys S., Soetens T., "Engineering Model for SFRC Shear Strength Based on MC2010 Approach," in *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet.*, 2018, pp. 374-381.
- [139] Minelli F., *Plain and fibre reinforced concrete beams under shear loading: structural behaviour and design aspects*. Brescia: Tesis and Research, 2005.
- [140] Minelli F., Conforti A., Cuenca E., Plizzari G., "Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear?," *Materials and Structures*, vol. 47, 2014.
- [141] 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.
- [142] Mobasher B., Yao Y., Soranakom C., "Analytical solutions for flexural design of hybrid steel fiber reinforced concrete beams," *Engineering Structures*, vol. 100, pp. 164-177, 2015.
- [143] Mondo E., *Shear Capacity of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams without Conventional Shear Reinforcement*. Sztokholm: Royal Institute of Technology , 2011.
- [144] Morsy A.M., El-Raki TM, "Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Wide Beams without Stirrups," *Journal of Civil & Environmental Engineering*, vol. 8, no. 1, pp. 1-9, 2018.
- [145] Murty D.S.R., Venkatacharyulu T., "Fibre Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Force," in *Proceedings of the International Symposium of Fibre Reinforced Concrete*. Madras, 1987, pp. 1125-1132.
- [146] Naman A. E., "Engineered Steel Fiber with Optional Properties of Cement Composites," *Journal of Advanced Concrete of Technology*, vol. 1, no. 3, 2003.
- [147] Narayanan R., Darwish I.Y.S., "Use of Steel Fibres as Shear Reinforcement," *ACI Journal*, vol. 84, no. 3, pp. 216-227, 1987.
- [148] Neville A. M., *Właściwości betonu*. Kraków, 2000.
- [149] Nguyen D. T., Nguyen V. T., "Shear resistance of steel fiber-reinforced concrete beams without conventional shear reinforcement on the basis of the critical shear band concept," *Engineering Structures*, vol. 168, pp. 698-707, 2018.
- [150] Pan Z., Li B, Lu Z., "Effective shear stiffness of diagonally cracked reinforced concrete beams," *Engineering Structures*, vol. 59, pp. 95-103, 2014.
- [151] Parmentier B., Cauberg N., Vandewalle L., "Shear Resistance of Macro-Synthetic and Steel Fibre Reinforced Concrete Beams without Stirrups," in *8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: challenges and opportunities.*, 2012, pp. 1096-1108.

- [152] 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.
- [153] Parra-Montesinos G.J., "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibres," *Concrete International*, vol. 28, no. 11, pp. 57-66, 2006.
- [154] Paulay T., Park R., Phillips M.H., "Horizontal construction joints in cast in place reinforced concrete," *Shear in reinforced concrete ACI*, vol. 2, pp. 559-116, 1974.
- [155] Pendyala R., Mendis P., "Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, vol. 97, no. 4, 2000.
- [156] Pepin R., "Structural applications for SFRC," in *Central European Congress on Concrete Engineering*, 2009.
- [157] Praca zbiorowa, *Budownictwo Ogólne tom 1. Materiały i wyroby budowlane*, Stefańczyk B., Ed. Warszawa: Arkady, 2005.
- [158] Reineck K.H., "Ultimate shear force of structural concrete members Without Transverse Reinforcement Derived From a Mechanical Model (SP-885)," *Structural Journal*, vol. 88, no. 5, 1991.
- [159] Ribas González CR, Fernández Ruiz M., "Influence of flanges on the shearcarrying," *Structural Concrete*, vol. 18, 2017.
- [160] Rizzo A. De Lorenzis L., "Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement," *Construction and Building Materials*, vol. 23, no. 4, 2009.
- [161] Roberts T.M., Ho N.L., "Shear Failure of Deep Fibre Reinforced Concrete Beams," *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, vol. 4, no. 3, pp. 145-152, 1982.
- [162] Russo G. Mittr D. Pauletta M., "Shear strength design formula for RC beams with stirrups," *Engineering Structures*, vol. 51, no. 6, 2013.
- [163] Saluja S.K., Kumar S., Samra M.S., Singh A.P., "Flexural Shear Strength of Fibre Reinforced Concrete Beams," *Journal of Structural Engineering*, vol. 19, no. 3, pp. 101-105, 1992.
- [164] Shah A. A., Ribakov Y., "Recent trends in steel fibered high-strength concrete," *Materials and Design*, vol. 32, pp. 4122-4151, 2011.
- [165] Shah, S. P., Ouyang, C. & Swartz S. E., *Fracture Mechanics of Concrete, Rock and other Brittle Materials*. New York: John Wiley and Sons, 1995.
- [166] Sharma A. K., "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, vol.

83, no. 4, pp. 624-628, 1986.

- [167] "Shear Strenght of Reinforced Concrete T-Beams without Stirrups," *Journal of Engineering Science and Technology*, vol. 11, no. 4, 2016.
- [168] Shin S.W., Oh J.G. Ghosh S.K., "Shear behaviour of Laboratory - Sized High Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers," in *Fiber Reinforced Concrete Developments and Innovations. ACI SP-142*. Detroit, 1994, pp. 181-200.
- [169] Shioya T., Iguro M., Nojiri Y., Akiyama H., Okada T.,, 1989.
- [170] Shoaib A., Lubell A. S., Bindiganavile V. S., "Size Effect in Shear for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members without Stirrups," *ACI Structural Journal* , vol. 111, no. 5, 2014.
- [171] Shuaib A. H., Lue D. M, "Flexural–Shear Interaction of Reinforced High - Strength Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, vol. 84, no. 4, 1987.
- [172] Singh B. Jain K., "Appraisal of steel fibres as minimum shear reinforcement in concrete beams," *ACI Sructural Journal*, vol. 111, no. 5, pp. 1191-1202, 2014.
- [173] Slater E., Moni M., Alam M. S., "Predicting the shear strength of steel fiber reinforced concrete beams," *Construction and Building Materials*, vol. 26, pp. 423-436, 2012.
- [174] Slater M., Moni M., Alam S., "Predicting the shear strength of steel fiber reinforced concrete beams," *Construction and Building Materials*, vol. 26, pp. 423-436, 2012.
- [175] Słowik M., *Nośność na ścinanie zginanych elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego*. Lublin, Polska, 2016.
- [176] Słowki M., "Wpływ zbrojenia podłużnego na nośność na ścinanie elementów żelbetowych bez zbrojenia poprzecznego," *Budownictwo i Architektura*, vol. 13, no. 3, 2014.
- [177] Smakowski T.J., "Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej 132," pp. 259-276, 2011.
- [178] 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*, vol. 47, pp. 535-541, 2011.
- [179] Spinella N., "Shear strength of full-scale steel fibre-reinforced concrete beams without stirrups," *Computer and Concrete*, vol. 11, no. 5, pp. 365-382, 2013.
- [180] Stachniewicz J., Kosior - Kazberuk M., Krassowska J., "NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE BELEK WYKONANYCH Z WŁÓKNOBETONU," *Civil and Environmental Engineering / Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, no. 8, pp. 55-62, 2017.

- [181] Stratford T., Burgoyne C., "Shear Analysis of Concrete with Brittle Reinforcement," *Journal of composites for construction*, vol. 7, no. 4, pp. 323-330, 2003.
- [182] Suffern C., El-Sayed A. K., Soudki K., "Shear strength of disturbed regions with corroded stirrups in reinforced concrete beams," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 37, no. 8, pp. 1045-1056, 2010.
- [183] Swamy N.R., Roy J., Chiam A.T.P., "Influence of Steel Fibers in Shear Resistance of Lightweight Concrete I - Beam," *ACI Structural Journal*, vol. 90, no. 1, pp. 103-114, 1993.
- [184] Swamy R.N., Andriopoulos A.D., "Contribution of Aggregate Interlock and Dowel Forces of Shear Resistance of Reinforced Beams with Web Reinforcement," *ACI*, pp. 129-166, 1973.
- [185] Swamy R.N., Bahia H.M., "The Effectiveness of Steel Fiber as Shear Reinforcement," *Concrete International*, vol. 7, no. 3, pp. 35-40, 1985.
- [186] Ścisławski Z., *Ochrona konstrukcji żelbetowych*. Warszawa: Arkady, 1999.
- [187] Tasdemir M. A., Karihaloo B. L., "Effect of aggregate volume fraction on the fracture parameters of concrete: a meso-mechanical approach," *Magazine of Concrete Research*, vol. 53, no. 6, 2001.
- [188] Taylor H.P.J., "Investigation of Forces Carried Across Cracks in reinforced Concrete Beams in Shear by Interlock Aggregate," *Cement and Concrete Association*, 1970.
- [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] Tiberti G., Minelli F., Plizzari G.A., Vecchio F.J., "Influence of concrete strength on crack development in SFRC members," *Cement & Concrete Composites*, vol. 45, pp. 176-185, 2014.
- [191] 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*. Londyn: Taylor & Francis Group, 2008, pp. 199-205.
- [192] Tworzewska J., *Analiza procesu pęknięcia i rozwoju rys w belkach żelbetowych z zastosowaniem potencyjnego systemu pomiarowego 3D typu Aramis. Rozprawa doktorska*. Kielce: Politechnika Świętokrzyska, 2019.
- [193] Vecchio F. J., Collins M. P., "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear," *ACI JOURNAL*, vol. 19, no. 17, pp. 219-223, 1986.
- [194] Walraven J.C., "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock," *Journal of Structural Division*, vol. 107, no. 11, pp. 2245-2270, 1981.

- [195] Walraven J.C., *Mechanisms of Shear Transfer in Cracks in Concrete - A Survey of Literature.*, 1978.
- [196] Wesołowski M., Piotrowski P., "Zarysowanie dwóch zbiorników na wodę," *Przegląd budowlany*, no. 10, pp. 34-38, 2016.
- [197] Wight J. K., McGregor J. G., *Reinforced Concrete, Mechanics and Designs 6ed.* New Jersey : Pearson Education, 2009.
- [198] 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.
- [199] Yakoub H.E., "Shear stress prediction: Steel fiber-reinforced concrete," *ACI Structural Journal*, vol. 108, no. 3, pp. 304-314, 2011.
- [200] Yang J. M., Yoon Y. S., Cook W. D., Mitchell D., "Punching Shear Behavior of Two-Way Slabs Reinforced," *ACI Structural Journal*, vol. 107, no. 4, pp. 468-475, 2010.
- [201] Yoo D.Y., Yang J.M., "Effects of stirrup, steel fiber, and beam size on shear behavior of high-strength concrete beams," *Cement and Concrete Composites*, vol. 87, no. 3, pp. 137-148, 2018.
- [202] Zakaria M., "Shear Cracking Behavior in Concrete Beams with Shear Reinforcement," in *Hokkaido University*, 2010.
- [203] Zhang F., Ding Y., Xu J., Zhang Y., Zhu W., Shi Y., "Shear strength prediction for fiber reinforced concrete beams without stirrups," *Engineering Structures*, vol. 127, pp. 101-116, 2016.
- [204] Zhao J., Liang J., Chu L., Shen F., "Experimental Study on Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams with High-Strength Reinforcement," *Materials*, vol. 11, no. 9, pp. 1-19, 2018.
- [205] Ziarkiewicz M., *Doświadczalna ocena metod wymiarowania belek z fibrokompozytu drobnokruszywowego - rozprawa doktorska.* Koszalin, 2018.
- [206] Zsutty T., "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data," *ACI Journal*, vol. 65, no. 11, 1968.
- [207] CEP - FIB, *Model Code for Concrete Structures.*: Comite-Euro-International du Beton/Federation Internationale de la Precontrainte, 1978.
- [208] DAfStb, "the German Committee for Structural Concrete," 2011.
- [209] DIN EN 1992-1-1/NA, *National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.*



- Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN. Berlin, 2011.
- [210] DR AS5100.5, *Bridge design Part 5: Concrete, Standards Australia.*, 2014.
- [211] EHE-08, *Comisión Permanente del Hormigón (Ministerio de Fomento), Instrucción del Hormigón Estructural.*, 2008.
- [212] FIB Model Code 2010, *Comité euro-international du béton - Fédération internationale de la précontrainte.* Paryż, 2010.
- [213] Instrukcja Techniczna BETOCRETE 406(FM), *Domieszka upłynniająca o dużej skuteczności z dodatkiem aktywnej pucolany.*
- [214] PN-EN 13263-1:2010, *Pył krzemionkowy do betonu. Część 1. Definicje, wymagania i kryteria zgodności.*
- [215] PN-EN 14488-5:2008, *Badanie betonu natryskowego -- Część 5: Oznaczanie zdolności absorbowania energii w próbkach płyt zbrojonych włóknem.*
- [216] PN-EN 14651:2007, *Metoda badania betonu zbrojonego włóknem stalowym - Pomiar wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu (granica proporcjonalności LOP).*
- [217] PN-EN 197-1:2002, *Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.*
- [218] PN-EN 1992-1-1, *Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*
- [219] RILEM TC162-TDF, "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete," *Materials and Structures*, vol. 36, pp. 560-567, 2003.
- [220] RILEM TC162-TDF, "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete," *Materials and Structures*, vol. 34, 2001.
- [221] SIA Richtlinie 162/6 „, 1999.
- [222] UNI 11039, "Steel Fibre Reinforced Concrete - Definitions, Classification and Designation," 2003.
- [223] ACI 214R-02. *Evaluation of Strength Test Results of Concrete.*, 2005.
- [224] CNR-DT 204, *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture Fibrorinforzate.*: Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006.
- [225] Comisión Permanente del Hormigón (Ministerio de Fomento), *EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural.*, 2008.

- [226] DBV Merkblatt Stahlfaserbeton, *Deutsche Beton Vereins.*, 2001.
- [227] EN ISO 6892-1:2010. *Tensile Testing Part 1: Method of test at room temperature.*, 2010.
- [228] PN-86/B 06712. *Kruszywa mineralne do betonu.*
- [229] PN-EN 12390-2:2011. *Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.*
- [230] PN-EN 12390-3:2011/AC:2012. *Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.*
- [231] PN-EN 12620:2004. *Kruszywa do betonu.*
- [232] PN-EN 14889-1:2007. *Włókna do betonu. Część 1: Włókna stalowe. Definicje, wymagania i zgodność.*
- [233] PN-EN 934-2+A1:2012. *Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 2: Domieszki do betonu. Definicje, wymagania, zgodność, oznakowanie i etykietowanie.*

## **ZAŁĄCZNIKI DO ROZPRAWY DOKTORSKIEJ**



**Załącznik Z1.** Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie i wytrzymałości resztkowych drobnokruszywowego fibrokompozytu

**Tablica Z1.1.** Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie kompozytu bez włókien

Lp.	Wytrzymałość na ściskanie
	$f_c$
	[MPa]
1	52,29
2	53,36
3	52,96
<b>Średnia</b>	<b>52,87</b>

**Tablica Z1.2.** Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie kompozytu z włóknami

Lp.	Wytrzymałość na ściskanie
	$f_c$
	[MPa]
1	63,16
2	65,07
3	63,47
<b>Średnia</b>	<b>63,90</b>

**Tablica Z1.3.** Wyniki badań wytrzymałości resztkowych fibrokompozytu

Lp.	Granica proporcjonalności	Wytrzymałość resztkowe			
	$f_{ct,L}^f$	$f_{R1}$	$f_{R2}$	$f_{R3}$	$f_{R4}$
	[MPa]				
1	6,03	9,28	8,91	7,77	6,89
2	6,08	9,49	9,14	7,85	6,99
3	6,34	9,64	9,25	8,23	7,36
<b>Średnia</b>	<b>6,15</b>	<b>9,47</b>	<b>9,10</b>	<b>7,95</b>	<b>7,08</b>

**Załącznik Z2.** Wyniki badań stali zbrojeniowej

**Tablica Z2.1.** Wyniki badań prętów o średnicy #4,5 mm

Lp.	Średnica	Moduł sprężystości	Granica plastyczności	Odształcenia odpowiadające granicy plastyczności	Wytrzymałość na rozciąganie
	Ø	$E_s$	$f_y$	$\varepsilon_y$	$f_t$
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	4,90	218	565	0,415	591
2	4,92	207	607	0,453	636
3	4,93	194	556	0,402	590
4	4,91	209	612	0,433	644
5	4,93	213	605	0,445	635
6	4,91	216	576	0,443	618
7	4,92	206	571	0,422	608
8	4,90	206	571	0,417	599
9	4,88	200	597	0,428	627
10	4,93	198	603	0,436	633
11	4,90	213	590	0,44	619
12	4,92	192	574	0,429	602
13	4,91	208	580	0,442	609
14	4,91	191	570	0,427	598
15	4,90	218	565	0,415	591
Min.	<b>4,88</b>	<b>191</b>	<b>555</b>	<b>0,402</b>	<b>590</b>
Średnia	<b>4,91</b>	<b>205</b>	<b>584</b>	<b>0,431</b>	<b>615</b>
Maks.	<b>4,93</b>	<b>218</b>	<b>612</b>	<b>0,453</b>	<b>644</b>

**Tablica Z2.2.** Wyniki badań prętów o średnicy #12 mm

Lp.	Średnica	Moduł sprężystości	Granica plastyczności	Odształcenia odpowiadające granicy plastyczności	Wytrzymałość na rozciąganie
	Ø	$E_s$	$f_y$	$\varepsilon_y$	$f_t$
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	11,94	222	585	0,327	692
2	11,96	198	600	0,330	698
3	11,97	220	581	0,325	708
4	11,75	216	570	0,327	690
5	11,74	197	574	0,331	670
6	11,80	213	603	0,330	691
7	11,93	207	606	0,331	698
8	11,74	196	599	0,327	689
9	11,91	223	603	0,327	675
10	11,90	218	605	0,325	693
11	11,94	213	602	0,327	683
12	11,98	211	598	0,332	680
13	11,92	220	575	0,326	709
14	11,75	197	577	0,329	684
15	11,88	212	592	0,321	701
Min.	<b>11,74</b>	<b>196</b>	<b>570</b>	<b>0,321</b>	<b>670</b>
Średnia	<b>11,87</b>	<b>211</b>	<b>591</b>	<b>0,328</b>	<b>691</b>
Maks.	<b>11,98</b>	<b>223</b>	<b>606</b>	<b>0,332</b>	<b>709</b>

**Tablica Z2.3.** Wyniki badań prętów o średnicy #16 mm

Lp.	Średnica	Moduł sprężystości	Granica plastyczności	Odkształcenia odpowiadające granicy plastyczności	Wytrzymałość na rozciąganie
	Ø	$E_s$	$f_y$	$\varepsilon_y$	$f_t$
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	15,86	192	526	0,256	627
2	15,91	196	535	0,245	633
3	15,95	203	522	0,246	626
4	16,04	193	534	0,259	631
5	15,90	198	533	0,268	631
6	15,91	201	527	0,264	631
7	15,93	203	527	0,247	627
8	16,04	203	531	0,251	632
9	15,88	207	538	0,257	636
10	16,06	210	523	0,264	626
11	16,00	200	530	0,254	630
12	15,88	203	527	0,268	629
13	15,88	209	534	0,251	630
14	15,97	194	525	0,249	627
15	16,02	195	531	0,258	630
Min.	<b>15,86</b>	<b>192</b>	<b>521</b>	<b>0,256</b>	<b>626</b>
Średnia	<b>15,94</b>	<b>200</b>	<b>529</b>	<b>0,245</b>	<b>629</b>
Maks.	<b>16,06</b>	<b>209</b>	<b>538</b>	<b>0,268</b>	<b>635</b>



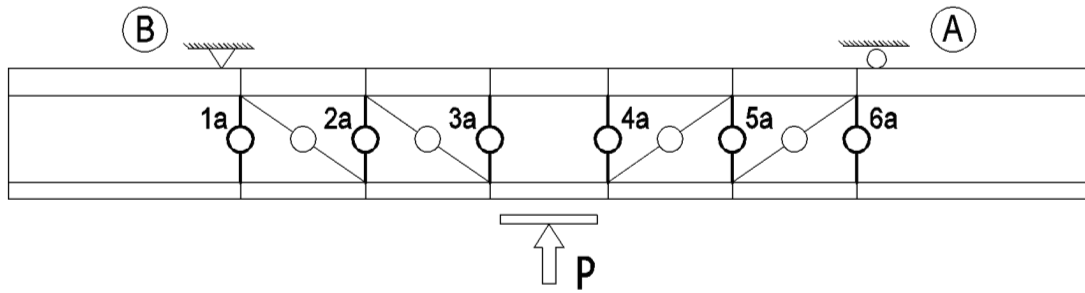
**Tablica Z2.4.** Wyniki badań prętów o średnicy #20 mm

Lp.	Średnica	Moduł sprężystości	Granica plastyczności	Odształcenia odpowiadające granicy plastyczności	Wytrzymałość na rozciąganie
	Ø	$E_s$	$f_y$	$\varepsilon_y$	$f_t$
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
1	19,88	184	551	0,287	639
2	19,82	185	569	0,281	656
3	19,91	178	587	0,280	671
4	19,87	197	577	0,283	661
5	19,91	189	578	0,265	664
6	19,87	200	544	0,269	634
7	19,92	203	571	0,279	654
8	19,86	211	589	0,254	676
9	19,94	203	588	0,246	670
10	19,98	212	578	0,244	665
11	19,86	201	551	0,281	640
12	19,87	211	569	0,244	657
13	19,92	203	576	0,258	662
14	19,83	212	553	0,269	642
15	19,94	206	584	0,243	667
Min.	<b>19,82</b>	<b>178</b>	<b>543</b>	<b>0,266</b>	<b>634</b>
Średnia	<b>19,89</b>	<b>200</b>	<b>571</b>	<b>0,243</b>	<b>657</b>
Maks.	<b>19,89</b>	<b>212</b>	<b>589</b>	<b>0,287</b>	<b>676</b>

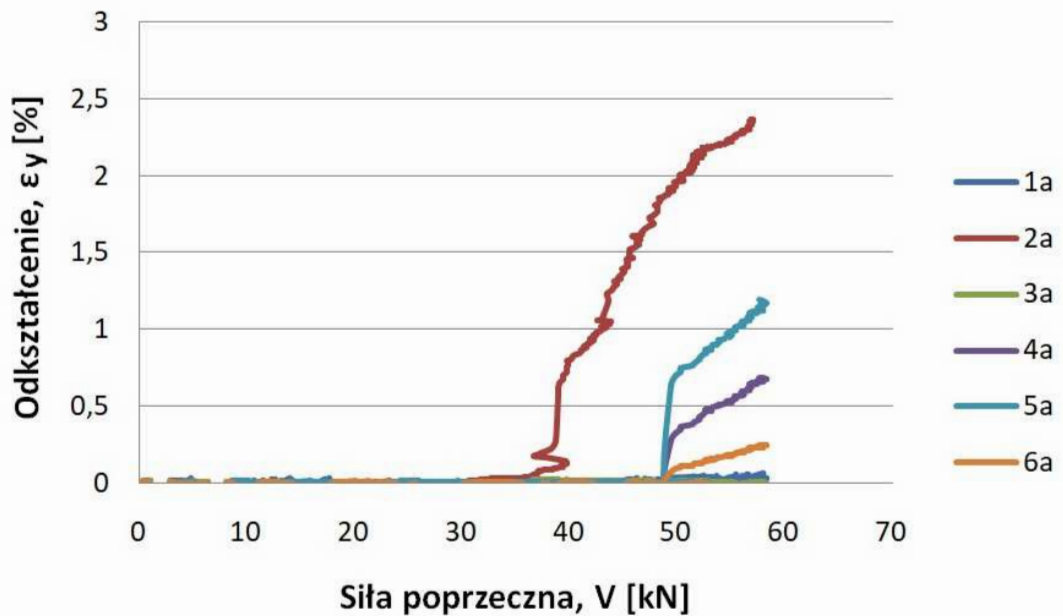
**Załącznik Z3.** Wyniki badań siły rysującej i sił niszczącej belek ze zbrojeniem rozproszonym i bez

Belka	V <sub>cr</sub> [kN]		V <sub>ult</sub> [kN]	
	strona lewa	strona prawa	strona lewa	strona prawa
B1	48,82	35,79	65,57	58,27
B2	34,57	50,42	54,6	50,42
B3	51,04	54,14	54,2	61,53
B4	41,15	38,3	46,06	53,9
BF1	50,86	72,68	92,19	105,89
BF2	53,7	73,48	111,14	111,55
BF3	70,02	46,17	100,24	89,41
BF4	59,1	62,02	118,22	121,36
BS1	56,8	36,66	97,05	67,29
BS2	39,7	49,9	86,08	86,98
BS3	56,3	47,1	87	79,84
BS4	51	40	81,33	88,07
BFS1	73,03	73,5	133,94	zginanie
BFS2	88,5	54,5	142,64	132,57
BFS3	78	100,08	156,23	zginanie
BFS4	106,84	65	zginanie	135,98
BS5	45,00	55,45	109,08	101,48
BS6	44,82	40,01	103,65	99,07
BFS5	61,10	64,82	>160,00	
BFS6	87,04	46,17	>162,4	

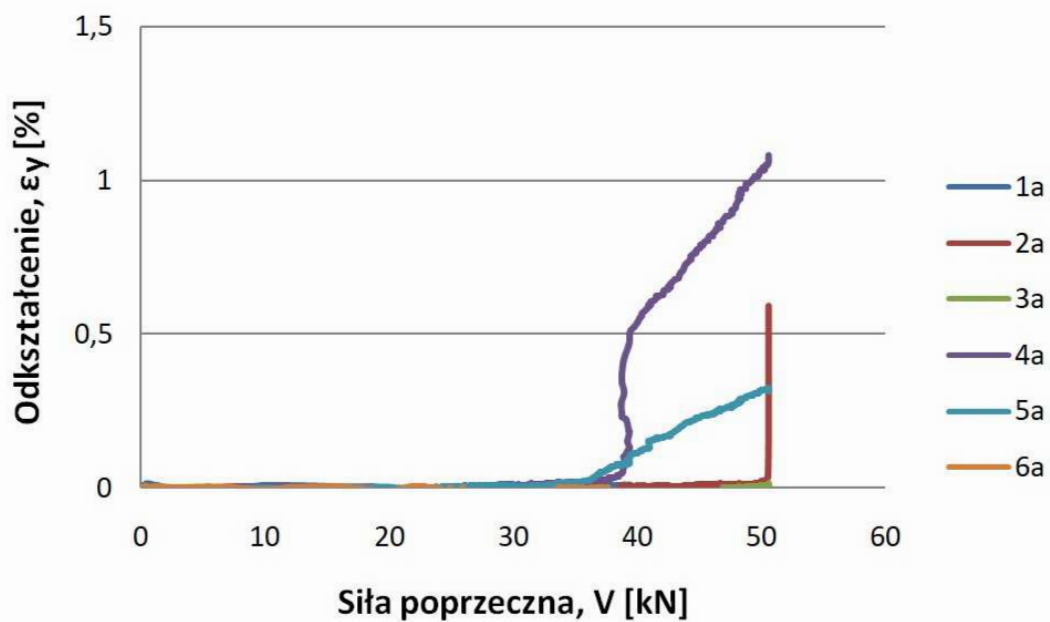
**Załącznik Z4.** Wyniki badań odkształceń pionowych powierzchni bocznych belek ze zbrojeniem rozproszonym i bez



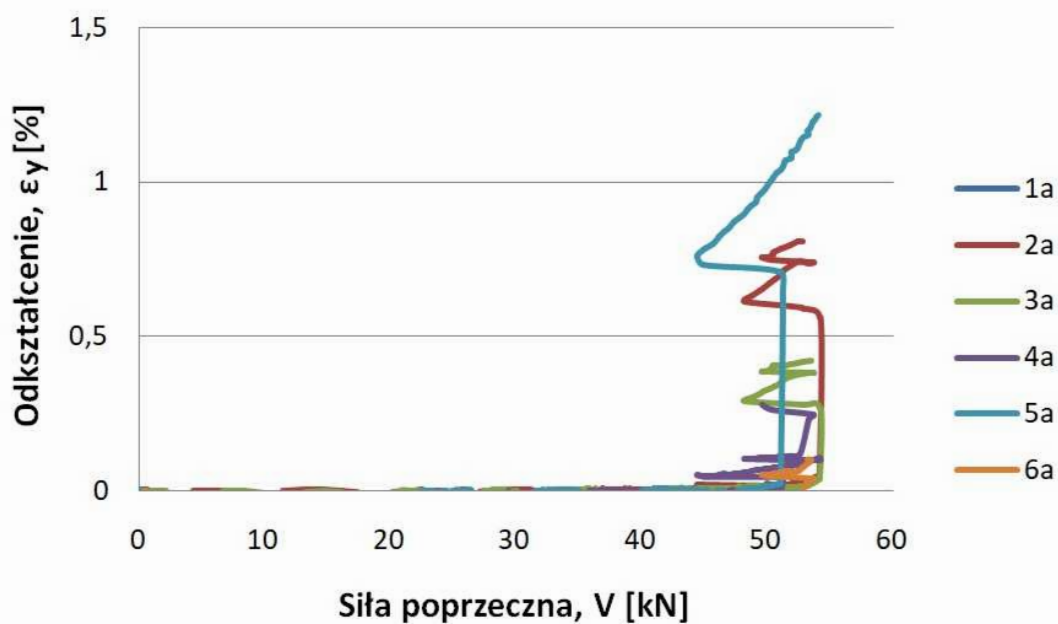
*Rys. Z4.1. Układ czujników do pomiaru pionowych odkształceń powierzchni bocznej belki*



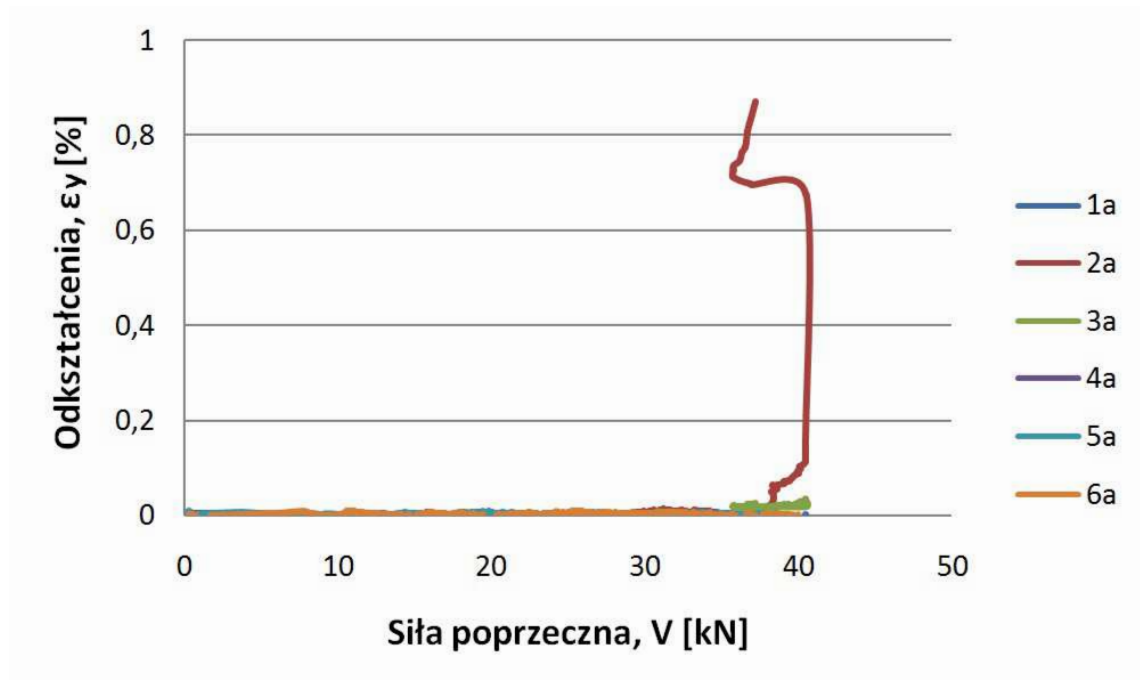
*Rys. Z4.2. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B1*



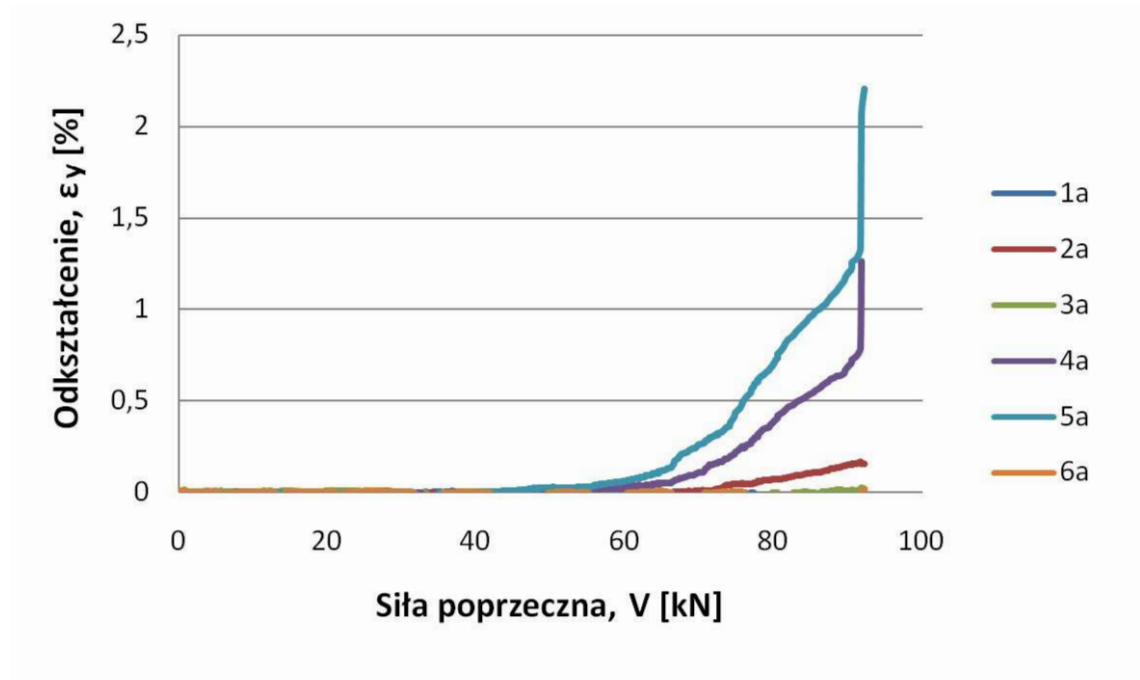
*Rys. Z4.3. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B2*



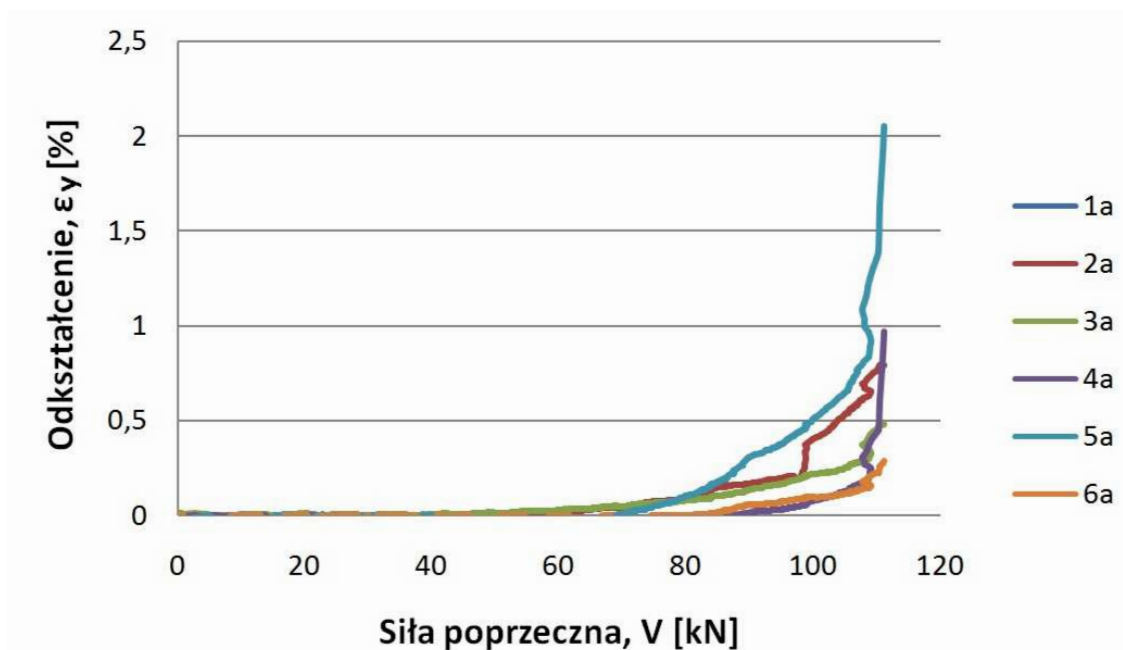
*Rys. Z4.4. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B3*



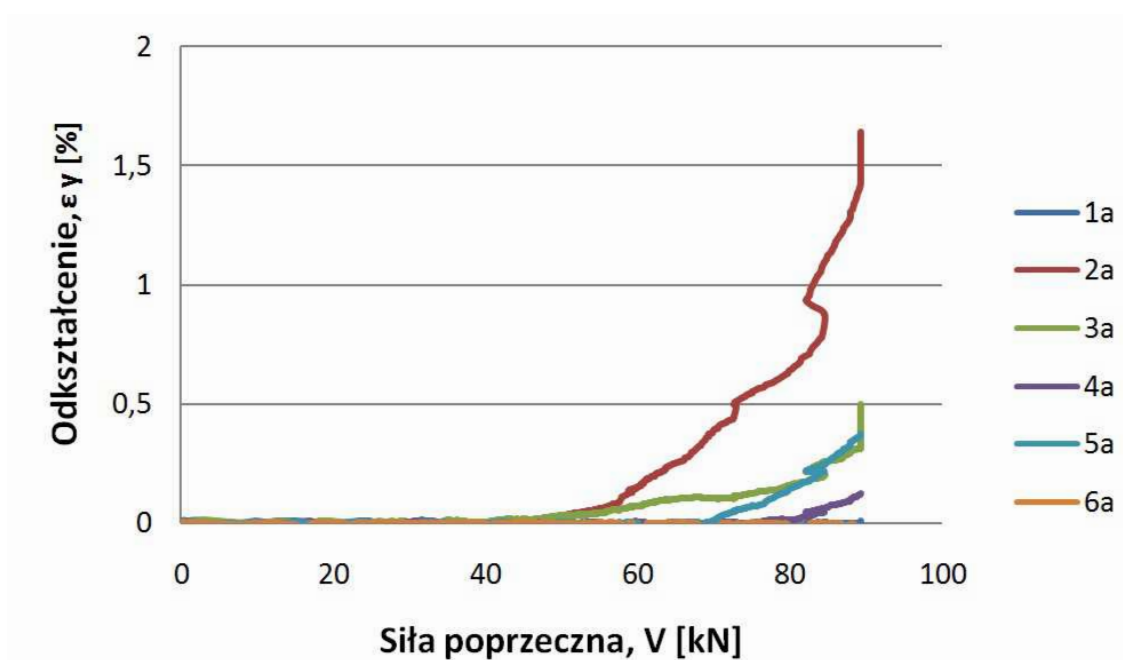
*Rys. Z4.5. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B4*



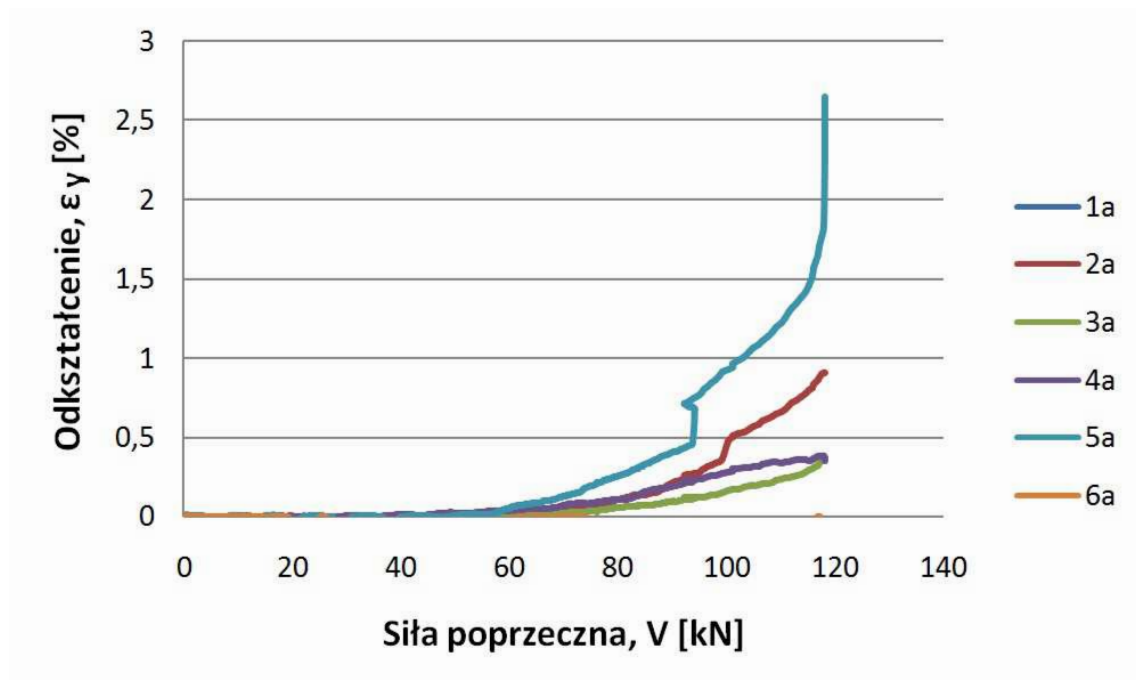
*Rys. Z4.6. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF1*



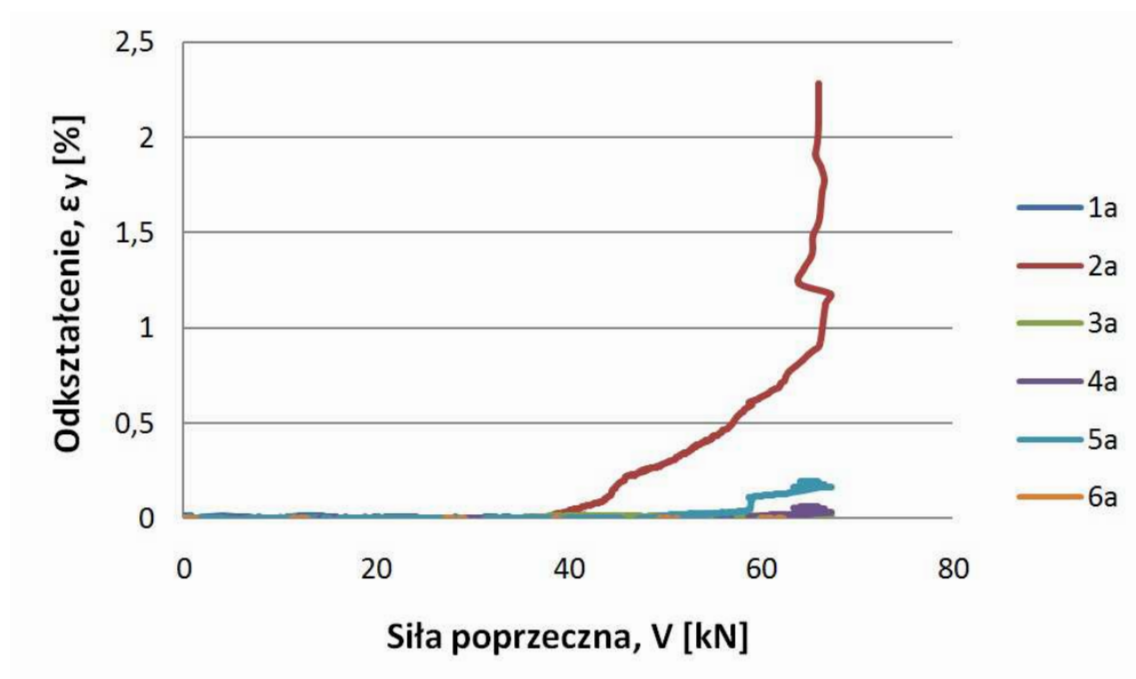
Rys. Z4.7. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF2



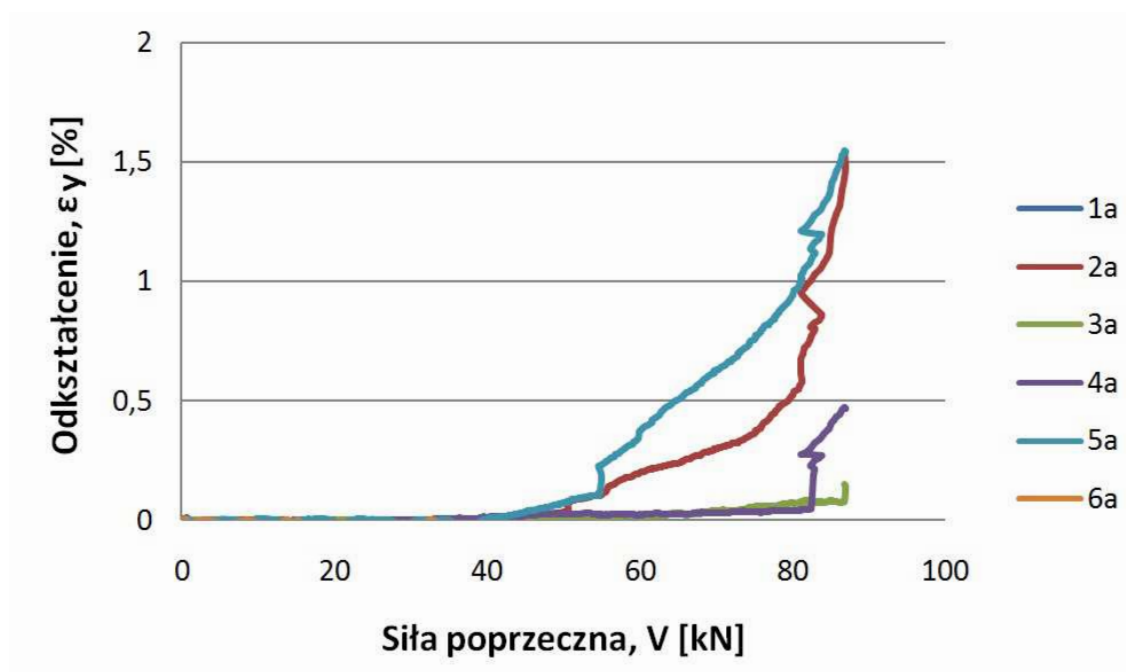
Rys. Z4.8. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF3



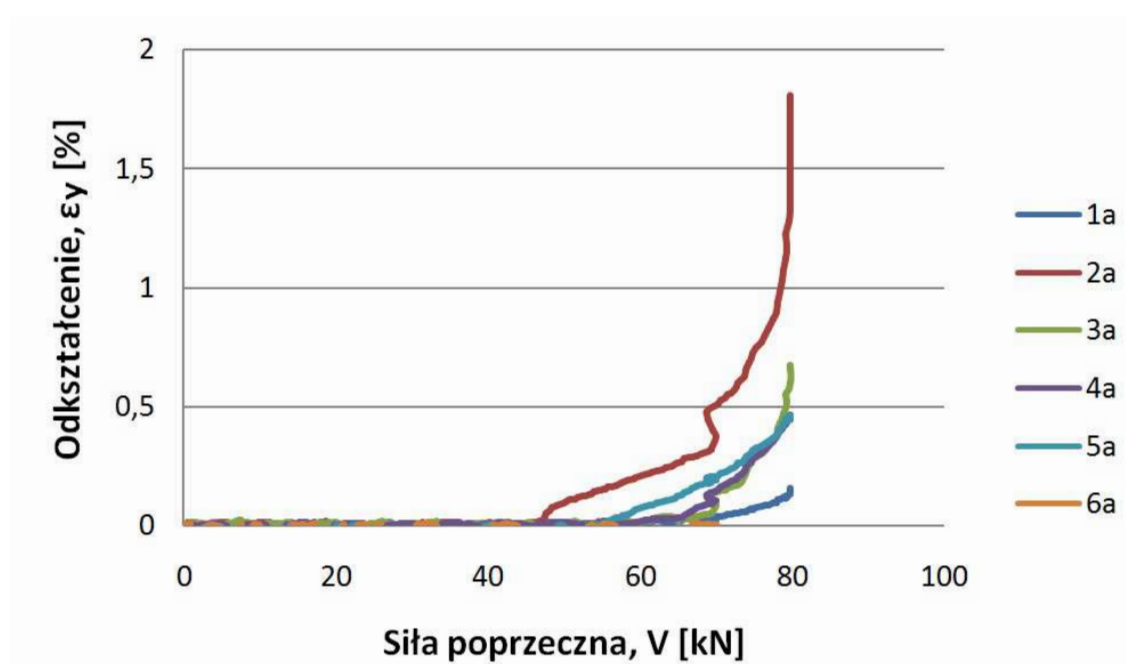
*Rys. Z4.9. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF4*



*Rys. Z4.10. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa1*

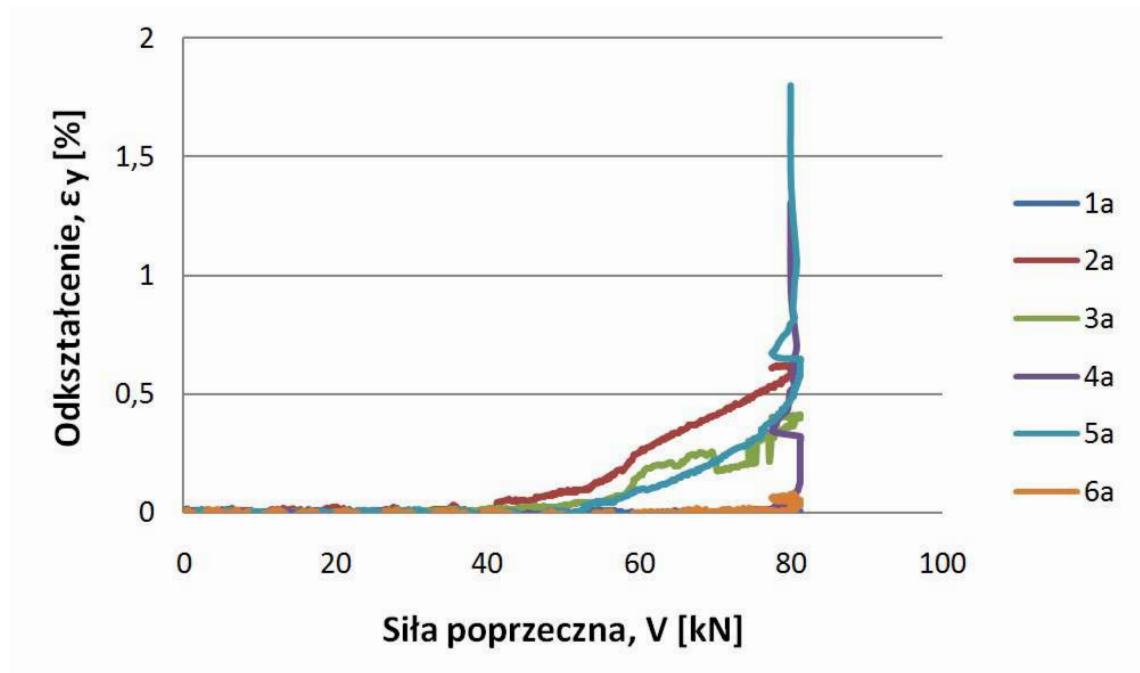


*Rys. Z4.11. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa2*

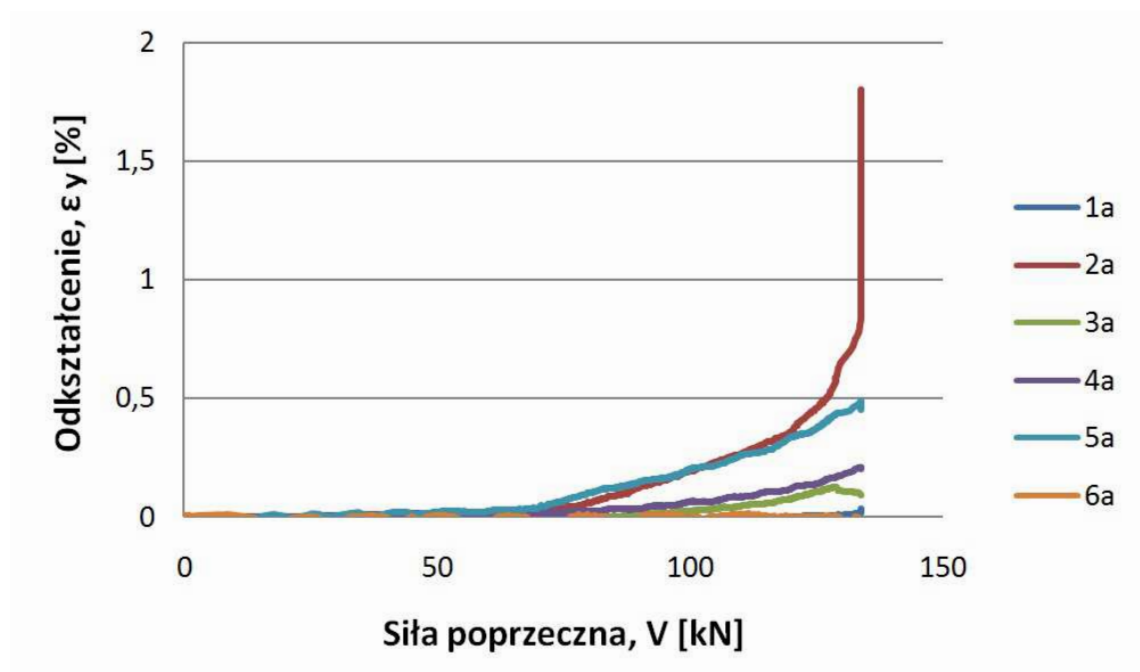


*Rys. Z4.12. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa3*

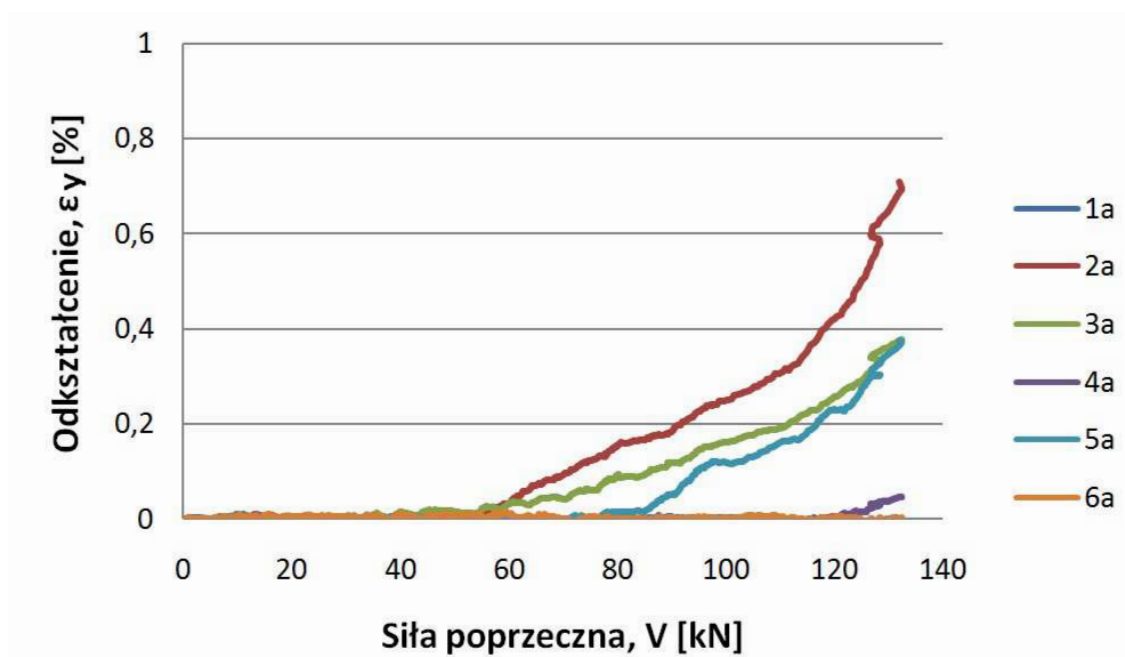




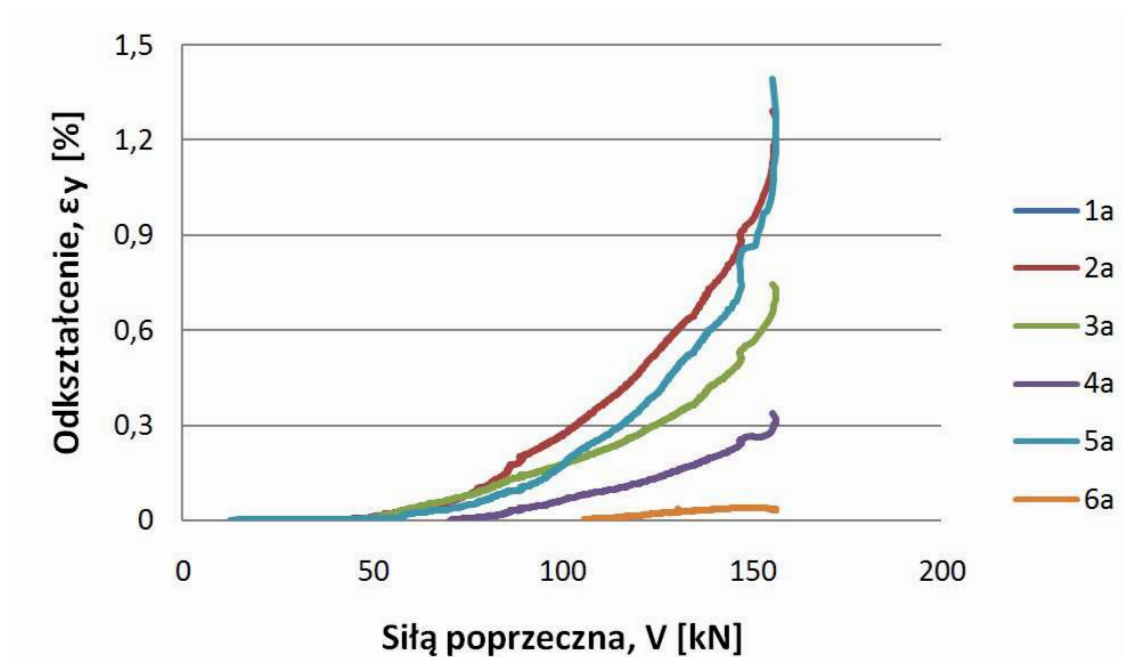
*Rys. Z4.13. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa4*



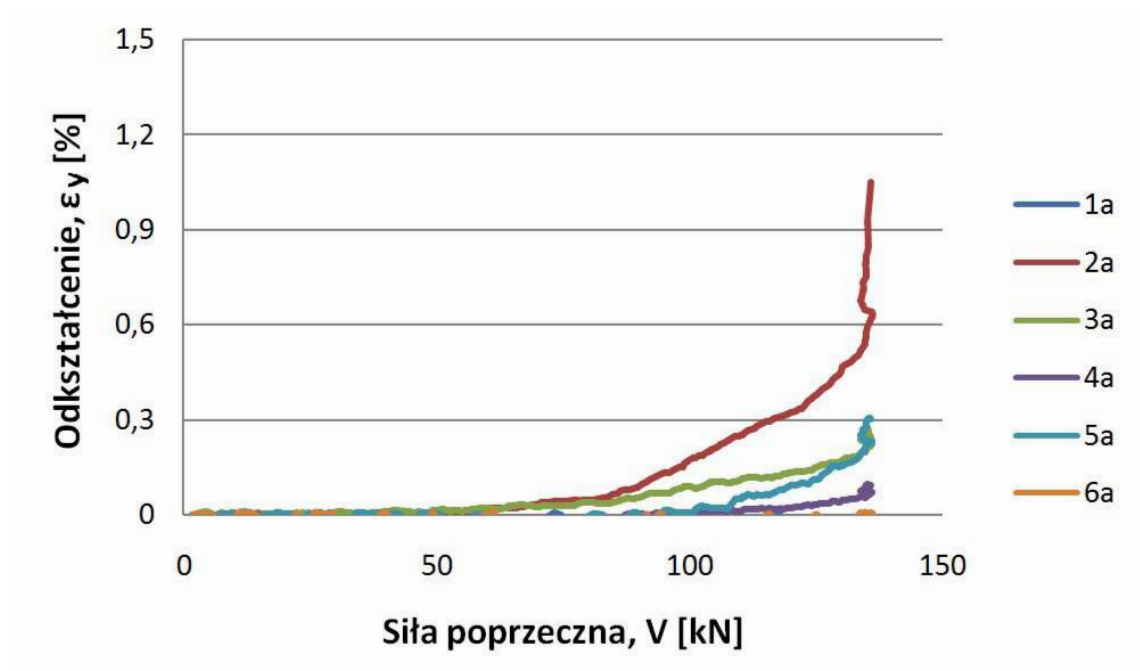
*Rys. Z4.14. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa1*



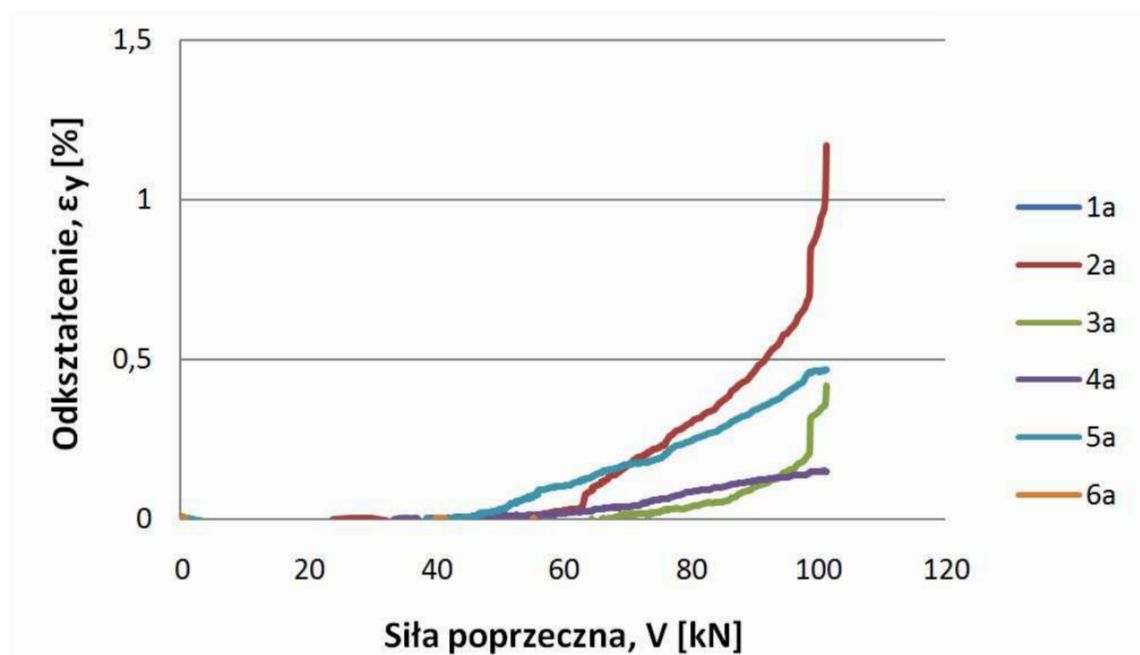
*Rys. Z4.15. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa2*



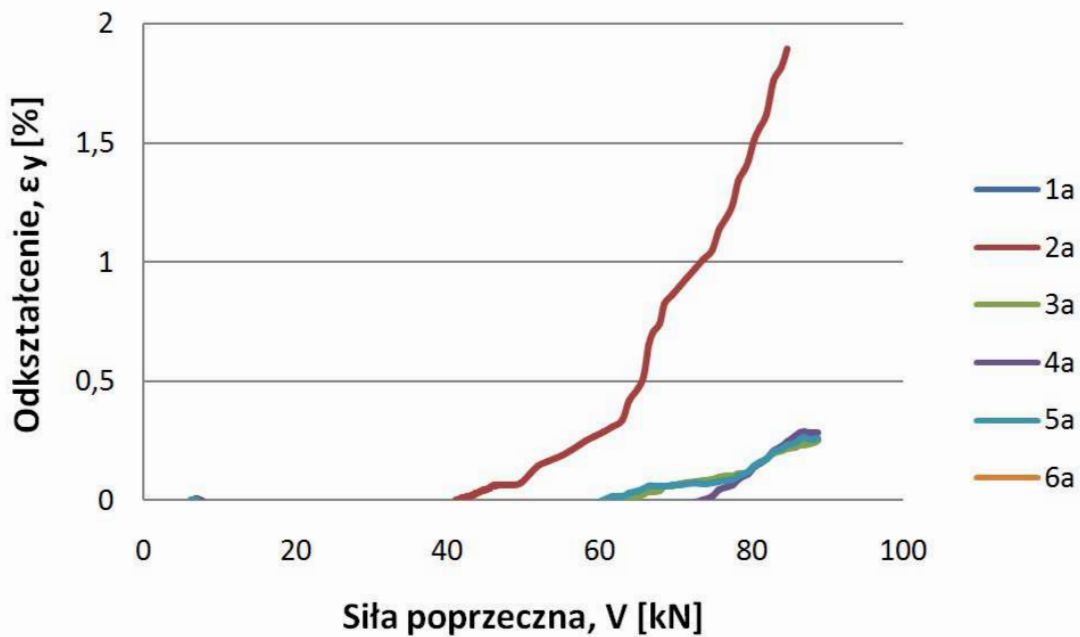
*Rys. Z4.16. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa3*



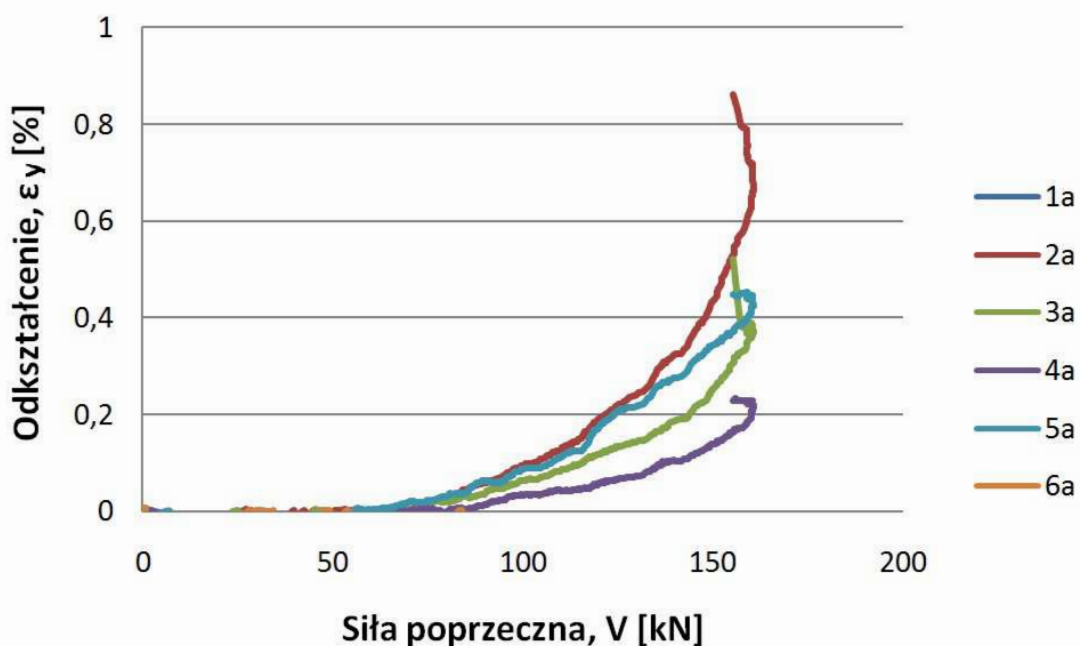
*Rys. Z4.17. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa4*



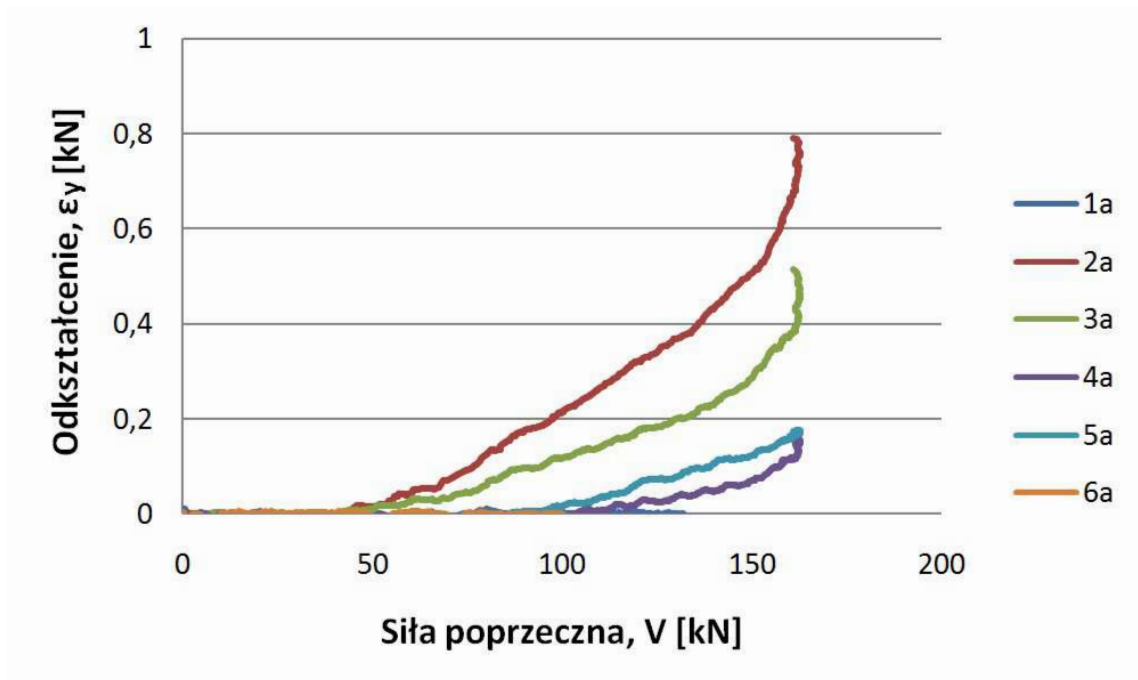
*Rys. Z4.18. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSb1*



*Rys. Z4.19. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSb2*

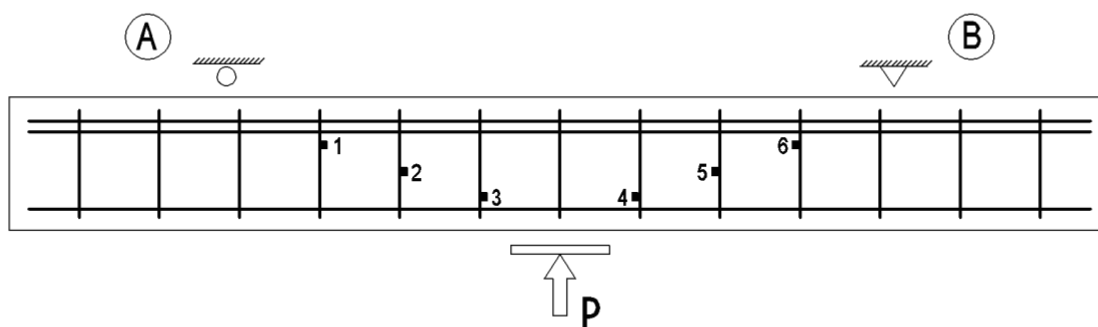


*Rys. Z4.20. Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSb1*

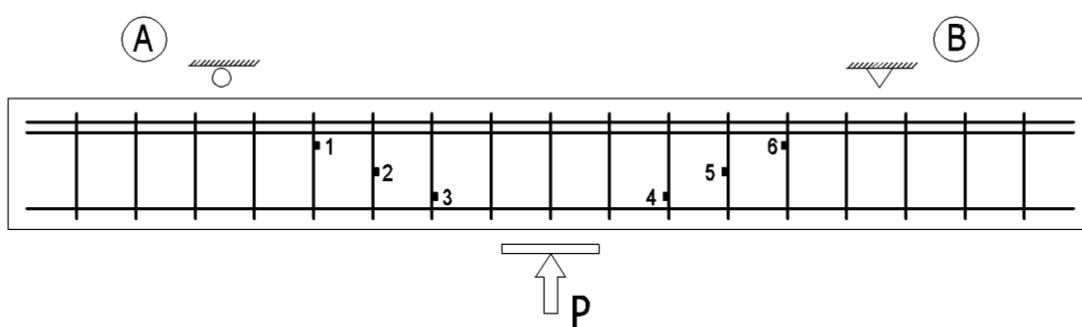


**Rys. Z4.21.** Zależność odkształceń powierzchni bocznych na wysokości elementu ( $\epsilon_y$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSb2

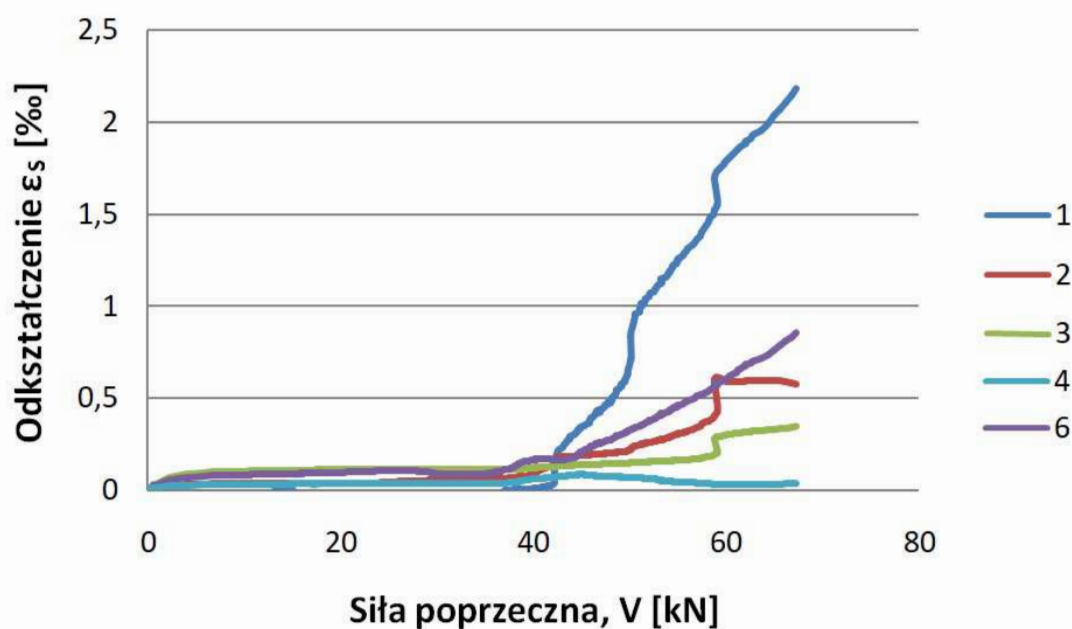
**Załącznik Z5.** Wyniki badań odkształceń strzemion



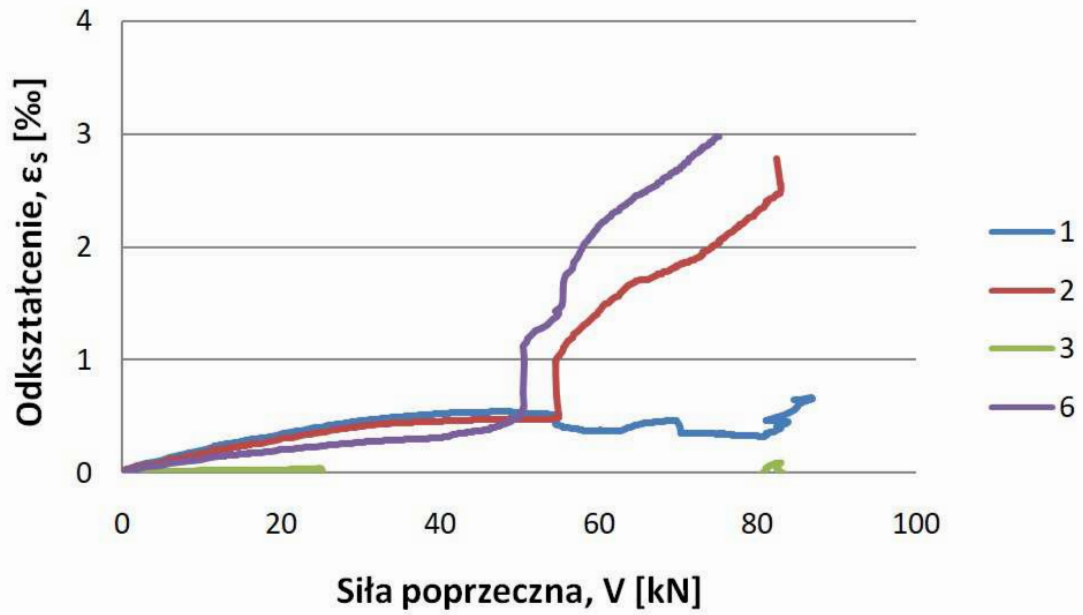
*Rys. Z 5.1 Układ i numeracja czujników odkształceń dla belek BSa i BFSa*



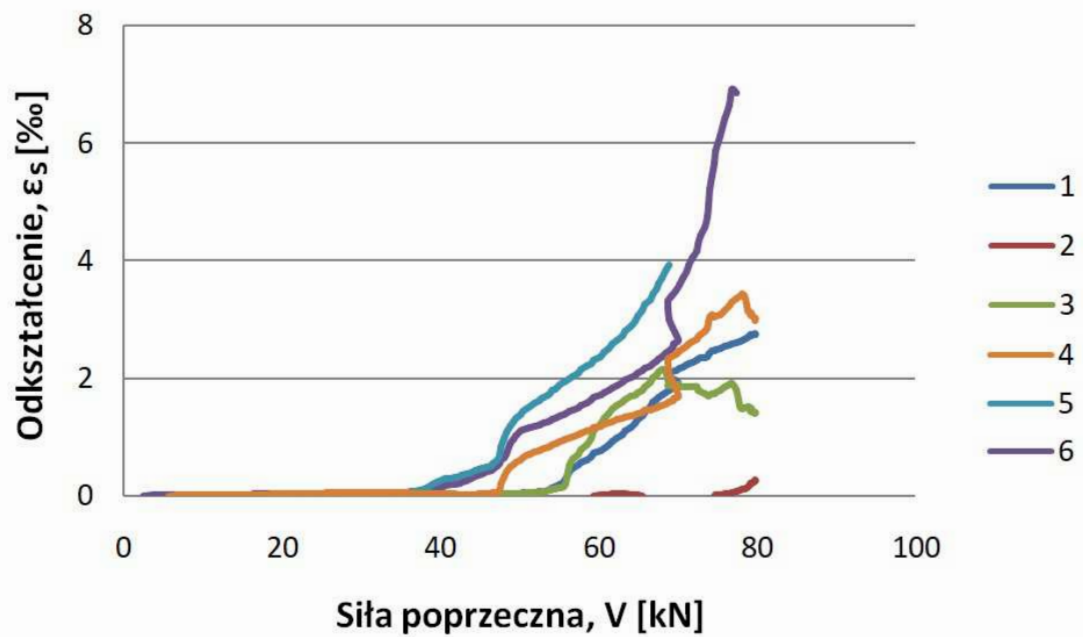
*Rys. Z 5.2 Układ i numeracja czujników odkształceń dla belek BSb i BFSb*



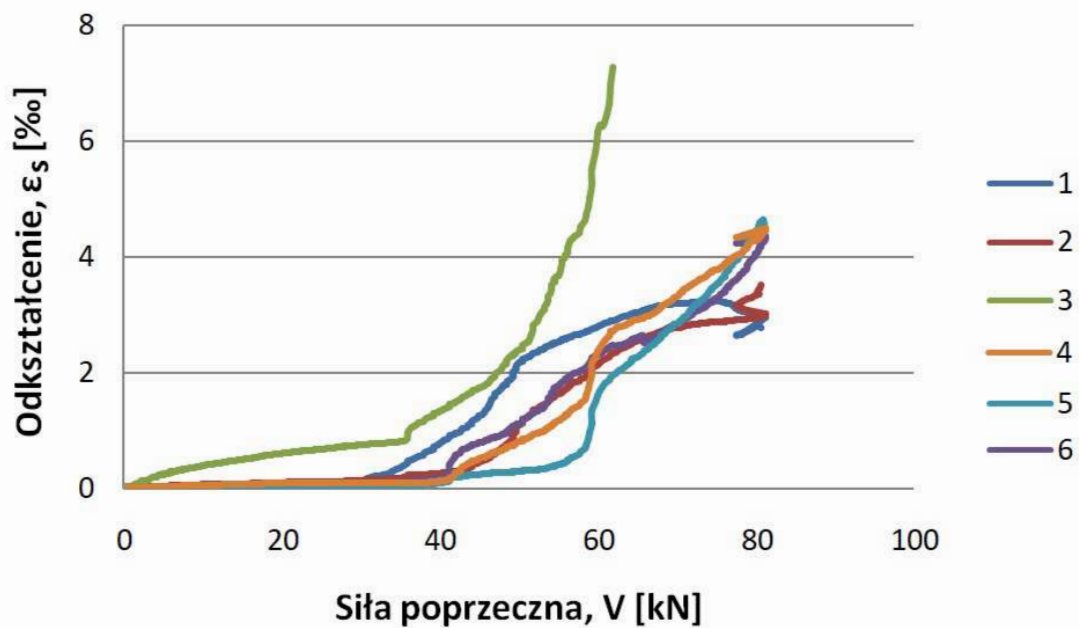
*Rys. Z5.3. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej (V) dla belki BSa1*



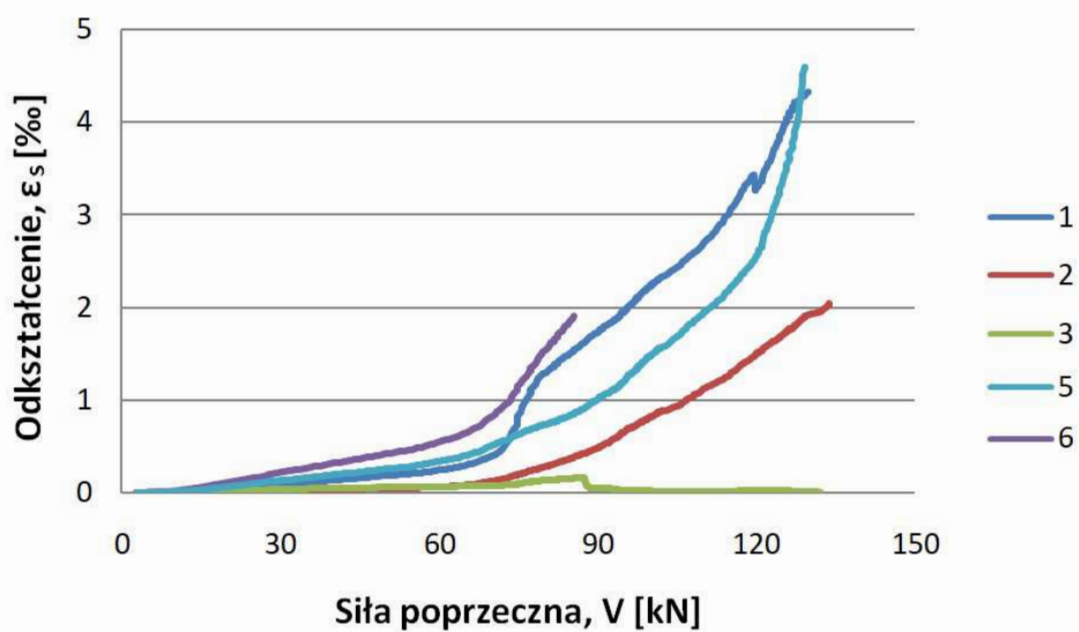
**Rys. Z5.4.** Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej (V) dla belki BSa2



**Rys. Z5.5.** Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej (V) dla belki BSa3

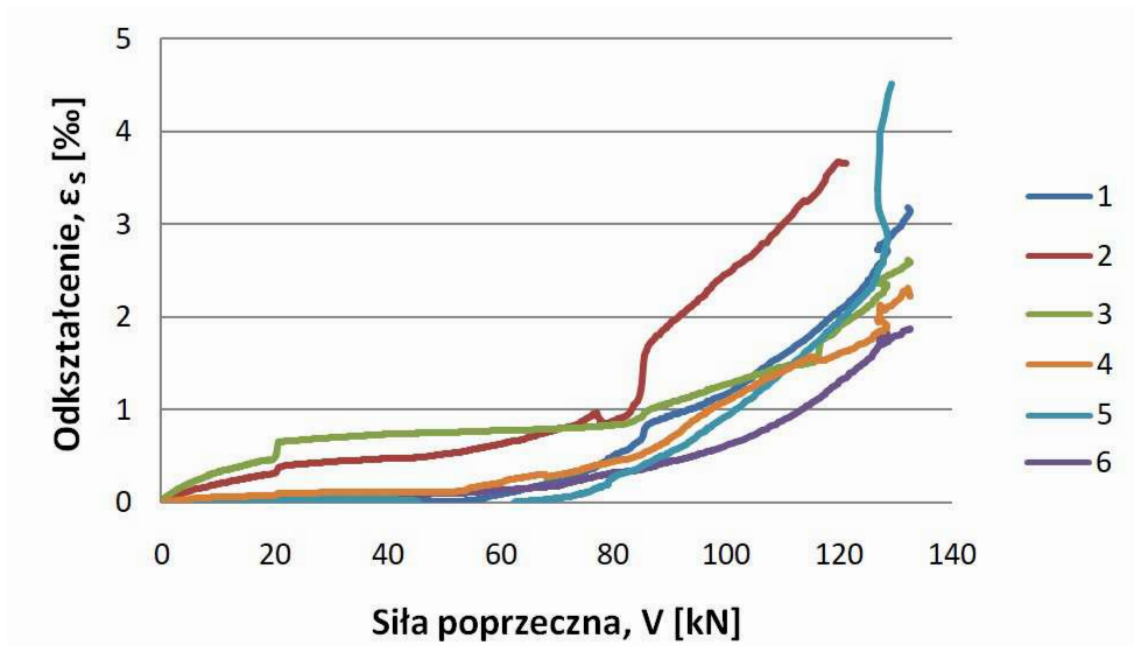


Rys. Z5.6. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSA4

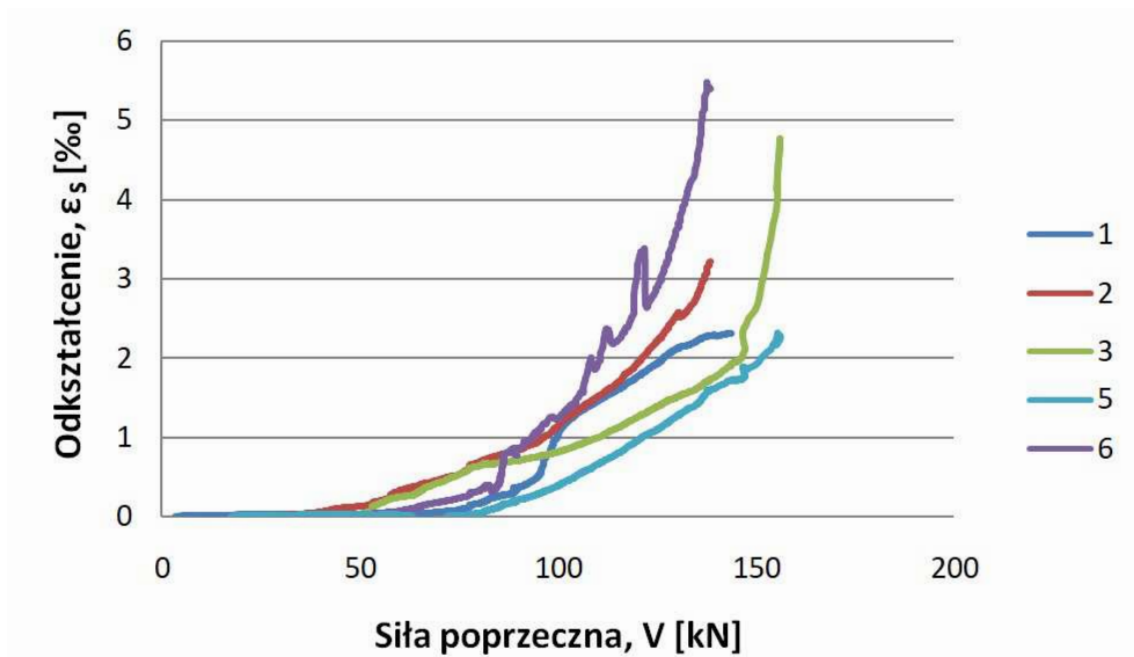


Rys. Z5.7. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSA1

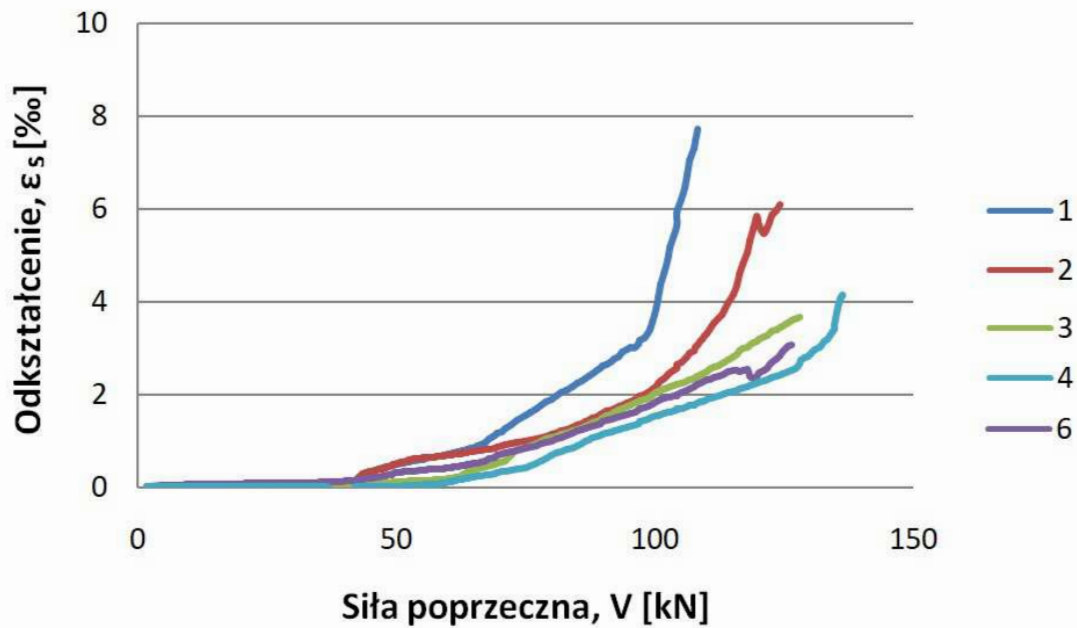




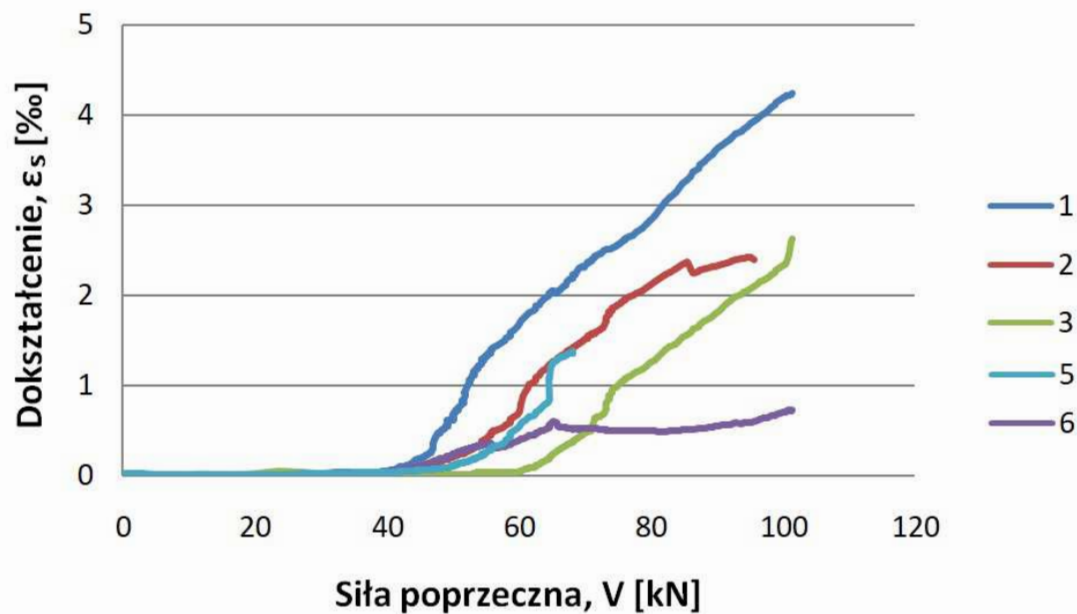
*Rys. Z5.8. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej (V) dla belki BFSa2*



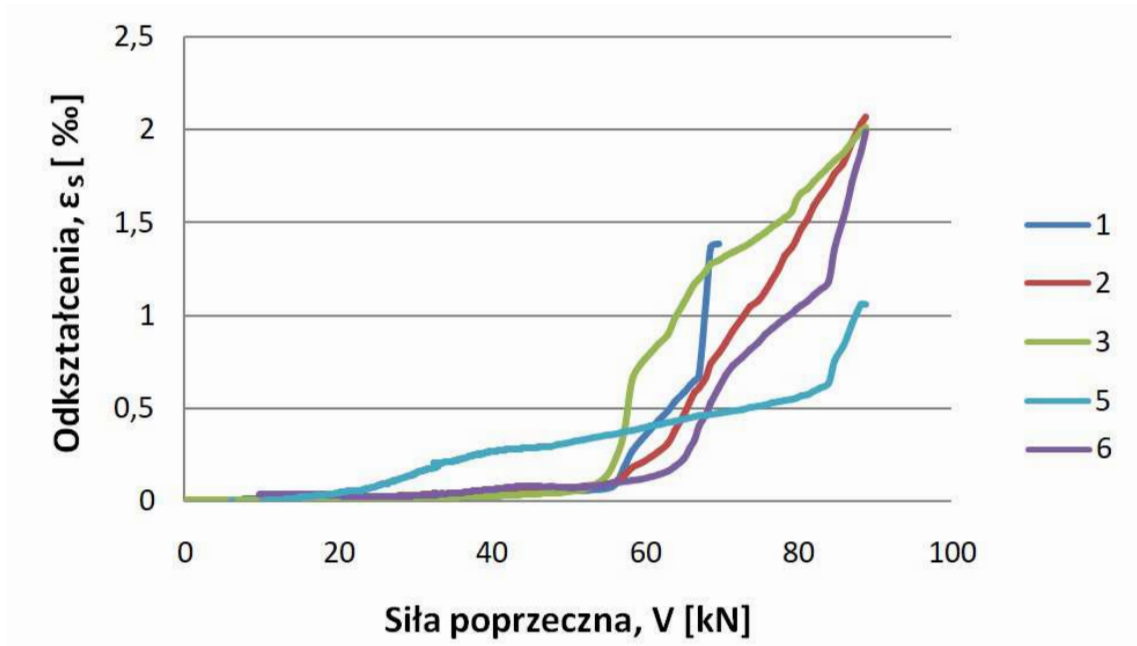
*Rys. Z5.9. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej (V) dla belki BFSa3*



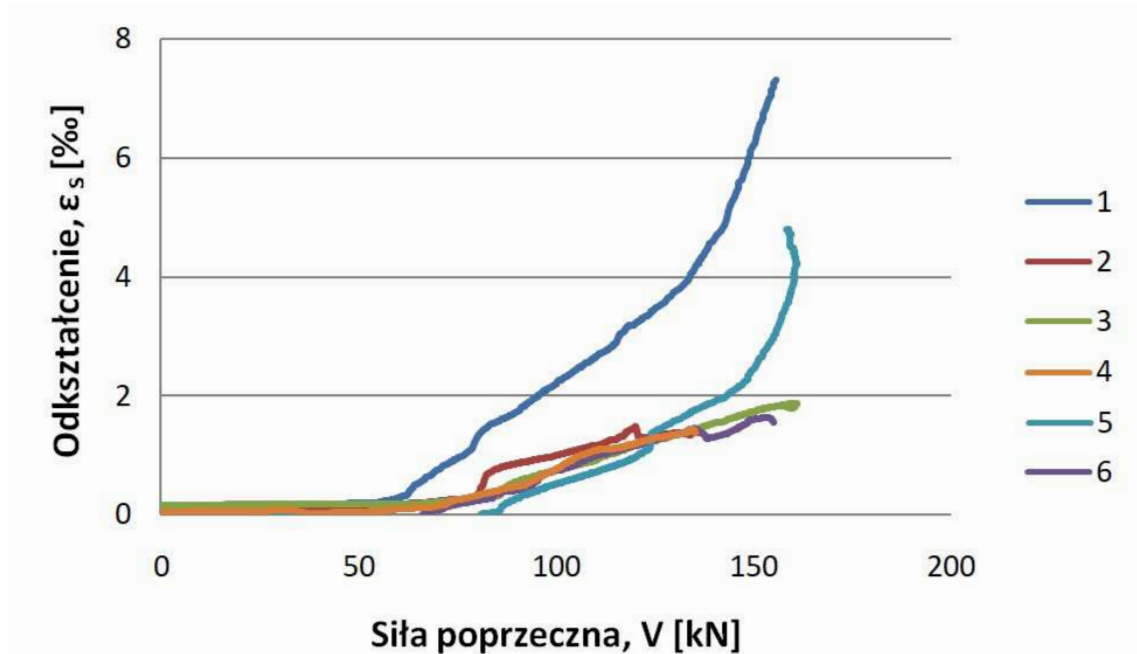
*Rys. Z5.10. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa4*



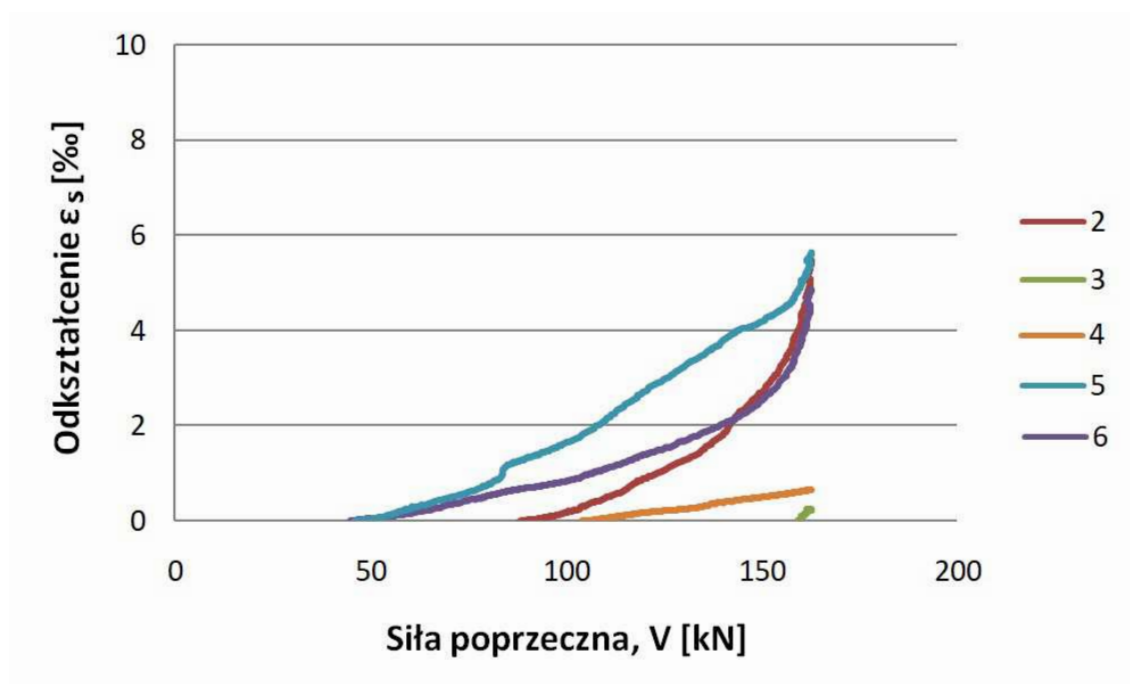
*Rys. Z5.11. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSb1*



*Rys. Z5.12. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSb2*

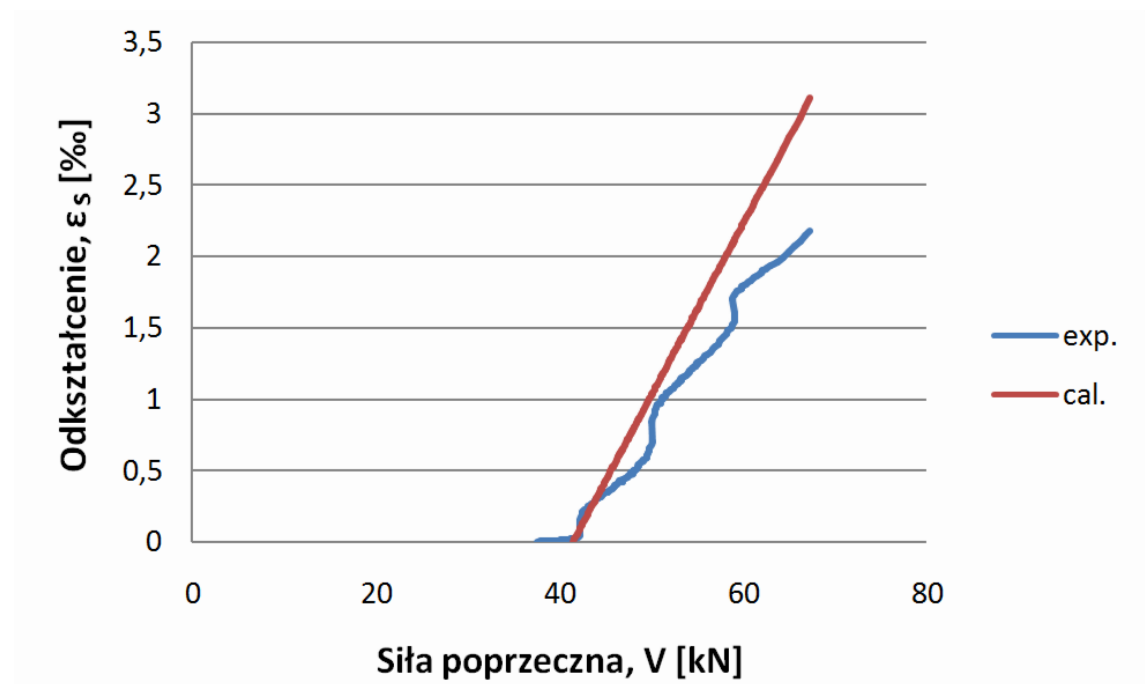


*Rys. Z5.13. Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSb1*

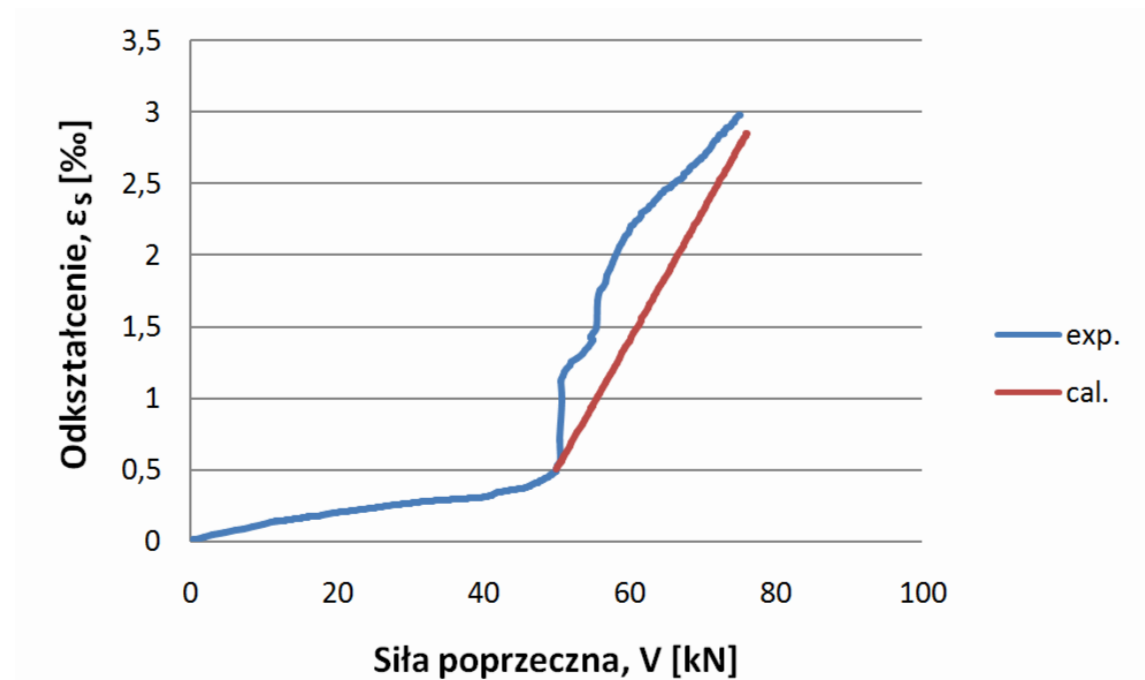


**Rys. Z5.14.** Zależność odkształceń strzemion ( $\epsilon_s$ ) od siły poprzecznej (V) dla belki BFSb1

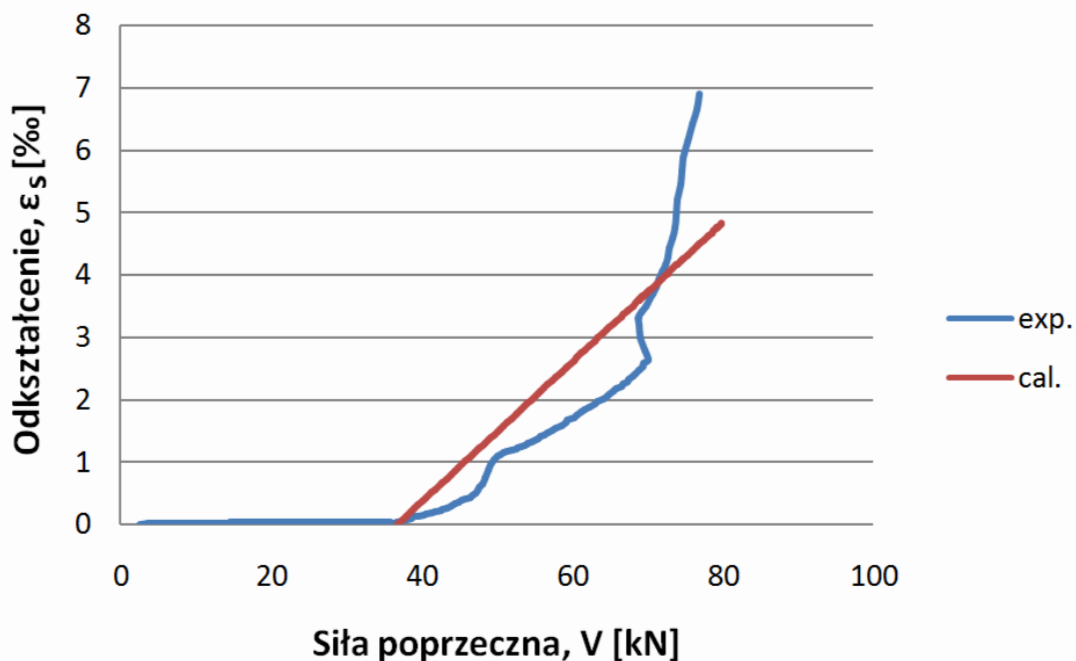
**Załącznik Z6.** Wyniki badań teoretycznych i pomierzonych odkształceń strzemion w belkach ze zbrojeniem rozproszonym i bez



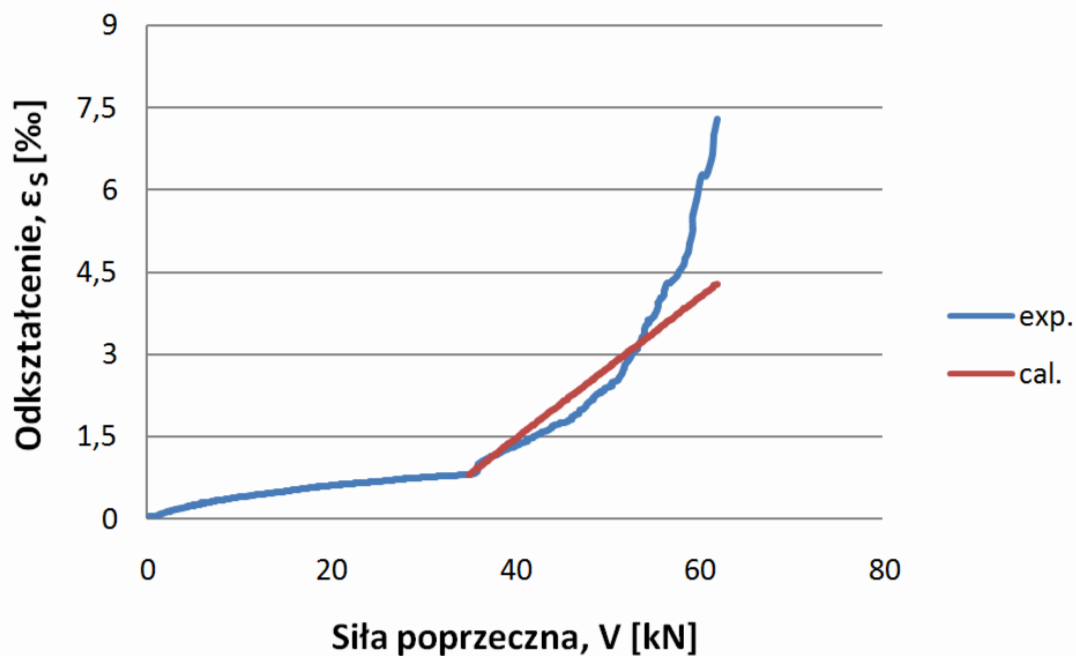
*Rys. Z6.1. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BSa1*



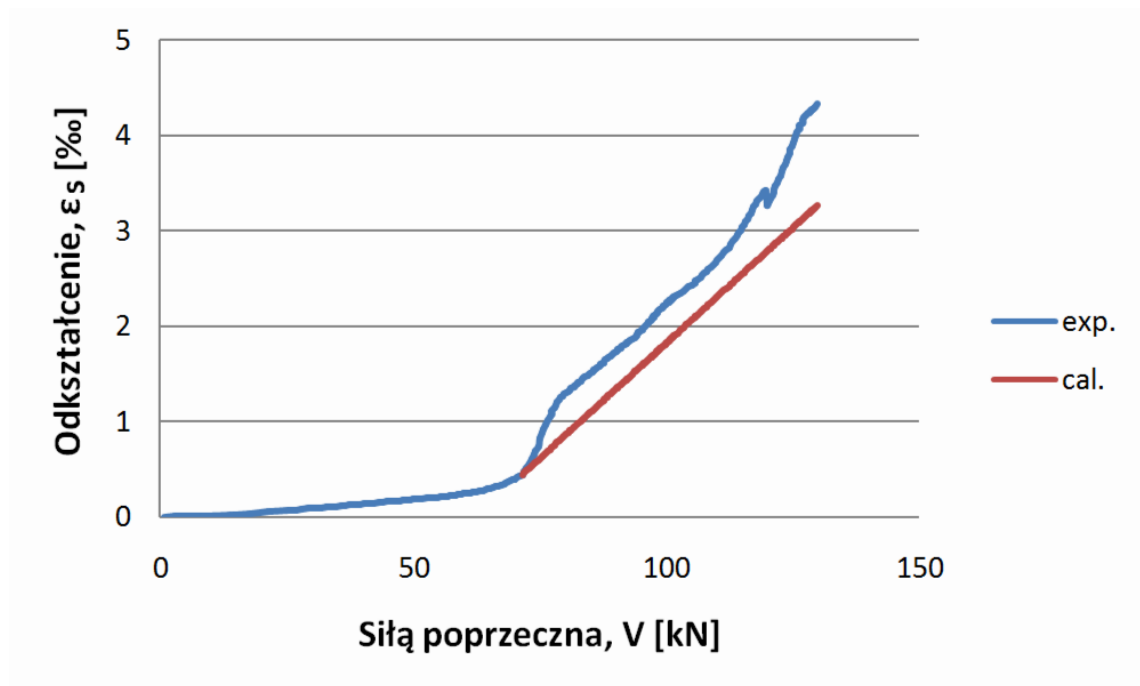
*Rys. Z6.2. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BSa2*



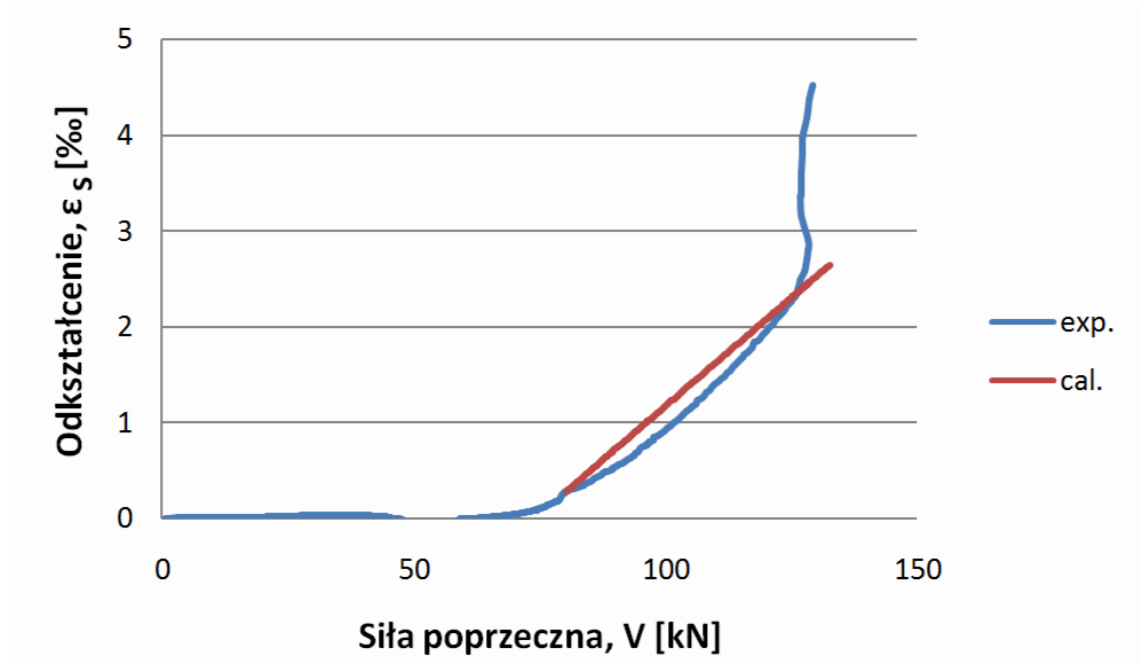
*Rys. Z6.3. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemionna od siły poprzecznej dla belki BSa3*



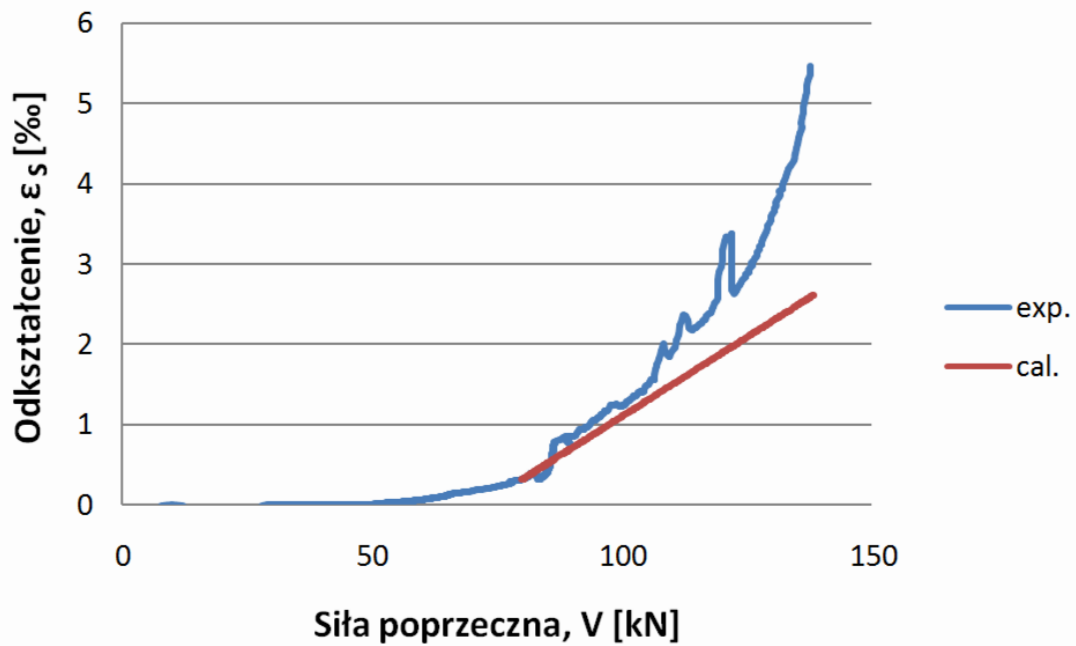
*Rys. Z6.4. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemionna od siły poprzecznej dla belki BSa4*



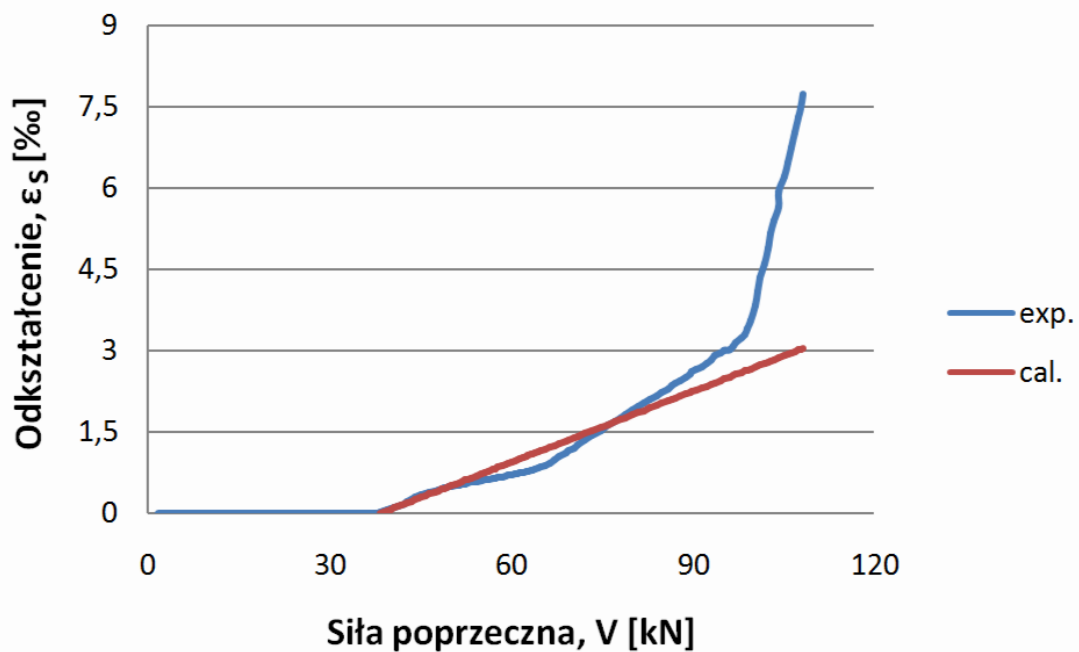
*Rys. Z6.5. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BFSa1*



*Rys. Z6.6. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BFSa2*

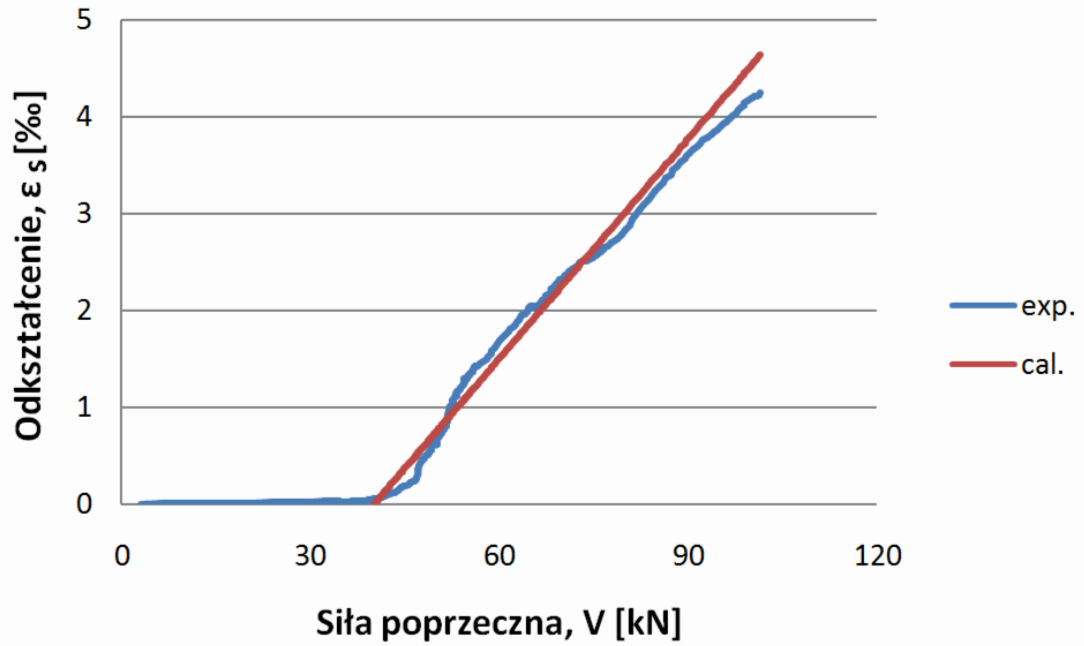


*Rys. Z6.7. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BFSa3*

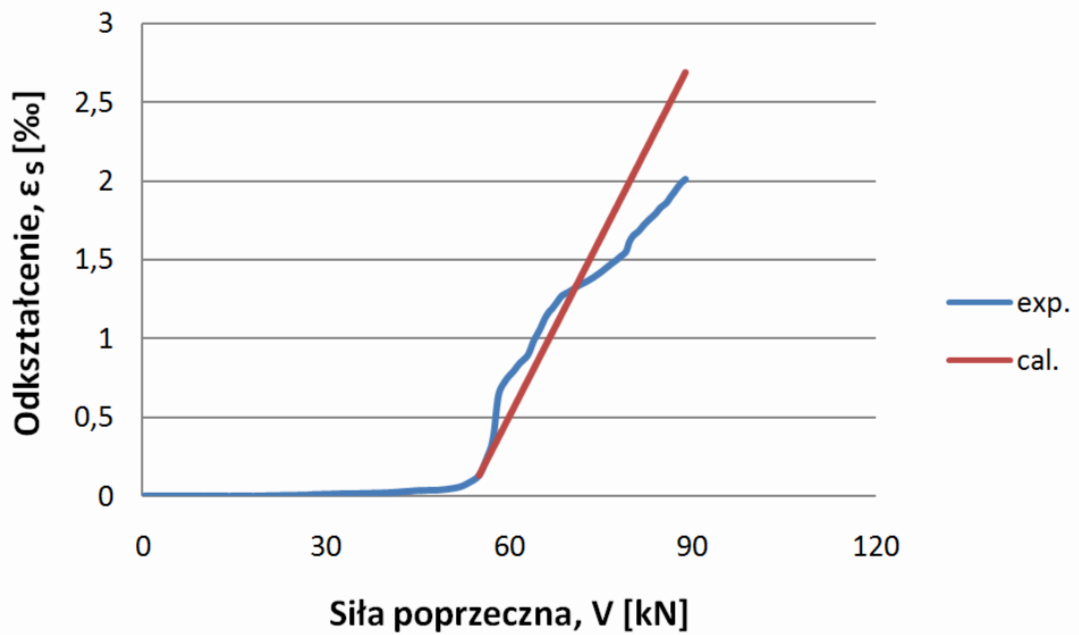


*Rys. Z6.8. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BFSa4*

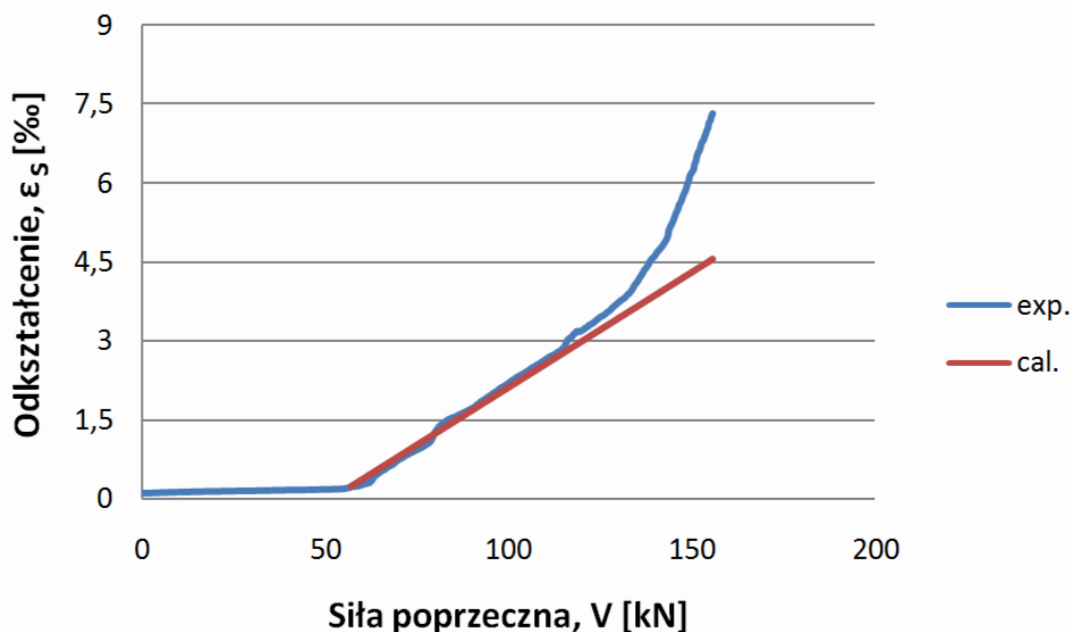




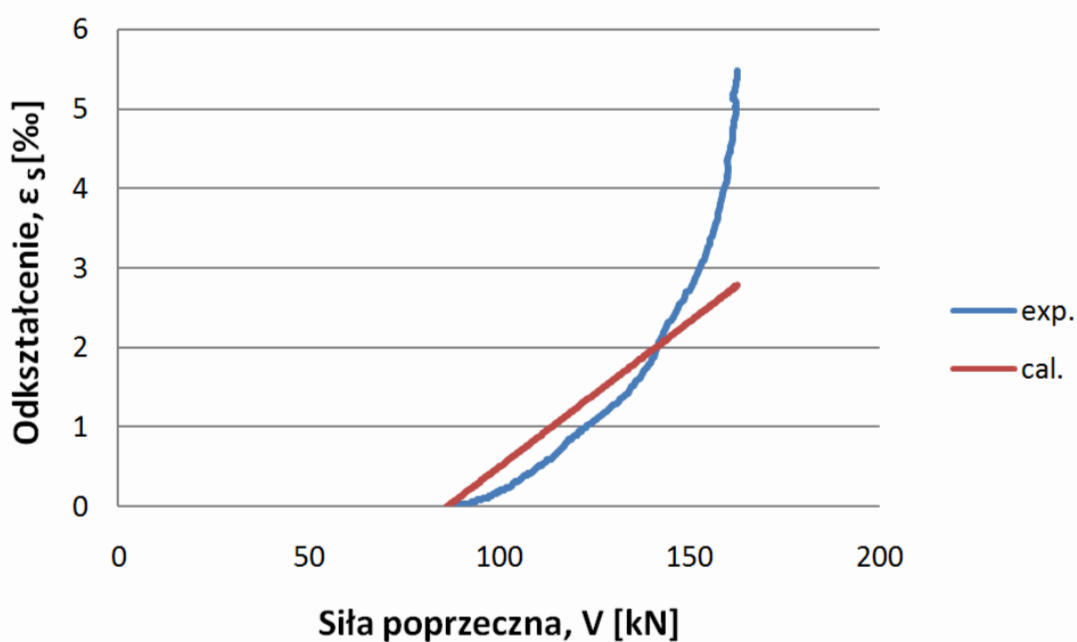
*Rys. Z6.9. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BSb1*



*Rys. Z6.10. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzemion od siły poprzecznej dla belki BSb2*

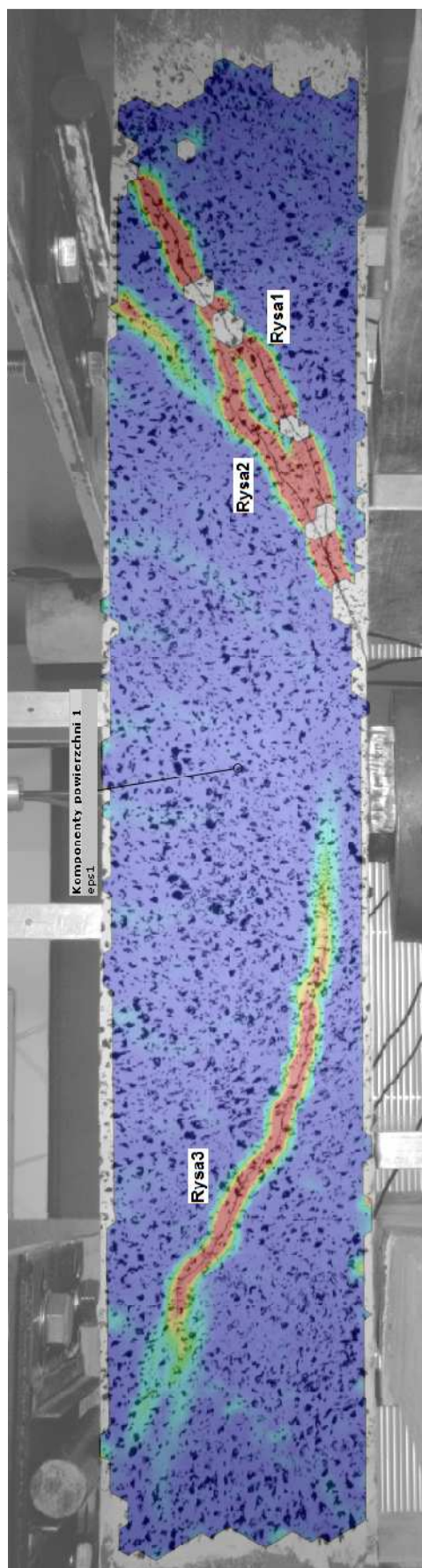


*Rys. Z6.11. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzeżmion od siły poprzecznej dla belki BFSb1*

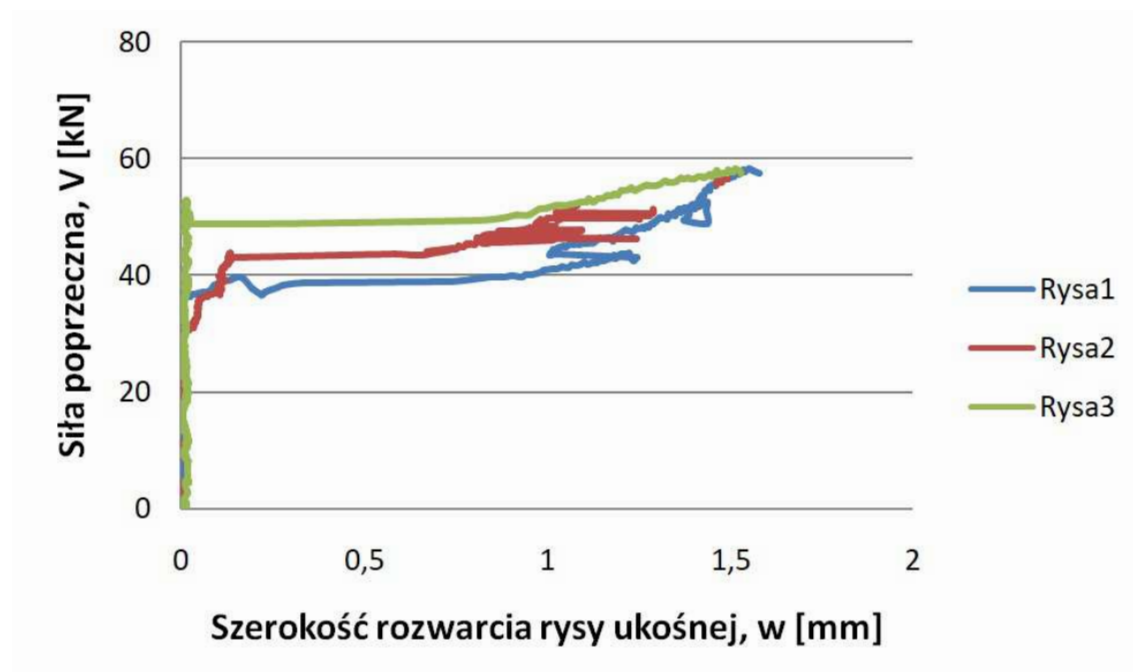


*Rys. Z6.12. Zależność obliczeniowych (cal.) i pomierzonych (exp.) odkształceń strzeżmion od siły poprzecznej dla belki BFSb2*

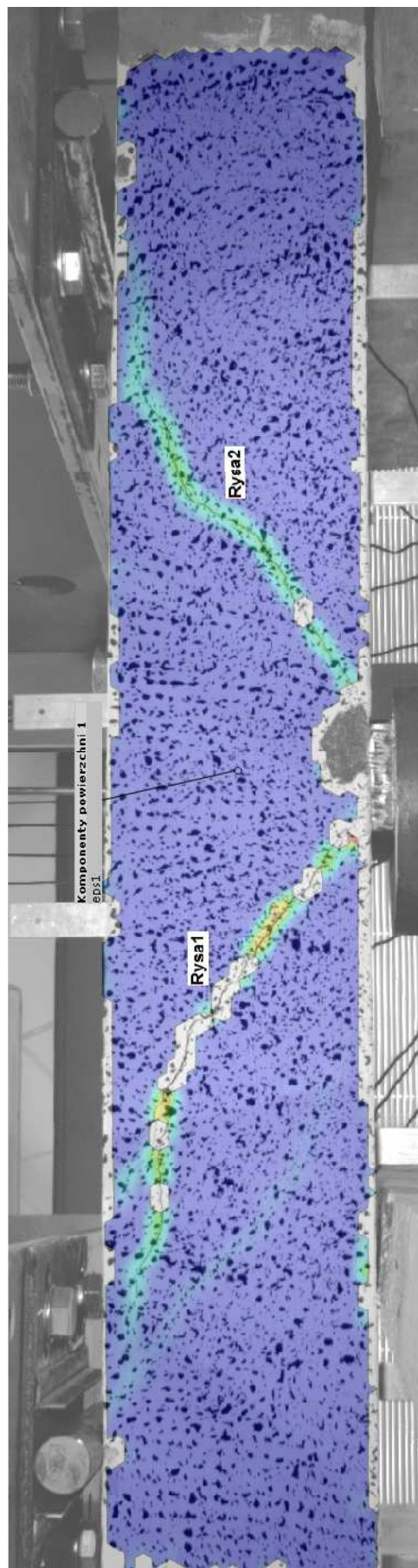
**Załącznik Z7.** Wyniki badań szerokości rys ukośnych



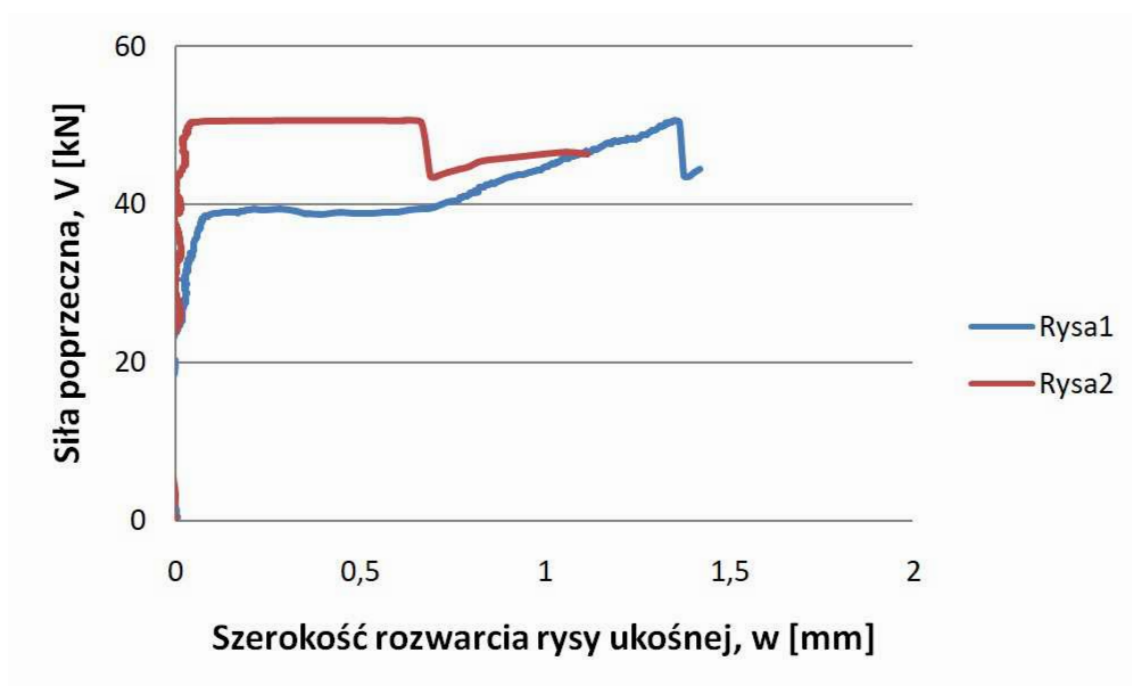
**Rys. Z7.1.** Zarysowanie belki B1



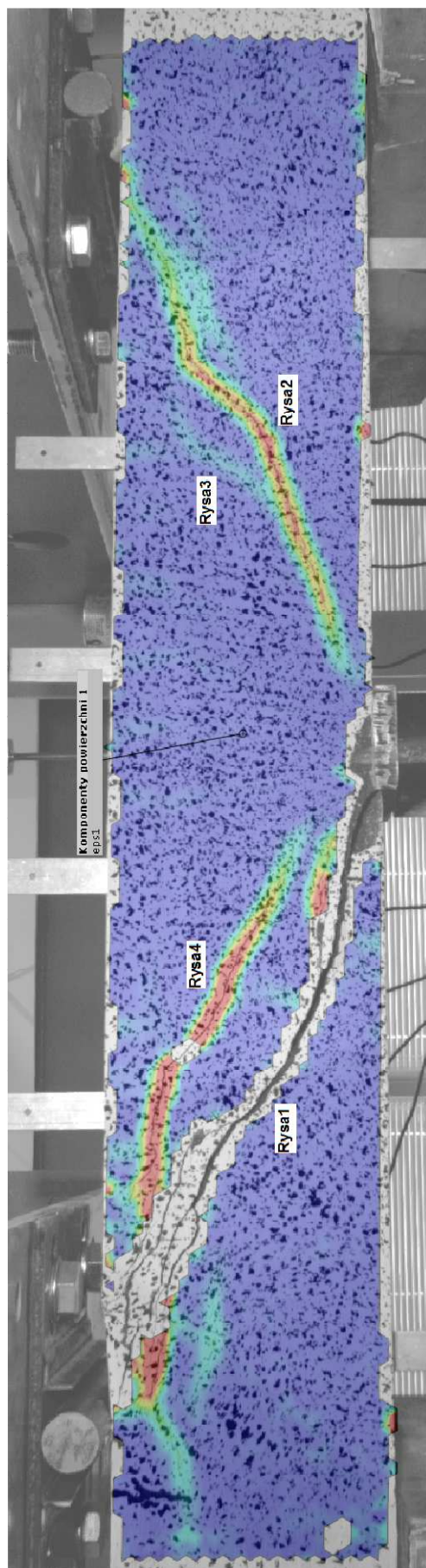
**Rys. Z7.2.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B1



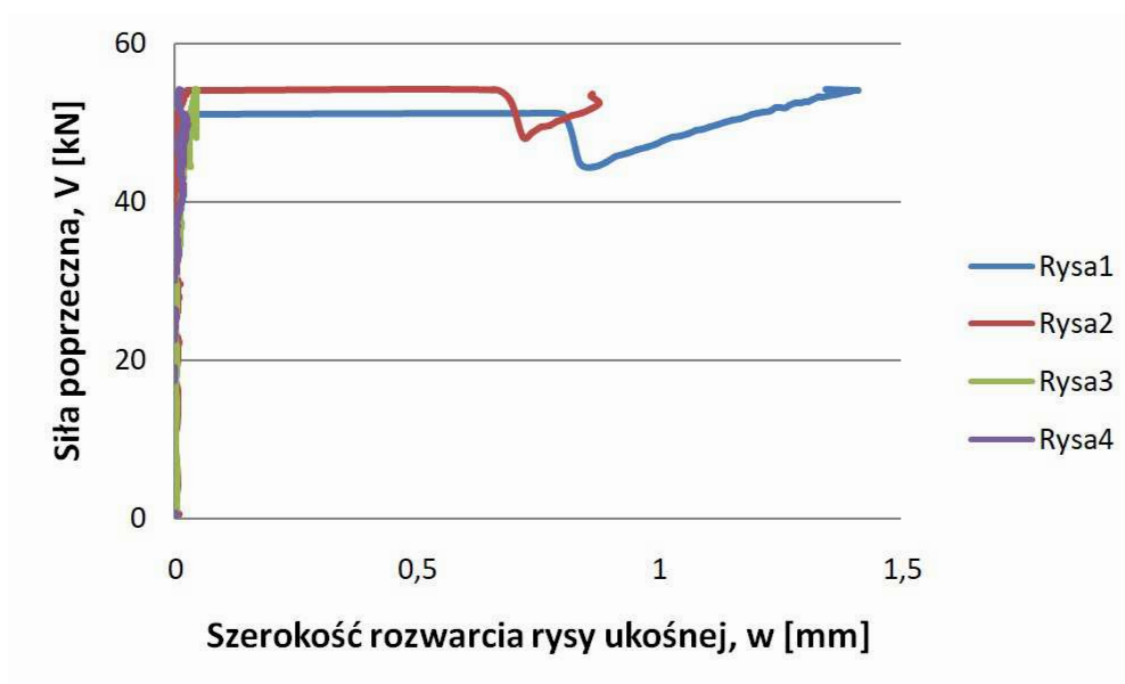
*Rys. Z7.3. Zarysowanie belki B2*



**Rys. Z7.4.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B2

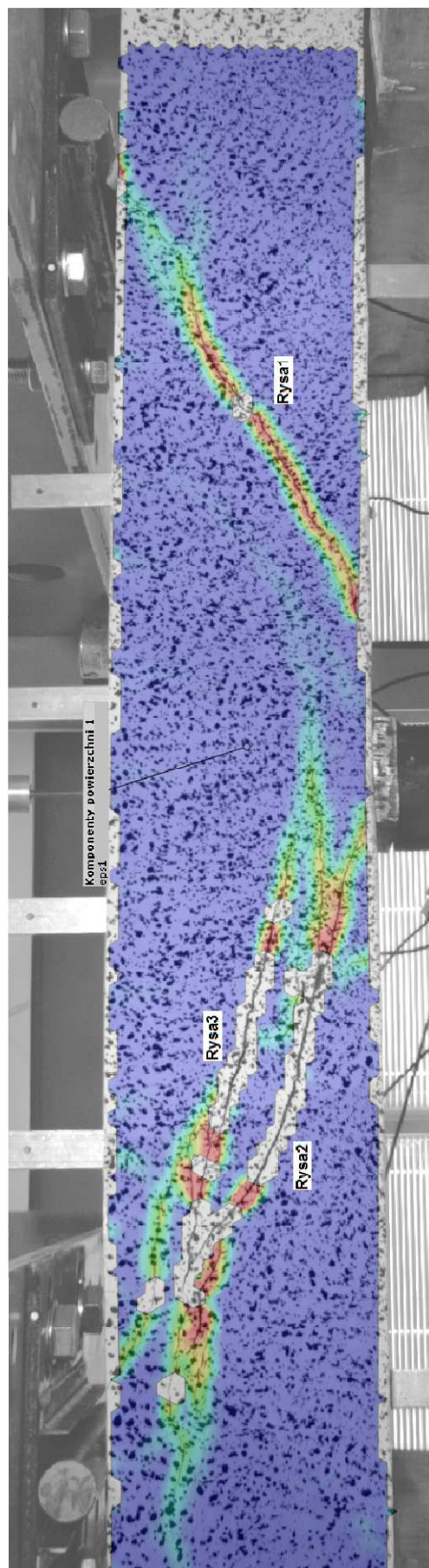


*Rys. Z7.5. Zarysowanie belki B3*

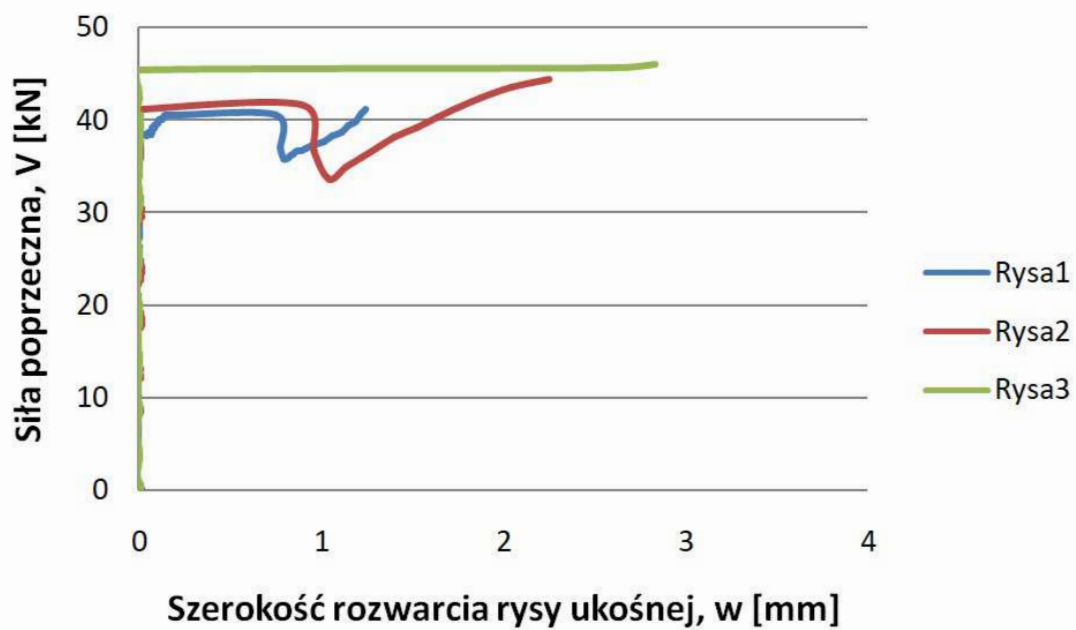


**Rys. Z7.6.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B3

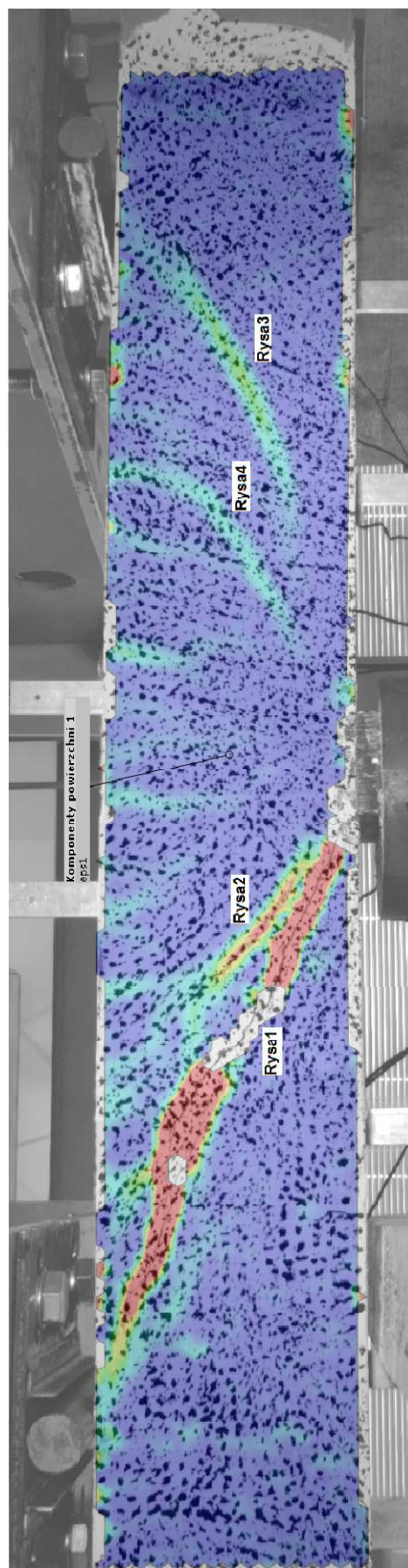




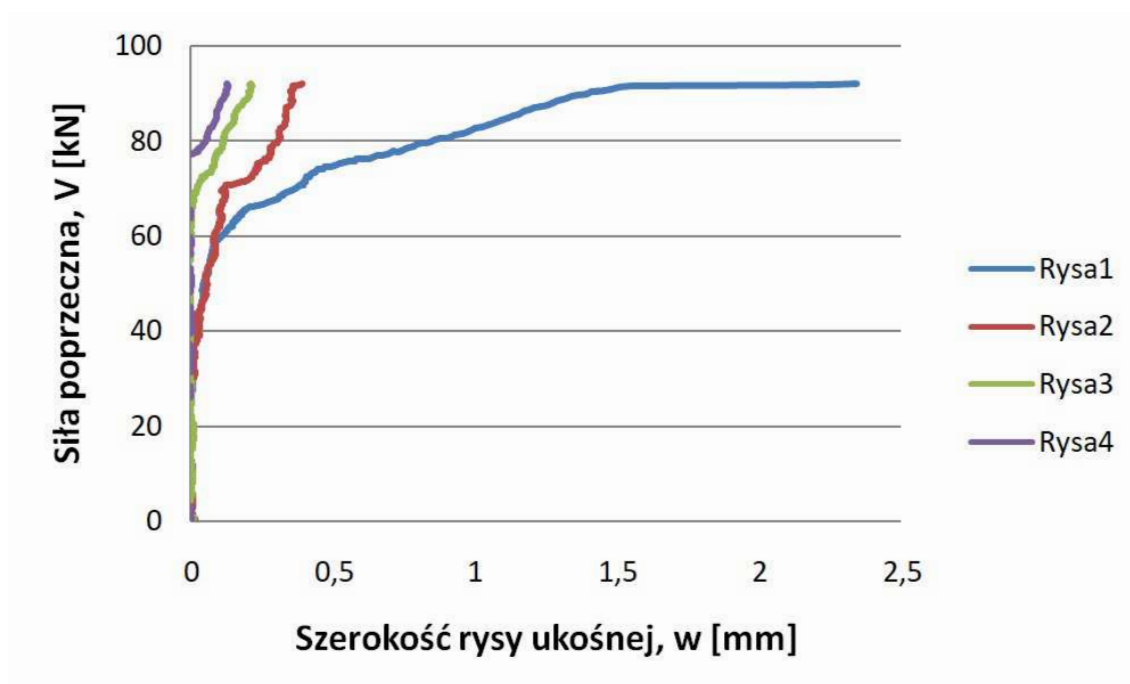
**Rys. Z7.7. Zarysowanie belki B4**



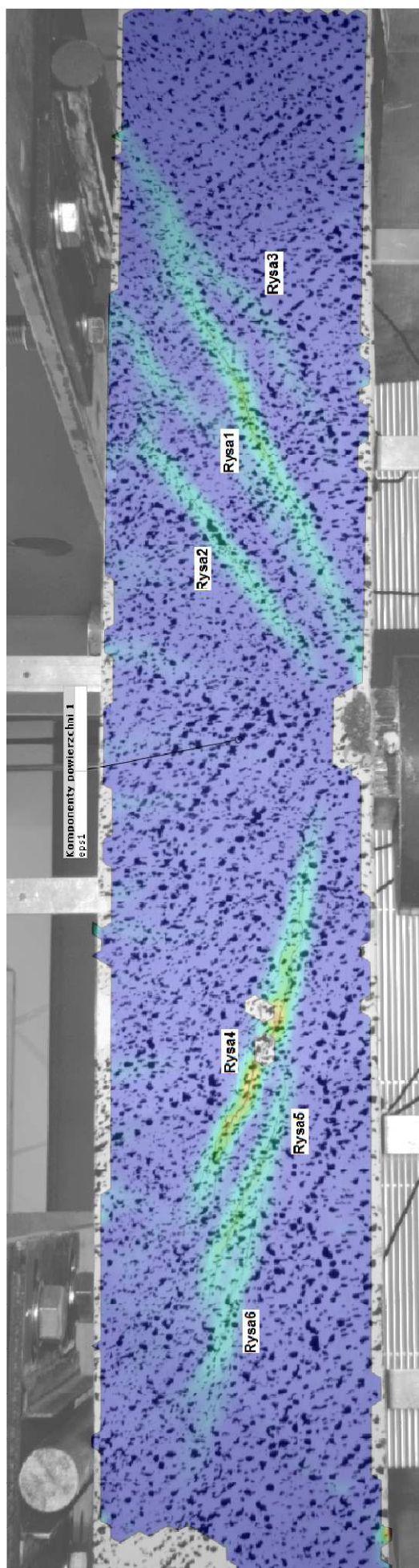
*Rys. Z7.8. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki B4*



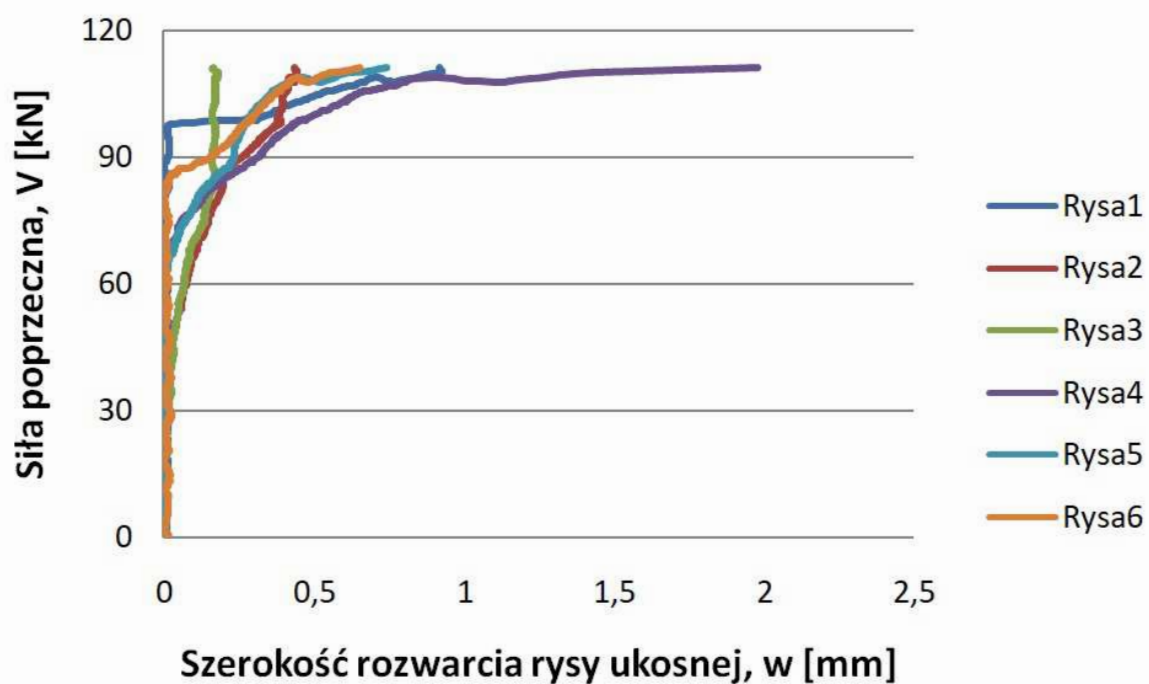
**Rys. Z7.9. Zarysowanie belki BF1**



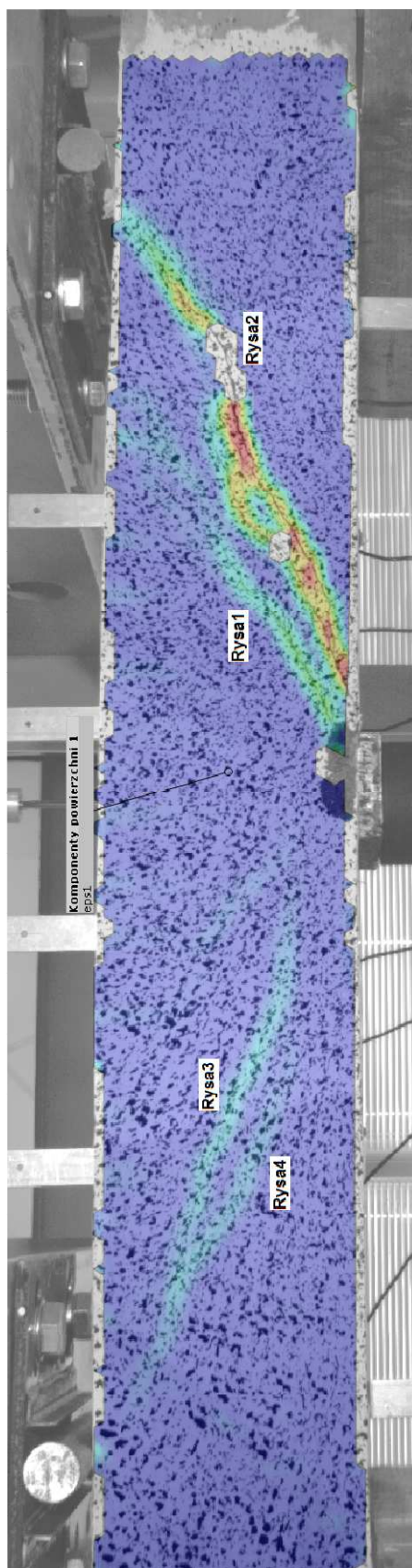
**Rys. Z7.10.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF1



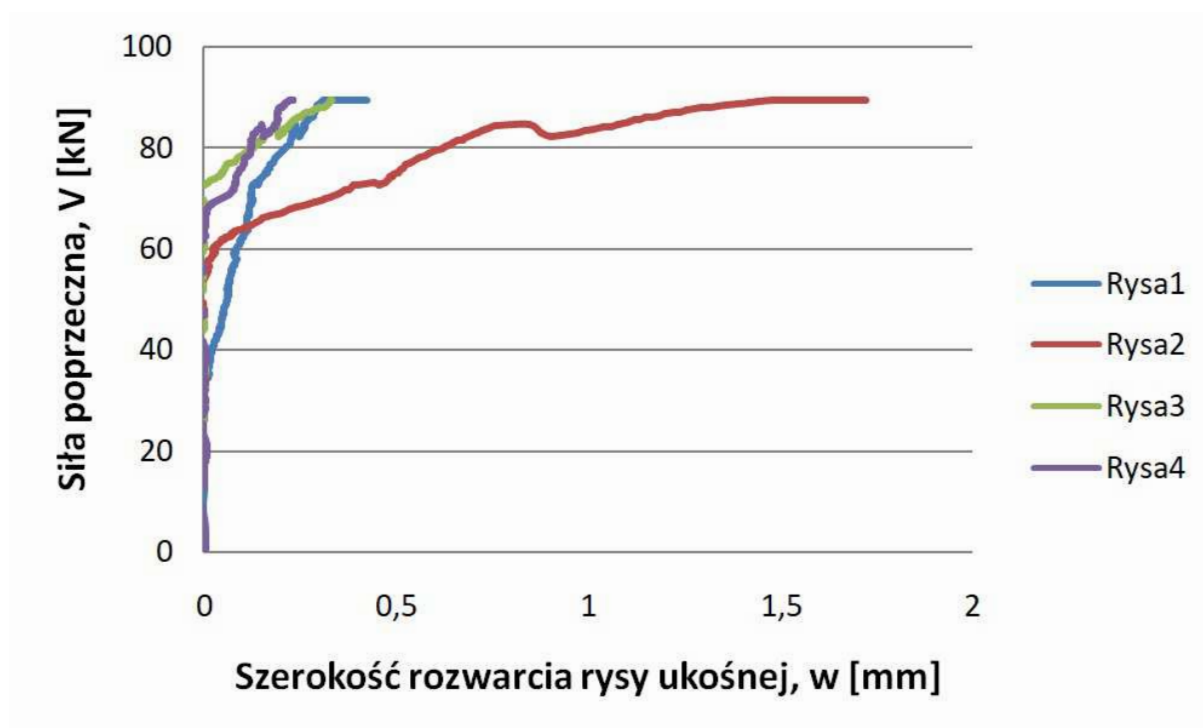
**Rys. Z7.11. Zarysowanie belki bF2**



**Rys. Z7.12.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF2

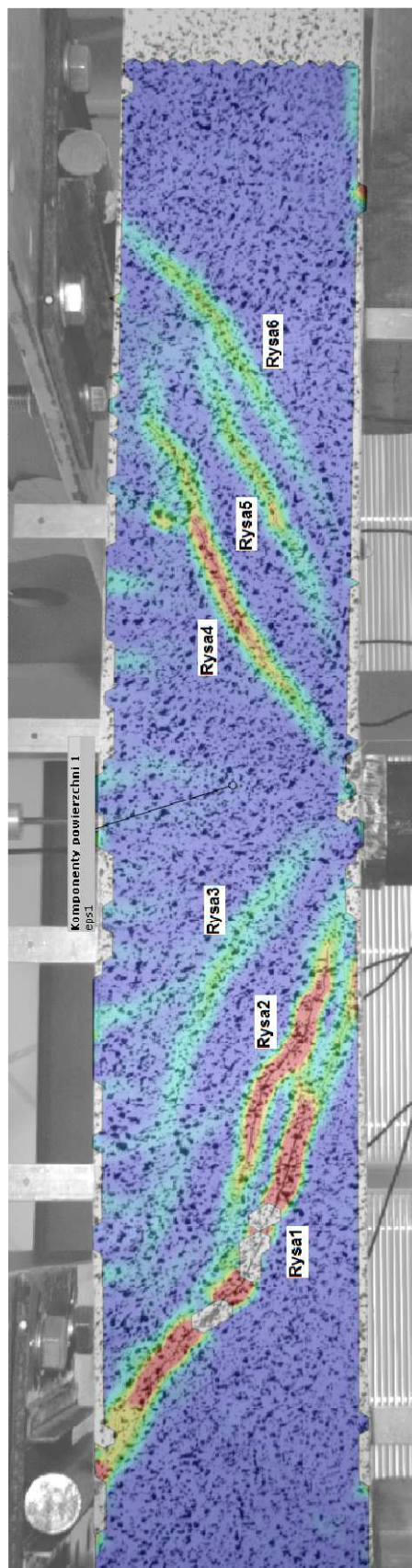


**Rys. Z7.13. Zarysowanie belki BF3**

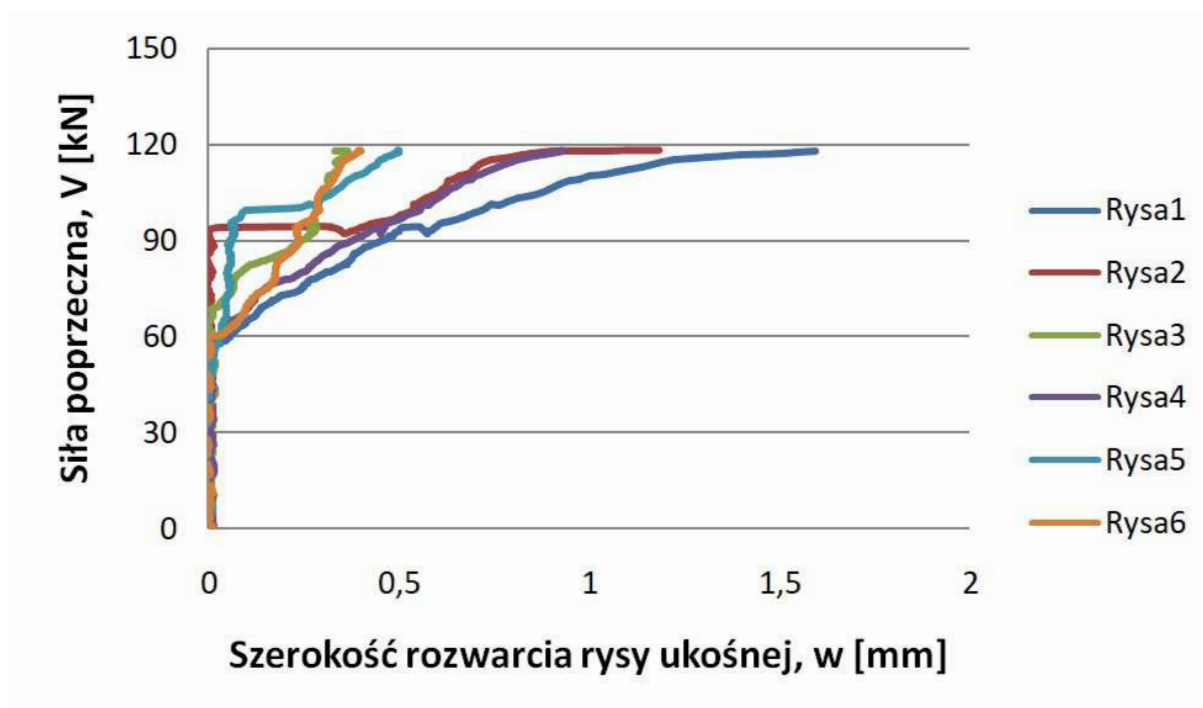


**Rys. Z7.14.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF3

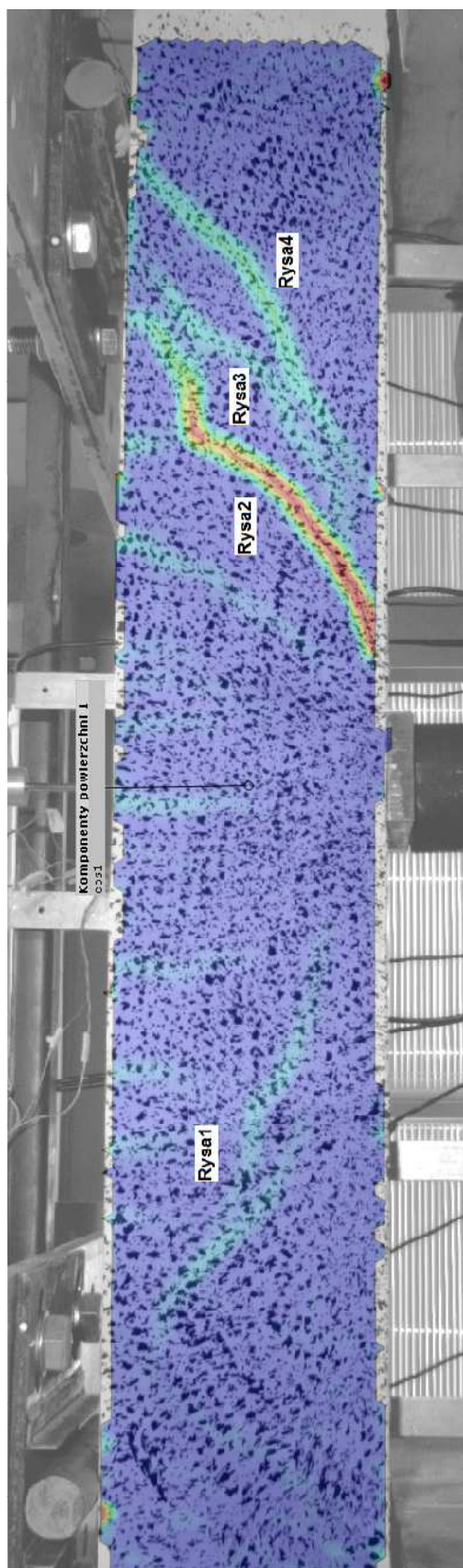




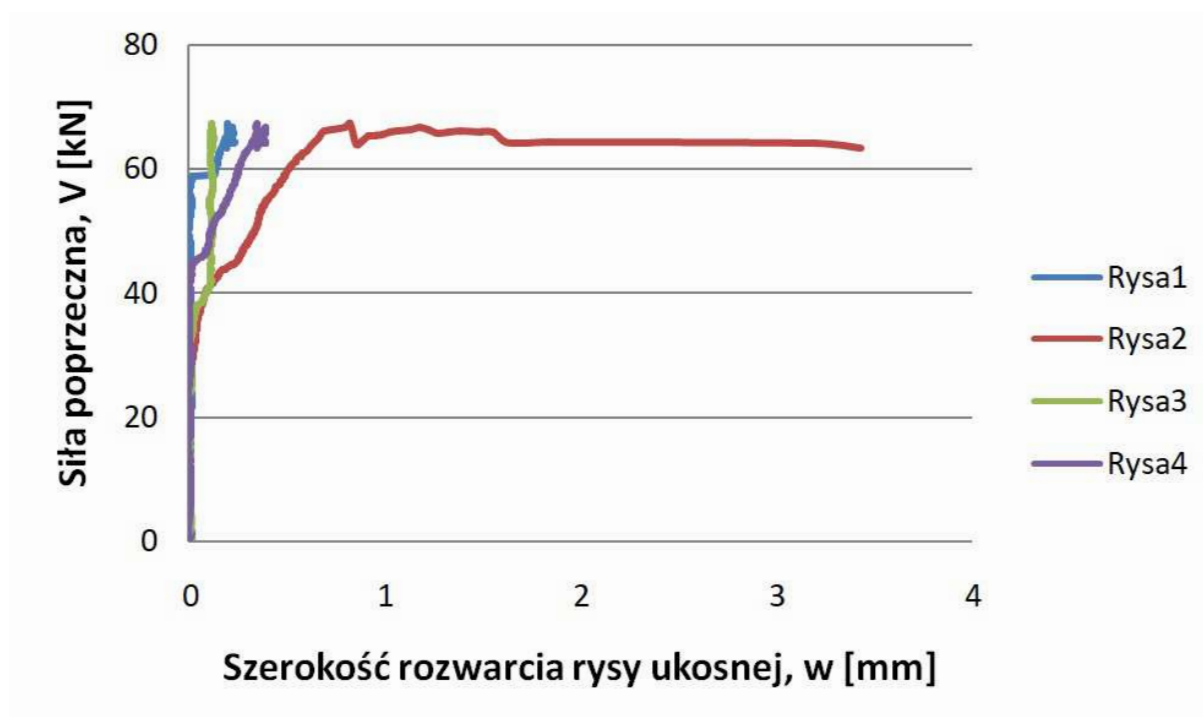
**Rys. Z7.15.** Zarysowanie belki BF4



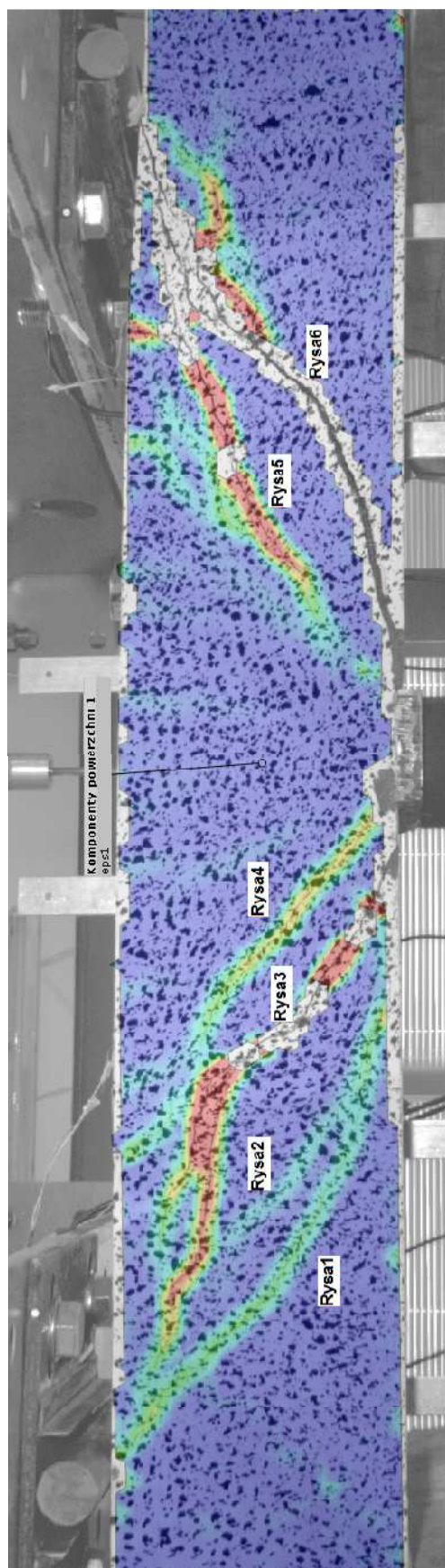
*Rys. Z7.16. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BF4*



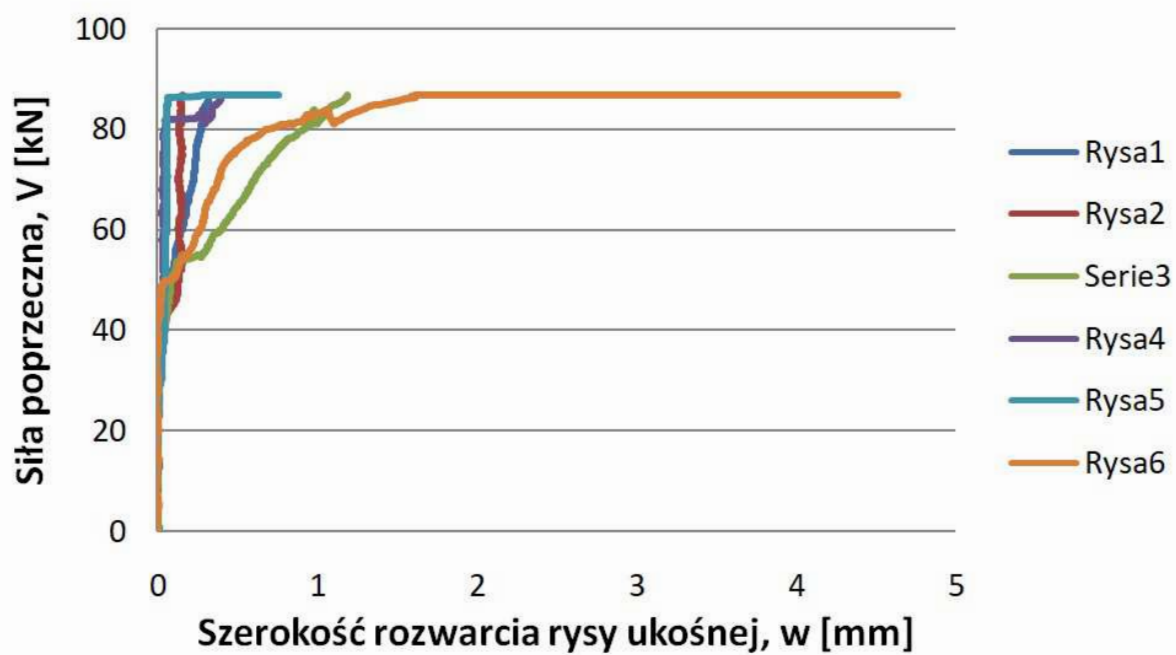
**Rys. Z7.17. Zarysowanie belki BSa1**



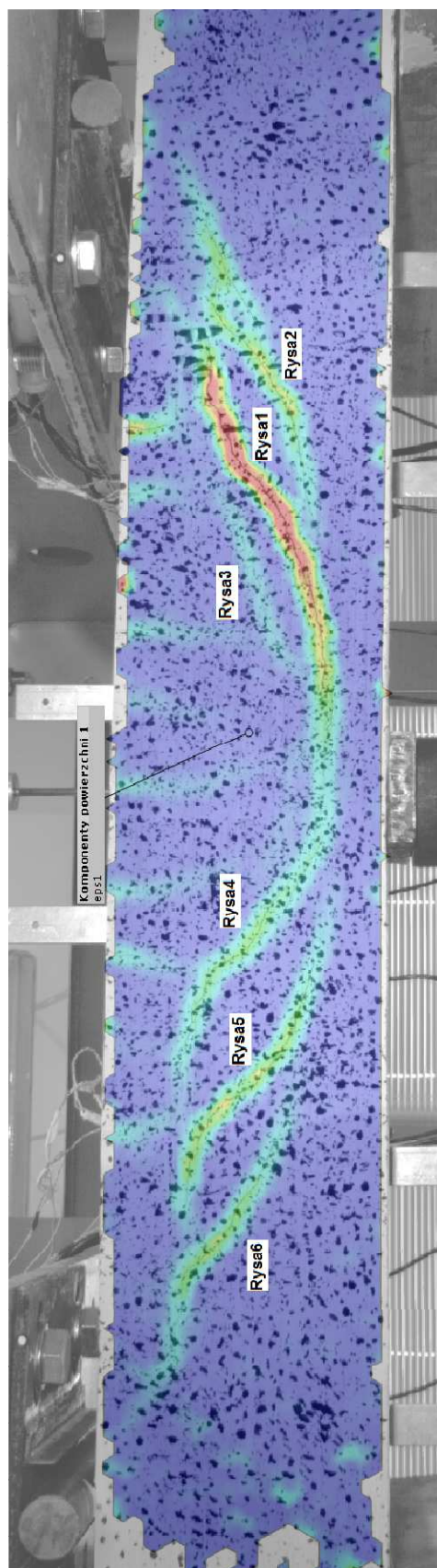
**Rys. Z7.18.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa1



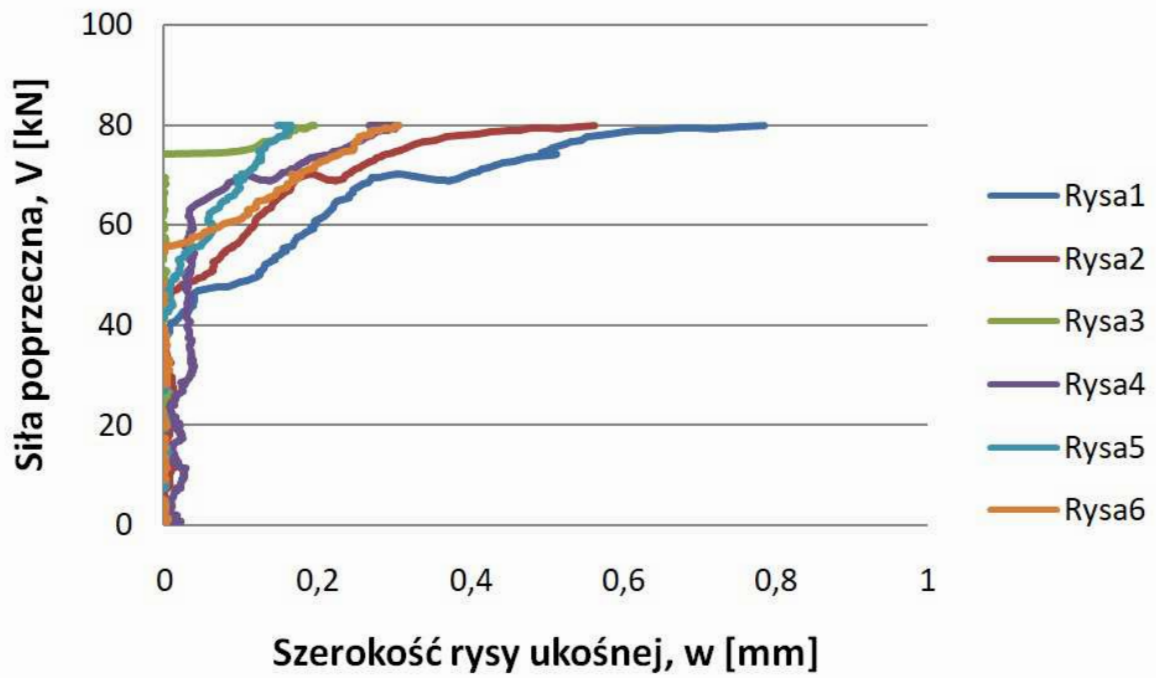
**Rys. Z7.19. Zarysowanie belki BSa2**



*Rys. Z7.20. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa2*

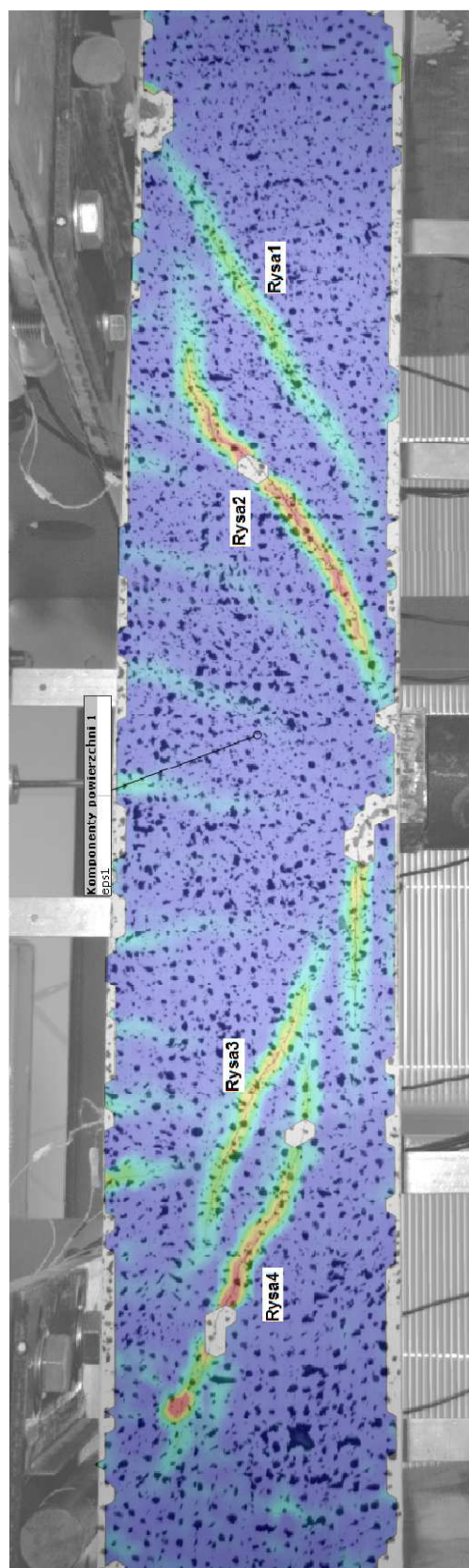


**Rys. Z7.21. Zarysowanie belki BSa3**

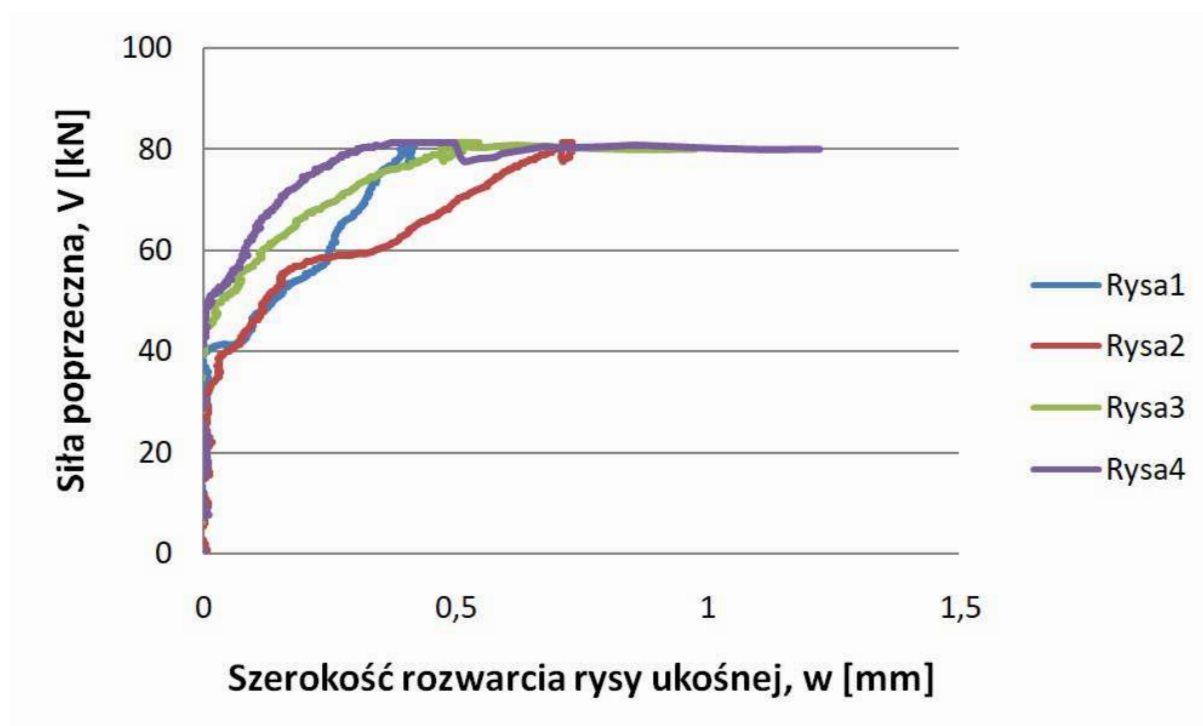


**Rys. Z7.22.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa3

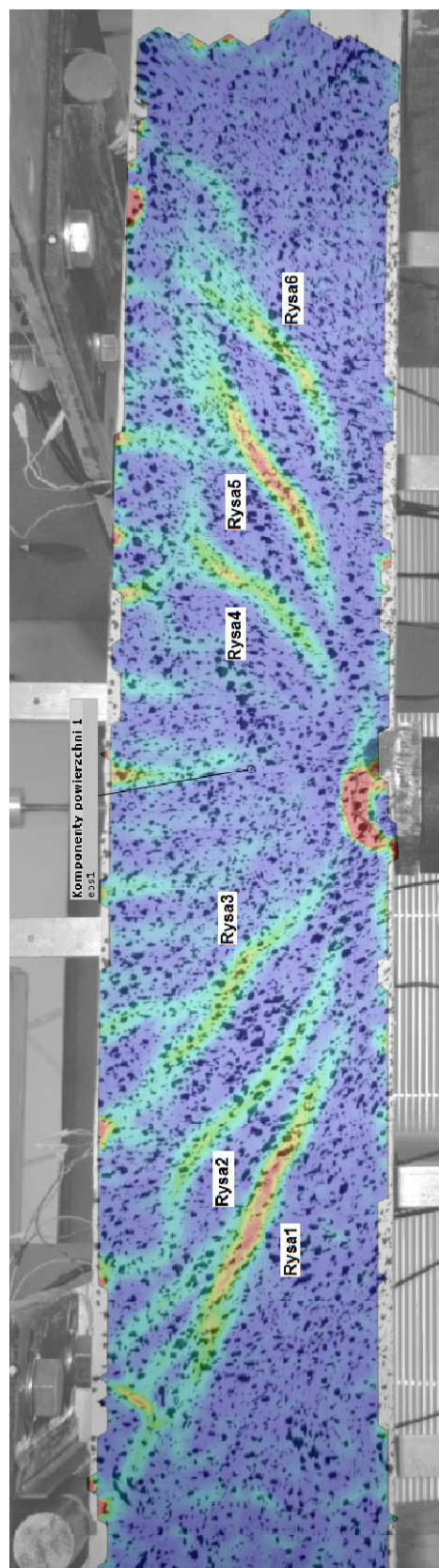




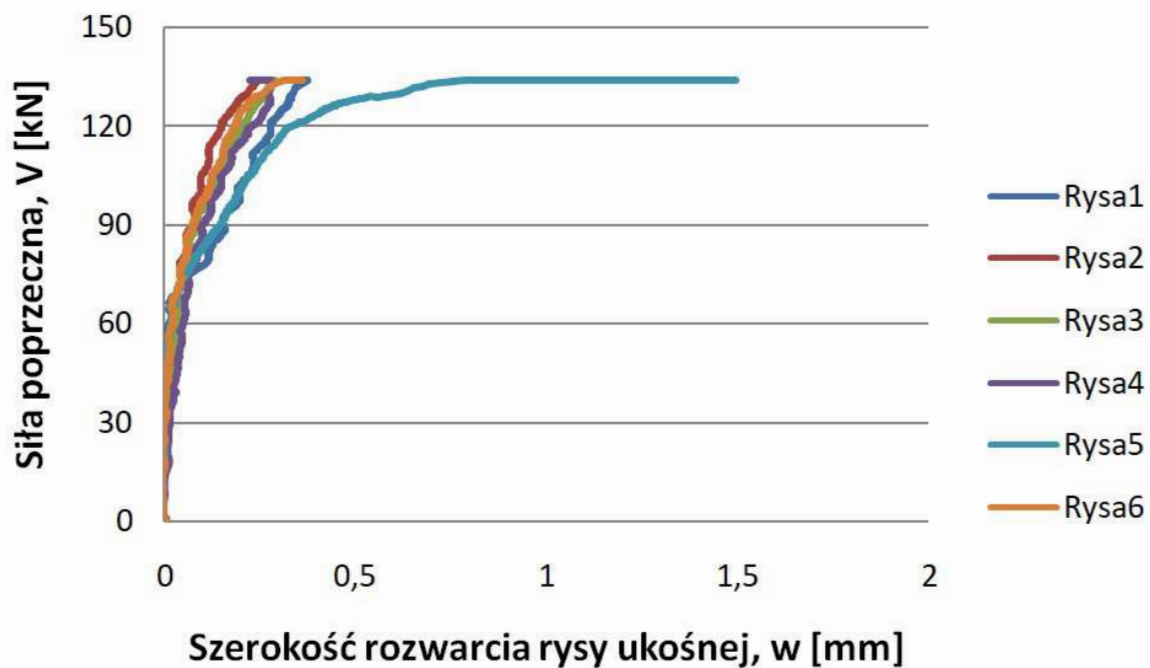
**Rys. Z7.23. Zarysowanie belki BSa4**



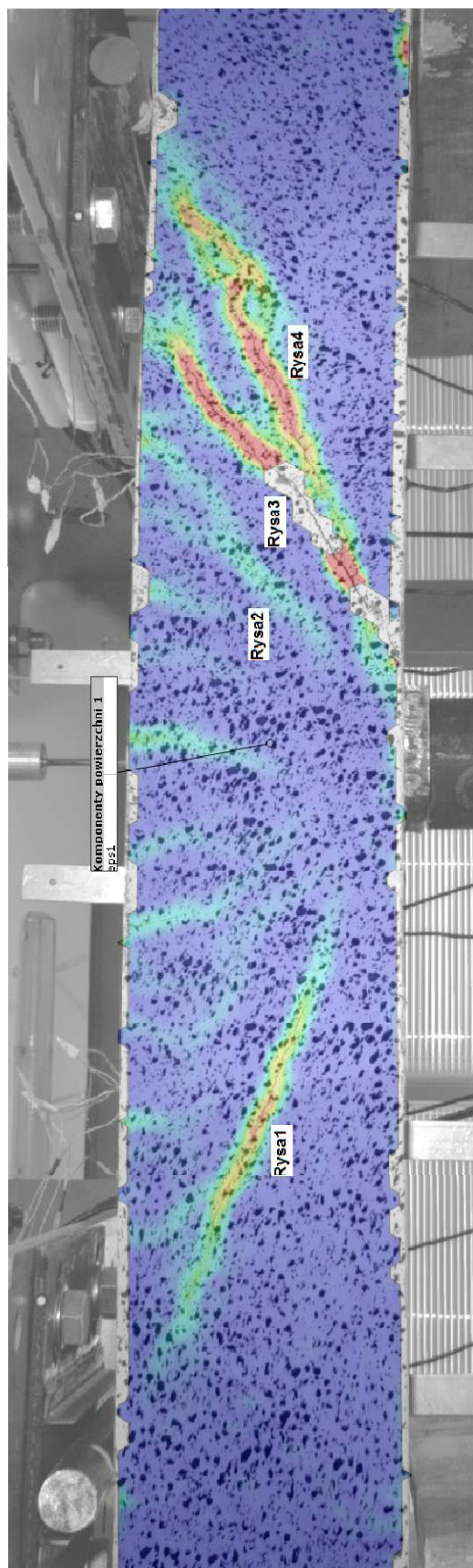
**Rys. Z7.24.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSa4



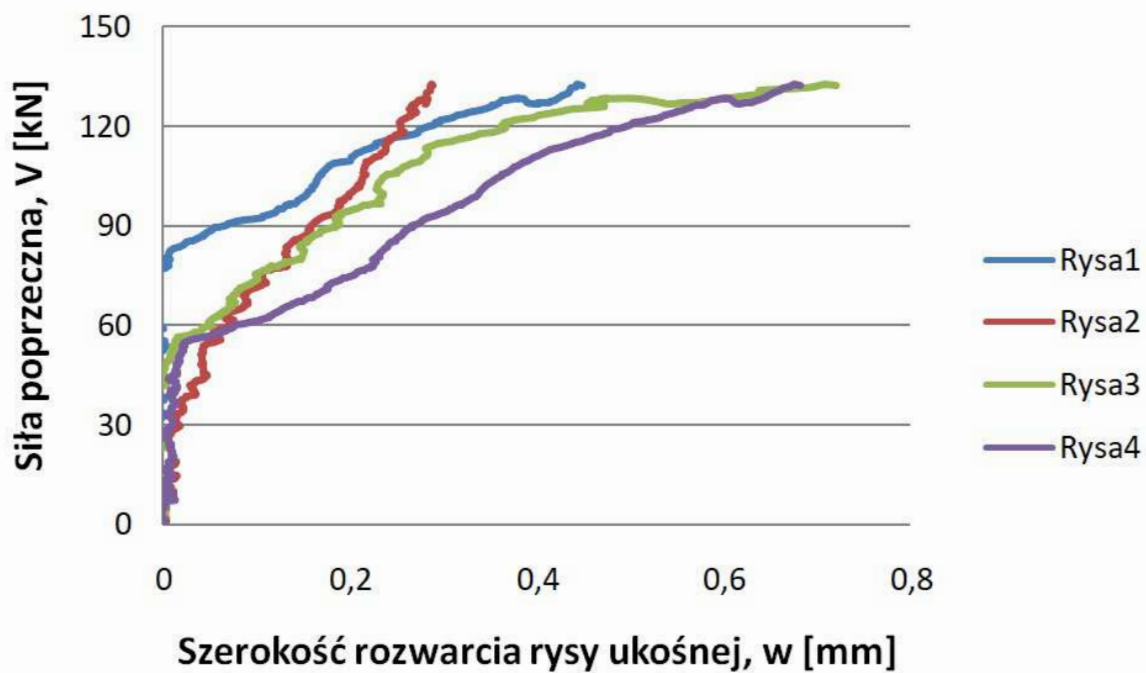
*Rys. Z7.25. Zarysowanie belki BFSa1*



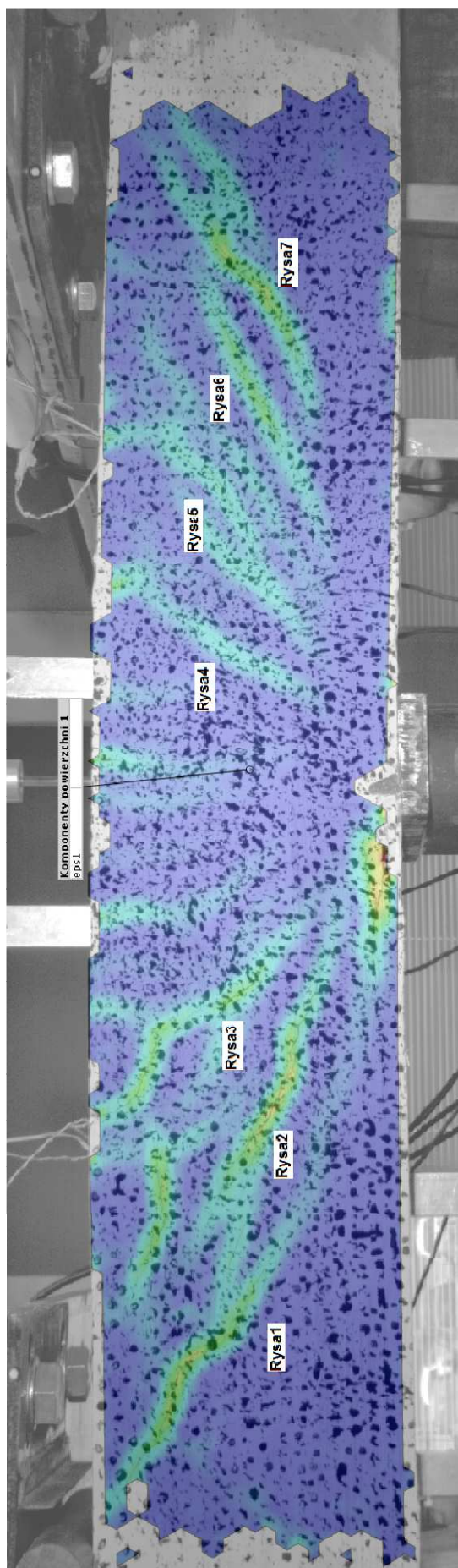
*Rys. Z7.26. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa1*



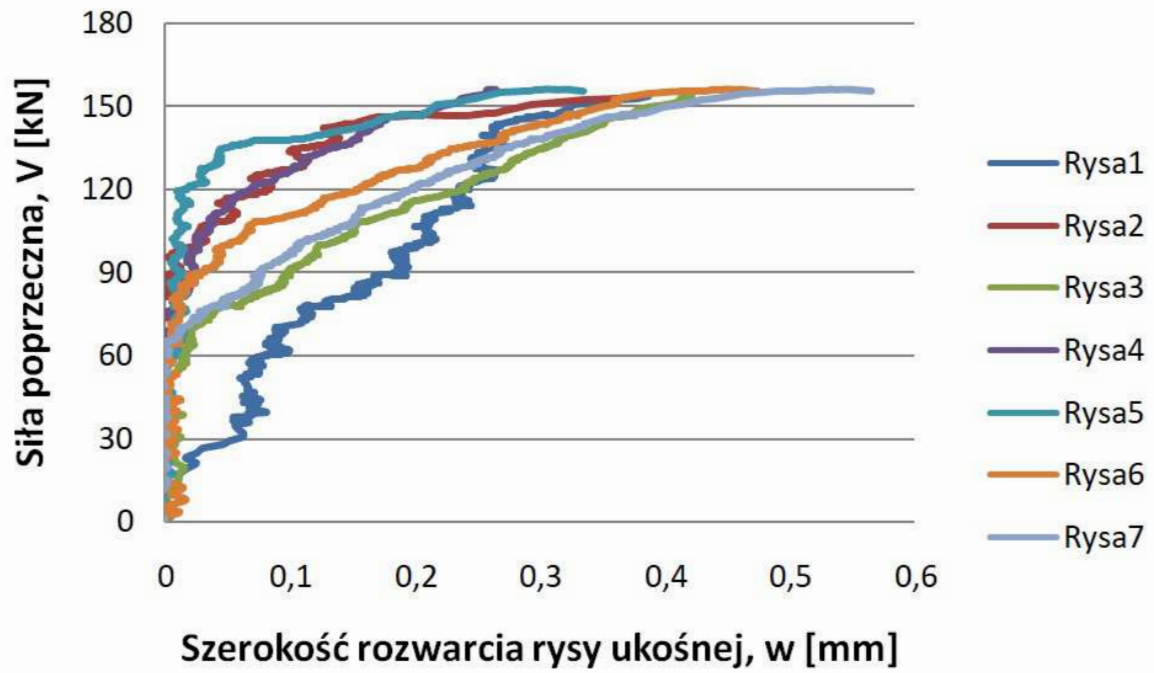
**Rys. Z7.27. Zarysowanie belki BF Sa2**



**Rys. Z7.28.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa2

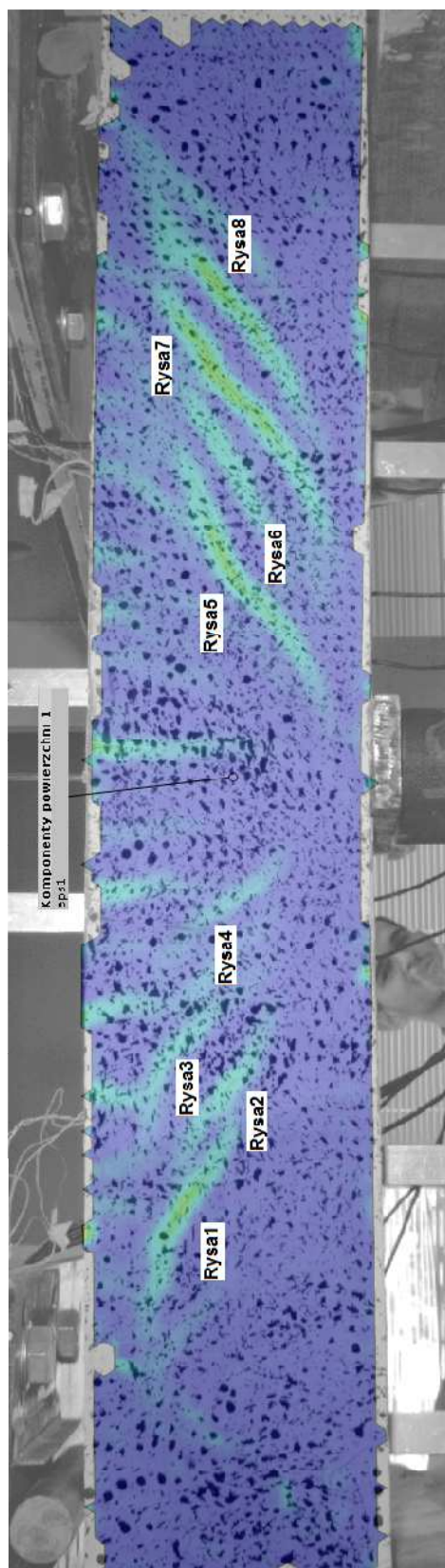


**Rys. Z7.29. Zarysowanie belki BFSa3**

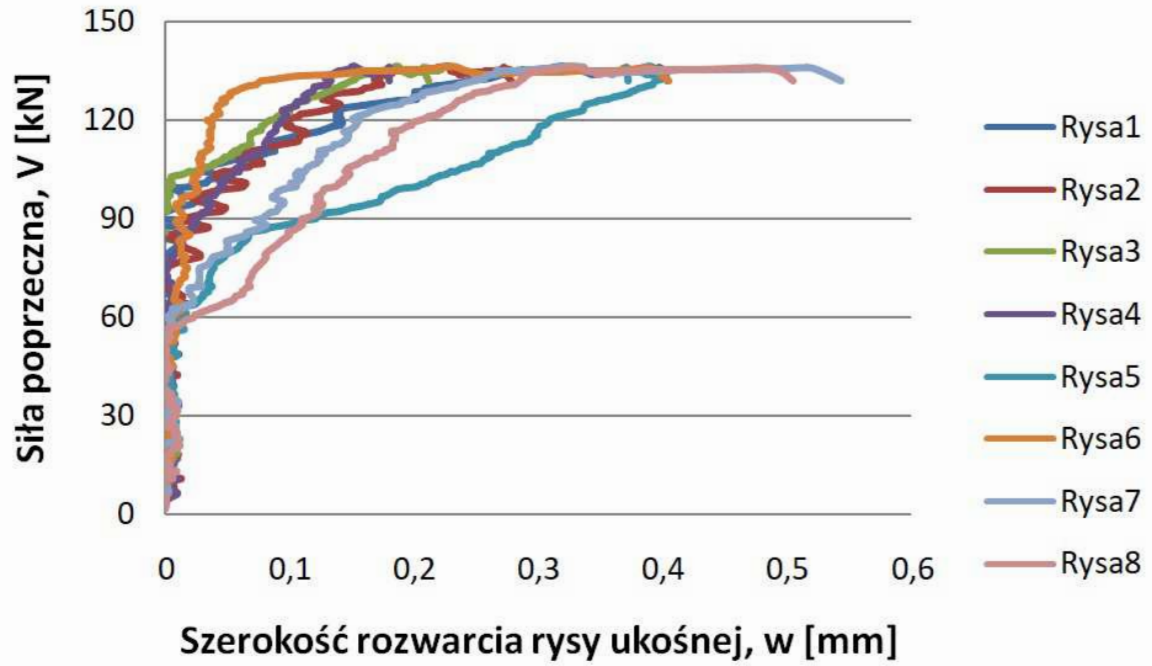


*Rys. Z7.30. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa3*

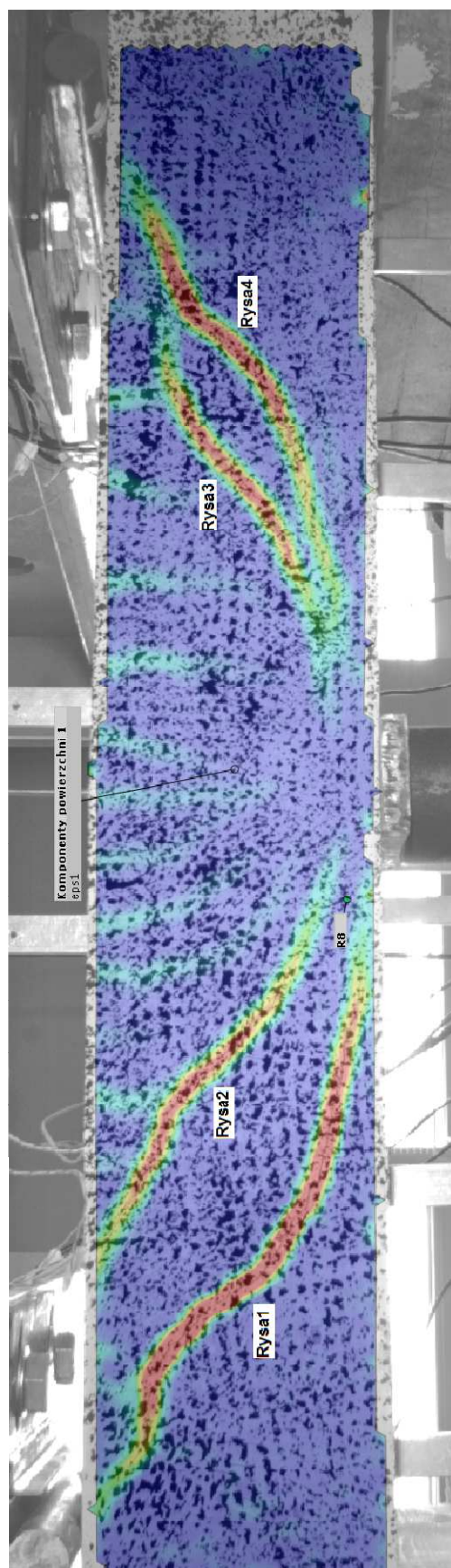




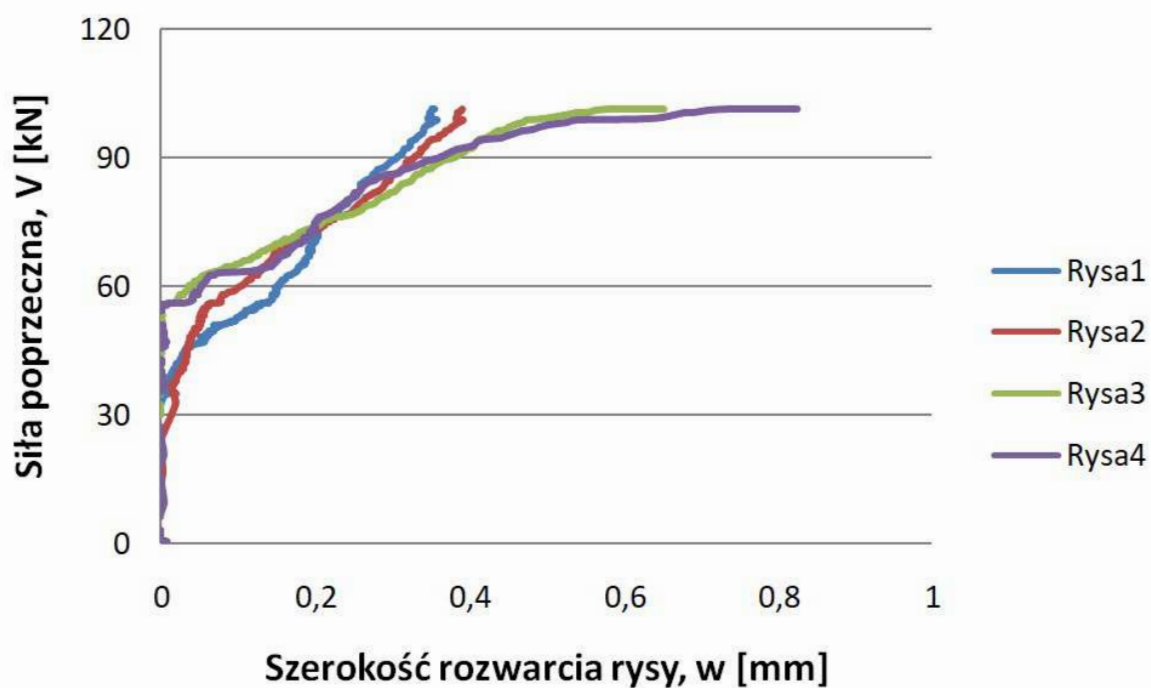
**Rys. Z7.31. Zarysowanie belki BF Sa4**



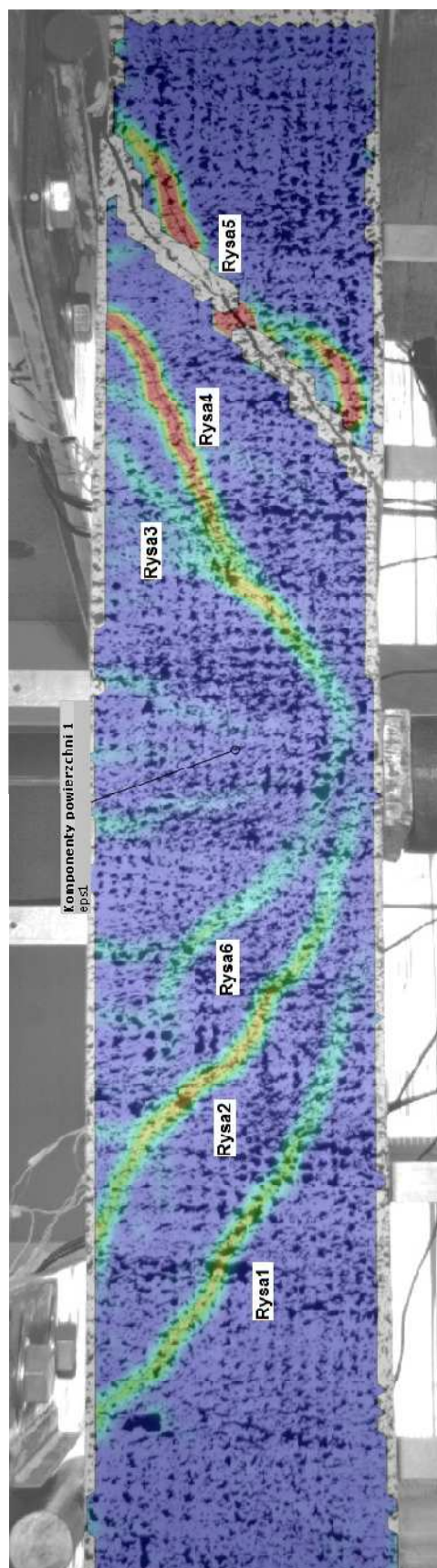
**Rys. Z7.32.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSa4



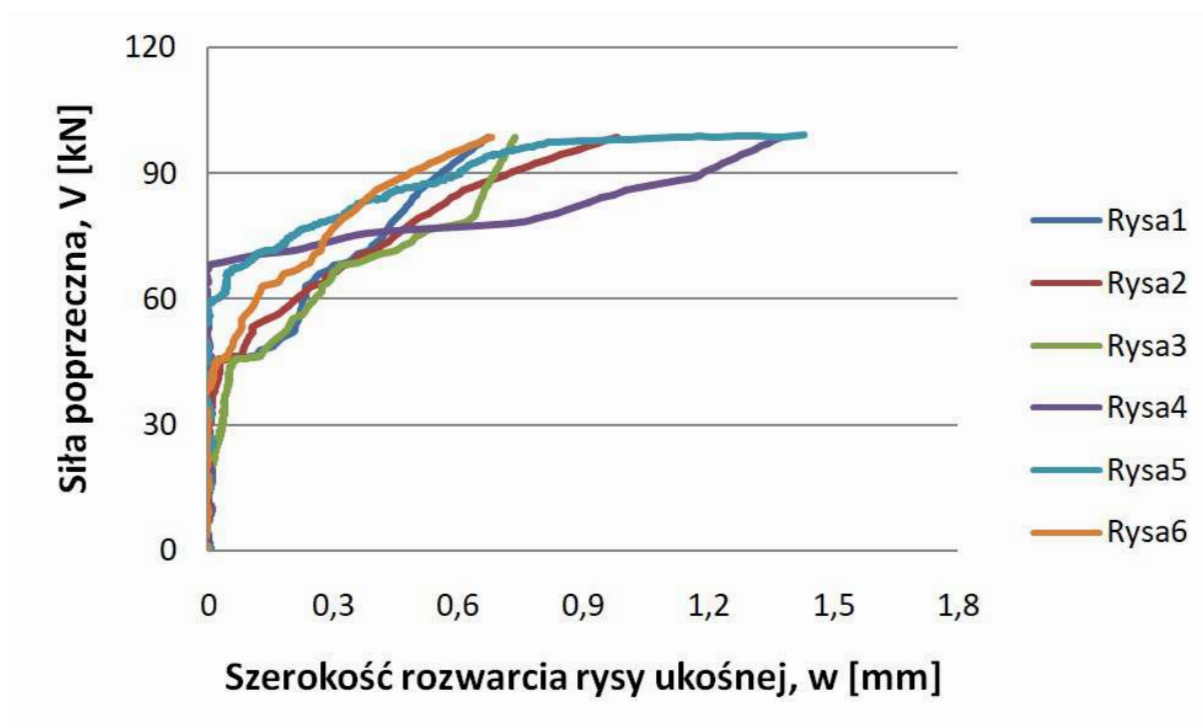
**Rys. Z7.33. Zarysowanie belki BSb1**



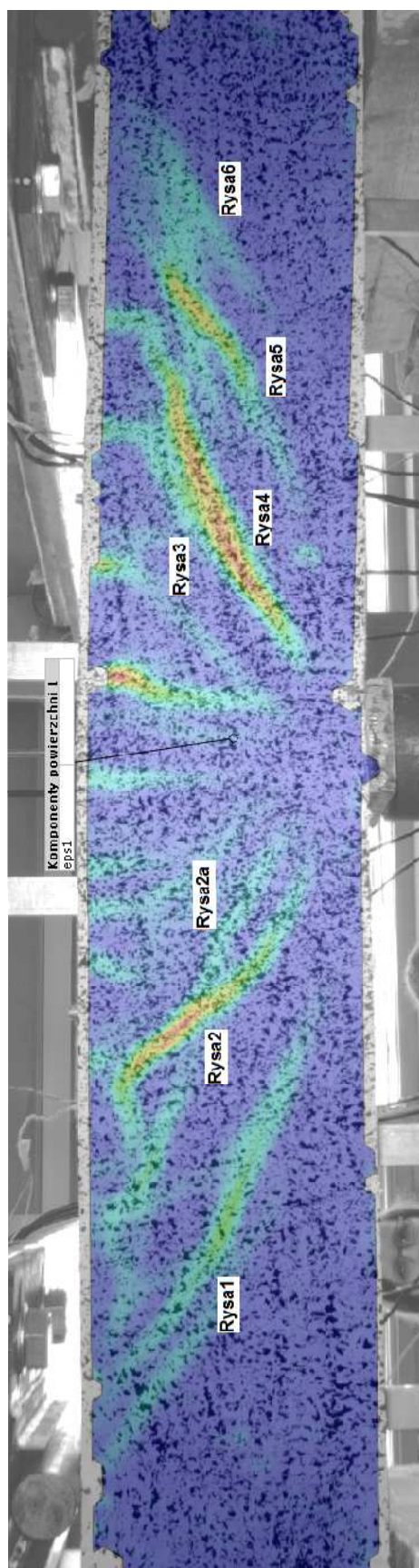
*Rys. Z7.34. Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSb1*



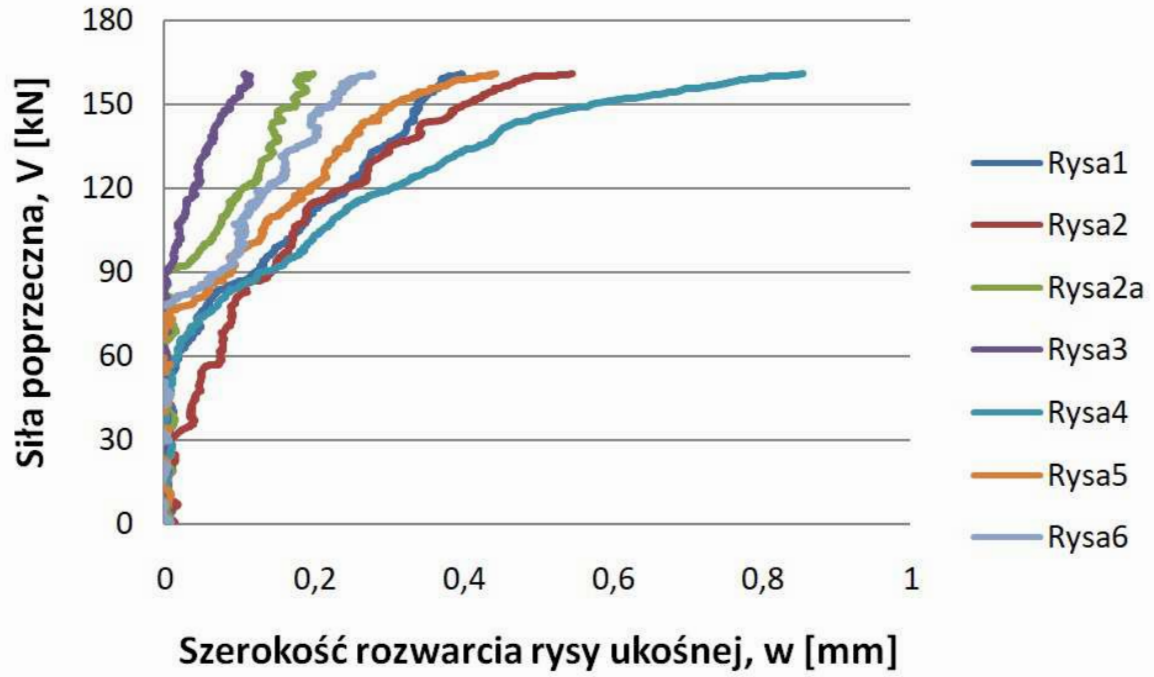
**Rys. Z7.35. Zarysowanie belki BSb2**



**Rys. Z7.36.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BSb2

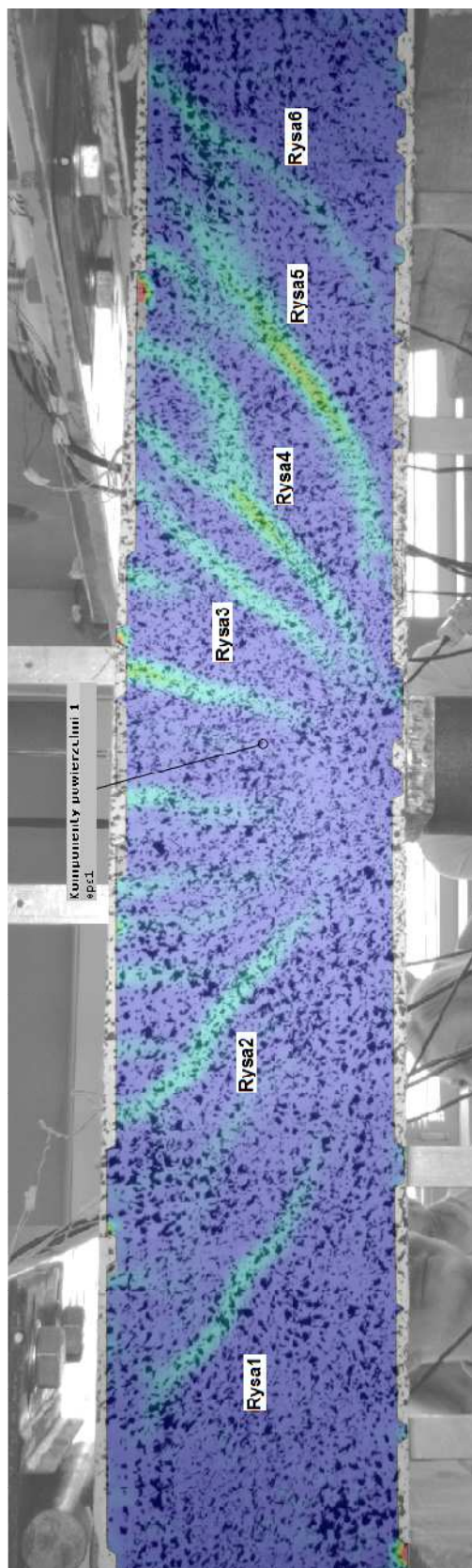


*Rys. Z7.37. Zarysowanie belki BFSb1*

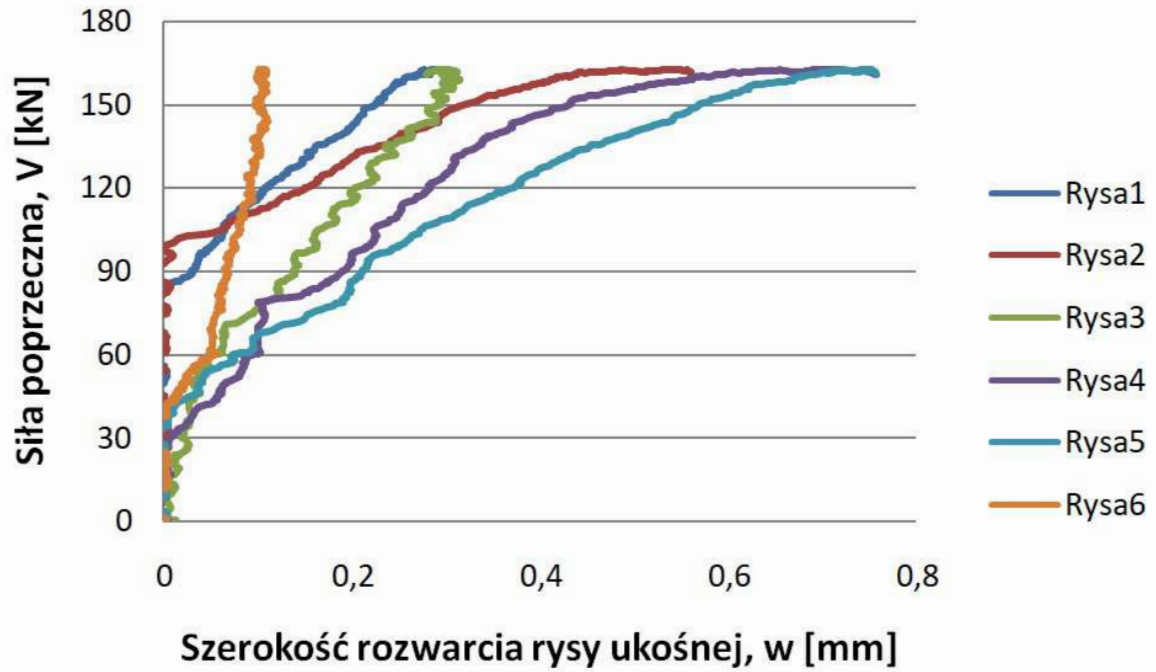


**Rys. Z7.38.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSb1





**Rys. Z7.39. Zarysowanie belki BFSb2**



**Rys. Z7.40.** Zależność szerokości rozwarcia rys ukośnych ( $w$ ) od siły poprzecznej ( $V$ ) dla belki BFSb2