

Politechnika Łódzka

ZESZYTY NAUKOWE Nr 1106

RENATA KOTYNIA

WZMACNIANIE ŻELBETOWYCH BELEK
NA ŚCINANIE ZA POMOCĄ
KOMPOZYTÓW POLIMEROWYCH

ŁÓDŹ 2011

POLITECHNIKA ŁÓDZKA

ZESZYTY NAUKOWE Nr 1106

ROZPRAWY NAUKOWE, Z. 415

RENATA KOTYNIA

WZMACNIANIE ŻELBETOWYCH BELEK
NA ŚCINANIE ZA POMOCĄ
KOMPOZYTÓW POLIMEROWYCH

ŁÓDŹ 2011

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI ŁÓDZKIEJ
SCIENTIFIC BULLETIN OF THE TECHNICAL UNIVERSITY
OF LODZ
BULLETIN SCIENTIFIQUE
DE L'UNIVERSITÉ POLYTECHNIQUE DE LODZ
НАУЧНЫЕ ЗАПИСКИ
ЛОДЗИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО УНИВЕРСИТЕТА
WISSENSCHAFTLICHE HEFTE
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT IN LODZ

Redaktor Działu: **prof. dr hab. inż. Piotr Wodziński**

Recenzenci: **prof. dr hab. inż. Maria Kamińska**
prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski

Praca naukowa współfinansowana przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka – projekt „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”.

© Copyright by Politechnika Łódzka 2011

Adres Redakcji – Адрес Редакции – Editor's Office
Adresse de Redaction – Schriftleitungsadresse:

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŁÓDZKIEJ
90-924 Łódź, ul. Wólczańska 223
tel./fax 42-684-07-93
e-mail: zamowienia@info.p.lodz.pl
www.wydawnictwa.p.lodz.pl

ISSN 0137-4834

Nakład 200 egz. Ark. druk. 20,0. Papier offset. 80 g, 70 x 100
Druk ukończono w grudniu 2011 r.
Wykonano w Drukarni Offsetowej Quick-Druk, 90-562 Łódź, ul. Łąkowa 11

*Pionierowi zastosowań kompozytów polimerowych w budownictwie
wybitnemu uczonemu profesorowi Ursowi Meierowi
dedykuję tę książkę*

Autorka

Spis treści

Spis ważniejszych symboli	9
Od autorki	13
1. Wprowadzenie	17
1.1. Rys historyczny	17
1.2. Cel i zakres pracy	19
2. Materiały kompozytowe FRP do wzmacniania konstrukcji żelbetowych	21
2.1. Wiadomości ogólne	21
2.2. Typy włókien	22
2.3. Matryce	25
2.4. Charakterystyka materiałów kompozytowych	27
3. Trwałość wzmocnień przy użyciu kompozytów	33
4. Systemy wzmacniania konstrukcji	39
4.1. Wiadomości ogólne	39
4.2. Systemy zewnętrznych wzmocnień typu biernego – EBR	40
4.3. Systemy zewnętrznych wzmocnień typu czynnego	42
4.4. Systemy wzmocnień przy użyciu materiałów FRP wklejanych w betonową otulinę – NSMR	46
5. Wzmacnianie stref przypodporowych elementów żelbetowych na ścinanie przy użyciu kompozytów przyklejanych na powierzchni betonu (metoda EBR)	47
5.1. Sposoby wzmacniania	47
5.2. Badania doświadczalne	52
5.3. Analiza wyników badań	102
5.3.1. Mechanizmy zniszczenia	102
5.3.2. Efektywność wzmocnienia na ścinanie metodą EBR w aspekcie wybranych parametrów	104
5.3.2.1. Smukłość strefy ścinania	104
5.3.2.2. Stopnie zbrojenia poprzecznego i podłużnego	106
5.3.2.3. Stopień wzmocnienia	114
5.3.2.4. Wytrzymałość betonu	117
5.3.2.5. Efekt skali	117
5.4. Podsumowanie	119

6.	Przegląd ważniejszych modeli i metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego EBR w nośności na ścinanie	121
6.1.	Metodologia obliczeń	121
6.2.	Proponowane modele obliczeniowe	122
6.2.1.	Model Chaallala, Nolleta, Perratona, 1998	122
6.2.2.	Model Triantafillou, 1998	125
6.2.3.	Model Triantafillou i Antonopoulou, 2000	128
6.2.4.	Model Khalify i Nanniego, 2000	130
6.2.5.	Model Chena i Tenga, 2003a i 2003b	131
6.2.6.	Model Carolina i Täljstena, 2005b	138
6.2.7.	Model Montiego i Liotty, 2007	139
6.3.	Podsumowanie	148
7.	Nośność na ścinanie elementów wzmocnionych metodą EBR w ujęciu przepisów normowych	151
7.1.	Zalecenia ACI 440.2R – 08, 2008	151
7.2.	Zalecenia fib Bulletin 14, Task Group 9.3, 2001	152
7.3.	Zalecenia Concrete Society Report 55, 2004	154
7.4.	Zalecenia Japan Society of Civil Engineering JSCE, 2000.	156
7.5.	Norma CNR DT200, 2004	157
8.	Obliczeniowa analiza nośności przekroju wzmocnionego metodą EBR na ścinanie	163
8.1.	Analiza porównawcza wyników obliczeniowych i doświadczalnych na podstawie wybranych metod i zaleceń normowych	163
8.2.	Udział betonu, stali i kompozytu w nośności na ścinanie	195
8.3.	Analiza naprężeń ścinających	200
8.4.	Autorska propozycja obliczania udziału kompozytowego zbrojenia w nośności na ścinanie	206
9.	Wzmacnianie stref przypodporowych elementów żelbetowych na ścinanie przy użyciu kompozytów wklejanych w betonową otulinę (NSMR)	225
9.1.	Sposoby wzmacniania	225
9.2.	Badania doświadczalne	226
9.3.	Analiza wyników badań	231
9.3.1.	Mechanizmy zniszczenia wskutek ścinania	231
9.3.2.	Układ rys	233
9.3.3.	Odkształcalność graniczna zbrojenia kompozytowego	234
9.3.4.	Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie a stopień stalowego zbrojenia poprzecznego	235
9.3.5.	Wytrzymałość betonu	238
9.3.6.	Stopień wzmocnienia	240
9.4.	Podsumowanie	244

10. Przegląd ważniejszych modeli i metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego NSMR w nośności na ścinanie	247
10.1. Metodologia obliczeń	247
10.2. Zalecenia projektowe oparte na fib Bulletin 14, 2001	248
10.3. Model De Lorenzis i Nanniego, 2001 oraz De Lorenzis, 2002	249
10.4. Model Nanniego i innych, 2004	253
10.5. Model Bianco i innych, 2009	255
10.6. Model Rizzo i De Lorenzis, 2009.	258
11. Obliczeniowa analiza nośności przekroju wzmocnionego metodą NSMR na ścinanie	261
11.1. Analiza porównawcza metod obliczeniowych	261
11.2. Propozycja skorygowania założeń modelu Bianco i innych, 2009	266
11.3. Analiza naprężeń ścinających na podstawie badań własnych	268
11.4. Autorska propozycja obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie	276
12. Podsumowanie	289
Literatura	293
Streszczenie	307

Spis ważniejszych symboli

a	– położenie siły obciążającej belkę od osi podpory
b_a	– szerokość zaprawy klejowej
b_c	– szerokość elementu betonowego w próbie przyczepności
b_f	– szerokość kompozytu
b_w	– szerokość środka belki
c_{f1}, c_{f2}	– odległości dolnej i górnej krawędzi zbrojenia kompozytowego odpowiednio od dolnej i górnej krawędzi przekroju belki
c_{s1}, c_{s2}	– położenie osi zbrojenia podłużnego rozciąganego i ściskanego odpowiednio względem rozciąganej i ściskanej krawędzi przekroju belki
d	– wysokość użyteczna przekroju
d_f	– nominalna średnica strzemienia kompozytowego
d_{fe}	– efektywna wysokość zbrojenia kompozytowego mierzona od górnej jego krawędzi, do osi stalowego zbrojenia podłużnego
d_{fl}	– odległość dolnej krawędzi zbrojenia kompozytowego mierzona od ściskanej krawędzi tego elementu
$f_{c,cube}, f_{ct,sp}$	– wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie badana na kostkach 150×150mm
f_{cd}	– obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ck}	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ctm}	– średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie
f_{fdd}	– wytrzymałość na odrywanie materiału kompozytowego od powierzchni betonu
f_{fe}, f_{fed}	– charakterystyczna i obliczeniowa wartość efektywnego naprężenia rozciągającego w zbrojeniu kompozytowym w chwili jego odspojenia od powierzchni betonu
f_{fu}	– charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien kompozytu
f_{fud}	– obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien kompozytu
f_{fuT}	– wytrzymałość na rozciąganie prostopadle do włókien kompozytu
f_i	– naprężenie rozciągające w kompozytowym pręcie
f_{sy}	– granica plastyczności zbrojenia stalowego
h	– wysokość belki
h_f	– wysokość przyklejonego zbrojenia kompozytowego
h_{net}	– wysokość wklejonego zbrojenia kompozytowego
h_w	– wysokość środka belki
k_b	– współczynnik uwzględniający geometrię przekroju systemu wzmocnienia
n_{fmin}	– minimalna liczba taśm przeciętych ukośną rysą niszczącą
p	– obwód powierzchni styknej kompozytu z betonem
r_1	– współczynnik efektywności zbrojenia kompozytowego, zależny od mechanizmu zniszczenia
r_c	– promień zaokrąglenia narożnika belki wzmocnianej obwodowo
r_f	– współczynnik uwzględniający efekt ciągłości (maty) lub nieciągłości (taśmy) zbrojenia kompozytowego
r_i	– zasięg zniszczenia betonu na poboczniczy „półstożka”

s_f	– rozstaw zbrojenia kompozytowego mierzony w kierunku wzdłużnej osi belki
s_f'	– rozstaw zbrojenia kompozytowego w kierunku prostopadłym do włókien
s_s	– osiowy rozstaw porzecznego zbrojenia stalowego
t	– grubość płyty przekroju teowego
t_a	– grubość zaprawy klejowej
t_f	– grubość kompozytu
w	– szerokość rozwarcia rysy ukośnej
z	– ramię sił wewnętrznych
z_1, z_2, z_3	– wymiary obszarów różnego przekazywania naprężeń rozciągających na długości ukośnej rysy
z_{rid}	– zredukowana długość ramienia sił wewnętrznych
A_b	– pole bocznej powierzchni zniszczenia betonu
A_f	– pole powierzchni przekroju zbrojenia kompozytowego
A_s	– pole powierzchni przekroju pręta z którego wykonano strzemię
A_{sl}	– pole powierzchni przekroju zbrojenia podłużnego
A_z, A_z''	– pola krzywoliniowych powierzchni zniszczenia betonu odpowiednio po stronie odcinka z' i z''
D_f	– współczynnik rozkładu naprężeń na długości ukośnej rysy
E_1, E_L, E_f	– moduł sprężystości wzdłuż włókien kompozytu
E_2, E_T	– moduł sprężystości w kierunku prostopadłym do włókien kompozytu
E_a	– moduł sprężystości zaprawy klejowej
E_c	– moduł sprężystości betonu
E_s	– moduł sprężystości zbrojenia stalowego
G_{12}	– moduł odkształcenia postaciowego
G_f	– energia pęknięcia betonu przy odspojeniu kompozytu
K	– współczynnik efektywności zbrojenia na ścinanie
L	– rozpiętość belki w osiach podpór
$L_{b,bot}(x)$	– długość zakotwienia taśmy pod rysą
$L_{b,top}(x)$	– długość zakotwienia taśmy nad rysą
$L_{b,max}$	– maksymalna długość zakotwienia kompozytu poza ukośną rysą niszczącą
L_{cr}	– krytyczna długość zakotwienia kompozytu, przy której proces odspojenia kompozytu przebiega stabilnie
L_e	– efektywna długość przyczepności (zakotwienia) taśmy
L_{eq}	– pionowy rzut długości przyczepności (zakotwienia) taśmy
L_f	– całkowita długość wklejonej taśmy
L_i	– długość przyklejonego odcinka taśmy poza krawędź ukośnej rysy
L_{max}	– maksymalna długość zakotwienia
$L_{tot,min}$	– całkowita minimalna efektywna długość zakotwienia wszystkich kompozytowych strzemion przeciętych ukośną rysą
$\bar{L}_f$	– efektywna długość kompozytowego pręta przeciętego ukośną rysą
M	– moment zginający
P_i	– siła rozciągająca kompozyt
P_{max}	– obciążenie niszczące belkę
R	– współczynnik redukcji naprężeń
Tg	– temperatura uplastycznienia kompozytu

$V_{0,test}$	– doświadczalna poprzeczna siła niszcząca niewzmocnioną belkę
V_c	– nośność betonu na ścinanie
V_{cr}	– poprzeczna siła rysująca
V_f	– nośność poprzecznego zbrojenia kompozytowego na ścinanie
$V_{f,test}$	– doświadczalna poprzeczna siła przenoszona przez zbrojenie kompozytowe
V_{f1}, V_{f2}	– minimalna i maksymalna nośność zbrojenia kompozytowego na ścinanie
V_{fd}	– obliczeniowa nośności poprzecznego zbrojenia kompozytowego
V_{flex}	– nośność belki na zginanie
V_{Rd2}	– obliczeniowa nośność betonowego krzyżulca ściskanego
V_s	– nośność stalowego zbrojenia poprzecznego na ścinanie
$V_{tot,test}$	– doświadczalna poprzeczna siła niszcząca wzmocnioną belkę
X_i, Y_i	– siły sprzęgające ukośną rysę
α	– kąt nachylenia kierunku głównych włókien zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi elementu
α_L	– współczynnik rozszerzalności termicznej wzdłuż włókien
α_s	– kąt nachylenia strzemion do osi belki
α_T	– współczynnik rozszerzalności termicznej w poprzek włókien
β_i	– kąt nachylenia tworzącej „półstożka” do osi zbrojenia kompozytowego
β_L	– współczynnik określający długość przyczepności
β_w	– współczynnik określający stosunek szerokości taśmy FRP do szerokości przekroju betonowej próbki (b_f / b_c)
γ_b	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa ze względu na beton
γ_f	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa ze względu na zbrojenie kompozytowe
γ_{Rd}	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa ze względu na niedokładności modelu obliczeniowego
δ_e	– współczynnik określający sposób zakotwienia taśmy
δ_f	– poślizg kompozytu przy odspojeniu
ε_{crf}	– krytyczne odkształcenie określone na podstawie minimalnej wartości ε_f , ε_{fbond} , ε_{cmax}
$\varepsilon_{f,b}$	– odkształcenie kompozytu w chwili zniszczenia belki na ścinanie
ε_{fde}	– obliczeniowe efektywne odkształcenie kompozytu
ε_{fe}	– charakterystyczne efektywne odkształcenie zbrojenia kompozytowego w kierunku równoległym do włókien
$\varepsilon_{fmax,fu}$	– graniczne odkształcenie kompozytu na zerwanie
η	– stopień wzmocnienia belki na ścinanie
η_a, η_l	– współczynniki redukcji
η_f	– stopień kompozytowego zbrojenia poprzecznego
λ	– współczynnik smukłości strefy ścinania
ν_L	– współczynnik Poisson’a wzdłuż włókien
ν_T	– współczynnik Poisson’a w poprzek włókien
ρ	– gęstość właściwa
ρ_f	– stopień kompozytowego zbrojenia poprzecznego
ρ_s, ρ_{sw}	– stopień stalowego zbrojenia poprzecznego
ρ_{sL}	– stopień podłużnego zbrojenia stalowego

ρ_{sw}	– stopień stalowego zbrojenia poprzecznego
ρ_{tot}	– całkowity, sprowadzony stopień zbrojenia poprzecznego
σ_f	– naprężenia rozciągające w zbrojeniu kompozytowym
σ_{fmax}	– maksymalne naprężenie w zbrojeniu kompozytowym
σ_{fz}	– naprężenie w zbrojeniu kompozytowym w chwili zniszczenia belki
σ_t	– naprężenie rozciągające
σ_y	– naprężenie rozciągające w stalowych strzemionach
τ_0	– maksymalne naprężenie ścinające
τ_b	– średnie naprężenie styczne na styku taśmy (pręta) i betonu lub taśmy i zaprawy
τ_{avg}	– średnie naprężenie styczne
τ_{cr}	– naprężenia ścinające odpowiadające pojawieniu się pierwszej rysy ukośnej
τ_{db}	– naprężenie przyczepności
τ_{max}	– maksymalne naprężenia styczne w chwili odspojenia kompozytu od powierzchni betonu
φ	– średnica pręta zbrojenia
φ_c	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa ze względu na beton
φ_f	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa ze względu na kompozyt
φ_r	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa ze względu na efektywne naprężenia kompozytu
Θ	– kąt nachylenia ukośnej rysy niszczącej

Od autorki

Zagadnienie nośności na ścinanie stref przypodporowych w konstrukcjach żelbetowych jest przedmiotem intensywnych badań doświadczalnych prowadzonych w ośrodkach badawczych na całym świecie od ponad 100 lat. Wiele uwagi poświęcono też analizie stanu odkształcenia tych stref i metodom obliczania ich nośności.

Problem ścinania staje się tym bardziej złożony, gdy ze względu na niedobór nośności istniejącego zbrojenia poprzecznego element wymaga wzmocnienia. Wówczas można zastosować tradycyjne sposoby wzmocniania konstrukcji żelbetowych powszechnie znane w praktyce inżynierskiej, do których należą:

- zwiększanie przekroju belki przez dozbrojenie i obetonowanie istniejącego przekroju (ITB, 1993; 1994; 2004; Czekwianianc i Furmańczyk, 2002; Kamiński i inni, 2006),
- stosowanie dodatkowego stalowego zbrojenia poprzecznego w postaci pionowych ściąągów obejmujących całą wysokość przekroju belki, połączonych poziomymi poprzeczkami z kątowników lub ceowników (Ciesielski, 1976; Runkiewicz i inni, 1996; Masłowski i Spiżewska, 2000; Ajdukiewicz i Hulimka, 2010),
- wklejanie stalowych prętów pionowo lub pod kątem do poziomej osi belki (Urban, 1996),
- torkretowanie bocznych powierzchni belek z jednoczesnym stosowaniem stalowych siatek (Masłowski i Spiżewska, 2000),
- przyklejanie stalowych płaskowników na powierzchni belek za pomocą klejów żywicznych (L'Hermite i Bresson, 1967; Jasieńko i Leszczyński, 1990; Jones i Swamy, 1983; Täljsten, 1994).

Do głównych wad wymienionych sposobów wzmocniania należą: zwiększenie wymiarów belek, konieczność zabezpieczania stalowych wzmocnień przed korozją oraz długi czas wykonania wzmocnienia, w przypadku zastosowania zbrojonego betonu.

Konkurencją dla tradycyjnych metod wzmocnień stały się od kilkunastu lat materiały kompozytowe przyklejane na zewnętrznej powierzchni elementów, pełniące rolę dodatkowego ich zbrojenia na ścinanie. Kompozyty polimerowe zbrojone różnymi typami włókien są odporne na wpływy atmosferyczne, agresywne środowisko oraz oddziaływania dynamiczne. Ponadto z uwagi na kilkakrotnie mniejszy ciężar w porównaniu ze stalą są łatwiejsze w stosowaniu oraz ich użycie skraca czas niezbędny do wykonania wzmocnienia. Szczegółową klasyfikację metod wzmocnień w odniesieniu do konstrukcji przedstawiono w publikacji Radomski, 2005.

Problem wzmacniania na ścinanie przy użyciu kompozytów jest znacznie trudniejszy niż w wypadku tradycyjnego żelbetu, ze względu na:

- charakterystykę wytrzymałościową materiałów kompozytowych (ich kruchość),
- anizotropową budowę kompozytów, co staje się istotne przy ich obciążaniu pod kątem do głównego kierunku włókien,
- wrażliwość włókien na zagięcia, zwłaszcza w miejscach krawędzi przekrojów,
- niebezpieczeństwo przerwania włókien przy stosowaniu mechanicznych łączników,
- wrażliwość przyczepności kompozytu do betonu na wiele czynników (wytrzymałość betonu, stan jego powierzchni, sztywność kompozytu, jakość wykonania prac wzmocnieniowych), które sprawiają, że nawet przy niewielkich odkształceniach może dochodzić do odspojenia kompozytu.

Mimo dużej liczby publikacji dotyczących doświadczalnych badań żelbetowych belek wzmocnionych na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych, większość obowiązujących zaleceń normowych opiera się na założeniach, zaadaptowanych z wytycznych do projektowania stalowego zbrojenia na ścinanie w typowych konstrukcjach żelbetowych. W świetle tych założeń udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie określa się na podstawie uśrednionych efektywnych odkształceń zbrojenia kompozytowego. Takie podejście nie uwzględnia różnic charakterystyk materiałowych stali i materiałów kompozytowych oraz wzajemnego oddziaływanie poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego.

Na wiele pytań wciąż nie dano racjonalnych odpowiedzi, na przykład, czy i w jaki sposób zmienia się udział betonu w nośności na ścinanie po wzmocnieniu elementu w strefie przypodporowej? Czy poprawne jest założenie o uplastycznieniu stalowych strzemion przy wymiarowaniu zbrojenia kompozytowego na ścinanie? Jaki jest wpływ istniejącego wewnętrznego zbrojenia poprzecznego na udział zbrojenia kompozytowego w przenoszeniu sił poprzecznych? Jaki wpływ na to mają wymiary, kształt przekroju, efekt skali, schemat statyczny (belki jedno- i wieloprzęsłowe) oraz wybór technologii wzmocnienia (sztywne laminaty, wiotkie maty)?

Praca jest efektem analizy prac doświadczalnych innych badaczy oraz badań własnych, a także modeli obliczeniowych, opisanych w literaturze.

Na podstawie zebranej wiedzy autorka zaproponowała dwa modele obliczeniowe, odpowiadające dwóm systemom wzmocnienia – przy użyciu kompozytów przyklejanych na powierzchni EBR (Externally Bonded Reinforcement) i wklejanych w betonową otulinę NSMR (Near Surface Mounted Reinforcement).

W pierwszym wypadku (EBR) nośność na ścinanie zbrojenia kompozytowego oblicza się w zależności od sposobu wzmocnienia: „S” – na bocznych, „U” – na bocznych i spodniej powierzchniach belki oraz „W” – w

postaci zamkniętych strzemion. Podstawą obliczeń są warunki przyczepności kompozytu do betonu (typ „S” i „U”) oraz metoda kratownicowa (typ „W”). Autorka uwzględniła redukcję modułu sprężystości zbrojenia kompozytowego wywołaną nieosiowym obciążeniem włókien, co stanowi nowatorskie podejście do projektowania wzmocnień tego typu.

W modelu obliczania nośności na ścinanie belek wzmocnionych metodą NSMR, podstawowe założenie stanowi warunek przyczepność kompozytu wklejonego w betonową otulinę, zaproponowany przez autorkę na podstawie badań przyczepności kompozytów do betonu.

Oba obliczeniowe modele stały się podstawą programu komputerowego obejmującego dwa pakiety obliczeniowe odpowiadające metodom wzmocnień typu EBR i NSMR, omówione odpowiednio w punktach 8.4 i 11.4.

Przedstawiona w pracy obszerna baza danych doświadczalnych skłoniła autorkę do stworzenia komputerowej bazy danych, która dzięki modułowi internetowego wprowadzania danych umożliwi rozbudowę istniejącej bazy o nowe wyniki doświadczalne, uzyskiwane w różnych ośrodkach badawczych.

Autorka wyraża nadzieję, że praca uściśla zagadnienie ścinania elementów wzmocnionych przy użyciu materiałów kompozytowych, wyjaśnia podstawowe problemy i może być wykorzystywana do praktycznego stosowania w projektowaniu tego rodzaju wzmocnień.

Autorka pragnie podziękować Recenzentom pracy, Pani prof. dr hab. inż. Marii Kamińskiej i Panu prof. zw. dr hab. inż. Wojciechowi Radomskiemu za wnikliwe, a zarazem życzliwe recenzje, zawierające szereg uwag, wskazań i uzupełnień. Szczególne podziękowania za merytoryczne wsparcie autorka kieruje do Pana prof. dr hab. inż. Artema Czkwianianca oraz pozostałych współpracowników Katedry Budownictwa Betonowego, którzy uczestniczyli w badaniach laboratoryjnych obejmujących omawiane w pracy zagadnienia.

Autorka dziękuje mgr inż. Jackowi Filipczakowi za wykonanie wszystkich prac redakcyjnych monografii oraz mgr Łukaszowi Sobczykowi za opracowanie programu komputerowego według autorskiego algorytmu obliczania nośności na ścinanie i internetowej bazy danych.

1. Wprowadzenie

1.1. Rys historyczny

Materiały kompozytowe funkcjonują właściwie w budownictwie od tysiącleci, bo to już w starożytności znano materiały o niejednorodnej strukturze, złożone z dwóch lub więcej składników różniących się właściwościami. Na ogół jeden z nich stanowiło lepiszcze, które gwarantowało spójność, elastyczność, twardość i wytrzymałość na ściskanie, a drugi składnik materiałowy był odpowiedzialny za większość pozostałych właściwości mechanicznych kompozytu. Określenie *materiał kompozytowy* związane z technologią kompozytów polimerowych, popularnie zwanych *fiber reinforced polymer* (FRP), przyjęto w światowym przemyśle około 100 lat temu, najpierw w dziedzinie chemii (lata 30.), później elektroniki, a z biegiem czasu, gdy materiały kompozytowe zrewolucjonizowały przemysł lotniczy (lata 40.), stoczniowy, elektryczny i transportowy (lata 50.), także i w tych dziedzinach. Pierwsze zastosowania materiałów kompozytowych w budownictwie odnotowano w latach 50., nie wiązało się ono jednak z użyciem tego materiału do wzmocnień elementów konstrukcyjnych. Były to elementy konstrukcyjne używane jako architektoniczne dodatki zabytkowych elementów wykończeń elewacji, sztukaterii, kopuł i paneli ściennych.

Dopiero lata 80. przyniosły pierwsze zastosowania kompozytów w budownictwie, związane zarówno ze wzmacnianiem konstrukcji, jak i użyciem samodzielnych elementów konstrukcyjnych, w całości lub w części wykonanych z materiałów kompozytowych (Saadatmanesh i Ehsani, 1991; Meier, 1992; Täljsten, 1994).

Pionierskie badania doświadczalne żelbetowych belek wzmocnionych materiałami kompozytowymi w postaci taśm z włókien węglowych CFRP zapoczątkował Meier w szwajcarskim instytucie badawczym EMPA w Zurychu w 1992 roku (Meier, 1995a). Wyniki tych badań upowszechniły materiały kompozytowe w zastosowaniach budowlanych i uruchomiły kolejne programy badawcze podejmowane w ośrodkach naukowych na całym świecie (Triantafyllou i Plevris, 1990; 1992; 1995; Arduini i Nanni, 1996; Heffernan i Erki, 1996; Swamy i inni, 1996; Kachlakev i Barnes, 1999; Labossière i inni, 1997; Naaman, 1999; Khalifa i Nanni, 2000; Deniaud i Cheng, 2001). Większość z nich dotyczyła statycznych badań elementów konstrukcji wzmocnionych na zginanie i ścinanie przy użyciu taśm z włókien węglowych, szklanych i aramidowych, przyklejanych na zewnętrznej powierzchni tych elementów. Nieliczne ośrodki podejmowały próby badań zmęczeniowych (Kaiser, 1989; Deuring, 1993). Pierwsze badania belek wzmocnionych naprężonymi taśmami z włókien węglowych, wykonane w EMPA (Meier i inni, 1993; Deuring, 1994), wykazały znacznie wyższą efektywność takiego czynnego wzmocnienia niż biernego i zapoczątkowały nowy kierunek badań z

zastosowaniem naprężonych kompozytów, zwłaszcza w obiektach mostowych (Triantafillou i Deskovic, 1991; Wight, 1998; Hollaway i Leeming, 1999; El-Hacha, 2000; Wight i inni, 2001).

Pierwsze w skali światowej badania wzmocnionych elementów żelbetowych poddanych wpływom wysokiej temperatury i ognia wykonano w Instytucie EMPA w 1994 roku. Duży wkład naukowy w rozwój tej dziedziny badań wnieśli Buchanan, 2001; Bisby, 2003; Green i inni, 2003; Davis i inni, 2004; Bisby i inni, 2005.

Jednocześnie z rozwojem badań doświadczalnych odnotowano szereg aplikacji na rzeczywistych obiektach mostowych, w budynkach przemysłowych i użyteczności publicznej. Tam, gdzie koszt związany z zamknięciem budynku na czas wykonywania wzmocnienia przekraczał wartość wzmocnienia przy użyciu kompozytów FRP, opłacalne stało się zastępowanie tradycyjnych technik wzmocnień innowacyjnymi sposobami wzmocnień przy użyciu lekkich, odpornych na korozję oraz łatwych w montażu tych właśnie kompozytów.

Pierwsze światowe wzmocnienie przy użyciu taśm z włóknami węglowymi przyklejanych w sposób bierny do powierzchni konstrukcji żelbetowej wykonano na żelbetowym moście Ibach w okolicy Lucerny w roku 1991 (Meier, 1995b; 1997). Do kolejnych aplikacji kompozytów węglowych w Europie należały: drewniany most w pobliżu Sins (Szwajcaria), 1992 r., budynki użyteczności publicznej (Meier i inni, 1993; Nanni, 1993; Walser i Steiner, 1997; Blasi i inni, 2004; Matthys i inni, 2004; Rostasy i inni, 2004), elektrownie atomowe (Meier, 1995a). Przykłady podobnych realizacji w Ameryce Północnej opisano w publikacjach (Labossière i inni, 1997; 2000; Hazen i inni, 1998; Grace i Abdel-Sayed, 2003), a w Japoni (Ichimasu i inni, 1993; Katsumata i inni, 2001; Nanni, 1995).

Liczba obiektów wzmocnionych naprężonymi materiałami kompozytowymi jest stosunkowo niewielka. Pierwsza tego typu realizacja miała miejsce na niemieckim moście Lauter w Gomadingen w 1998 roku, a kolejne w budynkach użyteczności publicznej (Andrä i inni, 2002), przemysłowych (Sika, 2004) i obiektach mostowych (Schwegler, 1994; Schwegler i Breset, 2002).

Polskie badania doświadczalne zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych taśmami kompozytowymi CFRP rozpoczęto w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów (Łagoda, 2002; 2005; Gutowski i inni, 2003), Politechnice Wrocławskiej (Jasieńko i Leszczyński, 1990; Kamiński i Wydra, 1998) i Łódzkiej (Kamińska i Kotynia, 1998; 2000; Kotynia, 1999; Kotynia i Kamińska, 2003). Duży wkład w rozwój badań elementów wzmocnionych na zginanie, ścinanie, skręcanie i ściskanie wniosły Politechnika Gdańska (Cichocki, 1999, 2001), Krakowska (Derkowski, 2005; Sieńko i inni, 2006), Rzeszowska (Siwowski, 1997; Siwowski i Radomski, 1998), Śląska (Górski i inni, 2002; Kałuża, 2004; Górski, 2005; Bartosik i Kałuża, 2006; Kałuża i Ajdukiewicz, 2008; Kubica i inni, 2010) i Warszawska (Czarnecki, 2002;

Radomski, 2005) i PAN (Brandt, 1996), a wyniki tych badań były szeroko publikowane w kraju i zagranicą.

Pierwsze krajowe użycie taśm kompozytowych miało miejsce przy wzmacnianiu mostu przez rzekę Wiar w Przemyśle w 1997 (Siwowski i Radomski, 1998). Przez kolejne dziesięć lat liczba aplikacji stopniowo rosła osiągając obecnie liczbę ponad 150.

Jednym ze sposobów zwiększenia efektywności wzmocnienia biernego elementów żelbetowych jest wklejenie zbrojenia kompozytowego w betonową otulinę popularnie zwane „*near surface mounted reinforcement*” (De Lorenzis, 2002; De Lorenzis i Nanni, 2001; Nordin i inni, 2001; Nanni i inni, 2004; Barros i Fortes, 2005; Kotynia, 2006; 2007; Barros i Kotynia, 2008). Takie rozwiązanie, dzięki lepszej przyczepności kompozytu do betonu, znacząco zwiększa stopień wykorzystania wytrzymałości tego materiału na rozciąganie – z 30 – 35% (wzmocnienia EBR) do nawet 80% (wzmocnienia NSMR). Ta technologia wzmacniania wymaga jednak odpowiedniej grubości betonowej otuliny, aby można było w niej umieścić wklejone pionowo taśmy lub pręty kompozytowe. Odnotowano już pierwsze zastosowania techniki NSMR głównie w Stanach Zjednoczonych (Houge i inni, 1999; Prota i inni, 2001; Casadei i inni, 2003), gdzie chętnie używane są do tego celu pręty o przekroju okrągłym z włóknami szklanymi lub węglowymi oraz w Europie (Täljsten i inni, 2003), przy użyciu głównie taśm o przekroju prostokątnym.

1.2. Cel i zakres pracy

Głównym celem pracy jest utworzenie kompleksowej bazy danych wyników doświadczalnych badań elementów, wzmocnionych na ścinanie przy użyciu różnych systemów wzmocnień z zastosowaniem materiałów kompozytowych FRP, przedstawienie zasad praktycznego stosowania tych systemów oraz wytycznych do projektowania wzmocnień stref przypodporowych elementów konstrukcyjnych na ścinanie.

Zakres problemów związanych z tą tematyką wymagał określenia kilku szczegółowych celów, które autorka sprecyzowała następująco:

- usystematyzowanie wiedzy o doświadczalnych badaniach, obejmujących żelbetowe elementy wzmocnione na ścinanie przy użyciu zarówno materiałów kompozytowych przyklejanych na zewnętrznej powierzchni betonu (Externally Bonded Reinforcement – EBR), jak i wklejanych w betonową otulinę (Near Surface Mounted Reinforcement – NSMR),
- omówienie wybranych modeli teoretycznych, opisujących zachowanie elementów wzmocnionych na ścinanie pod obciążeniami różnego rodzaju,
- propozycja własnych metod obliczania nośności na ścinanie, z weryfikacją wyników na podstawie badań doświadczalnych.

Praca obejmuje dwanaście rozdziałów, z których pierwszy wprowadza w tematykę wzmacniania konstrukcji żelbetowych, określa aktualny stan wiedzy w

dziedzinie badań doświadczalnych i praktycznych zastosowań. Dwa następne rozdziały dostarczają informacji na temat budowy materiałów kompozytowych, ich właściwości, charakterystyk wytrzymałościowych oraz trwałości w aspekcie różnych typów oddziaływań atmosferycznych i obciążeń długotrwałych. Celem tej części pracy jest określenie możliwości zastosowania materiałów kompozytowych FRP do wzmocnień konstrukcji inżynierskich oraz sprecyzowanie ograniczeń, które obniżają bezpieczeństwo stosowania tych materiałów. W rozdziale czwartym autorka sklasyfikowała systemy wzmocnień pod kątem rodzaju użytych materiałów i możliwości aplikacyjnych.

Zasadniczy podział pracy na dwa systemy wzmocnień na ścinanie przy użyciu technologii kompozytów przyklejanych na powierzchni betonu (metoda EBR) i wklejanych w betonową otulinę (metoda NSMR) autorka wprowadziła już od rozdziału 5. Zgodnie z tym podziałem rozdziały 5 i 9 dotyczą wzmocnień stref przypodporowych na ścinanie przy użyciu systemów odpowiednio EBR i NSMR. Omówiono w nich szczegółowo badania doświadczalne wraz z analizą efektywności wzmocnienia w aspekcie wybranych parametrów zmiennych, takich jak smukłość strefy ścinania, stopnie zbrojenia poprzecznego i podłużnego, stopień wzmocnienia oraz wytrzymałość betonu.

W rozdziałach 6 i 7 oraz 10 przedstawiono przegląd ważniejszych modeli i metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, odpowiednio EBR i NSMR.

Obliczeniową analizę nośności przekroju wzmocnionego na ścinanie metodami EBR i NSMR przedstawiono w rozdziałach 8 i 11. Obejmuje ona porównanie wyników obliczeniowych i doświadczalnych na podstawie wybranych metod i zaleceń normowych. Autorka zaproponowała dwie własne metody obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie elementów wzmocnionych odpowiednio sposobem EBR i NSMR, poparte komentarzem i doświadczalną weryfikacją.

Opracowany przez autorkę program komputerowy będzie wykorzystany jednocześnie do rejestracji i archiwizacji danych doświadczalnych oraz do obliczania nośności na ścinanie wzmocnionych belek.

Dzięki modułowi internetowego wprowadzania danych istnieje możliwość rozbudowy autorskiej bazy o nowe wyniki doświadczalne, które pozwolą na obliczeniową weryfikację autorskiego modelu obliczeniowego.

Przewodnik do korzystania z bazy i pakietu obliczeniowego systemu EBR i NSMR zamieszczono odpowiednio w punktach 8 i 11.

Ostatni rozdział pracy stanowią wnioski i uwagi końcowe, które podsumowują najbardziej istotne zagadnienia podjęte w pracy, precyzują możliwości i zakres praktycznego stosowania materiałów kompozytowych do wzmocnień stref przypodporowych oraz sygnalizują problemy i ograniczenia związane z użyciem tych materiałów.

2. Materiały kompozytowe FRP do wzmacniania konstrukcji żelbetowych

2.1. Wiadomości ogólne

Pojęcie „materiał kompozytowy” (nazwa angielska *fiber reinforced polymer*, w skrócie FRP), oznacza materiał o niejednorodnej strukturze, złożony z co najmniej dwóch składników, z których jeden to matryca polimerowa, stanowiąca lepiszcze gwarantująca spójność, twardość, elastyczność i odporność na ściskanie, a drugi pełni rolę konstrukcyjną i decyduje o większości pozostałych właściwości mechaniczno-wytrzymałościowych kompozytu. Właściwości te nie są ani sumą, ani średnią właściwości składników kompozytu, ale ściśle zależą od jego struktury.

Podstawowy podział materiałów kompozytowych dotyczy ich budowy wewnętrznej i obejmuje materiały jedno i wielowarstwowe. W pierwszym wypadku włókna ułożone jednokierunkowo otoczone są równomiernie matrycą. W zależności od nasycenia włókien w matrycy powstały laminat (jednowarstwowy) ma różne cechy mechaniczne w kierunku wzdłużnym i poprzecznym. W drugim wypadku budowa kompozytu przypomina strukturę hybrydową. Pojedyncza warstwa zbudowana jest wówczas z dwóch rodzajów włókien (np. różniących się typem lub wytrzymałością) lub kolejne warstwy tych samych włókien naprzemiennie układane są z warstwami włókien innego rodzaju (np. aramidowe na przemian z aluminiowymi).

Kompozyty są materiałami anizotropowymi, mającymi zupełnie różne cechy fizyczne i mechaniczne w kierunku wzdłużnym i poprzecznym. O stopniu złożoności budowy kompozytu świadczy współczynnik anizotropowości, który wyraża stosunek cech fizycznych i mechanicznych w dwóch głównych kierunkach. Wartość tego współczynnika dla kompozytów różnych typów podano w tablicy 2.1.

Tablica 2.1. Współczynniki anizotropowości laminatów kompozytowych (CNR DT200, 2004)

Rodzaj włókien /matryca	E_1 / E_2	E_1 / G_{12}	$\sigma_{t1} / \sigma_{t2}$	α_1 / α_2
Krzem /ceramiczna	1,09	2,35	17,8	0,93
Bor/aluminiowa	1,71	5,01	11,6	0,30
Krzem /aluminiowa	1,73	5,02	17,0	0,52
Szklane typu S /epoksydowa	2,44	5,06	28,0	0,23
Szklane typu E /epoksydowa	4,42	8,76	17,7	0,13
Boronowe /epoksydowa	9,27	37,40	24,6	0,20
Węglowe /epoksydowa	13,60	19,10	41,4	-0,07
Aramidowe /epoksydowa	15,30	27	26,0	-0,07
E_i – moduł sprężystości, G_{ij} – moduł ścinania, σ_{ti} – wytrzymałość na rozciąganie, α_i – współczynnik rozszerzalności termicznej, 1,2 –cechy odpowiednio włókien i matrycy				

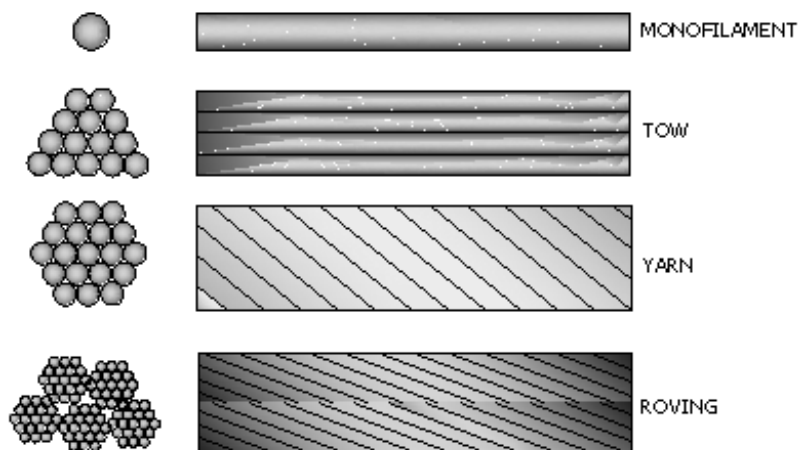
2.2. Typy włókien

Do produkcji kompozytów najczęściej stosowane są włókna węglowe, szklane i aramidowe.

Ze względu na budowę wewnętrzną włókien można odróżnić ich kilka rodzajów, różniących się złożonością struktury wewnętrznej (ze względu na brak polskich odpowiedników autorka pozostawia oryginalne nazwy angielskie):

- „*monofilament*” – najprostszy rodzaj włókna występujący w postaci pojedynczej nici,
- „*tow*” – grupa włókien ułożonych równolegle,
- „*yarn*” – włókno zbudowane z wielu pojedynczych nitek włókien splecionych tak, że tworzą one podłużny splot,
- „*roving*” – najbardziej złożona struktura włókna zbudowana z grupy splotów (*yarn*) lub podłużnych włókien (*tow*), ułożonych równolegle.

Charakterystykę porównawczą różnych typów włókien, matrycy polimerowej i stali zamieszczono w tablicy 2.2, a na rys. 2.1 pokazano budowę włókien.



Rys. 2.1. Budowa włókien (CNR DT200, 2004)

Tablica 2.2. Porównanie właściwości włókien, matrycy i stali (CNR DT200, 2004)

Materiał	Moduł sprężystości E	Wytrzymałość na rozciąganie σ_t	Graniczne odkształcenie ε_t	Współczynnik rozszerzalności termicznej α	Gęstość właściwa ρ
	GPa	MPa	%	$10^{-6}C^{-1}$	g/cm^3
Szklane typ E	70 – 80	1900 – 3500	3,0 – 4,5	5 – 5,4	2,5–2,6
Szklane typ S	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5	1,6 – 2,9	2,46–2,49
Węglowe (wysokomodułowe)	350 – 760	2400 – 3400	0,5 – 0,9	-1,45	1,85–1,9
Węglowe (o wysokiej wytrzymałości)	215 – 280	3500 – 5100	1,4 – 2,00	-0,6 - -0,9	1,75
Aramidowe	62 – 180	3500 – 4000	1,9 – 5,5	-2	1,44–1,47
Matryca polimerowa	2,7 – 3,6	40 – 82	1,4 – 5,2	30 - 5	1,10–1,25
Stal	206	250 – 400 (uplastycznienie) 350 – 600 (zniszczenie)	20 - 30	10,4	7,8

Przykłady różnych typów włókien pokazano na rysunku 2.2, a na rysunku 2.3 porównano charakterystyki wytrzymałościowe różnych typów włókien.

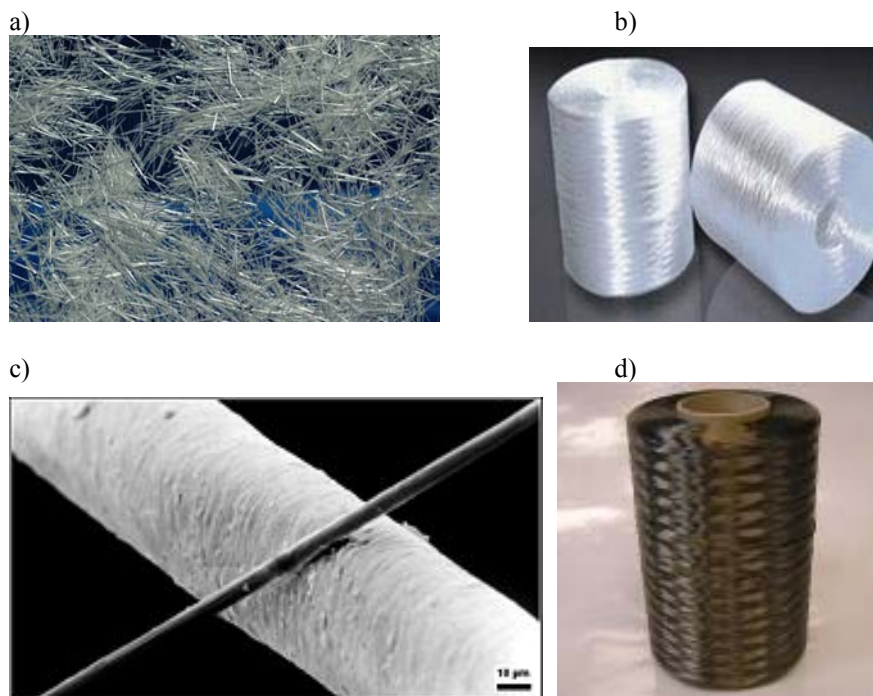
Włókna węglowe

Włókna węglowe mają najwyższy moduł sprężystości ze wszystkich dostępnych włókien i charakteryzują się bardzo wysoką wytrzymałością w kierunku podłużnym, podczas gdy w kierunku poprzecznym jest ona znacząco niższa. Taka budowa włókien węglowych sprawia, że są one bardzo wrażliwe na zginanie i niszczą się w sposób kruchy wskutek działania sił poprzecznych. Włókna węglowe są odporne na działanie wysokiej temperatury i agresywne czynniki środowiskowe. Występują w dwóch odmianach, jako wysokomodułowe i wysokiej wytrzymałości, o modułach i wytrzymałości na rozciąganie odpowiednio: 350 – 760 GPa i 2400 – 3400 MPa (wysokomodułowe) oraz 215 – 280 GPa i 3500 – 5100 MPa (wysokiej wytrzymałości). Włókna węglowe są znacznie droższe niż włókna szklane, co wynika ze znacznie bardziej skomplikowanego procesu ich produkcji w porównaniu z włóknami szklanymi.

Włókna szklane

Włókna szklane mają moduł sprężystości w granicach 70–95 GPa, czyli niższy od dalej opisanych włókien aramidowych i znacznie od włókien węglowych. Są mało odporne na ścieranie, pełzanie i obciążenia dynamiczne. Pojedyncze włókno ma średnicę około 10 μm , a długość waha się w granicach 25 – 50 mm. Produkowane są trzy typy włókien szklanych: „E”, „S” i „AR” („alkali resistant” – odporne na działanie czynników alkalicznych). Włókna

typu „E” zawierają dodatki kwasu borowego i aluminium. Ich wadą jest niska odporność na czynniki alkaliczne. Włókna typu „S” mają wyższą wytrzymałość i moduł sprężystości niż włókna typu „E”, są jednak nieodporne na działanie czynników alkalicznych. Włókna „AR” zawierają dodatki cyrkonu, dzięki czemu wykazują lepszą odporność na czynniki alkaliczne niż włókna szklane pozostałych typów. Włókna szklane typu „AR” są znacznie droższe od włókien szklanych typu „E” i „S”, ale tańsze od węglowych.



Rys. 2.2. Typy włókien:

a) szklane, b) aramidowe, c) węglowe, d) bazaltowe (strony internetowe 5, 6, 9)

Włókna aramidowe

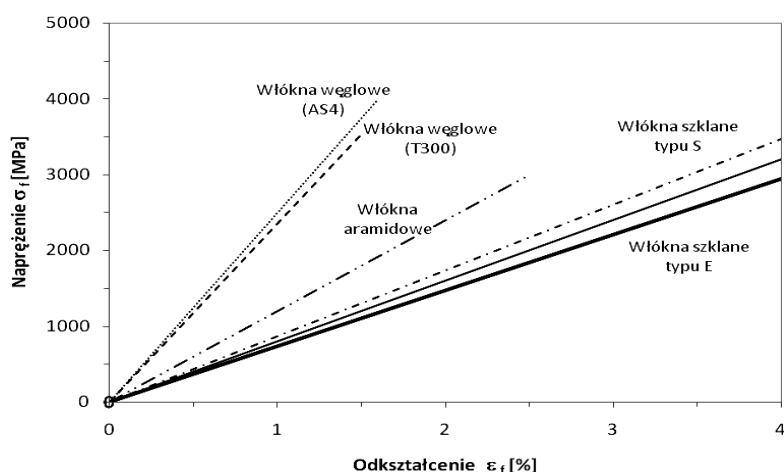
Cechą charakterystyczną włókien aramidowych jest wysoka twardość. Zarówno moduł sprężystości, jak i wytrzymałość na rozciąganie mają wartości wyższe niż włókna szklane, ale niższe niż włókna węglowe. Wytrzymałość włókien aramidowych na ściskanie osiąga wartość około 1/8 wytrzymałości na rozciąganie. Z powodu anizotropowej budowy, włókna aramidowe są wrażliwe na obciążenia ściskające, które mogą wywołać lokalne uplastycznienie tego materiału. Są również wrażliwe na wilgoć, obciążenia długotrwałe i obciążenia dynamiczne, chociaż ich wytrzymałość zmęczeniowa jest wyższa niż wytrzymałość włókien szklanych. Pojedyncze włókno ma średnicę około 12 μm.

Włókna bazaltowe

Przędza oraz nici bazaltowe produkowane są z cienkich ciągłych włókien o średnicy od 7 do 20 μm powstałych w wyniku przetopienia skały bazaltowej. Mają ciemnozielony kolor oraz o 30-40% wyższą wytrzymałość niż włókna szklane. Włókna bazaltowe wykazują bardzo wysoką odporność na ogień, korozję oraz oddziaływanie kwaśnego i zasadowego środowiska, jak również bardzo wysoką wytrzymałość na rozciąganie (tabl. 2.3). Charakteryzują się dużą trwałością (powyżej 80 lat) i wysoką odpornością na oddziaływanie wysokich temperatur (krótkotrwale do $+750^{\circ}\text{C}$, długotrwale od -260°C do $+700^{\circ}\text{C}$).

Tablica 2.3. Charakterystyka włókien bazaltowych (strona internetowa 9)

Parametr / rodzaj materiału	Włókno bazaltowe
Wytrzymałość na rozciąganie f_{tu} , MPa	od 4150 do 4800
Moduł sprężystości E_f , GPa	100-110
Twardość w skali Mohsa	8,5
Graniczne odkształcenie ε_{fu} , %	3,3
Zakres temperatur roboczych, $^{\circ}\text{C}$	od -260 do +700
Temperatura topnienia/destrukcji, $^{\circ}\text{C}$	od +1050 do 1460



Rys. 2.3. Charakterystyki wytrzymałościowe naprężenie-odkształcenie różnych typów włókien (CNR DT200, 2004)

2.3. Matryce

Matryca jako składnik materiału kompozytowego pełni rolę spoiwa łączącego włókna między sobą, chroni włókna przed negatywnym wpływem środowiska, na który włókna nie są odporne oraz pozwala na równomierne rozłożenie obciążeń na wszystkie włókna w niej zatopione. Do produkcji materiałów kompozytowych stosowane są żywice termoutwardzalne lub

termoplastyczne. Wzrasta również zastosowanie matryc nieorganicznych (cementowych, metalowych, ceramicznych, itp.). Właściwości matrycy mają wpływ na właściwości mechaniczne materiału kompozytowego, takie jak moduł sprężystości i wytrzymałość w kierunku poprzecznym czy zachowanie się materiału przy ściskaniu i ścinaniu.

Żywice termoutwardzalne (tabl. 2.4) wykazują wysoką przyczepność międzycząsteczkową, a po utwardzeniu nie można ich topić ani zmieniać ich kształtu. Zaletą żywic termoutwardzalnych jest niska lepkość, która pozwala na właściwe połączenie włókien. Żywice te charakteryzują się również wysoką odpornością na czynniki chemiczne i niskim współczynnikiem rozszerzalności termicznej. Wadą jest ograniczony zakres temperatury roboczej, kruchość (łamliwość), wrażliwość na wilgoć podczas aplikacji.

Do żywic termoutwardzalnych zaliczają się żywice epoksydowe, poliestrowe i winylowe.

Żywice epoksydowe mają właściwości mechaniczne lepsze niż żywice poliestrowe i winylowe. Charakteryzują się wysoką wytrzymałością i małym skurczem podczas twardnienia. Wykazują również dobrą przyczepność do różnego rodzaju włókien. Ponadto są odporne na działanie wody, wysokich temperatur i czynników chemicznych. Wadą żywic epoksydowych jest ich wysoki koszt i długi czas twardnienia.

Żywice poliestrowe mają mniejszą lepkość w porównaniu z żywicami epoksydowymi. Są bardzo uniwersalne i wykazują dużą odporność chemiczną. Właściwości mechaniczne mają jednak zwykle niższe niż żywice epoksydowe. Żywice poliestrowe są odporne na promieniowanie UV i inne wpływy środowiska.

Żywice winylowe stosowane są w środowisku agresywnym chemicznie i w warunkach wysokiej temperatury. Są bardzo elastyczne i mają wyższą, niż żywice poliestrowe, wytrzymałość na rozciąganie.

Właściwości różnego typu żywic zestawiono w tablicy 2.4.

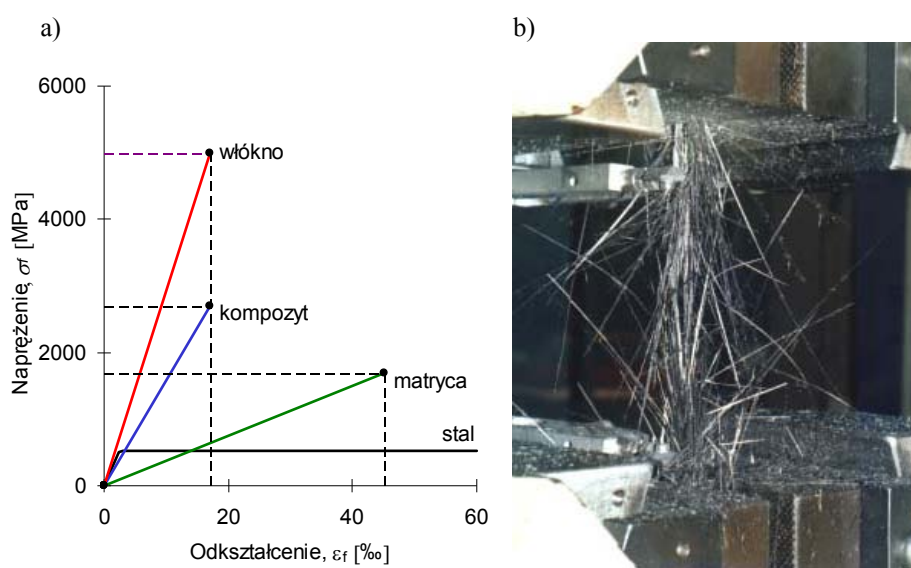
Tablica 2.4. Właściwości żywic termoutwardzalnych (CNR DT200, 2004)

Parametr	Rodzaj matrycy żywicznej		
	Poliestrowa	Epoksydowa	Winylowa
Gęstość, kg/m ³	1200 – 1400	1200 – 1400	1150 – 1350
Wytrzymałość na ściskanie, MPa	34.5 – 104	55 – 130	73 – 81
Moduł sprężystości, GPa	2.1 – 3.45	2.75 – 4.10	3.0 – 3.5
Współczynnik Poisson’a	0.35 – 0.39	0.38 – 0.40	0.36 – 0.39
Współczynnik rozszerzalności termicznej, 10 ⁻⁶ /°C	55 – 100	45 – 65	50 – 75

W przypadku żywic termoplastycznych kształt komponentu może być wielokrotnie zmieniany po podgrzaniu materiału do odpowiedniej temperatury (tzw. kształtowanie na gorąco). Główną wadą żywic termoplastycznych jest wysoka lepkość, która utrudnia właściwe połączenie włókien w materiale kompozytowym.

2.4. Charakterystyka materiałów kompozytowych

Rodzaj zastosowanych włókien stanowi podstawowe kryterium klasyfikacji materiałów kompozytowych typu FRP. Do najczęściej stosowanych komponentów konstrukcyjnych należą włókna węglowe (CFRP – Carbon Fibre Reinforced Polymer), szklane (GFRP – Glass Fibre Reinforced Polymer) i aramidowe (AFRP – Aramid Fibre Reinforced Polymer) oraz stosunkowo nowe włókna bazaltowe (BFRP – Basalt Fibre Reinforced Polymer) (tabl. 2.2).



Rys. 2.4. (a) Zależność naprężenie - odkształcenie dotyczące włókien, matrycy i materiału kompozytowego, (b) sposób zniszczenia taśmy z włókien węglowych w próbie rozciągania

Materiały kompozytowe FRP, zbudowane z różnych typów włókien zatopionych w osnowie z matrycy epoksydowej, produkowane są w postaci laminatów (taśm) lub mat o jednokierunkowym układzie włókien oraz w postaci mat lub tkanin o dwu lub więcej kierunkowym układzie włókien. W przypadku tych ostatnich włókna ułożone są w dwóch prostopadłych kierunkach i pod kątami 45° i 135° . W zależności od rodzaju materiału (taśmy, maty), różne jest nasycenie kompozytu żywicą, które w wypadku taśm wynosi około 50-70%, a w

matach około 25-30% objętości gotowego materiału kompozytowego. Włókno, jako podstawowy składnik materiału kompozytowego, pełni rolę wewnętrznego zbrojenia przenoszącego naprężenie rozciągające. Matryca przenosi naprężenia między włóknami kompozytu, jest osnową włókien i pełni funkcję ochronną. Charakterystyka wytrzymałościowa materiałów kompozytowych jest w całym zakresie naprężeń idealnie-sprężysta, uwarunkowana wytrzymałością na rozciąganie głównych składników, czyli włókien i matrycy. Porównanie cech wytrzymałościowych składników kompozytowego laminatu pokazano na rysunku 2.4, wraz typowym dla włókien węglowych zniszczeniem na rozciąganie.

Kompozyty polimerowe znalazły jak dotąd zastosowanie w trzech obszarach budownictwa. Pierwszy obejmuje nowe elementy (profile) konstrukcyjne, jak belki, pomosty, w całości wykonane z materiałów kompozytowych. Drugi, to materiały służące do podwieszania (liny), zbrojenia i sprężania (pręty) nowo wznoszonych obiektów. W zakres zastosowań trzeciej grupy wchodzi kompozyty polimerowe powszechnie używane do napraw, modernizacji i wzmacniania obiektów budowlanych. Stosuje się je w postaci sztywnych taśm i wiotkich mat, siatek, kształtek przyklejanych na wzmacnianej powierzchni (betonu, stali lub drewna), za pomocą żywicznych zapraw klejowych.

Podstawowymi zaletami, które decydują o wyborze materiału kompozytowego do wzmocnień konstrukcji żelbetowych (w miejsce tradycyjnych materiałów) są: wysoka odporność na korozję, wysoka wytrzymałość na rozciąganie, bardzo wysoka wytrzymałość zmęczeniowa, trwałość na oddziaływania agresywnego środowiska, niewielki ciężar, możliwość stosowania dowolnych długości bez wykonywania złączy, niewielkie wymiary poprzeczne, możliwość malowania, łatwość transportu materiału, możliwość krzyżowania w jednej płaszczyźnie taśm, prowadzonych w dowolnych kierunkach, łatwość aplikacji, zwłaszcza w pozycji sufitowej, oraz wysoka odporność na środowisko zasadowe (CNR DT200, 2004).

W obliczu wielu zalet, jakie wykazują materiały kompozytowe, należy wymienić ich wady, które w wielu przypadkach wzmocnień mogą zdecydować o wyborze innej technologii. Do ważnych mankamentów kompozytów polimerowych należą: brak właściwości plastycznych typowych dla stali zbrojeniowej, które mogą powodować niesygnalizowane (kruche) zniszczenie wzmocnionej konstrukcji.

Kompozyty polimerowe wykazują względnie niską odporność na działanie wysokich temperatur, chodzi tu przede wszystkim o negatywny wpływ ognia. Po przekroczeniu granicznej temperatury uplastycznienia żywicy epoksydowej dochodzi do gwałtownego zniszczenia kompozytu.

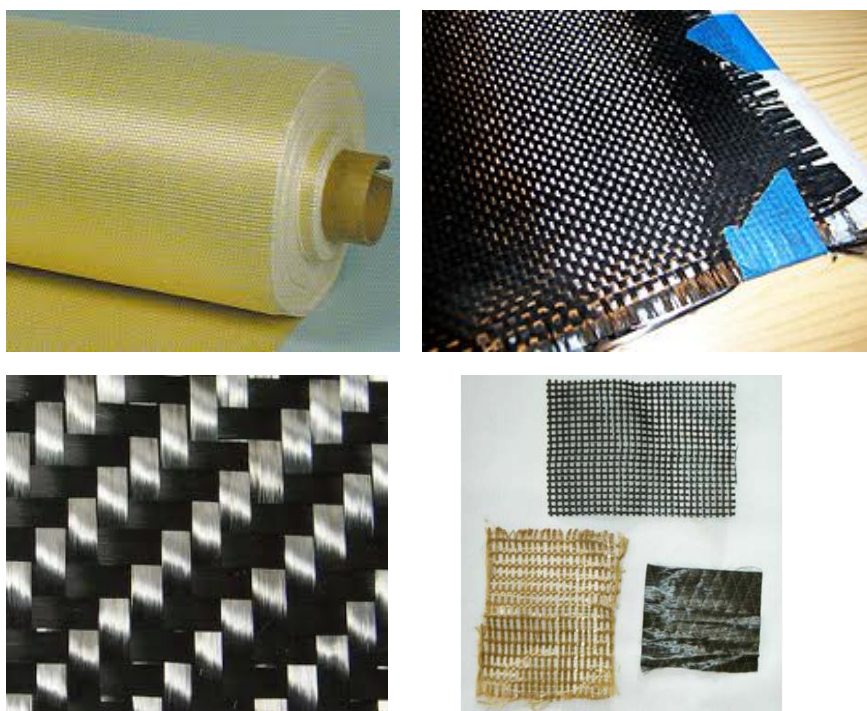
Anizotropowa budowa kompozytu może być przyczyną zniszczenia jego struktury na skutek działania obciążeń prostopadłych do kierunku włókien.

Wyższy jednostkowy koszt materiałów kompozytowych w porównaniu z kosztem stali użytej do wzmocnienia powinno się rozważać w ujęciu całkowitego kosztu wykonania wzmocnienia (łącznie z kosztami wyłączenia obiektu z użytkowania na czas wzmocnienia).

Jeszcze jeden negatywny aspekt dotyczący włókien aramidowych i węglowych powinien być uwzględniany w projektowaniu wzmocnień konstrukcji betonowych wzmocnionych tymi materiałami. Jest nim znacząca różnica współczynników rozszerzalności termicznej włókien aramidowych i węglowych w porównaniu z betonem. Włókna te mają współczynnik rozszerzalności termicznej ujemny o wartościach od $-0,6$ do $-2,0 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, podczas gdy beton ma współczynnik dodatni $+10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Takie różnice wartości współczynników mogą być przyczyną powstawania dodatkowych naprężeń na styku połączonych materiałów, które mogą być pomijane przy niewielkich powierzchniach przyklejonego kompozytu oraz uwzględnione w elementach o dużych powierzchniach takiego wzmocnienia.

Nieimpregnowane tkaniny

Tkaniny do wzmacniania konstrukcji produkowane są w postaci jednokierunkowych mat przeznaczonych do impregnacji specjalną zaprawną żywiczną w miejscu zastosowania.



Rys. 2.5. Przykłady różnych typów tkanin kompozytowych (strony internetowe 7, 8)

Podłużne włókna połączone są niekonstrukcyjnym włóknem, najczęściej propylenowym. Dwukierunkowe tkaniny zbudowane są z włókien ułożonych w dwóch prostopadłych kierunkach, o takim samym nasyceniu włókien w obu kierunkach. W przypadku włókien ułożonych w więcej niż dwóch kierunkach mamy do czynienia z tkaninami wielokierunkowymi. Przykłady różnych typów tkanin pokazano na rysunku 2.5.

Laminaty (taśmy) kompozytowe

Taśmy zazwyczaj mają formę płaskich laminatów lub siatek. Włókna w taśmach mogą być ułożone zarówno jedno, jak i wielokierunkowo (rys. 2.6). Prefabrykowane taśmy przyklejane są do powierzchni konstrukcji przy użyciu kleju, a w przypadku taśm wielokierunkowych możliwy jest również montaż za pomocą łączników mechanicznych.



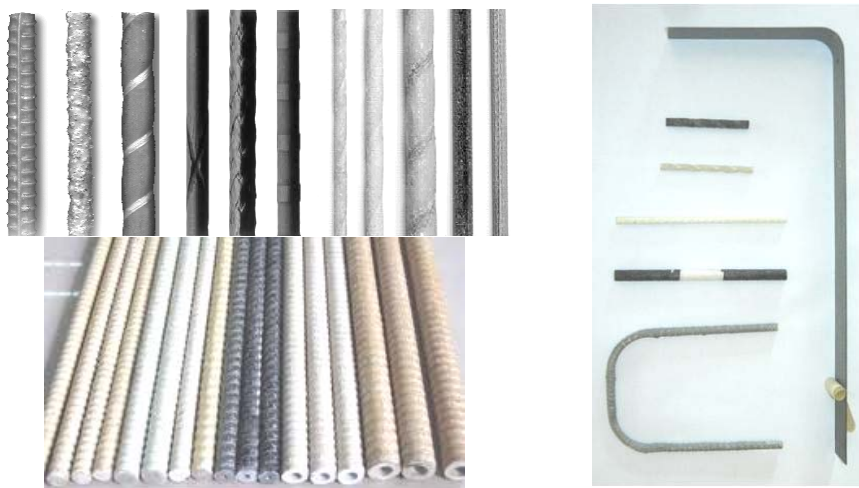
Rys. 2.6. Przykłady laminatów węglowych

Pręty

Alternatywą dla stali zbrojeniowej stało się zbrojenie kompozytowe, zbudowane z jednokierunkowo ułożonych włókien węglowych, aramidowych lub szklanych, zatopionych w żywicy polimerowej. Pręty kompozytowe mają budowę anizotropową z głównym kierunkiem wzdłuż włókien. Mogą być produkowane w trzech różnych procesach: „*pultrusion*” (jako przeciągane przez kąpiel żywicy polimerowej), plecione oraz tkane, przy czym wszystkie rodzaje po uformowaniu są utwardzane w wysokiej temperaturze (Kotynia i Biesiada, 2006; Mossakowski, 2006). Na rynku budowlanym dostępne są pręty o przekroju kołowym (średnice 8 -16 mm) i kwadratowym (o boku 10 – 30 mm), o powierzchni wykończonej w różny sposób: w postaci żeberek formowanych z żywicy, powierzchni piaskowanych oraz spiralnie nawiniętych włókien (rys. 2.7). Charakterystykę prętów kompozytowych przedstawiono w tablicy 2.5.

Tablica 2.5. Cechy wytrzymałościowe prętów stalowych i kompozytowych (CNR DT200, 2004)

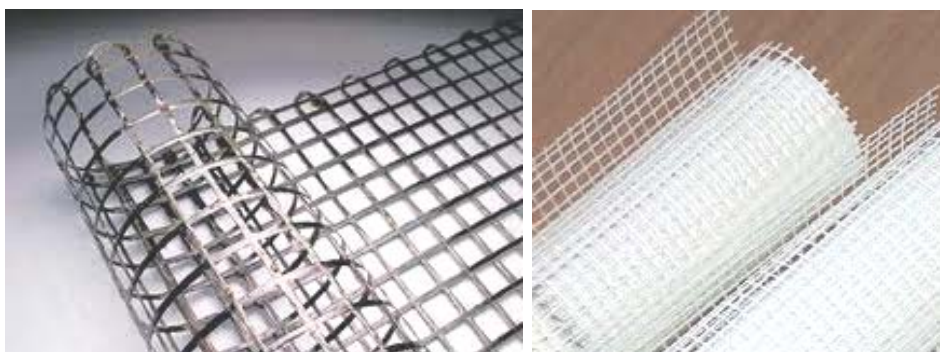
Parametr	Rodzaje prętów			
	GFRP	AFRP	CFRP	Stalowe
Objętościowa zawartość włókien, V_f	0.55	0.60	0.65	–
Gęstość, kg/m^3	2100	1380	1600	7850
Moduł sprężystości podłużnej, E_L , GPa	35 – 60	40 – 125	100 – 580	200
Moduł sprężystości poprzecznej, E_T , GPa	8.6	5.5	10.8	
Współczynnik rozszerzalności termicznej wzdłuż włókien, α_L , $10^{-6}/^\circ\text{C}$	6 – 10	– (2 – 6)	– (9 – 0)	11.7
Współczynnik rozszerzalności termicznej w poprzek włókien, α_T , $10^{-6}/^\circ\text{C}$	21 – 23	60 – 80	74 – 104	
Współczynnik Poisson'a wzdłuż włókien, ν_L	0.28	0.34	0.27	
Współczynnik Poisson'a w poprzek włókien, ν_T	0.06	0.02	0.02	
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien, f_{fu} , MPa	450 – 1600	1000 – 2500	600 – 3500	483 – 690
Granica plastyczności, f_{sy} , MPa	-	-	-	276 – 517
Wytrzymałość na rozciąganie prostopadle do włókien f_{fuT} , MPa	39	30	49	483 – 690
Graniczne odkształcenia wzdłuż włókien, %	1.2 – 3.7	1.9 – 4.4	0.5 – 1.7	6 – 12
Graniczne odkształcenia w poprzek włókien, %	0.5	0.5	0.5	
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien, MPa	620	335	1875	276 – 517
Wytrzymałość na ściskanie prostopadle do włókien, MPa	128	158	246	



Rys. 2.7. Przykłady kompozytowych prętów (strona internetowa 1, ACI 440.1R-01, 2001)

Kształtki

Kształtki kompozytowe produkowane są w postaci kątowników, płaskowników, krat, osłon oraz zamkniętych profili. Kształtki przyklejane są do konstrukcji przy użyciu zaprawy klejowej, podobnie jak laminaty. Prefabrykowane kątowniki kompozytowe stosuje się do wzmacniania belek na ścinanie. Do wzmocnień powierzchni ściennych oraz belek na ścinanie wykorzystywane są siatki wykonane z różnych typów włókien, układanych w różnych kierunkach (rys. 2.8).



Rys. 2.8. Przykłady kompozytowych siatek (strony internetowe 2, 3)

3. Trwałość wzmocnień przy użyciu kompozytów

Pojęcie trwałości oznacza odporność materiału na oddziaływanie środowiska, takie jak wilgoć, zasadowość lub kwasowość, promieniowanie ultrafioletowe, temperatura otoczenia oraz pełzanie, relaksację i zmęczenie. Na trwałość materiału kompozytowego zasadniczy wpływ mają rodzaj włókien i matrycy żywicznej oraz proces produkcji. Poniżej omówiono wpływ podstawowych czynników na warunki trwałości różnych typów materiałów kompozytowych.

W materiale kompozytowym włókna pełnią funkcję nośną, czyli przenoszą naprężenia rozciągające. Włókna szklane (typu „E”), bez odpowiedniego zabezpieczenia w postaci żywicy epoksydowej, należą do najbardziej podatnych na wpływ wilgoci i środowiska zasadowego. Włókna aramidowe są odporne na ścieranie i uderzenia, ale wykazują skłonność do pełzania, absorpcji wilgoci i są wrażliwe na promieniowanie ultrafioletowe. Stosunkowo najbardziej odporne na wpływy środowiska są włókna węglowe i bazaltowe.

Zadaniem matrycy jest spajanie włókien, co zapewnia równomierne przenoszenie obciążeń, a także stanowi ochronę włókien. Trwałość matrycy zależy od rodzaju i proporcji jej składników, czasu ekspozycji na oddziaływanie zewnętrzne i od warunków pielęgnacji.

Aby zapewnić wymaganą trwałość elementów żelbetowych wzmocnionych materiałami kompozytowymi FRP, należy przy projektowaniu wzmocnień uwzględnić:

- przeznaczenie wzmocnionej konstrukcji,
- warunki środowiskowe,
- skład i właściwości materiałów istniejących i projektowanych,
- efektywność sposobu wzmocnienia i szczegóły jego konfiguracji,
- możliwość zapewnienia odpowiedniej jakości wykonania i kontroli,
- właściwy dobór materiałów zabezpieczających przed wpływem ognia, wysokiej temperatury, czynników atmosferycznych lub przed mechanicznym uszkodzeniem wzmocnienia,
- planowany czas użytkowania.

W celu określenia wpływu różnych oddziaływań środowiska na trwałość wzmocnienia przeprowadzono wiele badań doświadczalnych. Na ich podstawie sprecyzowano wpływ podstawowych czynników otoczenia na efektywność wzmocnienia, co ostatecznie pozwoliło na ich uwzględnienie w procesie projektowania w postaci odpowiednich współczynników redukcji.

Wpływ wilgoci

Wszystkie żywice wykazują zdolność do absorpcji wilgoci. Stopień tej absorpcji zależy od składu żywicy, sposobu jej pielęgnacji i temperatury otoczenia. Pochłanianie wilgoci powoduje uplastycznienie żywicy oraz redukcję granicznej temperatury uplastycznienia T_g (nazwa angielska „*glass transition*”),

powyżej której dochodzi do zmian w molekularnej strukturze żywicy. W celu poprawienia odporności materiału na wilgoć stosuje się ochronne powłoki powierzchniowe. Wilgoć powoduje stopniową degradację zewnętrznej powierzchni nie zabezpieczonych włókien szklanych.

Konstrukcje betonowe wzmocnione materiałami FRP są narażone na cykliczne procesy zawilgocenia i wysychania. Długotrwałe narażenie kompozytu na działanie wilgoci może doprowadzić do wnikięcia wilgoci w głąb żywicy i włókien. Obecność porów i powstanie rys w betonie dodatkowo wzmacnia rozprzestrzenianie się wilgoci na skutek dyfuzji i podciągania kapilarnego. W wyniku tych procesów obie powierzchnie kompozytu (zewnętrzna i stykająca się z betonem) narażone są na niszczące działanie wilgoci i roztworów soli. Czynniki atmosferyczne działające cyklicznie (nasiąkanie – wysychanie) obniżają przyczepność materiału kompozytowego do betonu, szczególnie w wypadku elementów wzmocnionych włóknami aramidowymi i szklanymi (Sen i inni, 1998; Wan, 2002).

Zewnętrzne wzmocnienia przy użyciu materiałów kompozytowych powinny być aplikowane z zachowaniem odpowiednich rozstawów zapewniających możliwość odparowania zalegającej w betonowym podłożu wody. Przed zastosowaniem wzmocnienia należy określić możliwy przepływ wilgoci, który powinien pozostać niezmienny po wzmocnieniu.

Wpływ pęczania i skurczu materiałów kompozytowych

Żywice polimerowe nie są odporne na pęczanie i relaksację, zwłaszcza w początkowym okresie użytkowania, zaraz po zakończeniu pielęgnacji. Cecha ta maleje jednak wraz z upływem czasu. Z uwagi na liniowo-sprężysty charakter pracy, włókna szklane i węglowe podnoszą odporność żywic na pęczanie. Wpływ pęczania i relaksacji jest bardziej znaczący w przypadku obciążeń działających poprzecznie do kierunku włókien albo jeśli materiał kompozytowy ma niski stopień nasycenia włóknami. Zjawisko pęczania powoduje powstawanie naprężeń stycznych w elementach wzmocnianych wielokierunkowo. Proces ten potęguje długotrwałość obciążeń, utrzymywanych na wysokim poziomie, i obecność wysokich temperatur. Wpływ pęczania może być pomijany w elementach słabo obciążonych. Żywice termoutwardzalne (nienasycone polimery, estry winylowe, epoksydy i fenole) są bardziej odporne na pęczanie niż żywice termoplastyczne (polipropylen, nylony, poliwęglany).

Włókna węglowe są najbardziej odporne na wpływ pęczania, podczas gdy włókna aramidowe wykazują umiarkowaną, a włókna szklane wysoką podatność na pęczanie. Wskutek pęczania wytrzymałość materiałów kompozytowych maleje, a spadek ten zależy od typu włókien i kształtuje się na poziomie 29 – 55%, 47 – 66 % oraz 47 – 66 % wytrzymałości początkowej kompozytów z włóknami odpowiednio szklanymi, aramidowymi oraz węglowymi (Yamaguchi i inni, 1997; Greenwood, 2002).

Wpływ obciążeń dynamicznych

Odporność materiału kompozytowego na zmęczenie zależy od rodzaju matrycy, a w niektórych przypadkach również od rodzaju włókien, jednak to matryca ma większy wpływ na odporność materiału na zmęczenie niż włókna. Według pracy (Curtis, 1989) użycie czterech różnych typów włókien węglowych zatopionych w tej samej żywicy nie ma widocznego wpływu na wytrzymałość zmęczeniową materiału, natomiast połączenie tych samych włókien z różnymi żywicami epoksydowymi ma wpływ na moduł sprężystości kompozytu.

Badania zmęczeniowe belek wzmocnionych materiałami FRP (Meier i inni, 1993; ACI 215, 1997; Heffernan, 1997; fib, 2001; Papakonstantinou i inni, 2001; CNR DT200, 2004) wykazały, że materiały kompozytowe są odporne na obciążenia dynamiczne, a do zniszczenia wzmocnionych elementów dochodzi na skutek utraty przyczepności w obszarze rys typowych dla zginania, o rozwarości większej niż w badaniu statycznym. Powodem takiego zachowania wzmocnionych elementów jest raczej podatność na obciążenia dynamiczne zbrojenia zwykłego, niż kompozytu. Wzmocnienie zginanych elementów żelbetowych materiałami FRP powoduje obniżenie naprężeń w zbrojeniu podłużnym i zwiększenie odporności zmęczeniowej takiego elementu (Barnes i Mays, 1999; Derkowski, 2005; Kim i Heffernan, 2008). W normie (ACI 440.2R-08, 2008) określono graniczne naprężenia długotrwałe i cykliczne na poziomie $0,20f_{fu}$ dla kompozytów szklanych, $0,30f_{fu}$ dla kompozytów aramidowych i $0,55f_{fu}$ dla kompozytów węglowych.

Wpływ wielokrotnych cykli zamrażania i odmrażania

Cykle zamrażania i odmrażania nie mają negatywnego wpływu na włókna w materiale kompozytowym, mogą jednak powodować niszczenie żywicy i powierzchni styku żywicy z włóknami. Żywice polimerowe nie są wrażliwe na temperatury poniżej 0°C (z wyjątkiem skrajnie niskich temperatur), co sprawia, że ich wytrzymałość i sztywność w tych temperaturach rośnie. Skutki zamrażania i odmrażania są bardziej szkodliwe, jeżeli występują w połączeniu z działaniem wilgoci. Powstają wtedy mikropęknięcia, które na skutek wielokrotnych cykli zamrażania i odmrażania powiększają się (Green i inni, 2003).

Na skutek nieodpowiedniego przygotowania powierzchni betonu oraz obecności wilgoci podczas aplikacji materiału FRP, między nim a betonem powstają pustki, niewypełnione żywicą. Woda, wnikać w wolne przestrzenie, zwiększa swą objętość podczas zamarzania i powoduje degradację połączenia kompozytu z betonem.

Wpływ wysokiej temperatury w aspekcie rozszerzalności termicznej

Zasadniczym problem jest w tym wypadku przyczepność żywicy i kompozytu. Wraz ze wzrostem temperatury maleje moduł sprężystości żywicy. Temperatura decyduje o właściwościach wytrzymałościowych żywicy, wraz ze wzrostem temperatury obniża się moduł sprężystości żywicy. Jeżeli temperatura przekroczy temperaturę uplastycznienia T_g (w zakresie od 65°C do 120°C), charakterystyki wytrzymałościowe materiałów kompozytowych ulegają znacznemu obniżeniu. Zmiany temperatur (w dopuszczalnym zakresie nie przekraczającym wartości T_g) nie mają na ogół szkodliwego wpływu na materiały kompozytowe stosowane w budownictwie. Wysoka temperatura zbliżona do temperatury uplastycznienia może mieć natomiast szkodliwy wpływ na przyczepność kompozytu do betonu (Katz i inni, 1999; Aiello i Frigione, 2002; Leone i inni, 2009). Najbardziej wrażliwe na wysoką temperaturę są włókna aramidowe.

Z uwagi na duże różnice współczynnika rozszerzalności termicznej włókien węglowych i aramidowych w porównaniu z betonem i stalą (por. tab. 2.2), może dochodzić do powstawania dodatkowych naprężeń termicznych na styku betonu i kompozytu. Występowanie tych naprężeń powinno się uwzględniać przy projektowaniu konstrukcji żelbetowych o dużych powierzchniach pokrytych kompozytami. Współczynnik rozszerzalności termicznej kompozytów szklanych jest stosunkowo zbliżony do współczynnika rozszerzalności termicznej betonu i stali (tab. 2.5), dlatego materiały te są najmniej wrażliwe na naprężenia wywołane zmianami temperatury.

Wpływ agresywnego środowiska chemicznego

Woda zalegająca w porach betonu, wykazuje wysokie pH, zwłaszcza w nowym, nie skarbonatyzowanym betonie, gdzie pH jest na poziomie 13,5. W wypadku żywic, które nie podlegały odpowiedniej pielęgnacji, takie otoczenie może powodować stopniowe ich niszczenie, a tym samym obniżanie przyczepności kompozytu do betonu. Z badań wynika, że niszczenie żywic spowodowane zasadowym środowiskiem jest znacznie bardziej niebezpieczne niż to wywołane wpływem wilgoci. Z tego powodu żywice powinny być poddane właściwej pielęgnacji, która znacząco zminimalizuje szkodliwe skutki ekspozycji w zasadowym środowisku.

Najbardziej podatne na niszczące działanie środowiska zasadowego są włókna szklane, a najwyższą odporność wykazują włókna węglowe. Włókna szklane typu „E” powinny być stosowane z systemami żywic odpornych na zasadowe środowisko. Na rynku budowlanym dostępne są już włókna szklane typu „AR”, odporne na takie środowisko (Wen i inni, 2003).

Badania wykonywane w temperaturze pokojowej wykazują, że zastosowanie żywicy winylowo – estrowej z wypełniaczem w postaci glinki z montmorylonitu o 50% zmniejsza dyfuzję wody w porównaniu z taką samą żywicą bez wypełniacza.

Wzmocnienia przy użyciu materiałów kompozytowych opóźniają korozję zbrojenia stalowego wywołaną działaniem chlorków (Pantazopoulou i inni, 2001; Debaiky i inni, 2002).

Wpływ promieniowania UV

Materiały na bazie polimerów ulegają degradacji pod wpływem działania promieni UV o długości w zakresie 290 – 400nm, na skutek zniszczenia wiązań chemicznych. Promieniowanie to nie wpływa bezpośrednio na zmianę mechanicznych właściwości kompozytów, ale z uwagi na to, że niektóre żywice mogą pod wpływem promieni UV ulegać powierzchniowej erozji, promienie UV w pośredni sposób przyczyniają się do niszczenia materiału kompozytowego. Stosowanie odpowiednio dobranych dodatków do żywic oraz powłok ochronnych nakładanych na gotowe materiały kompozytowe zabezpiecza te materiały przed szkodliwym promieniowaniem (ACI 440L, 2011).

Wpływ przewodności elektrycznej

Włókna aramidowe i szklane są izolatorami, natomiast włókna węglowe przewodzą prąd, przez co mogą przyczyniać się do przyspieszania korozji zbrojenia stalowego. Z tego powodu włókna węglowe nie powinny być stosowane w bezpośrednim kontakcie ze stalą zbrojeniową (ACI 440L, 2011).

Trwałość a założenia projektowe

Obniżoną trwałość wzmocnień przy użyciu materiałów kompozytowych, spowodowaną negatywnym oddziaływaniem niektórych czynników środowiska, należy uwzględnić przy projektowaniu tego rodzaju wzmocnień. W tym celu obniża się wytrzymałość kompozytu na rozciąganie wprowadzając odpowiednie współczynniki redukcji η_a . Zależną one od typu włókien oraz warunków ekspozycji wzmocnienia i są zestawione w tabl. 3.1 (wewnątrz budynku, na zewnątrz, środowisko agresywne). Na ogół wartości tego współczynnika wahają się od 0,75 do 0,5 dla włókien szklanych umieszczonych odpowiednio wewnątrz budynku i w środowisku agresywnym oraz od 0,95 do 0,85 dla włókien węglowych odpowiednio w tych samych warunkach użytkowania. Przy zastosowaniu odpowiednich powłok ochronnych współczynniki te można zwiększyć o 10%, zapewniając jednocześnie założone warunki ochrony przez cały okres użytkowania wzmocnienia (CNR DT200, 2004).

Tablica 3.1. Współczynnik redukcji η_a uwzględniający wpływ czynników atmosferycznych (CNR DT200, 2004)

warunki atmosferyczne	typ włókien	η_a
wewnętrzne	GFRP	0,75
	AFRP	0,85
	CFRP	0,95
zewewnętrzne	GFRP	0,65
	AFRP	0,75
	CFRP	0,85
agresywne	GFRP	0,50
	AFRP	0,70
	CFRP	0,85

Wpływ obciążeń długotrwałych można uwzględnić przez wprowadzenie współczynników redukcji η_l do wartości parametrów wytrzymałościowych (wytrzymałość na rozciąganie, odkształcenia graniczne, moduł sprężystości), które na skutek pełzania, relaksacji lub obciążeń dynamicznych rzeczywiście wykazują spadek parametrów wytrzymałościowych (tabl. 3.2).

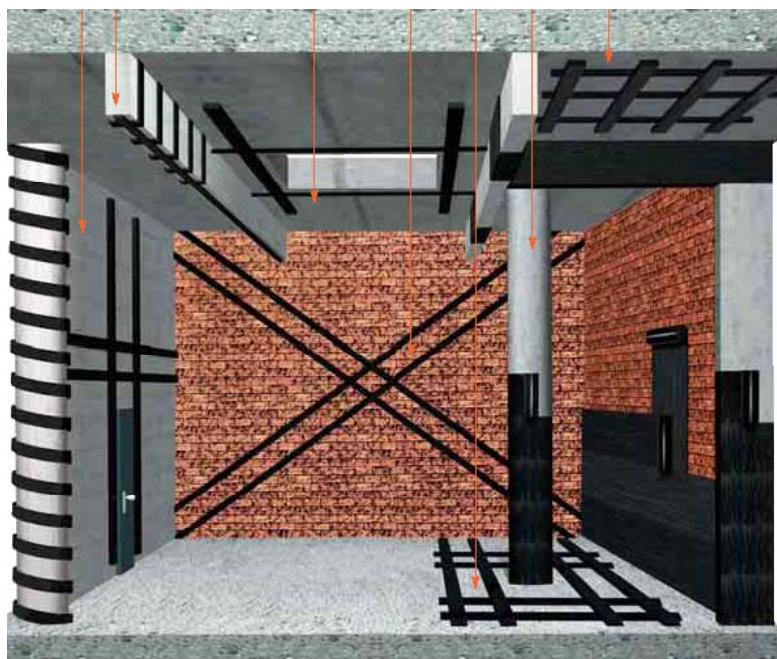
Tablica 3.2. Współczynnik redukcji η_l uwzględniający wpływ obciążeń długotrwałych (CNR DT200, 2004)

typ obciążenia	typ włókien	η_l
długotrwałe (pełzanie, relaksacja)	GFRP	0,30
	AFRP	0,50
	CFRP	0,80
dynamiczne	wszystkie typy	0,50

4. Systemy wzmacniania konstrukcji

4.1. Wiadomości ogólne

Materiały kompozytowe wykorzystywane są do wzmacniania konstrukcji murowych, betonowych, stalowych i drewnianych. Kompozyty na bazie włókien węglowych, ze względu na wysoki moduł sprężystości, najczęściej stosuje się do wzmocnień istniejących konstrukcji żelbetonowych, w celu podwyższenia ich nośności na zginanie, ścinanie i ściskanie (rys. 4.1). Ponadto w konstrukcjach tych wzmacnia się obszary przylegające do wyciętych otworów w ścianach i stropach, najczęściej w związku z modernizacją budynku.



Rys. 4.1 . Przykłady zastosowań materiałów kompozytowych do wzmocnień konstrukcji budowlanych (materiały firmy S&P)

W zależności od użytego materiału kompozytowego (laminaty lub maty), odróżniamy dwa podstawowe systemy wzmocnień:

- przy użyciu laminatów przyklejanych do powierzchni konstrukcji za pomocą systemowej zaprawy klejowej (nazwa angielska *pre-cured*),
- przy użyciu wiotkich mat lub tkanin kompozytowych (*wet lay-up*) impregnowanych za pomocą systemowej zaprawy żywicznej.

W zależności od miejsca aplikacji materiału kompozytowego systemy wzmocnień dzielimy na:

- zewnętrzne, gdy kompozyt przyklejany jest do zewnętrznej powierzchni wzmacnianego elementu (*externally bonded - EB*),
- wewnętrzne, gdy zbrojenie kompozytowe wklejane jest w betonową otulinę (*near surface mounted - NSM*),
- wzmocnienia zewnętrzne przy użyciu laminatów mocowanych do podłoża za pomocą bolców lub jednocześnie bolców i zaprawy klejowej (*mechanically anchored – MA*)

Ze względu na stan montowanego kompozytu systemy wzmocnień dzielimy na:

- czynne, gdy przyklejany materiał jest wstępnie naprężony przed przyklejeniem do powierzchni wzmacnianej konstrukcji,
- bierne, gdy kompozyt przyklejany jest w stanie nie naprężonym.

4.2. Systemy zewnętrznych wzmocnień typu biernego - EBR

Aplikacja przy użyciu zapraw klejowych

Przed aplikacją wzmocnienia metodą EBR należy określić wytrzymałość podłoża betonowego na odrywanie metodą pull-off. Średnia wartość powierzchniowej wytrzymałości powinna być większa niż $2,0\text{N/mm}^2$ (przy wartości minimalnej $1,5\text{N/mm}^2$). Podłoże powinno spełniać warunki czystości i równości, podane w instrukcji producenta (Sika, 2004; S&P, 2011). Laminaty przykleja się przy użyciu gęstej dwuskładnikowej zaprawy klejowej, złożonej z żywicy epoksydowej i utwardzacza. Taśmy mogą być docinanie na obiekcie, należy jednak pamiętać, że nie mogą być one krawędziowane ani wystawiane na działanie nacisków poprzecznych. Klej nakłada się zarówno na podłoże betonowe jak i na całą powierzchnię taśmy, w formie daszku. Naklejana taśma nie wymaga „wałkowania” w fazie wiązania kleju.

Do przyklejania mat stosuje się impregnat żywiczny o konsystencji znacznie rzadszej niż zaprawy do przyklejania taśm. Na świeżo nałożoną warstwę impregnatu nakłada się matę, a następnie wciska ją delikatnie w klej za pomocą wałka malarskiego, poruszając nim zgodnie z kierunkiem włókien maty. W wypadku, gdy mata narażona będzie na działanie czynników atmosferycznych, należy zabezpieczyć ją odpowiednimi powłokami ochronnymi. Mat nie wolno zaginać ani łamać.

Opisane wcześniej wzmocnienia przy użyciu impregnowanych mat lub laminatów, stosowane w płytach i belkach do wzmocnień na zginanie i ścinanie, oraz do wzmocnień słupów, najczęściej wykonuje się ręcznie. Przy wzmacnianiu słupów o przekroju kołowym w celu skrócenia czasu aplikacji oraz uzyskania możliwości kontroli siły naciągu obwodowej maty, stosuje się technikę automatycznego nawijania. Polega ona na ciągłym owijaniu słupa nasączonymi w żywicy matami, ułożonymi prostopadle, lub pod niewielkim kątem do podłużnej osi słupa.

Aplikacja wzmocnień na bazie zapraw mineralnych

Mimo wielu zalet technik wzmocnień przy użyciu kompozytów przyklejonych do betonu zaprawami na bazie żywic epoksydowych, problemem jest ich niska odporność na działanie wysokiej temperatury. Rozwiązaniem tych niedogodności jest zastosowanie mineralnych zapraw klejowych lub zapraw żywicznych ze spoiwem nieorganicznym. Taki system ma nazwę „*textile-reinforced matrix – TRM*” i jest coraz chętniej stosowany do wzmocnień konstrukcji żelbetowych (rys. 4.2) (Triantafillou i Papanicolaou, 2006; Blanksvärd i inni, 2009) i murowych (Menegotto i Monti, 2005; Papanicolaou i inni, 2007).

Ze względu na uziarnienie zaprawy, impregnacja mat z jednokierunkowo, gęsto ułożonymi włóknami jest utrudniona. Warunki przyczepności między włóknami a cementową matrycą można poprawić, zastępując jednokierunkowe maty kompozytowymi tkaninami. Mają one zazwyczaj postać dwu lub wielokierunkowych siatek, wykonanych z tkanych wiązek włókien.



Rys.4.2. Wzmacnianie belki żelbetowej przy użyciu zaprawy ze spoiwem nieorganicznym (Triantafillou i Papanicolaou, 2006)

Gęstość i rozmieszczenie wiązek włókien są na ogół jednakowe w każdym kierunku, co zapewnia jednorodne cechy mechaniczne tkaniny we wszystkich kierunkach i jednakowy stopień impregnacji siatki zaprawą.

Aplikacja przy użyciu mechanicznych łączników

Metoda ta polega na mocowaniu materiałów do podłoża betonowego za pomocą dużej liczby małych łączników, czasem w połączeniu ze śrubami kotwiącymi na końcach mocowanych elementów. Zaletą tego systemu, w porównaniu z przyklejaniem, jest brak konieczności przygotowania podłoża betonowego oraz możliwość użytkowania konstrukcji bezpośrednio po wzmocnieniu (Bank i inni, 2004; Lamanna i inni, 2004).

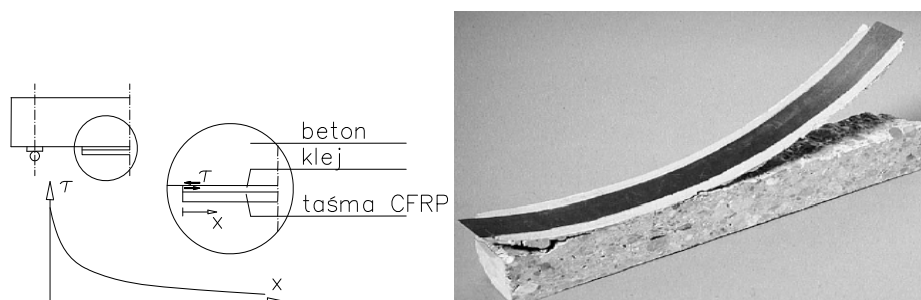


Rys. 4.3. Aplikacja kompozytów przy użyciu mechanicznych łączników (fib, 2001)

4.3. Systemy zewnętrznych wzmocnień typu czynnego

Wiele badań doświadczalnych przeprowadzonych na zginanych żelbetowych elementach wzmocnionych kompozytami wykazało dość niską efektywność tej techniki, spowodowaną zniszczeniem elementu na skutek nagłego odspojenia kompozytu od powierzchni betonu, zainicjowanego przez typowe dla zginania rysy w środkowej części elementu (Kotynia, 1999; Teng i inni, 2001; Kotynia i Kamińska, 2003; Kotynia i inni, 2008). Badania wykazały, że efektywność biernego wzmocnienia na zginanie zależy od wielu czynników, takich jak: rodzaj, wymiary przekroju poprzecznego zbrojenia kompozytowego, odległość jego końców od podpory, układ podłużnego i poprzecznego zbrojenia stalowego oraz rozkład momentów zginających i sił poprzecznych w elemencie. Mimo, że wzmocnienie konstrukcji przy użyciu biernych kompozytów zwiększa jej nośność, to warunki użytkowalności pozostają na tym samym poziomie (tzn. moment rysujący i ugięcia od obciążeń użytkowych). W celu zwiększenia wpływu wzmocnienia na stan graniczny użytkowalności oraz poziom wykorzystania wytrzymałości kompozytu na rozciąganie, zaproponowano wstępne jego naprężenie. Pozwoliło to zmniejszyć ugięcia wzmocnianych elementów, zmniejszyć rozwarcie rys, ograniczyć naprężenia w stalowym zbrojeniu podłużnym, zmniejszyć odkształcenia żelbetowego elementu oraz znacząco zwiększyć jego sztywność i nośność. Pierwsze badania żelbetowych belek wzmocnionych naprężonymi taśmami z włókien węglowych, przeprowadzone w EMPA (Meier, 1992; 1995a), potwierdziły dużą efektywność takiego wzmocnienia. Zalety wzmocnień czynnych zostały potwierdzone w wielu badaniach doświadczalnych (Triantafyllou i Plevris, 1992; Deuring, 1993; Garden i inni, 1998; El-Hacha i inni, 2001; Wight i inni, 2001), które określiły minimalny poziom wstępnego naprężenia kompozytu jako 25% jego

wytrzymałości na rozciąganie (Triantafyllou i Plevris, 1992; Meier, 1995b). W przypadku wstępnego naprężenia powyżej 70% wytrzymałości włókien na rozciąganie, obserwowano zniszczenie badanych elementów na skutek zerwania włókien. Natomiast przy poziomie naprężenia nie przekraczającym 60% wytrzymałości na rozciąganie, do zniszczenia dochodziło najczęściej przez odspojenie kompozytu od powierzchni betonu (Meier, 1995a). Najbardziej efektywny poziom naprężenia kompozytu CFRP określono, jako 50 – 60% jego wytrzymałości na rozciąganie, co zapewnia niemal jednoczesne uzyskanie odspojenia i zerwania włókien tego zbrojenia.



Rys. 4.4. Rozkład naprężeń stycznych na końcu taśmy i odspojenie wstępnie naprężonej taśmy nie zakotwionej na końcach (Meier i Kotynia, 2006)

Z czynnym sposobem wzmacniania wiązą się dwa zasadnicze problemy: sposób naprężenia i przekazanie siły rozciągającej taśmę na konstrukcję poddaną wzmocnieniu. Ze względu na obecność dużych naprężeń stycznych między naprężoną taśmą a betonowym podłożem, może dojść do nagłego odspojenia końca taśmy od powierzchni betonu (rys. 4.4).

Aby zapobiec takiemu mechanizmowi zniszczenia, opracowano jak dotąd kilka sposobów kotwienia, które można podzielić na te, które wymagają użycia systemów kotwiących i system bez zakotwień, ze stopniową redukcją siły sprężającej na długości taśmy. Zagadnienie zakotwienia wstępnie naprężonych taśm jest obecnie podstawą wielu prac badawczych, mających na celu wdrożenia tej niewątpliwie najbardziej efektywnej techniki wzmocnień w praktyce inżynierskiej.

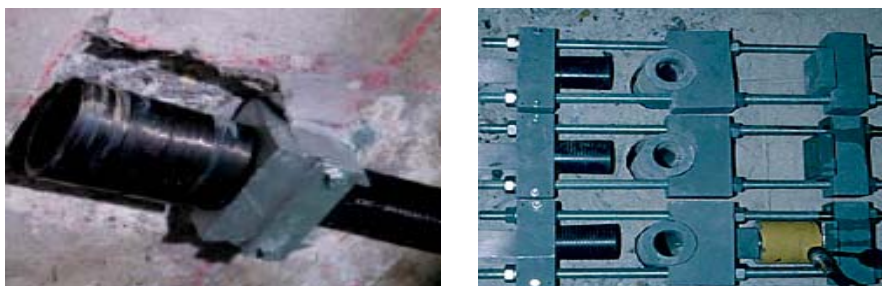
Systemy kotwiąco - sprężające

Podstawą działania systemów kotwiąco-sprężających jest użycie stalowych bloków kotwiących, na stałe wbudowanych we wzmacnianą konstrukcję. Jednym z takich rozwiązań jest System LEOBA (Andrä i inni, 2002), zbudowany ze stalowej płyty kotwiącej taśmę, bloku oporowego służącego do jej naciągu i szpilek mocujących taśmę do płyty kotwiącej, po jej naprężeniu. Dwa rodzaje kotew (bierne i czynne) montowanych na końcach taśm, umożliwiają jednoczesne zakotwienie i naciągnięcie taśmy (rys. 4.5). Taśma

naciągana jest przy użyciu prasy naciągowej do poziomu odkształceń rzędu 9.5‰. W systemie kotwiąco – sprężającym S&P (S&P, 2011), taśma przyklejona jest do betonu również pod płytą kotwiącą, a w trakcie naprężania jej koniec mocowany jest mechanicznie w układzie dwóch płyt, zakotwionych w podłożu. Pozwala on osiągnąć wstępnie odkształcenie naprężonej taśmy rzędu 6‰.



Rys. 4.5. System kotwiąco – sprężający LEOBA (Andra i inni, 2002)



Rys. 4.6. System kotwiąco – sprężający Stress-Head (Schwegler i Breset, 2002)

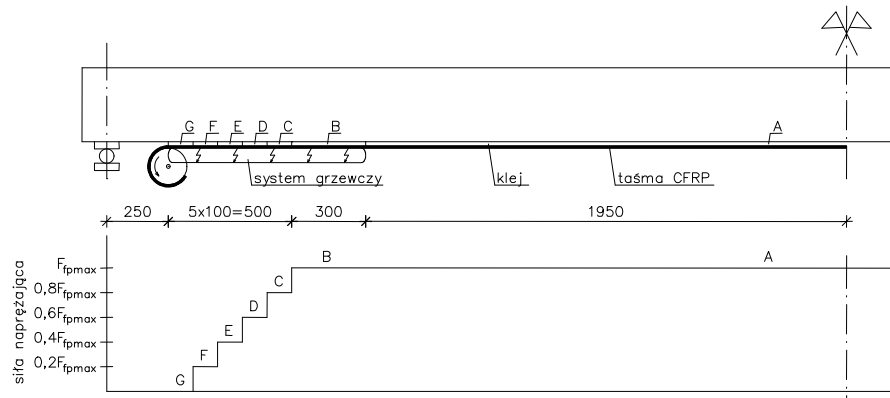
System sprężania opracowany przez M. Łagodę i Sika Poland (Łagoda, 2002; 2005; Gutowski i inni, 2003), podobnie jak poprzednie, obejmuje dwa typy zakotwień, montowanych we wnękach wykonanych w powierzchni konstrukcji. Nieco innym sposobem kotwienia naprężonych taśm jest system Stress-Head (Schwegler i Breset, 2002) (rys. 4.6), w którym oba końce taśmy (bierny i czynny) są fabrycznie zatopione w głowicach wykonanych z włókien węglowych. Mankamentem tego rozwiązania jest jednak obecność stalowych bloków kotwiących, wymagających głębokiego osadzenia we wzmacnianej konstrukcji.

Bezkotwowy system sprężający

Wadą opisanych wyżej systemów jest wrażliwość na korozję stalowych elementów kotwiących, trwale połączonych ze wzmacnianą konstrukcją. Pierwszy jak dotąd na świecie bezkotwowy system sprężający zaproponowano w Laboratorium Badawczym EMPA w Zurychu (Stöcklin i Meier, 2003). Polega

on na stopniowym zmniejszaniu siły naciągu taśmy na jej długości, co zrealizowano symetrycznie dzieląc wzmacniany odcinek na sekcje o stopniowo zmiennej sile wstępnego naprężenia. Dzięki takiemu rozkładowi siły naciągu w taśmie, naprężenia styczne na styku taśmy i betonowego podłoża stopniowo maleją aż do zera w miejscu końca taśmy (rys. 4.7).

a)



b)



c)



Rys. 4.7. Bezkontaktowy system naprężania ze stopniową redukcją siły naciągu w taśmie: a) schemat naprężania taśmy FRP, b) system nagrzewania taśmy, c) widok poduszki dociskowej (Kotynia i inni, 2011)

Taki system sprężenia eliminuje niebezpieczeństwo odspojenia końców kompozytu, a tym samym nie wymaga stosowania kotew, jak to było konieczne w poprzednio wymienionych metodach sprężania czynnego.

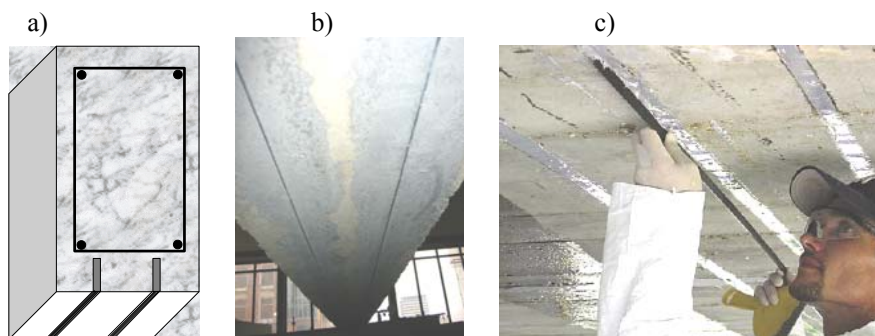
W bezkontaktowym systemie sprężającym, jako pierwszy zostaje naciągnięty i przyklejony środkowy odcinek taśmy „A”, na którym siła naciągu ma największą wartość (rys. 4.7a). W celu przyspieszenia wiązania zaprawy klejowej, nagrzewa się przyklejony odcinek taśmy za pomocą przestawnego urządzenia „heating device” (patrz rys. 4.7b), co skraca czas wiązania z 3 dni do 2 godzin (w temperaturze +25°C). Po związaniu zaprawy klejowej na odcinku

„A”, taśma zostaje naprężona na obu odcinkach „B” ze zmniejszoną siłą naciągu. Na odcinkach „C” siła naciągu zostaje zredukowana do zera i taśma w sposób bierny zostaje przyklejona do powierzchni elementu. Taśmy naciągane są na specjalnych kołach naciagowych zamocowanych tymczasowo do spodu wzmacnianej konstrukcji.

Szczegółowy opis tej techniki wraz z wynikami badań przeprowadzonych w EMPA we współpracy z laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej (KBB) przedstawiono w publikacji (Kotynia i Meier, 2006; Kotynia i inni, 2011).

4.4. Systemy wzmocnień przy użyciu materiałów FRP wklejanych w betonową otulinę - NSMR

Metoda polega na wklejaniu laminatów kompozytowych w bruzdy wycięte w betonowej otulinie (rys. 4.8). Zaletą tej metody jest znacząco wyższa efektywność wzmocnienia, spowodowana lepszą przyczepnością wklejonego materiału, w porównaniu z aplikacją kompozytów na zewnętrznej powierzchni wzmacnianych elementów. Kompozyt wklejony w otulinę jest ponadto chroniony przed mechanicznym zniszczeniem, przypadkowymi uderzeniami i – co ważne – nie zmienia estetyki konstrukcji. W metodzie wzmocnień typu NSMR, jako zbrojenie kompozytowe stosuje się pręty o przekroju kołowym (średnicy 8 – 16mm), kwadratowym (o boku 10 – 30mm) i wąskie taśmy o przekroju prostokątnym i wymiarach 1 – 3mm × 10 – 20mm. Użycie prostokątnych taśm do wzmocnień typu NSMR zwiększa powierzchnię kontaktu między kompozytem i betonem, ale wymaga grubszej otuliny betonowej. W praktyce wybór typu materiału kompozytowego zależy głównie od grubości betonowej otuliny oraz wymaganego stopnia zbrojenia FRP. Materiały kompozytowe wkleja się w betonową otulinę przy użyciu dwuskładnikowych zapraw epoksydowych (jak we wzmocnieniach przy użyciu laminatów EBR).



Rys. 4.8. Przykład wzmocnienia przy użyciu systemu NSMR:

a) schemat belki wzmacnianej na zginanie, b) widok dolnej powierzchni wzmocnionego elementu, c) sposób aplikacji (Kotynia, 2006, strona internetowa 4)

5. Wzmacnianie stref przypodporowych elementów żelbetowych na ścinanie przy użyciu kompozytów przyklejanych na powierzchni betonu (metoda EBR)

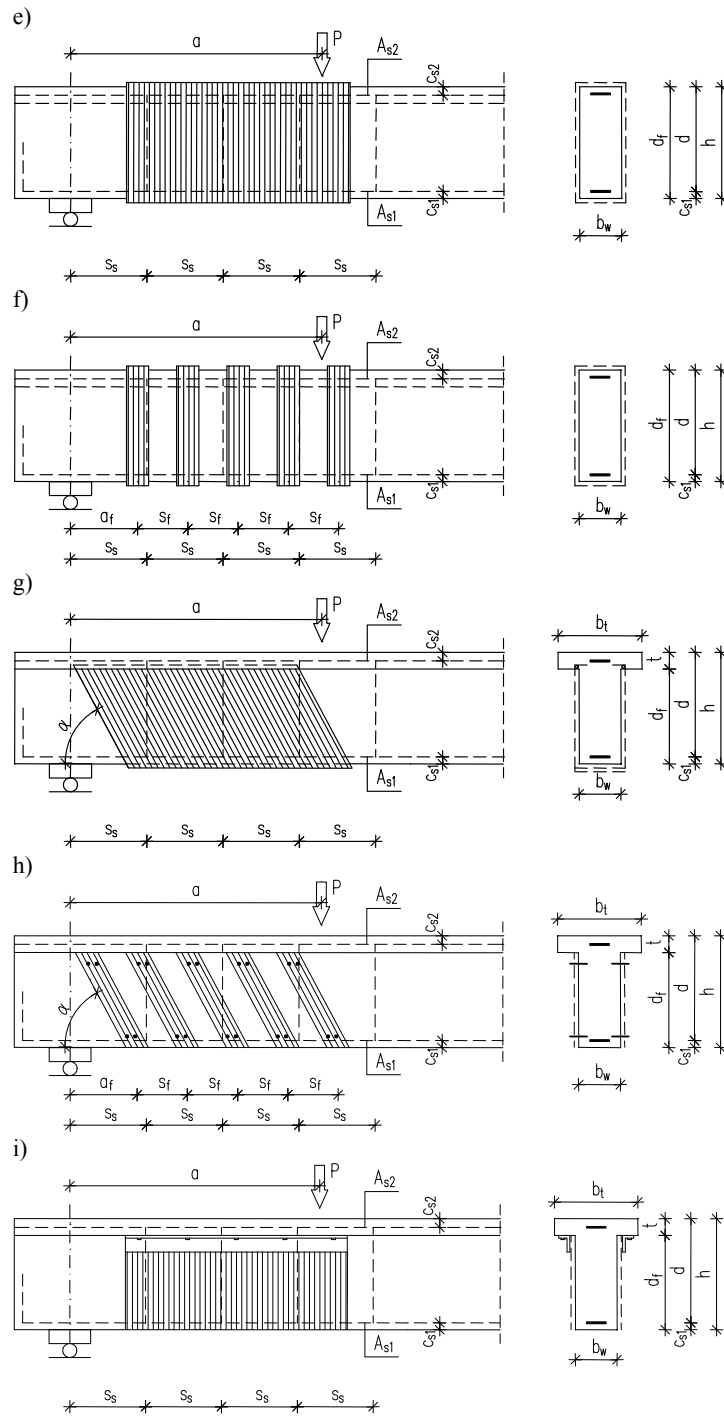
5.1. Sposoby wzmacniania

Dotychczasowa literatura dotycząca wzmacniania elementów żelbetowych na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych FRP, przyklejanych na zewnętrznej powierzchni elementów, obejmuje obszerny zbiór wyników badań doświadczalnych belek żelbetowych. W zależności od typu użytego materiału kompozytowego wzmocnienie stref przypodporowych można wykonać na kilka sposobów: prostymi paskami taśm FRP przyklejanymi na bocznych powierzchniach belek (typ „S” – „*side bonding*”, rys. 5.1.a, b), matami lub kształtkami typu „L” obejmującymi boczne powierzchnie i spód belki (typ „U” – „*u-jacketing*”, rys. 5.1.c, d), matami obejmującymi cały przekrój belki, w postaci zamkniętych strzemion (typ „W” – „*wrapping*”, rys. 5.1.e, f).

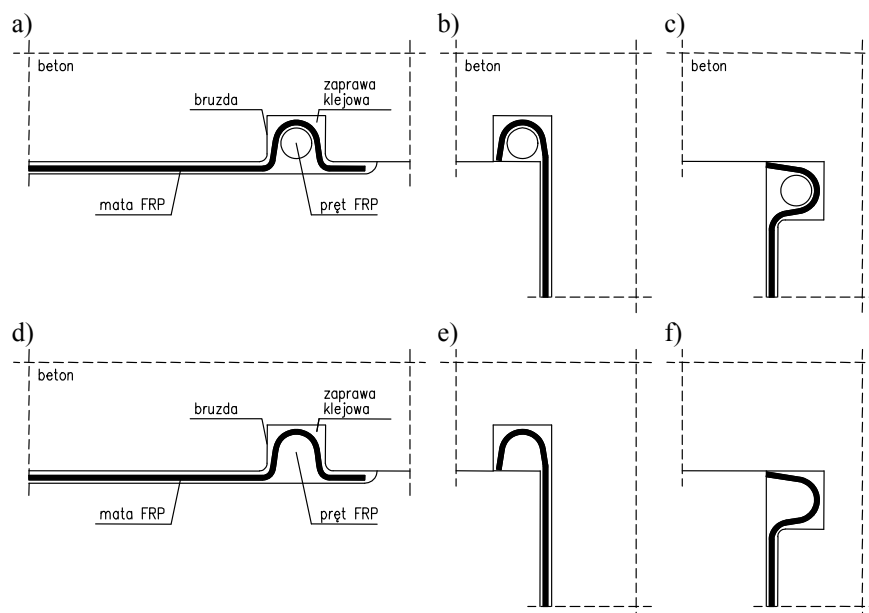
Do efektywnych sposobów zakotwienia materiałów FRP należą: użycie prętów kotwiących końce mat wklejanych w betonową otulinę przed narożem (Khalifa, 1999; Khalifa i inni, 1999; Khalifa i Nanni, 2000) (rys. 5.1.g), użycie profili stalowych lub bolców (Sato i inni, 1996) (rys. 5.1.h, i). Zastosowanie elementów stalowych do kotwienia zbrojenia kompozytowego wiąże się jednak z takimi niedogodnościami jak: przerwanie włókien podczas wykonywania otworów pod bolce kotwiące oraz powstanie lokalnej koncentracji naprężeń w miejscu położenia bolców. W wypadku zastosowania materiałów kompozytowych z włóknami węglowymi, istnieje też duże prawdopodobieństwo korozji galwanicznej na styku kotwiących profili stalowych i włókien węglowych.

Wszystkie te wady eliminuje zastosowanie systemu zakotwień kompozytowych, powszechnie nazwanego zakotwieniem typu „UA” (rys. 5.2). Zasada działania polega na zakotwieniu zagiętej końcówki materiału kompozytowego w betonowej otulinie. W wypadku wiotkich mat takie zakotwienie wykonuje się podczas ich aplikacji na elemencie betonowym, a w wypadku laminatów FRP zagięcie wykowane jest w czasie produkcji laminatu. Przykłady zakotwień płaskich (przy wzmocnieniu na zginanie) oraz zakotwień typu „UA” (przy wzmocnieniu na ścinanie), pokazano na rysunkach 5.2 i 5.3.

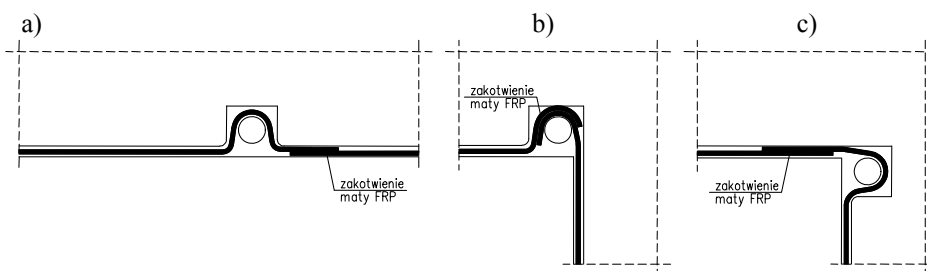
Zakotwienie typu „UA” umieszcza się w bruzdzie wykonanej w betonowej otulinie elementu żelbetowego, prostopadle do włókien przyklejanego kompozytu, w pobliżu jego końca. Wymiary bruzdy dostosowane są do średnicy pręta kompozytowego. Matę zaimpregnowaną przy użyciu zaprawy klejowej owija się na pręcie i wsuwa w bruzdę. Następnie naciągniętą matę, wklejoną w bruzdę, przykleja się na powierzchni betonu zgodnie z planowanym kierunkiem (patrz rys. 5.2). Zakotwienie w bruzdzie można również wykonać bez użycia



cd. Rys. 5.1. Sposoby wzmacnienia belek na ścinanie materiałami FRP

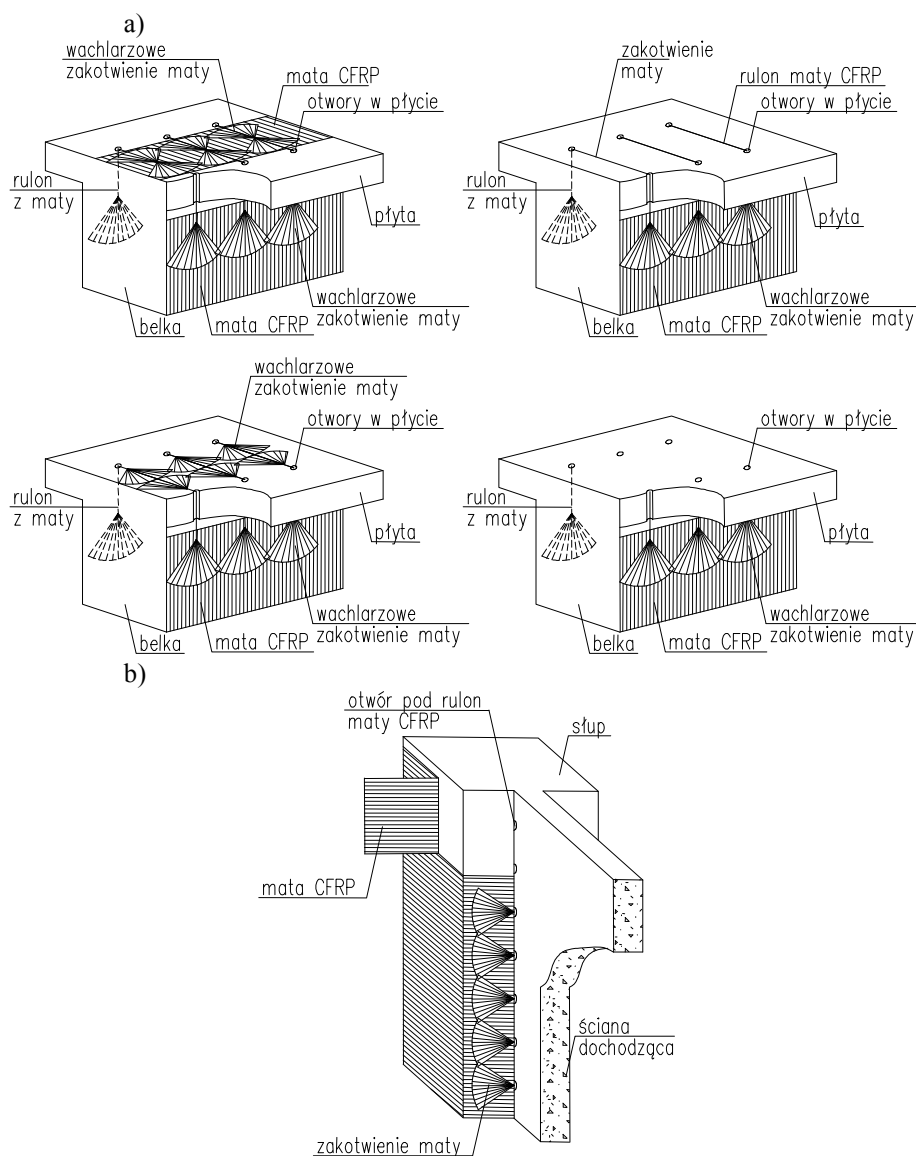


Rys. 5.2. Schematy zakotwień typu „UA” końców materiału kompozytowego: a) d) zakotwienie na płaskiej powierzchni elementu, b) e) zakotwienie poza narożem, c) f) zakotwienie przed narożem (Khalifa i inni, 1999)



Rys. 5.3. Szczegóły zakotwień typu „UA” ciągłych mat: a) zakotwienie na płaskiej powierzchni, b) poza narożem, c) przed narożem (Khalifa i inni, 1999)

Duża liczba parametrów zmiennych obejmujących: wytrzymałość betonu na ściskanie, wewnętrzne poprzeczne zbrojenie stalowe, istniejące zbrojenie podłużne, wymiary elementu, smukłość strefy ścinania, schemat statyczny (belki jedno- i wieloprzęsłowe), rodzaj i wymiary użytego kompozytu, sposób jego aplikacji (typ „S”, „U”, „W”) sprawia, że zagadnienie wzmacniania stref przypodporowych elementów żelbetowych przy użyciu metody EBR jest bardzo złożone i wymaga szczegółowego rozważenia wszystkich wymienionych wpływów. Z tego względu wciąż prowadzone są prace doświadczalne mające na celu opracowanie modelu obliczeniowego odzwierciedlającego rzeczywistą pracę wzmocnionego elementu.



Rys. 5.4. Szczegóły zakotwienia mat FRP w postaci wachlarza:
a) belek wzmocnionych na ścinanie, b) słupów (Ceroni i inni, 2008)

Rezultatem dotychczasowych badań i rozważań inżynierskich w dziedzinie wzmocnień zginanych elementów żelbetowych są normy: amerykańska ACI 440.2R-08, 2008, kanadyjska CSA-S806-02, 2002, europejska fib Bulletin 14 TG9.3, 2001, włoska CNR DT200, 2004 i japońska JSCE, 2000.

5.2. Badania doświadczalne

Prace badawcze dotyczące wzmacniania stref przypodporowych na ścinanie są prowadzone w wielu ośrodkach badawczych na całym świecie.

Większość z nich dotyczy belek o przekroju prostokątnym o niewielkich wymiarach, co uniemożliwia poprawną analizę efektu wzmocnienia na ścinanie w wypadku tak niskich przekrojów. W większości belek kompozyty aplikowane są na elementach nieobciążonych, podczas gdy w rzeczywistości wzmocnienia wykonywane są w elementach poddanych obciążeniu, a nawet wstępnie zarysowanych. Zestawienie dotychczasowych badań elementów żelbetowych wzmocnionych na ścinanie materiałami kompozytowymi przyklejanymi na zewnętrznej powierzchni betonu zamieszczono, odpowiednio z podziałem na rodzaj przekroju (prostokątne i teowe), w tablicach 5.1 i 5.2. Charakterystyka badań doświadczalnych obejmuje geometrię elementów (kolumny 2–6), podłużne i poprzeczne stalowe zbrojenie i wytrzymałość betonu (kolumny 7–10), zbrojenie FRP (kolumny 11–18), sposób zniszczenia, doświadczalna poprzeczna siła niszcząca (kolumny 19–20), udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, stopień wzmocnienia oraz maksymalne odkształcenia zbrojenia FRP zarejestrowane w chwili zniszczenia elementu (kolumny 21–23).

Najczęściej rozważane parametry zmienne to przekrój i wymiary elementu (b_w , h , d , L), smukłość strefy ścinania (a/d), rodzaj kompozytu z uwagi na typ włókien (węglowe CFRP, aramidowe AFRP, szklane GFRP), istniejące stalowe zbrojenie poprzeczne ρ_w i podłużne ρ_{sL} , wytrzymałość betonu f_{ck} , sposób wzmocnienia (typ „S”, „U” i „W”), rodzaj kompozytu (maty, taśmy), wymiary kompozytu (h_f , b_f , t_f), kąt nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki α , stopień zbrojenia kompozytowego ρ_f , jego moduł sprężystości E_f , typ zniszczenia, nośność wzmocnionego elementu $V_{tot, test}$, stopień wzmocnienia η oraz odkształcenia kompozytu w chwili zniszczenia elementu ε_f .

Autorka pragnie uściślić określenie stosowane w pracy dotyczące „przecięcia taśm i mat kompozytowych ukośną rysą niszczącą”, co odnosi się do opisu skrzyżowania tych kompozytów z ukośną rysą, a nie rzeczywistego przerwania struktury kompozytu w punkcie „przecięcia” z tą rysą.

Oznaczenia w tab. 5.1 i 5.2:

b_w –	szerokość środka belki,
d –	wysokość użyteczna przekroju,
h –	wysokość belki,
L –	rozpiętość belki,
ρ_{sL} –	stopień zbrojenia podłużnego,
f_{ck} –	wytrzymałość betonu na ściskanie,
ρ_{sw} –	stopień poprzecznego zbrojenia stalowego,
h_f , b_f , t_f , s_f , ρ_f , E_f –	wysokość, szerokość, grubość, rozstaw, stopień zbrojenia, moduł sprężystości kompozytu,

Tabela 5.1. Charakterystyka wzmocnionych belek żelbetowych o przekroju prostokątnym

Symbol	b_w	d	h	L	a/d	ρ_{sL}	f_{ck}	ρ_{sw}	E_s	Sposób aplikacji	h_f	b_f	t_f	s_f	ρ_f	α_f	E_f	Sposób zniszczenia	$V_{tot, test}$	V_f	η	ε_f		
-	mm				-	%	MPa	%	GPa		mm					%	°	GPa	-	kN	-			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
Umezu i inni, 1997; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty (mc-W) i taśmy (t-W) CFRP i AFRP obejmujące cały przekrój belki																								
CS1	300	257	300	452	3,0	1,09	40,5	-	-	mc-W	300	-	0,111	-	0,074	90	244	S,Z	214,00	86,60	1,68	9,00		
CS2	300	257	300	452	3,0	1,09	40,5	-	-	t-W	300	100	0,111	200	0,037	90	244	Z	159,00	31,60	1,25	8,00		
CS3	150	257	300	460	3,0	1,09	44,8	-	-	t-W	300	100	0,111	200	0,074	90	244	S,Z	116,00	52,30	1,82	-		
AS1	150	272	300	460	3,0	1,03	43,0	-	-	mc-W	300	-	0,044	-	0,059	90	73	S,Z	91,20	27,50	1,43	-		
AS2	150	272	300	460	3,0	1,03	43,0	-	-	t-W	300	100	0,044	200	0,029	90	73	Z	89,70	26,00	1,41	-		
AS3	150	272	300	460	3,0	1,03	44,8	-	-	mc-W	300	-	0,088	-	0,117	90	73	S,Z	114,00	50,30	1,79	-		
AB1	150	253	300	452	3,0	2,19	41,9	-	-	mc-W	300	-	0,044	-	0,059	90	73	S,Z	110,00	63,50	2,37	17,00		
AB2	300	253	300	452	3,0	2,19	45,6	-	-	mc-W	300	-	0,044	-	0,029	90	73	S,Z	173,00	46,60	1,36	9,00		
AB3	300	253	300	452	3,0	2,19	41,9	-	-	mc-W	300	-	0,088	-	0,059	90	73	S,Z	209,00	81,60	1,64	14,00		
AB4	300	253	300	452	3,0	2,19	41,9	-	-	mc-W	300	-	0,088	-	0,059	90	73	S,Z	224,00	96,60	1,76	15,00		
AB5	300	253	300	452	3,0	2,19	42,7	-	-	mc-W	300	-	0,144	-	0,096	90	73	S,Z	254,00	126,60	1,99	11,00		
AB6	300	253	300	452	3,0	2,19	43,1	-	-	mc-W	300	-	0,216	-	0,144	90	73	Zg	247,00	119,60	1,94	-		
AB7	300	253	300	452	3,0	2,19	43,5	-	-	mc-W	300	-	0,288	-	0,192	90	73	Zg	240,00	112,60	1,88	-		
AB8	600	253	300	452	3,0	2,19	43,5	-	-	mc-W	300	-	0,144	-	0,048	90	73	S,Z	424,00	140,00	1,49	12,00		
AB9	450	399	450	540	3,0	2,24	39,9	-	-	mc-W	450	-	0,144	-	0,064	90	73	S,Z	379,00	163,00	1,75	10,00		
AB10	550	499	550	600	3,0	2,05	39,9	-	-	mc-W	550	-	0,144	-	0,052	90	73	Z	569,00	294,00	2,07	13,00		
AB11	550	499	550	600	3,0	2,05	40,6	-	-	mc-W	550	-	0,288	-	0,105	90	73	S,Z	662,00	387,00	2,41	8,00		
Triantafyllou, 1998; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: taśmy CFRP przyklejone na bocznych powierzchniach belki (t-S)																								
S1a	70	100	110	800	3,2	1,40	30,0	0,00	200	t-S	110	60	0,155	60	0,440	90	235	O	21,75	13,55	2,65	4,10		
S1b																			19,45	11,25	2,37	3,40		
S2a																			24,05	15,85	2,93	3,20		
S2b																			21,10	12,90	2,57	2,60		
S3a																			21,40	13,20	2,61	2,00		
S3b																			18,75	10,55	2,29	1,60		
S1-45																			22,25	14,05	2,71	3,00		
S2-45																			23,65	15,45	2,88	2,20		
S3-45																			20,35	12,50	2,48	1,30		
Chaallal i inni, 1998; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: taśmy CFRP przyklejone na bocznych powierzchniach belki (t-S)																								
RS90-1	150	220	250	1200	2,5	1,60	35,00	0,19	200	t-S	250	50	1,000	100	0,670	90	150	O	175,00	34,25	1,24	-		
RS90-2														190,00	41,75	1,28			-					
RS135-1														150	0,630	135			188,00	40,75	1,28	-		
RS135-2														199,00	46,25	1,30			-					
Khalifa i Nanni, 2000; belki dwuprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach (mc-S), na bokach i spodzie (mc-U), taśmy na bokach i spodzie belki (t-U)																								
CW2	150	260	305	1980	3,6	4,12	27,50	0,83	200	mc-U+mc-S	305	50	0,165	-	0,220	90	228	O,S	214,00	39,00	1,22	-		
CO2							20,5	-	-	t-U				125	0,088			O	88,00	40,00	1,83	-		
CO3							20,5			mc-U				-	0,220			O	113,00	65,00	2,35	-		
CF2							50,00			mc-U				-	0,220			Z	119,00	26,00	1,28	-		
CF3							50,00			mc-U+mc-S				-	0,220			Z	131,00	38,00	1,41	-		
CF4							50,00			mc-W				-	0,220			Z	140,00	47,00	1,51	-		
Khalifa i Nanni, 2000; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach (mc-S), na bokach i spodzie (mc-U), taśmy na bokach i spodzie belki (t-U)																								
SW3-2	150	2600	305	1830	3,0	4,12	19,30	0,83	200	mc-U+mc-S	305	50	0,165	-	0,220	90	228	O,S	177,00	50,50	1,40	2,30		
SW4-2										2240				4,0	mc-U+mc-S			-	0,220	O,S	180,50	80,50	1,81	1,90
SO3-2										1830				3,0	t-U			125	0,088	O	131,00	54,00	1,70	4,70
SO3-3										1830				3,0	t-U			125	0,132	O	133,50	56,50	1,73	5,20
SO3-4										1830				3,0	mc-U			-	0,220	O	144,50	67,50	1,88	4,50
SO3-5										1830				3,0	mc-U+mc-S			-	0,220	O,S	169,50	92,50	2,20	4,30
SO4-2										2240				4,0	t-U			125	0,088	O	127,50	62,50	1,96	6,20
SO4-3										2240				4,0	mc-U			-	0,220	O,S	155,00	90,00	2,38	4,30

O,S – jednoczesne odspojenie kompozytu i zniszczenie belki wskutek ścinania;

Tabela 5.1. Charakterystyka wzmocnionych belek żelbetowych o przekroju prostokątnym

Symbol	b_w	d	h	L	a/d	ρ_{sL}	f_{ck}	ρ_{sv}	E_s	Sposób aplikacji	h_f	b_f	t_f	s_f	ρ_f	α_f	E_f	Sposób zniszczenia	$V_{not, test}$	V_f	η	ε_f											
-	mm				-	%	MPa	%	GPa		mm				%	°	GPa	-	kN	-													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23											
Pellegrino i Modena, 2002; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach (mc-S) belki																																	
TR30D10	150	250	300	2000	3,0	3,70	31,40	34	210	2xmc-S	300	-	0,330	-	0,440	90	234	O	193,00	31,50	1,20												
TR30D2										3xmc-S									213,30	51,80	1,32												
TR30D20										3xmc-S									247,50	86,00	1,53												
TR30D3										mc-S									161,40	0,00	1,00												
TR30D4										2xmc-S									208,80	47,30	1,29												
TR30D40										2xmc-S									212,00	50,50	1,31												
TR30C2										mc-S									120,00	45,30	1,61												
TR30C3						2,50	27,50	0,00		3xmc-S									112,80	38,10	1,51												
TR30C4										3xmc-S									140,20	65,50	1,88												
Kamińska i inni, 2003; belki dwuprzęsłowe; obciążenie symetryczne jedną siłą skupioną w środku przęsła; System wzmocnienia: taśmy CFRP przyklejane na bokach (t-L), na bokach i spodzie belki (t-L), kotwione końce taśm bocznych (t-Sk)																																	
BS-T90	180	320	360	2500	2,2	2,18	39,3	0,10	205	t-S	360	40	1,400	-	0,311	90	132	O	210	48,27	1,30	1,85											
BS-K90										t-L									216	52,41	1,32	2,57											
BS-T90k										t-Sk									204	44,13	1,28	-											
BS-T60										t-S									238	67,59	1,40	2,32											
BSR-0										wm-W		305	0,130	-	0,220	90	230	S,Zg	287	101,40	1,55	-											
BSR-K90										T-Kk									317	122,10	1,63	2,52											
BSR-T90k										t-Sk	40	1,400	-	0,311	90	132	O	258	81,39	1,46	2,15												
BSR-T60										t-Sk								295	106,92	1,57	-												
Carolín i Täljsten, 2005a; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach (mc-S) belki																																	
145/A	180	465	500	4000	2,7	2,90	67,4	-	-	mc-S	500	-	-	-	0,070	0,110	45	Z	247,00	121,00	1,96	6,00											
145F/A							49,0								0,070	0,110	45	Z	338,00	212,00	2,68												
20/A							58,7								0,112	-	0	S	154,00	28,00	1,22												
245a/A							71,4								0,112	0,176	45	O,Z	257,00	131,00	2,04												
245b/A							53,0								0,112	0,176	45	O,Z	305,00	179,00	2,42												
245W/A							46,0								0,112	0,176	45	O,Z	338,00	212,00	2,68	8,50											
245F/A							49,0								0,112	0,176	45	O,Z	319,00	193,00	2,53												
245Ra/A							67,4								0,112	0,176	45	O,Z	306,00	180,00	2,43												
245Rb/A							47,0								0,112	0,176	45	O,Z	251,00	125,00	1,99												
245RF/A							53,0								0,112	0,176	45	O,Z	291,00	165,00	2,31												
290a/A							58,7								0,112	0,124	90	O	256,00	130,00	2,03												
290b/A							52,0								0,112	0,124	90	O	298,00	172,00	2,37	6,50											
290W/A							52,0								0,112	0,124	90	Zg	367,00	241,00	2,91	9,20											
290WR/A							46,0								0,112	0,124	90	O,Z	388,00	262,00	3,08	9,00											
345/A							71,4								0,168	0,264	45	O	334,00	208,00	2,65												
345F/A							54,0								0,168	0,264	45	O	344,00	218,00	2,73												
290/B						365	400	3000	2,8		3,70				46,0	0,16		210		400					0,112	0,124	90	O	298,00	61,00	1,26		
390/B																									46,0	0,168	0,187	90	O	298,00	61,00	1,26	
Cao i inni, 2005; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: taśmy CFRP i GFRP przyklejane na całym obwodzie belki (t-W)																																	
A2	150	223	250	1600	4,41	30,0	30,50	19	200	t-W	250	20	0,167	1,270	100	0,067	90	21	O,Z	185,00	29,00	1,19	5,05										
A3															150	0,045				187,00	21,00	1,13	6,81										
A5															100	0,067				136,00	25,00	1,23	7,84										
A6															150	0,134				121,00	27,00	1,29	5,82										
Bb															40	0,847				104,00	54,00	2,08	6,15										
Bc															80	0,423				99,00	38,00	1,62	7,82										
Be															40	0,847				227,00	28,00	1,14	7,39										
Bf															80	0,423				217,00	11,00	1,05	8,72										
L2															50	0,800				178,00	26,00	1,17	6,67										
L3												25	1,200		100	0,400	5			161,00	9,00	1,06	7,65										
L6															50	0,800				162,00	15,00	1,10	6,21										
L7															100	0,400				150,00	20,00	1,15	7,26										

Tabela 5.1. Charakterystyka wzmocnionych belek żelbetowych o przekroju prostokątnym

Symbol	b_w	d	h	L	a/d	ρ_{sL}	f_{ck}	ρ_{sv}	E_s	Sposób aplikacji	h_f	b_f	t_f	s_f	ρ_f	α_f	E_f	Sposób zniszczenia	$V_{tot, test}$	V_f	η	ε_f				
-	mm				-	%	MPa	%	GPa		mm				%	°	GPa	-	kN	-						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23				
Pellegrino i Modena, 2006; belki dwuprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																										
A-U1-C-17	150	250	300	2000	3,0	7,54	41,4	0,39	200	mc-U	300	-	0,165	-	0,220	90	230	O	238,10	52,90	1,29	-				
A-U1-C-20																			225,00	55,80	1,33	-				
A-U2-C-17																			243,00	57,80	1,31	-				
A-U2-C-20																			229,70	60,50	1,36	-				
Pellegrino i Modena, 2006; belki jednoprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne jedną siłą skupioną; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																										
A-U1-S-17	150	250	300	2000	3,0	7,54	41,4	0,39	200	mc-U	300	-	0,165	-	0,220	90	230	O	247,30	49,10	1,25	-				
A-U1-S-20																			235,10	31,70	1,16	-				
A-U2-S-17																			218,90	20,80	1,11	-				
A-U2-S-20																			207,50	4,00	1,02	-				
Barros i Dias, 2006; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: taśmy CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																										
A10-M	150	280	300	1500	2,1	0,75	49,2	1,11	0,00	-	2xt-U	300	25	0,334	190	0,059	90	O	61,03	10,83	1,22	-				
A12-M																			89,77	31,52	2,85	-				
B10-M																			55,59	18,56	1,50	-				
B12-M																			71,50	33,65	1,89	-				
Monti i Liotta, 2007; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne jedną siłą skupioną; System wzmocnienia: taśmy i maty CFRP przyklejane w różnych konfiguracjach na bokach (t-S), (m-S), na bokach i spodzie belki pod kątami 45° i 90° (t-U/45), (t-U/90), typu „L” (t-L), z dodatkowymi matami w kierunku podłużnym (mp), kotwionymi w środku belki (z), obejmującymi przekrój (t-W); * - belki, w których ukośne rysy ominęły taśmy CFRP;																										
SS90*	250	400	450	2800	3,5	1,26	13,3	0,10	200	t-S	450	0,220	300	0,088	90	390	O	100,00	2,00	1,02	-					
SS45*										t-S								300	0,125	45	O	101,00	3,00	1,03	-	
SSVA										t-S								350	-	60	O	105,00	7,00	1,07	-	
SF90																		464	-	45						
US90*										m-S								-	0,176	90	O	112,50	14,50	1,15	-	
US60										t-U								300	0,088	90	O,z	95,00	-3,00	0,97	-	
USVA										t-L								300	0,102	60	O	111,00	13,00	1,13	-	
USVA+										t-L								350	-	60	O	120,00	22,00	1,22	-	
US45+										t-L-mp								464	-	45	O	135,00	37,00	1,38	-	
US45										t-L-mp								300	0,125	45	O	126,00	28,00	1,29	-	
US90(2)*										t-U								300	0,125	45	O	155,00	57,00	1,58	-	
US90+										t-U								300	0,088	90	O	90,00	-8,00	0,92	-	
US45+”D”										t-U-z								250	0,106	90	O	133,00	35,00	1,36	-	
US45+”E”										t-U-z								300	0,125	45	Z	164,50	66,50	1,68	-	
US45+”F”										t-U-mp-z								300	0,125	45	Z	163,50	65,50	1,67	-	
US45++										t-U/45-z+t-U/90								300	0,125	45	Z	150,00	52,00	1,53	-	
UF45+”A”										t-U-z								150	0,083	45	Z	133,50	35,50	1,36	-	
UF45+”B”										t-U-z								225	0,166	45	O	167,00	69,00	1,70	-	
UF45+”C”										t-U-mp-z								225	0,166	45	O	172,00	74,00	1,76	-	
UF45										t-U/45-z+t-U/90								225	0,166	45	Z	183,00	85,00	1,87	-	
UF90										t-U								225	0,166	45	O	168,00	70,00	1,71	-	
UF90+										m-U								150	0,176	90	O	125,00	27,00	1,28	-	
WS45										t-U-z								160	0,165	90	O	163,00	65,00	1,66	-	
WS45+										t-W								300	0,125	45	Z	177,30	79,30	1,81	-	
WF45										t-W-mp								50	150	0,083	45	Z	158,50	60,50	1,62	-
										t-W								150	225	0,166	45	Z	186,10	88,10	1,90	-
Pellegrino i Modena, 2008; belki dwuprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne jedną siłą skupioną; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																										
B-U1-C-14	150	250	300	2000	3,0	7,54	41,4	0,48	200	mc-U	300	-	0,165	-	0,220	90	230	O	252,90	24,40	1,11	-				
B-U2-C-14																			264,80	36,30	1,16	-				
B-U1-C-17																			238,90	11,70	1,05	-				
B-U2-C-17																			243,30	16,10	1,07	-				

Tabela 5.1. Charakterystyka wzmocnionych belek żelbetowych o przekroju prostokątnym

Symbol	b_w	d	h	L	a/d	ρ_{sL}	f_{ck}	ρ_{sw}	E_s	Sposób aplikacji	h_f	b_f	t_f	s_f	ρ_f	α_f	E_f	Sposób zniszczenia	$V_{tot, test}$	V_f	η	ε_f
-	mm				-	%	MPa	%	GPa		mm				%	°	GPa	-	kN	-		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Leung i inni, 2007; belki jednoprzęsłowe; obciążone symetrycznie dwiema siłami skupionymi																						
System wzmocnienia: maty w różnych rozstawach typu „U” i „W”; badanie wpływu efektu skali																						
SB-U1	75	155	180	950	2,9	5,40	27,40	28	200	t-U	180	20	0,11	60	0,098	90	235	O	65,00	24,25	1,60	
SB-U2	75	155	180	950	2,9	5,40	27,40	28	200	t-U	180	20	0,11	60	0,098	90	235	O	48,55	5,10	1,13	
SB-F1	75	155	180	950	2,9	5,40	27,40	28	200	t-W	180	20	0,11	60	0,098	90	235	Z	66,10	25,35	1,62	
SB-F2	75	155	180	950	2,9	5,40	27,40	28	200	t-W	180	20	0,11	60	0,098	90	235	Z	66,65	25,90	1,64	
MB-U1	150	305	360	1900	3,0	4,40	27,40	28	200	t-U	360	40	0,22	120	0,098	90	235	O	154,6	4,75	1,03	
MB-U2	150	305	360	1900	3,0	4,40	27,40	28	200	t-U	360	40	0,22	120	0,098	90	235	O	159,75	9,90	1,07	
MB-F1	150	305	360	1900	3,0	4,40	27,40	28	200	t-W	360	40	0,22	120	0,098	90	235	Z	236,35	86,50	1,58	
MB-F2	150	305	360	1900	3,0	4,40	27,40	28	200	t-W	360	40	0,22	120	0,098	90	235	Z	250,30	100,45	1,67	
LB-U1	300	660	720	3800	3,0	4,06	27,40	28	200	t-U	720	80	0,44	240	0,098	90	235	O	563,40	25,40	1,05	
LB-U2	300	660	720	3800	2,7	4,06	27,40	28	200	t-U	720	80	0,44	240	0,098	90	235	O	559,80	21,80	1,04	
LB-F1	300	660	720	3800	2,7	4,06	27,40	28	200	t-W	720	80	0,44	240	0,098	90	235	Z	871,55	333,55	1,62	
LB-F2	300	660	720	3800	2,7	4,06	27,40	28	200	t-W	720	80	0,44	240	0,098	90	235	Z	881,15	343,15	1,63	

Tabela 5.2. Charakterystyka wzmocnionych belek żelbetowych o przekroju teowym

Symbol	b_w	d	h	L	a/d	ρ_{sL}	f_{ck}	ρ_{sw}	E_s	Sposób aplikacji	h_f	b_f	t_f	s_f	ρ_f	α_f	E_f	Sposób zniszczenia	$V_{tot, test}$	V_f	η	ε_f		
-	mm					-	%	MPa	%	GPa	mm					% °			GPa	-	kN		-	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
Chajes i inni, 1995; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty AFRP i CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																								
A	63	152	190	1118	2,7	2,09	46,9	0,00	-	mc-U	127	-	1,000	-	3,300	90	11	OZ	34,38	15,56	1,83	4,00		
E							45,1						0,500		1,460		14	Z	35,36	16,54	1,88	6,00		
G							45,5						0,600		1,840		21	Z	35,94	17,12	1,91	4,00		
45G							44,5						0,600		1,840		45	21	Z	42,39	23,57	2,25	-	
Sato i inni, 1996; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U), dodatkowo kotwione (mc-z-U)																								
2	150	240	300	1400	2,5	5,63	35,7	0,42	183	mc-U	200	-	0,100	-	0,148	90	230	O	223,00	24,00	1,12	-		
3							35,3			mc-z-U									264,00	65,00	1,33	-		
Khalifa i Nanni, 2000; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmocnienia: ciągłe maty i taśmy CFRP przyklejane na bokach (mc-S), na bokach i spodzie belki (mc-U), kotwione (mc-z-U)																								
BT2	150	360	405	2340	3,0	2,28	35,00	0,00	-	mc-U	305	50	0,200	125	0,088	90	228	O	155,00	65,00	1,72	4,30		
BT3										mc-U+mc-S									157,50	67,50	1,75	6,20		
BT4										t-U									162,00	72,00	1,80	6,00		
BT5										t-S									121,50	31,50	1,35	-		
BT6										mc-z-U									Z	221,00	131,00	1,45	5,00	
Deniaud i Cheng, 2001; belki jednoprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne jedną siłą skupioną; System wzmocnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U), taśmy na bokach i spodzie belki (t-U)																								
T6NS-C45	140	535	600	3560	2,9	2,83	44,1	0,10	200	t-U	450	50	0,100	100	0,110	45	230	O	213,60	103,50	1,94	4,70		
T6S4-C90							t-U			272,80									85,25	1,53	4,70			
T6S4-G90							mc-U			297,45									109,90	1,59	4,70			
T6S4-Tri							mc-U			316,70									129,20	1,69	5,40			
T6S2-C90							t-U			309,80									0,00	0,87	4,70			
T4NS-G90							mc-U			159,00									43,60	1,38	-			
T4S4-G90							mc-U			205,60									49,05	1,31	-			
T4S2-C45							t-U			219,05									17,80	1,09	-			
T4S2-G90							mc-U			225,60									24,35	1,12	-			
T4S2-Tri							mc-U			242,50									41,40	1,21	-			

Tabela 5.2. Charakterystyka wzmocnionych belek żelbetowych o przekroju teowym

Symbol	b_w	d	h	L	a/d	ρ_{st}	f_{ck}	ρ_{sv}	E_s	Sposób aplikacji	h_f	b_f	t_f	s_f	ρ_f	α_f	E_f	Sposób zniszczenia	$V_{tot, test}$	V_f	η	ε_f			
-	mm				-	%	MPa	%	GPa		mm				%	°	GPa	-	kN		-				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23			
Chaallal i inni, 2002; belki jednoprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne jedną siłą skupioną; System wzmacnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																									
G5.5-1L	od 92 do 152	343	445	4267	2,0	3,59	37,9	203	mc-U	320	-		-		90	231	Z		320,27	31,14	1,11	5,60			
G5.5-2L																						342,51	53,38	1,18	3,90
G8-1L																						298,00	31,14	1,12	-
G8-2L																						329,20	62,27	1,23	-
G8-3L																						351,41	84,52	1,32	-
G16-1L																						275,80	40,04	1,17	10,70
G16-2L																						320,30	84,52	1,36	6,10
G24-1L																						258,00	53,38	1,26	-
G24-2L				253,60	48,93	1,24	-																		
G24-3L				258,00	53,38	1,26	-																		
Czaderski, 2002; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmacnienia: kształtki CFRP „L” przyklejane na bokach i spodzie belki (t-L)																									
S3	150	427	500	3500	2,9	3,31		40,00,00		t-L	500	40	1,400	300	0,250	90	120		317,00	154,50	1,95	6,70			
S4																						378,50	17,00	1,05	3,90
Czaderski i Motavalli, 2004; belki jednoprzęsłowe; obciążenie symetryczne dwiema siłami skupionymi; System wzmacnienia: kształtki CFRP „L” przyklejane na bokach i spodzie belki (t-L); wo – belka wstępnie obciążona; od – belka obciążona dynamicznie																									
S5(wo)	150	427	500	3500	2,9	3,31	42,0	0,45	200	t-L	500	40	1,400	300	0,250	90	120	Zg	378,50	17,00	1,05	4,00			
S6(od)																						382,50	21,00	1,06	3,25
Kamińska i inni, 2003; belki dwuprzęsłowe; obciążenie symetryczne jedną siłą skupioną w środku przęsła; System wzmacnienia: kształtki CFRP „L” przyklejane na bokach i spodzie belki (t-L), ciągłe maty przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																									
BT-m	100	320	360	2500	2,2	4,63	25,2	0,28	205	mc-U	300	-	0,130	-	0,260	90	230	O	110,60	13,40	1,14	-			
BT-k																						t-L		40	1,400
Boussselham i Chaallal, 2006a; belki jednoprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne jedną siłą skupioną; System wzmacnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																									
DB S0 1L	95	175	220	1584	1,5	3,06	25,5		mc-U	145	-		-		90	231	O		162,20	15,40	1,10	-			
DB S0 2L																						160,60	13,80	1,09	-
DB S1 1L																						162,50	12,70	1,08	3,30
DB S1 2L																						166,80	17,00	1,11	1,47
SB S0 1L																						59,30	23,20	1,64	-
SB S0 2L																						68,50	32,40	1,90	-
SB S1 1L																						95,70	2,80	1,03	5,31
SB S1 2L																						105,10	12,20	1,13	2,69
Boussselham i Chaallal, 2006b; belki jednoprzęsłowe; obciążenie niesymetryczne jedną siłą skupioną; System wzmacnienia: ciągłe maty CFRP przyklejane na bokach i spodzie belki (mc-U)																									
DB S0 0,5L	152	350	406	3110	1,5	3,76	25,5		mc-U	284	-		-		90	231	S		268,20	90,10	1,51	4,72			
DB S0 1L																						285,50	107,40	1,60	2,58
DB S0 2L																						289,00	110,90	1,62	1,90
DB S1 0,5L																						310,50	-	-	-
DB S1 1L																						355,50	32,00	1,10	-
DB S1 2L																						357,70	34,20	1,11	-
DB S2 1L																						389,70	57,90	1,17	-
DB S2 2L																						404,80	73,00	1,22	-
SB S0 0,5L	3,0																		102,40	21,20	1,26	4,90			
SB S0 1L																						120,00	38,70	1,48	3,60
SB S0 2L																						121,70	40,40	1,50	1,70
SB S1 0,5L																						282,00	19,20	1,07	-
SB S1 1L																						255,00	-	-	-
SB S1 2L																						267,20	4,40	1,02	-
SB S2 1L																						309,40	14,30	1,05	-
SB S2 2L																						297,20	2,10	1,01	-

Każda seria wzmocnionych elementów miała belkę referencyjną nie wzmocnioną, dla której określono nośność na ścinanie $V_{0,test}$. Nośność na ścinanie zbrojenia kompozytowego określono jako różnicę nośności belki wzmocnionej i nie wzmocnionej $V_{f,test} = V_{tot,test} - V_{0,test}$.

W celu łatwiejszej analizy zebranych wyników badań autorka pogrupowała wszystkie elementy pod względem wymienionych zmiennych parametrów.

Z zestawienia pokazanego na rysunku 5.5 wynika, że zbadano dwukrotnie więcej belek o przekroju prostokątnym (161 elementów) niż o przekroju teowym (81 elementów). Najpopularniejszym materiałem do wzmocnień na ścinanie są włókna węglowe (199 belek), które zastosowano w 82% badanych elementach. Włókna szklane i aramidowe posłużyły do wzmocnienia zaledwie nieco ponad 10% i 7% elementów.

Pod względem schematu statycznego najchętniej badane są jednoprzęsłowe belki swobodnie podparte (ponad 93%), podczas, gdy belki dwuprzęsłowe stanowią niecałe 7%. Bardzo istotnym parametrem decydującym o nośności na ścinanie jest smukłość strefy ścinania a/d , która w analizowanych belkach waha się od 1,4 do 4,0 (rys. 5.5d), przy czym prawie 50 % belek miało ten wskaźnik w zakresie od 2,5 do 3,0, co odpowiada pracy smukłej belki i nie wymaga uwzględnienia efektu łukowo-ściągowego.

Udział belek o niskiej smukłości strefy ścinania $a/d < 1,5$ był niewielki i wynosił 9%, nieco więcej (14%) belek wykazywało wskaźnik smukłości od 1,5 do 2,5, co wymaga uwzględnienia efektu łukowo-ściągowego w nośności na ścinanie, ponieważ przy proporcjach belki $a/d < 2,5$ część siły poprzecznej jest przekazywana bezpośrednio na podporę przez ściskaną strefę żelbetowej belki.

Należy podkreślić, że w dalszej analizie obliczeniowej nie będą uwzględniane belki o wysokości $h < 200\text{mm}$. Przy tak małej wysokości przekroju niemożliwa jest poprawna interpretacja wyników badań.

Procentowy udział elementów o wysokościach h od $200 \div 300\text{mm}$, od 300 do 400mm i powyżej 400mm wynosi odpowiednio 31%, 18% i 34% (patrz rys. 5.5.f).

Z analizy charakterystyk geometrycznych badanych elementów wynika, że prawie 50% belek miało wskaźnik L/d w granicach od 7,5 do 10, drugą w liczebności grupę (34%) stanowiły elementy o wskaźniku $5,0 < L/d < 7,5$ (rys. 5.5.e).

Pod względem sposobu wzmocnienia belki podzielono na typy oznaczone „S”, „U” i „W”, przy czym w każdej z grup wyodrębniono dodatkowo belki wzmocnione ciągłymi matami (mc) lub taśmami w rozstawie s_f (t). Złożone schematy wzmocnienia obejmują belki wzmocnione w sposób mieszany (najczęściej mc-U i mc-S lub t-U i mc-S – rys. 5.5.g).

Największy udział procentowy (28%) mają belki wzmocnione ciągłymi matami (mc) na spodniej i bocznych powierzchniach (typ „U”) (rys. 5.5.g).

Na uwagę zasługuje fakt, że w analizowanej grupie 242 belek, najwięcej (195) wzmocniono kompozytami przyklejanymi prostopadle do podłużnej osi elementu (80,6 %), podczas gdy w zaledwie 15% belek wzmocnienie przyklejano pod kątem 45° , a jedynie 3 belki (1,2%) pod kątem 60° do podłużnej

osi elementu (rys. 5.5.h). Z tego względu analiza wpływu tego parametru jest dosyć kłopotliwa, przy tak niewielkiej liczbie elementów.

Wśród wszystkich analizowanych belek (rys. 5.5.i) największy udział stanowią elementy bez poprzecznego zbrojenia stalowego (41%), dalej w kolejności rosnącego stopnia zbrojenia elementy o $0\% < \rho_{sw} < 0,25\%$ (31%) i $0,25\% < \rho_{sw} < 0,5\%$ (22%) oraz $0,5\% < \rho_{sw} < 1,0\%$ (5%). Ponieważ poprzeczne zbrojenie w postaci strzemion odgrywa ogromną rolę w nośności na ścinanie, ten efekt będzie dalej szczegółowo analizowany.

Zbrojenie podłużne współpracuje w przenoszeniu sił poprzecznych, z tego względu zwłaszcza po zarysowaniu przypodporowej strefy belki, dochodzi do obrotu obu części belki położonych po obu stronach rysy. Skutkiem samego obrotu jest ukośne działanie siły w zbrojeniu podłużnym dające pionową składową działającą na betonową otulinę zbrojenia podłużnego (zwaną „siłą kłocującą”), co po przekroczeniu wytrzymałości betonu na rozciąganie może doprowadzić do poziomego zarysowania betonu wzdłuż podłużnego zbrojenia.

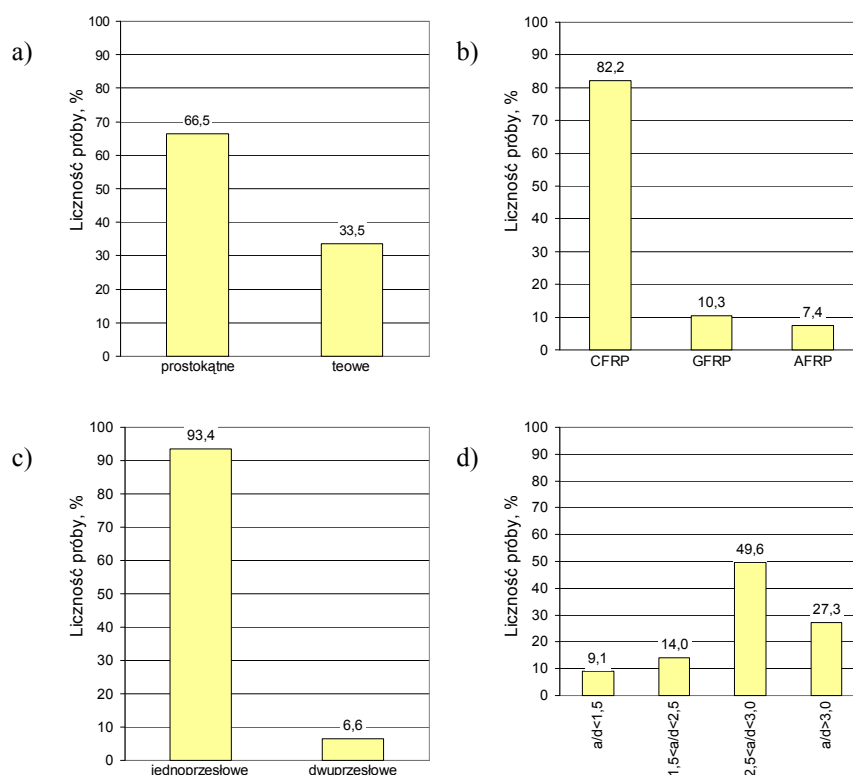
Z badań żelbetowych belek wynika, że wielkość siły poprzecznej znacząco zależy od siły w zbrojeniu podłużnym, dlatego autorka analizując ten fakt zestawiała na rysunku 5.5.j liczebność belek o różnych stopniach zbrojenia podłużnego ρ_{SL} w zakresie od 3,5% do 4,5%, pozostałe trzy grupy o podobnej liczbie elementów (po ok. 20%) mają stopnie zbrojenia $\rho_{SL} < 1,5\%$, $1,5\% < \rho_{SL} < 2,5\%$ i $2,5\% < \rho_{SL} < 3,5\%$. Pojedyncze elementy zbrojono podłużnie stałą o stopniu zbrojenia powyżej 4,5%.

Kolejnym analizowanym w badaniach parametrem jest wytrzymałość betonu na ściskanie, która najczęściej wahała się od 25 do 45MPa. Jedynie w badaniach Monti i Liotta, 2007 zastosowano zaskakująco niską klasę betonu, zaledwie 13MPa (określoną na próbkach sześciennych). Z zestawienia użytych w badaniach geometrycznych stopni zbrojenia kompozytowego (rys. 5.5.l), wynika, że najwięcej (86%) elementów wzmocniono kompozytami o stopniu zbrojenia poprzecznego $\rho_s < 0,5\%$. Biorąc jednak pod uwagę różne moduły sprężystości podłużnej wahające się od 5GPa – 16GPa (dla włókien szklanych), 73 – 90GPa (dla włókien aramidowych) oraz od 120 – 399GPa (dla włókien węglowych), należy stopień zbrojenia kompozytowego traktować w odniesieniu do odpowiadającego mu modułu sprężystości E_f i modułu istniejącego zbrojenia stalowego E_s .

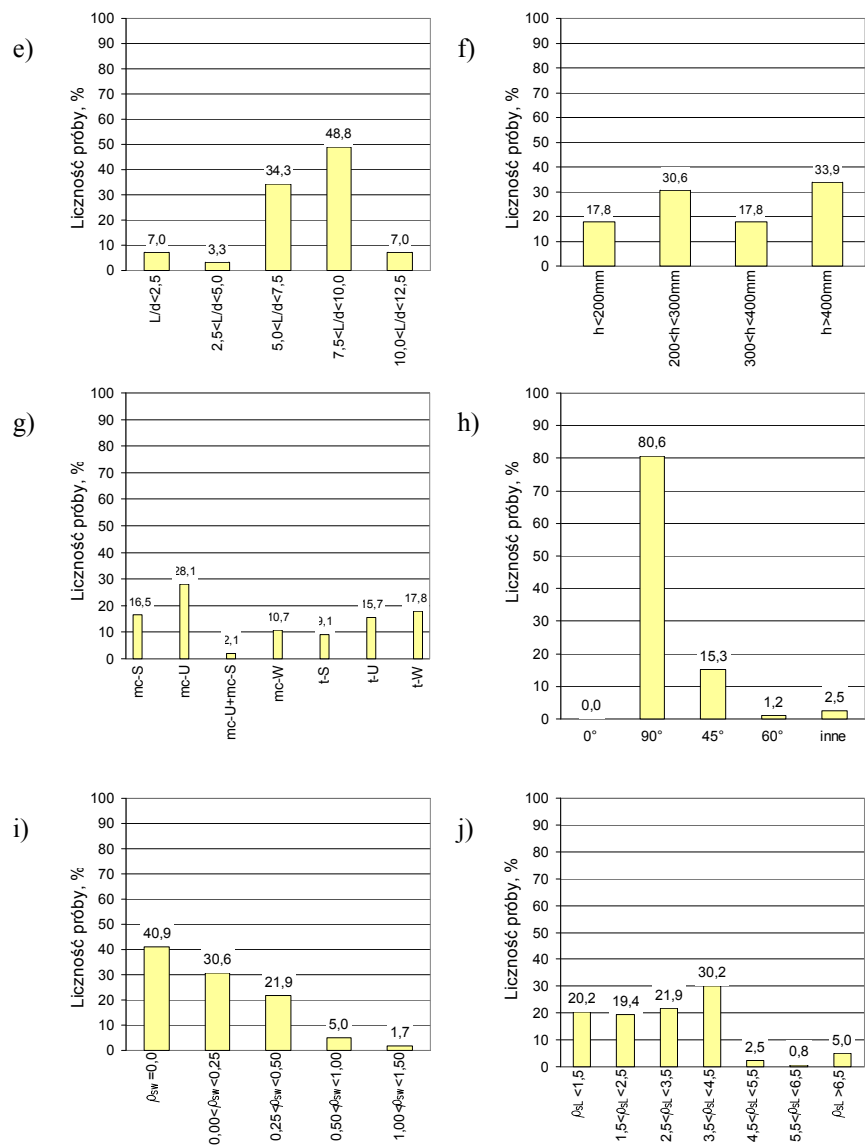
Autorka wprowadziła współczynnik określony stosunkiem modułów kompozytu i stali $n = \frac{E_f}{E_s}$, który występując z geometrycznym stopniem zbrojenia kompozytowego ρ_f , daje stopień zbrojenia sprowadzony do modułu sprężystości stali $\rho_f \frac{E_f}{E_s}$.

Wśród wzmocnionych belek najczęściej (69 %) wzmocniono kompozytami o wskaźniku sztywności $\rho_f n$ w zakresie od 0 do 0,25 % oraz 26 % belek o wskaźniku $0,25\% < \rho_f n < 0,50\%$. Niecałe 6 % elementów wzmocniono kompozytami o dużej sztywności $\rho_f n > 0,5\%$ (rys. 5.5.m).

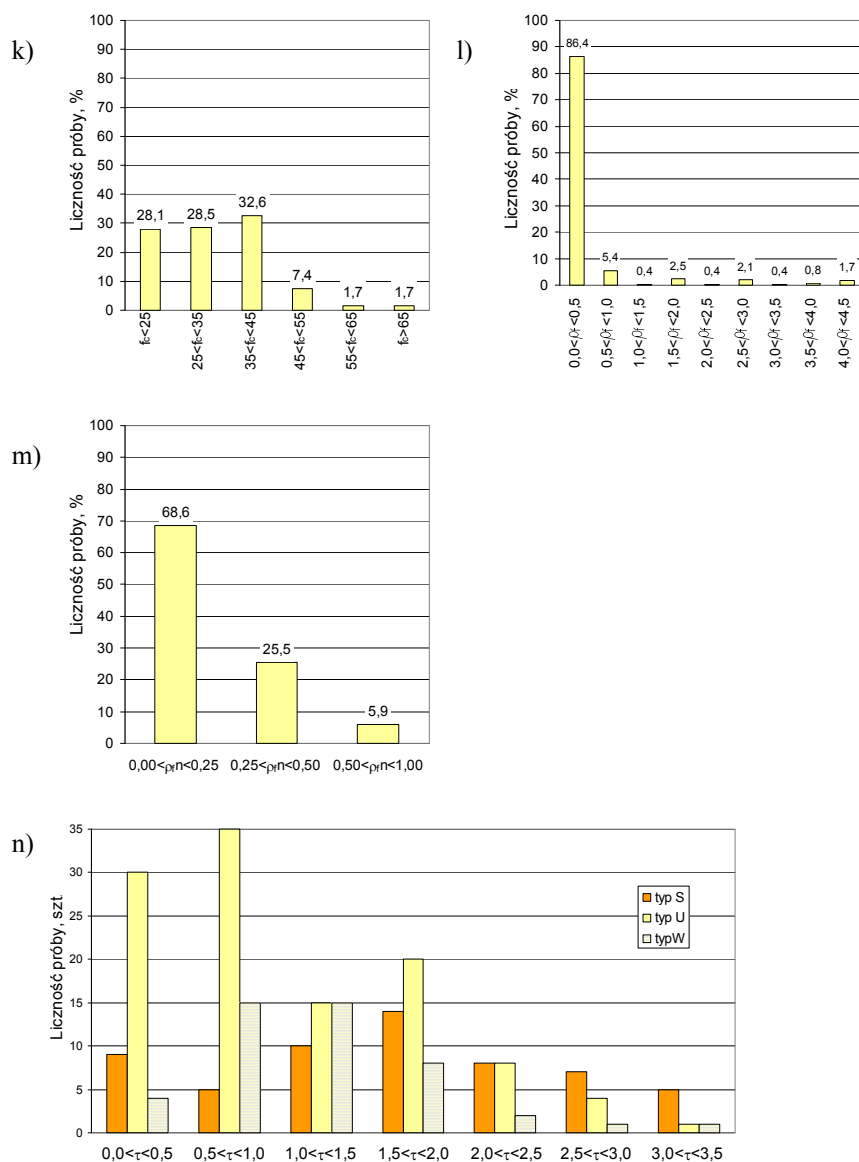
Z analizy naprężeń ścinających określanych zależnością $\tau = \frac{V}{bd}$ wynika, że najczęściej (35%) elementów wzmocnionych sposobem „U” osiągnęło naprężenia ścinające w zakresie od 0,5 do 1,0MPa oraz 30% elementów tak samo wzmocnionych osiągnęło naprężenie ścinające poniżej 0,5MPa. W wypadku elementów wzmocnionych sposobem „W” po około 20% belek osiągnęło naprężenie $0,5 < \tau < 1,0\text{MPa}$ i $1,0\text{MPa} < \tau < 1,5\text{MPa}$ (porównaj rys. 5.5.n).



Rys. 5.5. Statystyka belek z podziałem na analizowane parametry badawcze



Rys. 5.5. Statystyka belek z podziałem na analizowane parametry badawcze



Rys. 5.5. Statystyka belek z podziałem na analizowane parametry badawcze

Poniżej podane są krótkie opisy niektórych badań. Wybierano je pod kątem merytorycznego wkładu ich autorów w rozwój dziedziny wzmocnień na ścinanie. Niektóre z prezentowanych wyników zostały zaadaptowane w obowiązujących zaleceniach normowych (ACI 440.2R, 2008; Concrete Society Report, 2004; CNR DT200, 2004), mimo że badania te wykonano na belkach o bardzo małym przekroju, co sprawia, że dalsza ich analiza nie jest zasadna.

Uji, 1992

Uji przeprowadził badania ośmiu swobodnie podpartych belek żelbetowych o przekroju prostokątnym. Analizował wpływ sposobu wzmocnienia matami (typ „S” i „W”) na ich efektywność i stopień wykorzystania wytrzymałości kompozytu na rozciąganie (tab. 5.1). Badania sześciu wzmocnionych belek wykazały, że po uplastycznieniu stalowych wewnętrznych strzemion odkształcenia kompozytu w miejscu przecięcia rysą były większe niż odkształcenia tych strzemion, nawet jeśli położenie jednych i drugich na długości strefy ścinania było jednakowe. Do chwili uplastycznienia stalowego zbrojenia poprzecznego naprężenia rozciągające przenoszone były przez wewnętrzne strzemiona i zbrojenie kompozytowe w stopniu odpowiadającym ich polom powierzchni przekroju i modułom sprężystości. Natomiast po uplastycznieniu strzemion przyrost naprężeń rozciągających przenoszony był w całości przez zbrojenie kompozytowe przecięte ukośną rysą. We wzmocnionych belkach bez poprzecznego zbrojenia stalowego stopień wzmocnienia wahał się w granicach 1,82 do 2,38, podczas gdy w belkach zbrojonych wewnętrznymi strzemionami nie zaobserwowano efektów wzmocnienia, ponieważ do zniszczenia doszło na skutek zginania.

Al-Sulaimani i inni, 1994

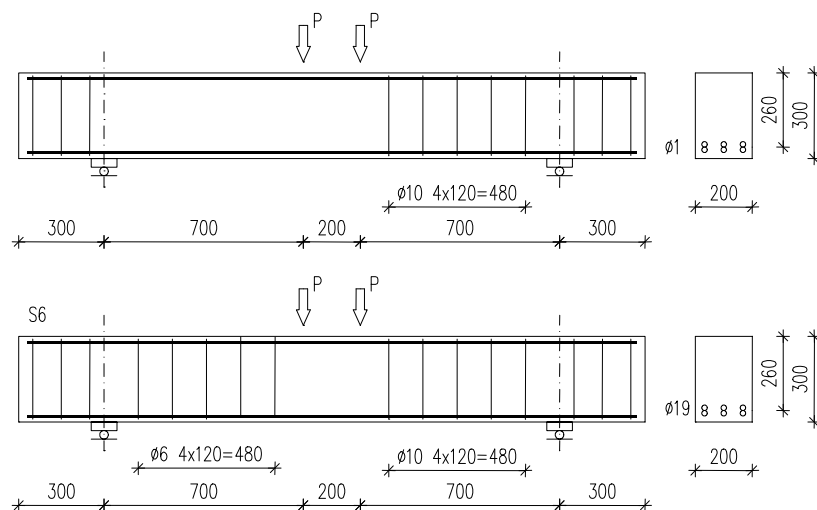
Al-Sulaimani analizował zachowanie się szesnastu żelbetowych belek, wzmocnionych na ścinanie matami i taśmami z włóknami szklanymi, przyklejanymi na bocznych powierzchniach elementów lub obejmującymi cały przekrój w postaci zamkniętych pętli. Praktyczny aspekt badań dotyczył analizy wstępnego obciążenia elementów przed wzmocnieniem. Badania wykazały znacznie wyższą efektywność zamkniętych strzemion kompozytowych, niż tych naklejonych jedynie na bocznych powierzchniach elementu. Belki wzmocniono kompozytami z włóknami szklanymi o bardzo niskim module sprężystości (16GPa), dlatego nie zaskakuje zbliżona efektywność wzmocnienia na ścinanie przy zastosowaniu ciągłych mat i taśm o określonych rozstawach, przyklejonych na bocznych powierzchniach belek. Z uwagi na bardzo mały przekrój badanych elementów, wyniki badań obarczone są znacznym błędem skali.

Chajes i inni, 1995

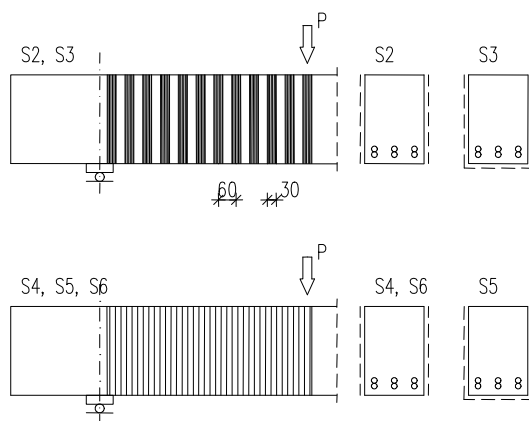
Badania obejmowały dwanaście żelbetowych belek o przekroju teowym, z których cztery wzmocniono sposobem „U” matami z włóknami szklanymi, aramidowymi i węglowymi, nachylonymi do podłużnej osi belek pod kątami 90° i 45°. Wszystkie wzmocnione elementy zniszczyły się wskutek zerwania zbrojenia kompozytowego, a stopień wzmocnienia wahał się w zakresie od 1,6 do 2,5 w porównaniu z nośnością belki nie wzmocnionej.

Sato i inni, 1996

Celem badań była analiza wpływu różnych konfiguracji wzmocnienia stref przypodporowych w belkach żelbetowych o różnym stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego, na nośność na ścinanie tych elementów i sposób ich zniszczenia. Badania obejmowały sześć belek o przekroju prostokątnym $200 \times 300 \text{ mm}$ i rozpiętości 1600 mm , z których pięć wzmocniono matami CFRP na bocznych (typ „S”) lub jednocześnie na bocznych i spodniej powierzchni elementów (typ „U”). Charakterystykę belek i sposoby ich wzmocnienia podano w tab. 5.1 i na rys. 5.6 i 5.7.

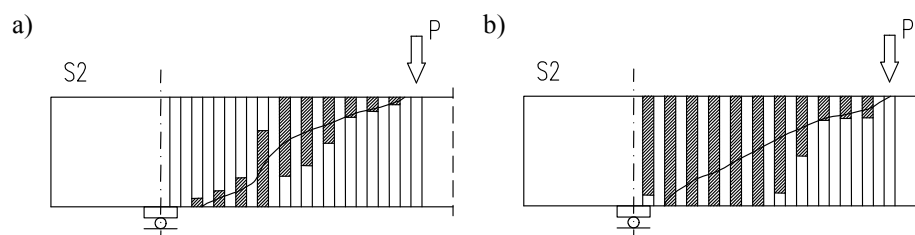


Rys. 5.6. Sposoby zbrojenia belek (Sato, 1996)



Rys. 5.7. Sposoby wzmocniania elementów (Sato, 1996)

Belki wzmocniono przy jednej z podpór (badany odcinek belki), przeciwległą strefę przypodporową zazbrojono stalowymi strzemionami $\varnothing 10\text{mm}$ w rozstawie 120mm. W większości belek wzmocniana strefa przypodporowa pozbawiona była poprzecznego zbrojenia, jedynie w belce S6 zastosowano strzemiona $\varnothing 6\text{mm}$ co 120mm. Wszystkie wzmocnione elementy bez poprzecznego zbrojenia stalowego zniszczyły się wskutek odspojenia mat od powierzchni betonu, jedynie belka zbrojona stalowymi strzemionami zniszczyła się na zginanie. Obraz odspojenia mat w belkach S2 i S3 pokazano na rysunku 5.8. W belkach wzmocnionych jedynie na bocznych powierzchniach przekroju, paski mat przecięte ukośną rysą odspoiły się na nie kotwionych końcach położonych nad i pod tą rysą. Natomiast w belkach ze wzmocnieniem typu „U”, zakres odspojenia mat był znacznie większy, co spowodowane było ich zakotwieniem na spodniej powierzchni przekroju. Jedynie te fragmenty maty, które położone były nad rysą niszczącą, w górnej części belki, odspoiły się na krótkich odcinkach ponad tą rysą. Wyniki badań potwierdziły niejednorodny rozkład odkształceń maty, mierzonych na wysokości przekroju belki, wzdłuż rysy niszczącej. Największe wartości odkształceń odnotowano w środku wysokości przekroju, a w miarę zbliżania się do górnej i dolnej krawędzi belek, odkształcenia te malały. Badania wykazały większy udział mat CFRP w elementach bez poprzecznego zbrojenia stalowego niż w elemencie zbrojonym strzemionami. Siła poprzeczna przenoszona przez zbrojenie kompozytowe była większa niż ta, przenoszona przez stalowe strzemiona, co potwierdzają większe odkształcenia mat CFRP wzdłuż ukośnej rysy niszczącej, niż odkształcenia wewnętrznych strzemion.



Rys. 5.8. Odspojenie mat CFRP: wzmocnienie typu „S” (a) i typu „U” (b) (Sato, 1996)

Khalifa i inni, 2000

Badania obejmowały sześć dwuprzęsłowych belek o przekroju prostokątnym wzmocnionych materiałami CFRP (tab. 5.1). Parametrami zmiennymi były: sposób wzmocnienia, stopień poprzecznego i podłużnego zbrojenia stalowego oraz wytrzymałość betonu na ściskanie. Do wzmocnienia belek użyto mat CFRP o grubości 0,165 mm, przyklejanych jednowarstwowo lub dwuwarstwowo na bocznych powierzchniach belek (typ „S”), na bocznych i spodniej powierzchni (typ „U”) oraz w postaci zamkniętych pętli obejmujących cały przekrój belki (typ „W”). Wyniki badań wzmocnionych belek wykazały

wzrost nośności na ścinanie w porównaniu z elementem nie wzmocnionym od 1,22 do 2,35, przy czym wyższy stopień wzmocnienia osiągnięto dla elementów bez wewnętrznego zbrojenia stalowego. Najbardziej efektywnym sposobem wzmocnienia okazała się mata obejmująca cały przekrój belki CF4, która uległa zniszczeniu na zginanie. W pozostałych przypadkach przyczyną zniszczenia wzmocnionych belek było odspojenie kompozytu od powierzchni betonu.

Khalifa i Nanni, 2000

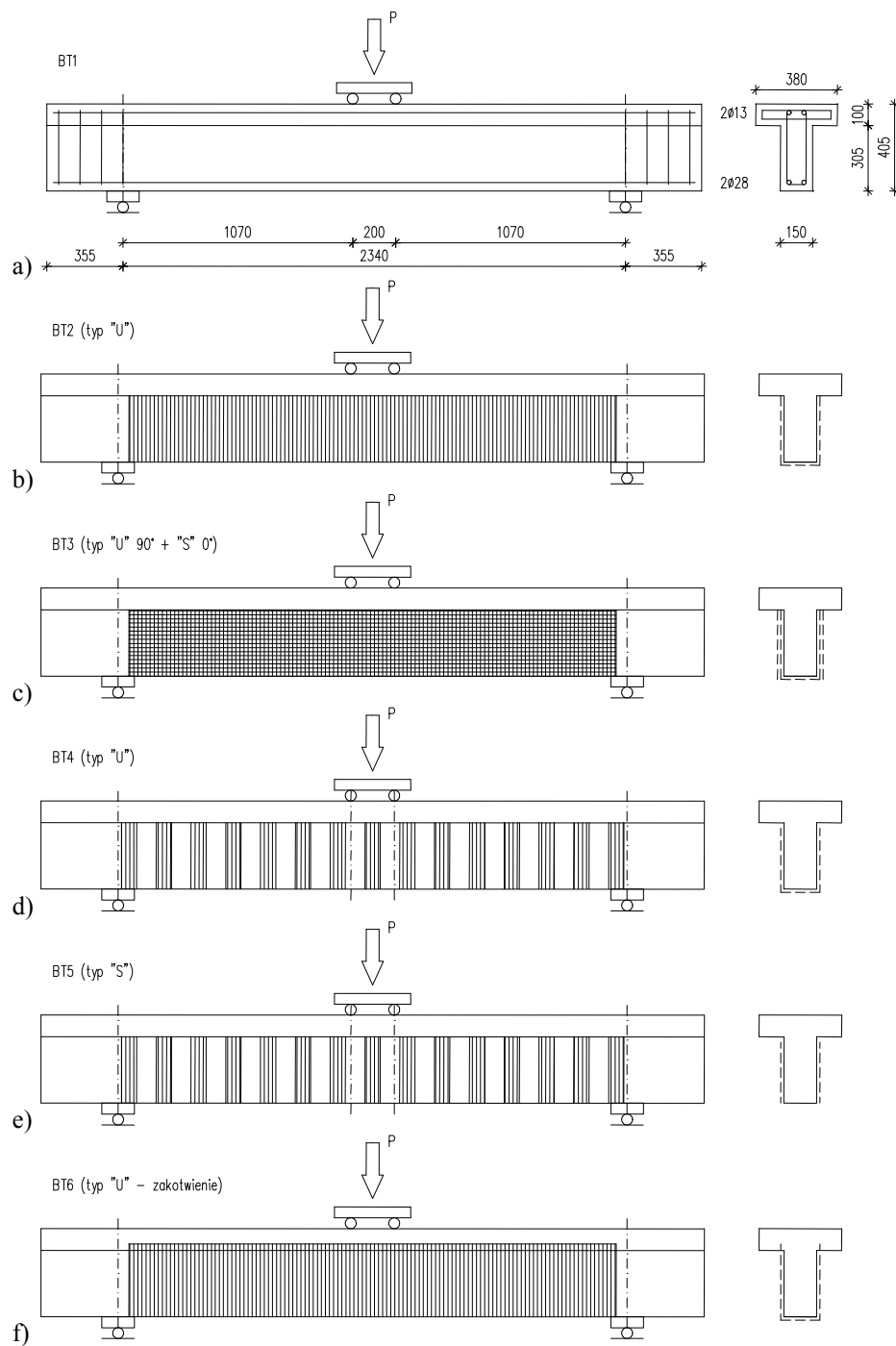
Badania wykonano na jednoprzęsłowych belkach o przekroju teowym, bez poprzecznego zbrojenia stalowego, przy różnych typach wzmocnienia (rys. 5.9).

Belki wzmocnione nie kotwionymi matami CFRP niszczyły się zawsze wskutek ich odspojenia od powierzchni betonu. Jedynie w wypadku zbrojenia CFRP kotwionego w płycie przekroju teowego, zniszczenie belki było spowodowane utratą nośności na zginanie, co świadczy o pełnym zabezpieczeniu belki na ścinanie. Widok zniszczonych elementów pokazano na rys. 5.10.

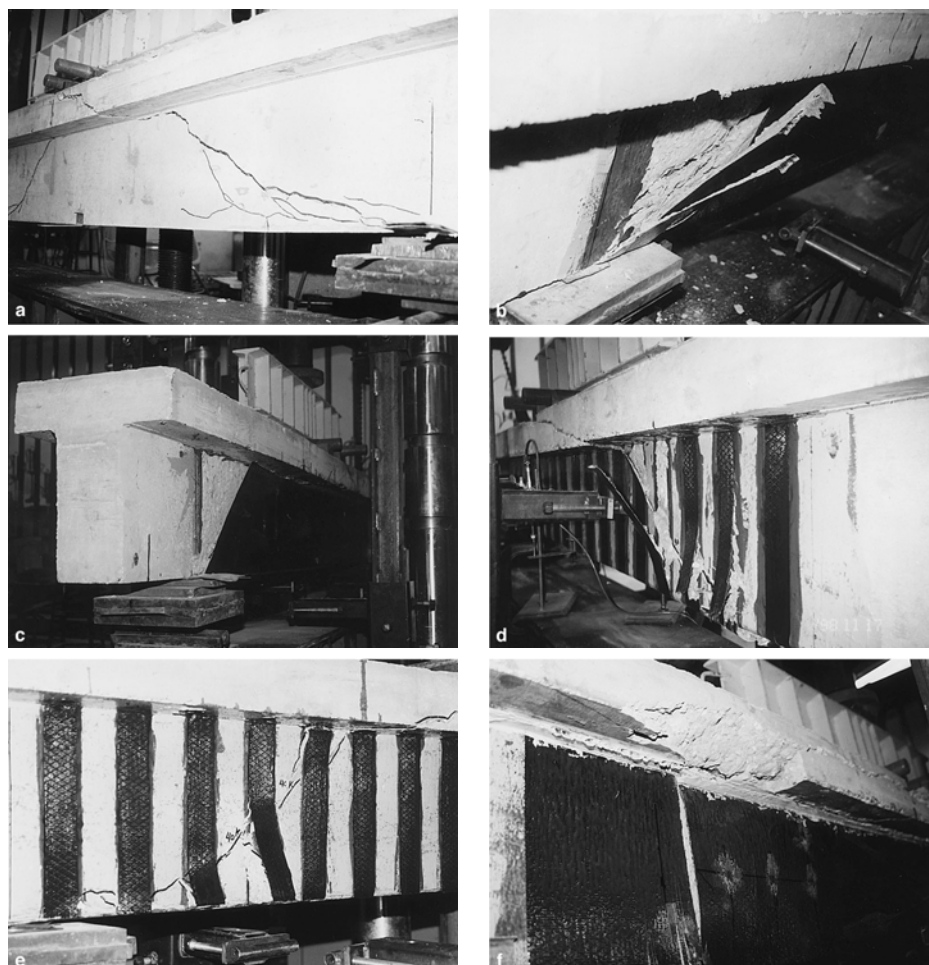
Wyniki belek wzmocnionych matami typu „U”, kotwionymi w płycie przekroju teowego, potwierdziły najwyższą efektywność wzmocnienia ($\eta = 2,46$), podczas gdy belka wzmocniona w podobny sposób, ale bez zakotwienia osiągnęła stopień wzmocnienia 1,72, czyli o 74% mniejszy. Najniższą efektywność wzmocnienia ($\eta = 1,35$) osiągnięto w belce wzmocnionej paskami mat, przyklejanymi jedynie na bocznych powierzchniach belki (bez zakotwienia).

Podobny efekt wzmocnienia uzyskano stosując jako wzmocnienie ciągłą matę typu „U” i paski mat (typu „S”), o tej samej grubości, o szerokości 50mm i poziomym rozstawie 125mm (w tym drugim wypadku całkowite pole kompozytu przyklejonego na powierzchni betonu stanowiło zaledwie 40% pola powierzchni ciągłej maty). Mimo to autorzy nie zalecają stosowania pasków mat typu „U” z uwagi na duże prawdopodobieństwo nagłego zniszczenia elementu wzmocnionego nie kotwionymi odcinkami mat, które po przecięciu ukośną rysą nagle ulegają odspojeniu, pociągając za sobą odspojenie sąsiednich fragmentów mat. Zastosowanie dodatkowej, drugiej warstwy maty, przyklejonej na powierzchni pierwszej warstwy, o włóknach równoległych do podłużnej osi belki, nie przyniosło żadnego efektu. Jest to oczywiste, ponieważ podłużne włókna maty nie przenosiły żadnych sił poprzecznych.

Autorzy badań bezwzględnie zalecają stosowanie zakotwień poprzecznego zbrojenia FRP, zwłaszcza w elementach niskich, gdzie materiał kompozytowy ma zbyt małą długość zakotwienia poza przekrojem przeciętym ukośną rysą.



Rys. 5.9. Sposoby wzmocnienia belek (Khalifa i Nanni, 2000)

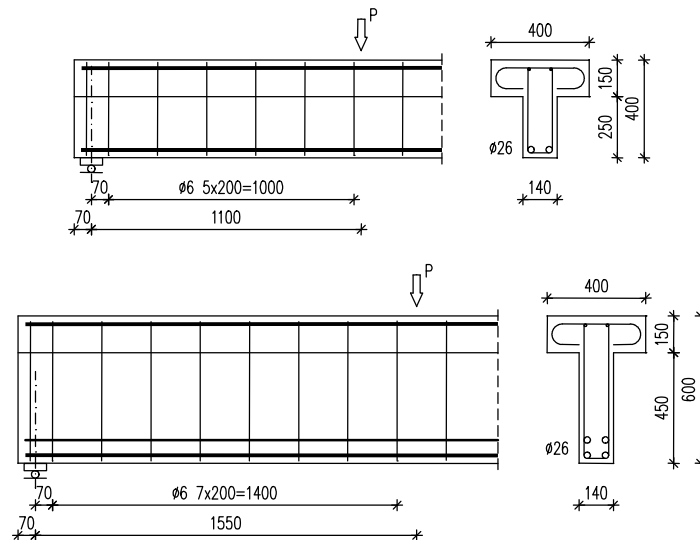


Rys. 5.10. Sposoby zniszczenia elementów (Khalifa i Nanni, 2000)

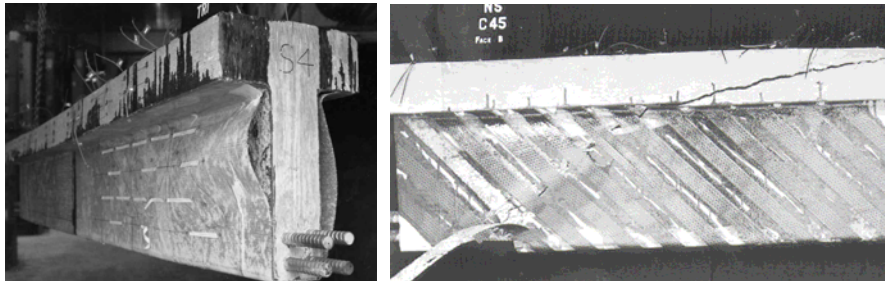
Deniaud i Cheng, 2001

Badania jednoprzęsłowych żelbetowych belek o przekroju teowym obejmowały dwie serie o smukłościach strefy ścinania 3,3 i 2,9, różniące się wymiarami przekroju, rozpiętością, stopniem zbrojenia podłużnego oraz wytrzymałością betonu na ściskanie (por. rys. 5.11 i tab. 5.2). Efektywność wzmocnienia i mechanizmy zniszczenia analizowano w aspekcie następujących parametrów zmiennych: rozstawu poprzecznego zbrojenia stalowego, typu zbrojenia kompozytowego (maty GFRP, taśmy CFRP), sposobu wzmocnienia (ciągłe maty, taśmy), kąta nachylenia włókien kompozytu do podłużnej osi belek oraz wytrzymałości betonu na ściskanie. Stopień wzmocnienia zależał przy tym od stopnia zbrojenia stalowego i był tym większy, im słabsze było stalowe poprzeczne zbrojenie belek. Maty zbudowane z trójosiowo ułożonych włókien

szklanych pozwalały na większą odkształcalność belek po wzmocnieniu niż taśmy i maty z włóknami ułożonymi jednokierunkowo. Maksymalne odkształcenia kompozytów zarejestrowane w badaniach wahały się zakresie od 0,004 do 0,006, przy czym zaskakujący i nie potwierdzony w innych badaniach (Sato i inni, 1996; Cao i inni, 2005; Carolin i Täljsten, 2005; Täljsten, 2005) jest wniosek o jednorodności rozkładu odkształceń kompozytu wzdłuż ukośnej rysy niszczącej. Wszystkie wzmocnione elementy, niezależnie od typu zastosowanego materiału zniszczyły się wskutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu (rys. 5.12).



Rys. 5.11. Zbrojenie i schemat statyczny żelbetowych belek (Deniaud i Cheng, 2001)



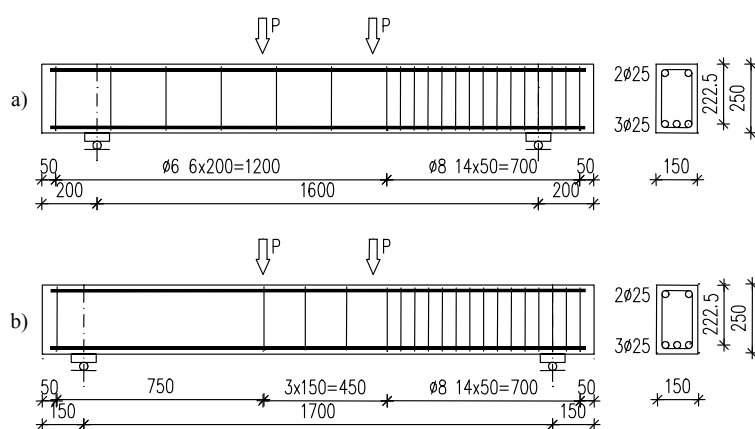
Rys. 5.12. Sposoby zniszczenia belek (Deniaud i Cheng, 2001)

Cao i inni, 2005

Badania obejmowały 18 jednoprzęsłowych belek żelbetowych, o prostokątnym przekroju poprzecznym, podzielonych na trzy serie (A, B i L). Belki o rozpiętości 2000mm i przekroju 150×250mm, miały silne zbrojenie podłużne złożone z trzech prętów o nominalnej średnicy 25mm w strefie

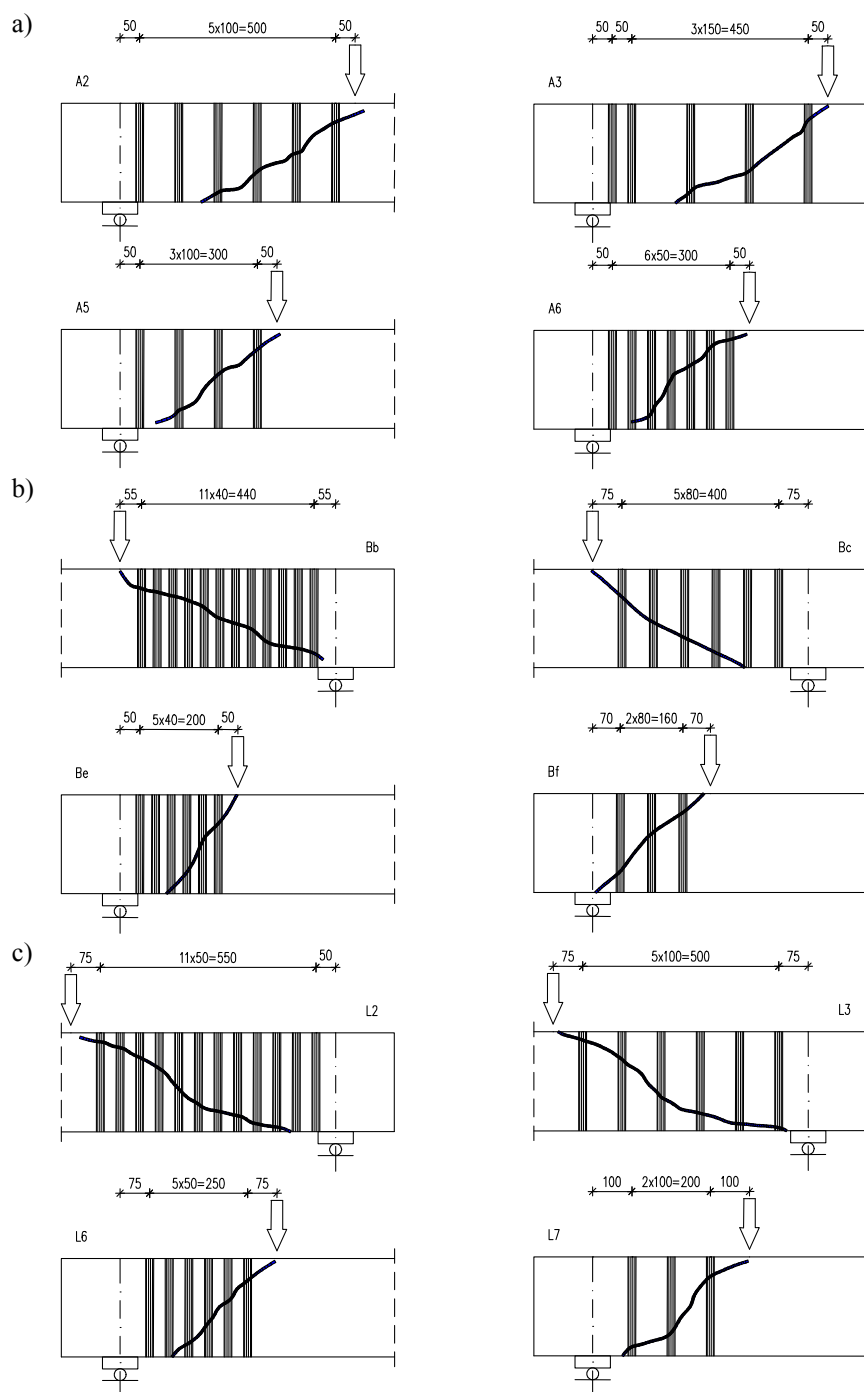
rozciąganej i dwóch prętów o średnicy 25mm w strefie ściskanej (rys. 5.13). Belki wzmocniono przy jednej z podpór, słabo zbrojonej poprzecznie ($\emptyset 6$ co 200mm, seria „A”, 4 sztuki) lub bez poprzecznego zbrojenia (seria „B”, 4 sztuki i „C”, 4 sztuki). Przeciwny odcinek ścinania zabezpieczono przed zniszczeniem zbrojąc go strzemionami o średnicy 6mm w rozstawie 50mm.

Osiem elementów badano bez wzmocnienia, pozostałe wzmocniono paskami mat w postaci zamkniętych pętli (typu „W”). Elementy serii „A” wzmocniono matami z włóknami węglowymi, a w serii „B” i „L” zastosowano dwa odrębne dla każdej serii typy taśm z włóknami szklanymi (rys. 5.14). Grubość mat CFRP i GFRP w seriach „A”, „B” i „L” wynosiła odpowiednio: 0,165mm, 1,27mm i 1,20mm. Jako parametry zmienne przyjęto smukłość strefy ścinania (od 1,4 do 3,0) oraz stopnie poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego. Belki przed wzmocnieniem obciążono do poziomu powodującego zarysowanie strefy przypodporowej, a następnie całkowicie odciążono i wykonano wzmocnienie.



Rys. 5.13. Sposób zbrojenia belek: a) serii „A”, b) serii „B” i „L” (Cao i inni, 2005)

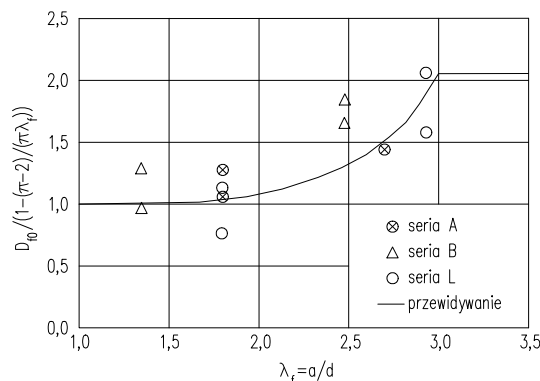
Wszystkie elementy zniszczyły się w podobny sposób. Obecność zewnętrznego zbrojenia kompozytowego ograniczyła powstawanie nowych rys do chwili osiągnięcia obciążenia rysującego, dopiero po przekroczeniu tego obciążenia dochodziło do propagacji wstępnie powstałej rysy ukośnej i rozwoju nowych rys. Zaobserwowano lokalne odspojenie kompozytowych pętli w bezpośrednim sąsiedztwie ukośnych rys. We wszystkich belkach zarejestrowano trzaski postępującego odspojenia kompozytów od bocznych powierzchni betonu, które sygnalizowały zbliżające się zniszczenie, podczas gdy te fragmenty mat i taśm, które przyklejone były do spodniej i górnej powierzchni belek pozostawały nadal z nimi złączone. Jedynie belki Be i Bf zaraz po odspojeniu bocznych odcinków taśm, nagle uległy zniszczeniu na skutek zerwania kompozytu na krawędziach belek, które były nie wystarczająco zaokrąglone.



Rys. 5.14. Sposoby wzmacnienia belek:
a) serii „A”, b) serii „B”, c) serii „L” (Cao i inni, 2005)

Wyjaśnia to znacznie niższą nośność tych elementów w porównaniu z pozostałymi, w których po odspojeniu bocznych fragmentów wzmocnienia nadal rejestrowano przyrost obciążenia aż do poziomu, przy którym doszło do zerwania jednej z taśm przeciętych niszczącą rysą ukośną. Zerwanie tej taśmy zainicjowało nagłe zerwanie pozostałych taśm i ostatecznie doprowadziło do zniszczenia elementu. Belki serii „A” i „B” zniszczyły się na skutek zerwania zbrojenia kompozytowego w pobliżu dolnej krawędzi elementu. Natomiast w belkach serii „L”, dzięki niskiemu modułowi sprężystości taśm i mniejszej kruchości włókien szklanych w porównaniu z węglowymi, nie doszło do przedwczesnego zerwania taśm na krawędzi belek, ale do ich zerwania w połowie wysokości belek.

Spostrzeżenie autorów badań dotyczące niejednorodności odkształceń taśm CFRP przeciętych ukośną rysą, potwierdzone we wcześniejszych badaniach (Sato i inni, 1996), stało się podstawą określenia współczynnika rozkładu naprężeń w taśmach CFRP, wyrażonego stosunkiem średnich odkształceń strzemion FRP przeciętych ukośną rysą i maksymalnych naprężeń tego zbrojenia przy rozważanym poziomie obciążenia. Wartość tego współczynnika zależy od kąta nachylenia ukośnej rysy niszczącej Θ i smukłości strefy ścinania $\lambda_f = a/d$. Wpływ tej smukłości na współczynnik rozkładu odkształceń zaproponowanej przez Cao i inni jedynie na podstawie badań własnych pokazano na rysunku 5.15.



Rys. 5.15. Wpływ smukłości strefy ścinania na współczynnik rozkładu odkształceń według (Cao i inni, 2005)

Dla smukłości strefy ścinania poniżej 1,4, wartość współczynnika rozkładu odkształceń nie zależy od smukłości, natomiast dla smukłości strefy ścinania w przedziale od 1,4 do 3,0 widoczny jest wpływ smukłości na ten rozkład, szczególnie wyraźny dla smukłości między 2,0 i 3,0. W belkach o smukłości strefy ścinania powyżej 3,0, nie ma ona wpływu na rozkład odkształceń w zbrojeniu kompozytowym.

$$D_{f0} = \left(1 - \frac{\pi - 2}{\lambda_f \pi}\right) \times \begin{cases} 1 & \text{dla } \lambda_f \leq 1,4 \\ \frac{1}{1 - 0,2(\lambda_f - 1,4)^2} & \text{dla } 1,4 < \lambda_f < 3 \\ 2,05 & \text{dla } \lambda_f \geq 3,0 \end{cases} \quad (5.1)$$

gdzie: $\lambda_f = \frac{a}{d}$

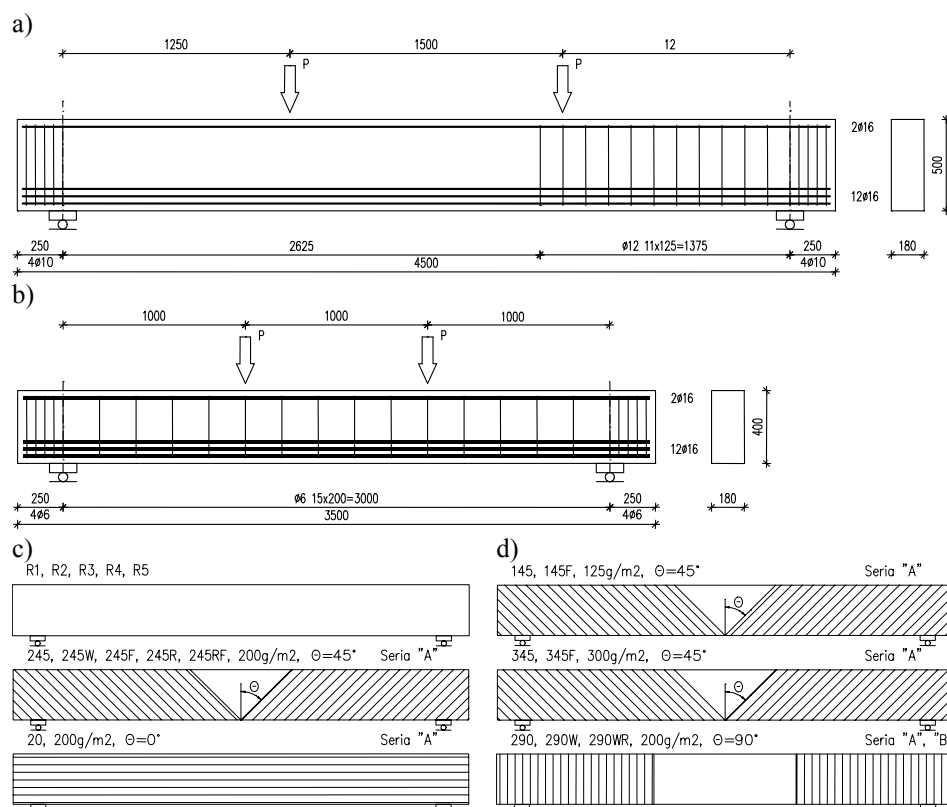
Carolín i Täljsten, 2005

Badania 23 żelbetowych belek o przekroju prostokątnym 180×500mm, wzmocnionych matami CFRP (tab. 5.1) są kontynuacją wcześniejszego programu badawczego (Täljsten, 2003). Elementy podzielono na dwie serie (patrz rys. 5.16) obejmujące 20 belek o rozpiętości 4000mm, bez poprzecznego zbrojenia stalowego (seria „A”) i 3 belki o rozpiętości 3000mm zbrojone poprzecznie stalowymi strzemionami (seria „B”). Belki wzmacniano ciągłymi matami CFRP w różnych konfiguracjach. Parametrami zmiennymi były: wytrzymałość betonu, typ maty (o różnym nasyceniu włókien 125, 200 i 300 g/m²), kąt nachylenia włókien do podłużnej osi belki (0°, 45°, 90°), sposób wzmocnienia (na bocznych powierzchniach – typ „S”, owinięcie całego przekroju – typ „W”), poziom obciążenia strefy przypodporowej (część belek wzmacniano przed obciążeniem, a pozostałe po ukośnym zarysowaniu) oraz rodzaj obciążenia (statyczne, dynamiczne).

Belki miały silne zbrojenie na zginanie, co zapewniło ich zniszczenie w strefie przypodporowej, słabo lub w ogóle nie zbrojonej poprzecznym zbrojeniem.

Elementy oznaczone symbolem F (tab. 5.1) obciążane dynamicznie z częstotliwością 1,2 Hz, badano w trakcie 1 miliona cykli o amplitudzie w zakresie od 0,4 do 0,6 statycznego obciążenia niszczonego. Wstępne zarysowanie strefy przypodporowej belek wywołane obciążeniem, umożliwiło wykonanie dokładnych pomiarów odkształceń zbrojenia kompozytowego na całej długości rysy (patrz rys. 5.17).

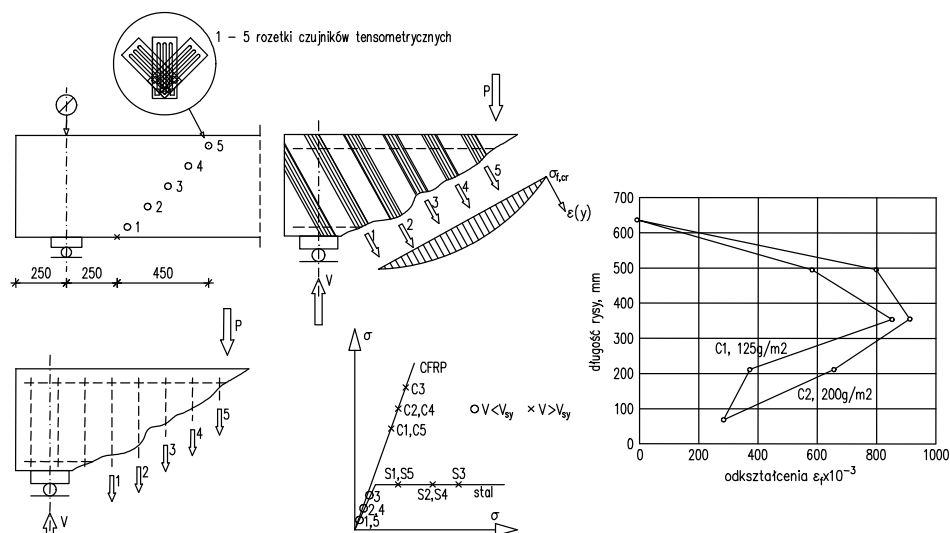
Do zniszczenia wzmocnionych belek doszło na skutek odspojenia końców mat przeciętych ukośną rysą lub zerwania mat w wypadku wzmocnienia typu „W”. Wyniki badań potwierdziły znaczący wpływ kąta nachylenia włókien zbrojenia kompozytowego na udział tego zbrojenia w przenoszeniu sił poprzecznych. Całkowicie nieefektywne okazało się wzmocnienie włóknami ułożonymi równoległe do podłużnej osi belki. Wraz ze wzrostem gramatury mat CFRP uzyskiwano wyższy stopień wzmocnienia belek na ścinanie i wyższy stopień wykorzystania wytrzymałości zbrojenia kompozytowego na rozciąganie.



Rys. 5.16. Zbrojenie, schematy statyczne: a) serii „A” i b) „B”,
 c) sposoby wzmocnienia belek (Carollin i Talijsten, 2005)

Badania belek obciążonych przed wzmocnieniem przyniosły obiecujące wyniki o braku wpływu wstępnego zarysowania belek na efektywność wzmocnienia. Ten wniosek jest bardzo istotny z praktycznego punktu widzenia, gdyż na ogół konstrukcje wymagające wzmocnienia są zarysowane.

Wyniki pomiarów odkształceń mat CFRP wzdłuż ukośnej rysy potwierdzają opinię o niejednorodności odkształceń na długości rysy ukośnej (por. badania Cao i inni, 2005). Wykresy odkształceń zbrojenia kompozytowego na długości ukośnej rysy (5 punktów pomiarowych) wskazują na największy przyrost odkształceń w środkowej części rysy, zanikający w kierunku dolnej i górnej krawędzi belki (rys. 5.17). Autorzy proponują, aby przy projektowaniu wzmocnień w przypodporowych strefach belek żelbetowych uwzględniać ten wpływ przez wprowadzenie współczynnika redukcji odkształceń zbrojenia CFRP.



Rys. 5.17. Odształcenia stalowych strzemion i maty CFRP wzdłuż ukośnej rysy (Carolin i Talijsen, 2005)

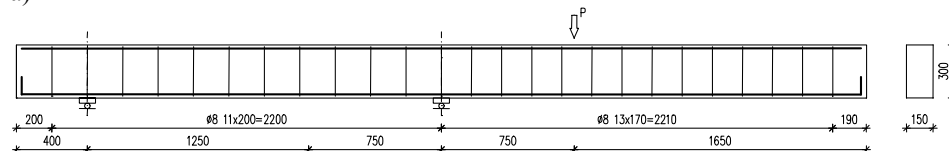
Pellegrino i Modena, 2006

Badania dotyczyły stref podpór skrajnych i środkowych. Analizowano problem wzajemnego oddziaływania stalowych strzemion na zewnętrzne zbrojenie FRP, nie uwzględniany jak dotychczas w żadnych zaleceniach normowych, dotyczących projektowania wzmocnień ze względu na ścinanie. Ten wpływ analizowano w dwóch seriach elementów wzmocnionych matami typu „U”. Badania obejmowały 6 dwuprzęsłowych belek żelbetowych z różnym poprzecznym zbrojeniem w obu przęsłach (rozstaw strzemion $\varnothing 8 - 200, 170\text{mm}$, rys. 5.18), z których 4 wzmocniono w obszarze podpory skrajnej i 4 w obszarze środkowej podpory (rys. 5.18 i tab. 5.1). W badaniu każdej belki stosowano jedno położenie siły obciążającej (bliżej podpory środkowej lub bliżej podpory skrajnej). Podczas obciążania belki dwuprzęsłowej siłą pionową położoną bliżej podpory środkowej dochodziło do zmiażdżenia w obszarze tej podpory, ale po stronie większego rozstawu strzemion (rys. 5.18.a). Po zniszczeniu belkę badano po raz kolejny, ale już jako jednoprzęsłową, obciążoną jedną siłą skupioną położoną bliżej skrajnej podpory (rys. 5.18.b). W ten sposób badając 6 belek uzyskano łącznie 12 wyników nośności przekroju na ścinanie (4 dla przypodporowych stref nie wzmocnionych o rozstawach strzemion 170 i 200mm, 4 dla tych samych stref, ale wzmocnionych matami o grubości 0,22mm i 4 dla stref przypodporowych o grubości 0,44m – rys. 5.19).

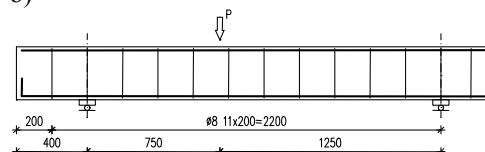
W belkach dwuprzęsłowych wzmocnionych jedną warstwą maty w obszarze podpory środkowej uzyskiwano przyrost nośności na ścinanie 1,29 oraz 1,33 odpowiednio przy rozstawie strzemion 170 i 220mm. Taka obserwacja potwierdza opinię o większym wzroście nośności na ścinanie w elementach o

niższym stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego. Znacznie niższy przyrost nośności na ścinanie uzyskano dla podpór skrajnych, bo zaledwie 24,8% i 15,6% odpowiednio dla rozstawu strzemion 170 i 200mm. Ten wniosek zaskakuje, bo nie potwierdza opinii innych badaczy o wpływie stopnia zbrojenia stalowego na efektywność wzmocnienia przy użyciu kompozytów (tylko w obszarze skrajnych podpór).

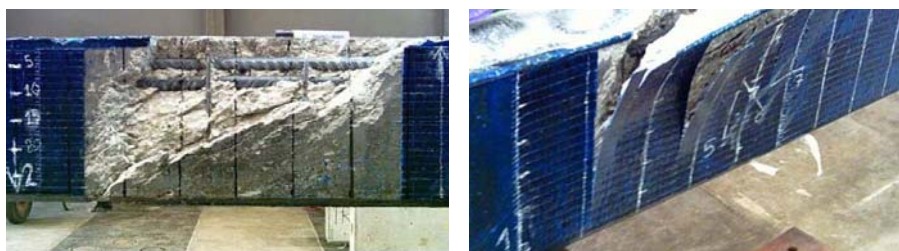
a)



b)



Rys. 5.18. Zbrojenie i schematy statyczne: a) pierwszej fazy badania belki ciągłej, b) drugiej fazy badania belki jednoprzęsłowej (Pellegrino i Modena, 2006)



Rys. 5.19. Sposoby zniszczenia belek (Pellegrino i Modena, 2006)

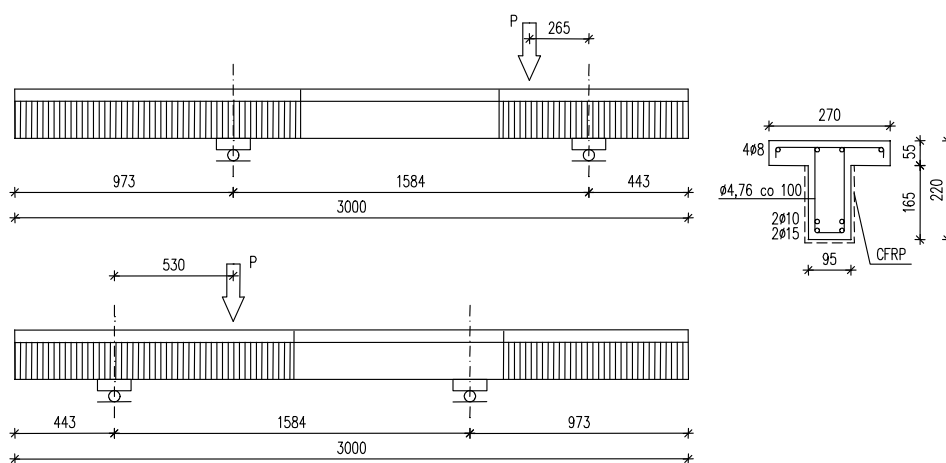
Drugi ciekawy wniosek dotyczy wpływu stopnia zbrojenia kompozytowego na nośność na ścinanie. Dwukrotne zwiększenie grubości mat w obszarze podpory środkowej spowodowało zaledwie 2% wzrostu nośności na ścinanie w porównaniu z belkami wzmocnionymi jedną warstwą maty. Potwierdza to opinię, że w elementach wzmocnionych na ścinanie sposobem „S” lub „U” w obszarze podpór środkowych wzrost sztywności zbrojenia kompozytu nie wpływa zbyt korzystnie na efektywność wzmocnienia. Natomiast zdecydowanie negatywny efekt osiągnięto w obszarze podpory skrajnej, gdzie dwukrotny wzrost grubości maty spowodował prawie 14% spadek nośności na ścinanie.

Bousselham i Chaallal, 2006a i 2006b

W badaniach 6 elementów o przekroju teowym i wysokości $h = 220\text{mm}$, wzmocnionych na ścinanie materiałami CFRP analizowano wpływ stopnia

poprzącznego zbrojenia kompozytowego i stalowego oraz smukłości strefy ścinania ($a/d = 1,5$ i $a/d = 3,0$) na efektywność wzmocnienia stref przypodporowych (tab. 5.1). Niesymetryczne wzmocnienie belek na obu końcach umożliwiło dwukrotne przeprowadzenie badania odpowiednio dla mniejszej i większej smukłości strefy ścinania. Po zniszczeniu belki w obszarze przypodporowym o mniejszej smukłości, przesuwano podporę z obszaru zniszczenia zmniejszając rozpiętość elementu i badanie kontynuowano do chwili wystąpienia zniszczenia belki w obszarze przeciwległej podpory (patrz rys. 5.20). Taki program pozwolił na wykonanie 12 badań stref przypodporowych na 6 belkach (w tym 8 wzmocnionych kompozytami).

Wszystkie elementy zniszczyły się na ścinanie, wskutek zmiężdżenia betonowego krzyżulca ściskanego. Wyniki badań wykazały zarówno mniejszy stopień wzmocnienia $\eta = 1,10$, jak i stopień wykorzystania wytrzymałości zbrojenia kompozytowego ($\varepsilon_f = 0,20\varepsilon_{fu}$) w belkach o smukłości strefy ścinania 1,5, niż w belkach o smukłości strefy ścinania 3,0, gdzie stopień wzmocnienia i efektywność zbrojenia CFRP wyniosły odpowiednio $\eta = 1,90$ i $\varepsilon_f = 0,34\varepsilon_{fu}$ (w belkach bez stalowych strzemion) oraz $\eta = 1,13$ i $\varepsilon_f = 0,17\varepsilon_{fu}$ (w belkach zbrojonych strzemionami). Maty o większej grubości odpajały się szybciej niż te cieńsze, co potwierdza opinię o wpływie sztywności zbrojenia kompozytowego na warunki jego przyczepności do betonu. Badania wykazały znaczący wpływ wewnętrznego zbrojenia poprzecznego na efektywność wzmocnienia stref przypodporowych.



Rys. 5.20. Zbrojenie, schematy statyczne i sposoby wzmocnienia belek (Bousselhalm i Chaallal, 2006a)

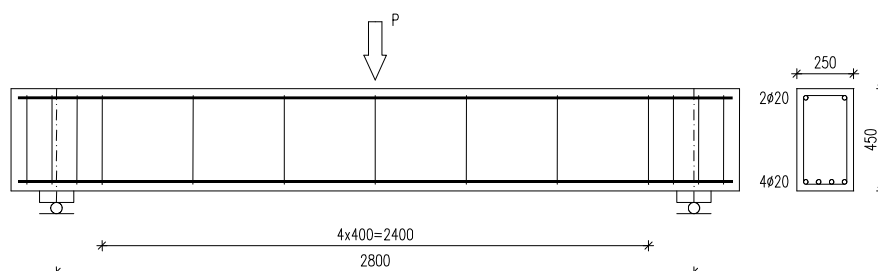
Drugi program badawczy obejmował 11 żelbetowych belek o prawie dwukrotnie większym przekroju teowym i dwukrotnie większej rozpiętości przęsła. Podobnie, jak poprzednio przyjęto dwie smukłości strefy ścinania ($a/d = 1,5$ i $a/d = 3,0$). Łącznie w 22 badaniach (12 belek wzmocnionych i 6

nie wzmocnionych) rozważano dwa stopnie zbrojenia stalowego i trzy stopnie zbrojenia CFRP (porównaj tab. 5.2).

W obu programach zarejestrowano podobne spostrzeżenia dotyczące wpływu smukłości strefy ścinania na efektywność wzmocnienia. Belki o najwyższym stopniu porzecznego zbrojenia stalowego ($\rho_{sw}=0,75$) i smukłości strefy ścinania 3,0, zniszczyły się wskutek zginania, pozostałe belki zniszczyły się w większości przez ścinanie, wskutek zmiążdżenia krzyżulca ściskanego.

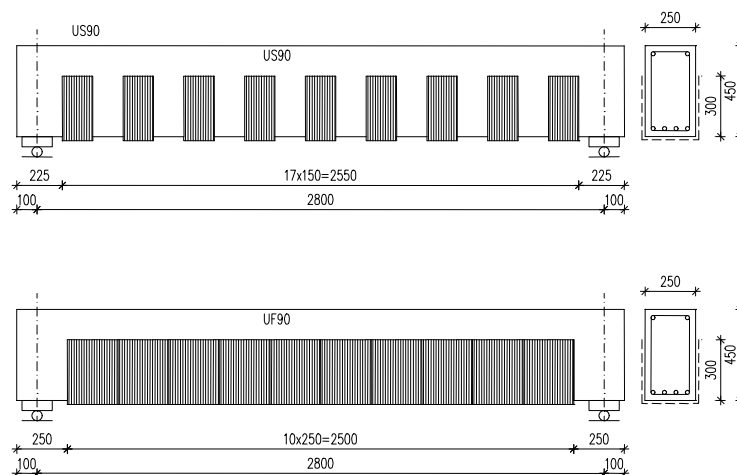
Monti i Liotta, 2007

Badania obejmowały 25 jednoprzęsłowych żelbetowych belek o przekroju prostokątnym, wzmocnionych na ścinanie w obszarach przypodporowych. Wymiary i zbrojenie belek pokazano na rys. 5.21, a różne sposoby ich wzmocnienia na rys. 5.22 i w tab. 5.1.

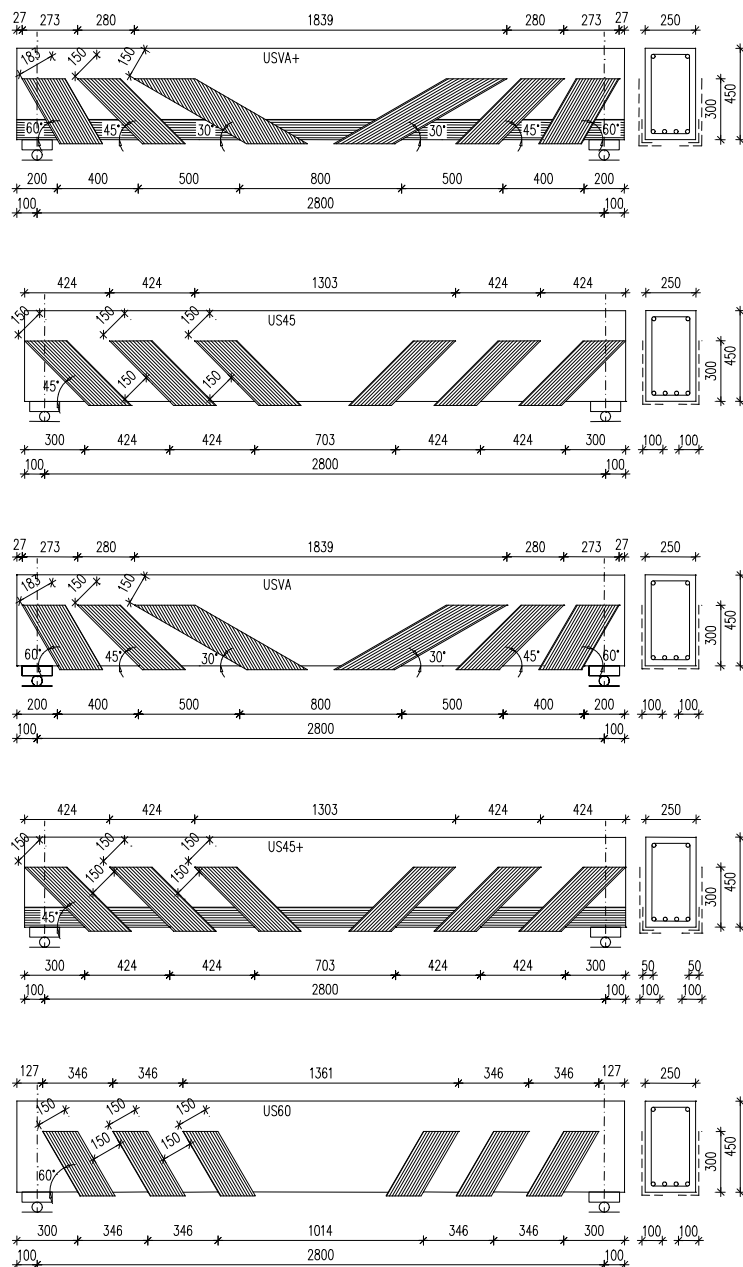


Rys. 5.21. Schemat statyczny i zbrojenie belek w badaniach (Monti i Liotta, 2007)

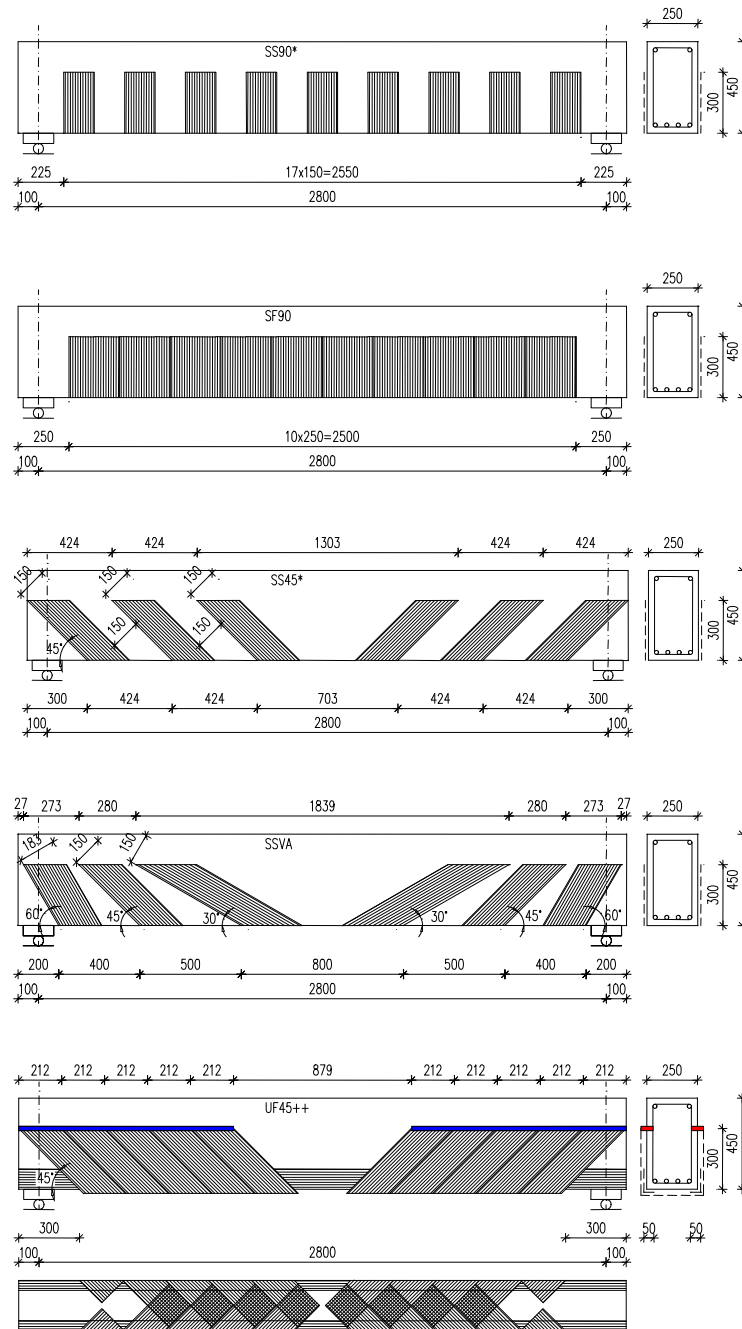
Belki wzmocniano matami o grubości 0,22m i module sprężystości 390GPa, w różnych konfiguracjach (rys. 5.22).



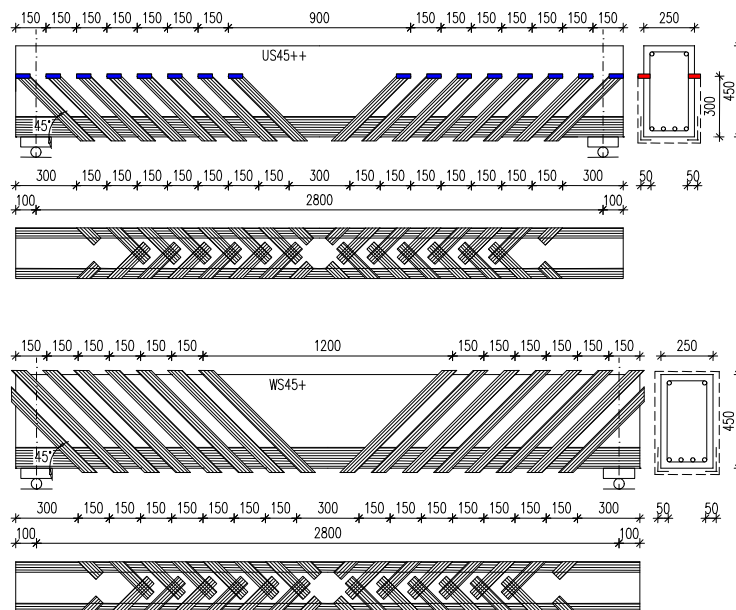
Rys. 5.22. Sposoby wzmocnienia belek (Monti i Liotta, 2007)



c.d. Rys. 5.22. Sposoby wzmacnienia belek (Monti i Liotta, 2007)



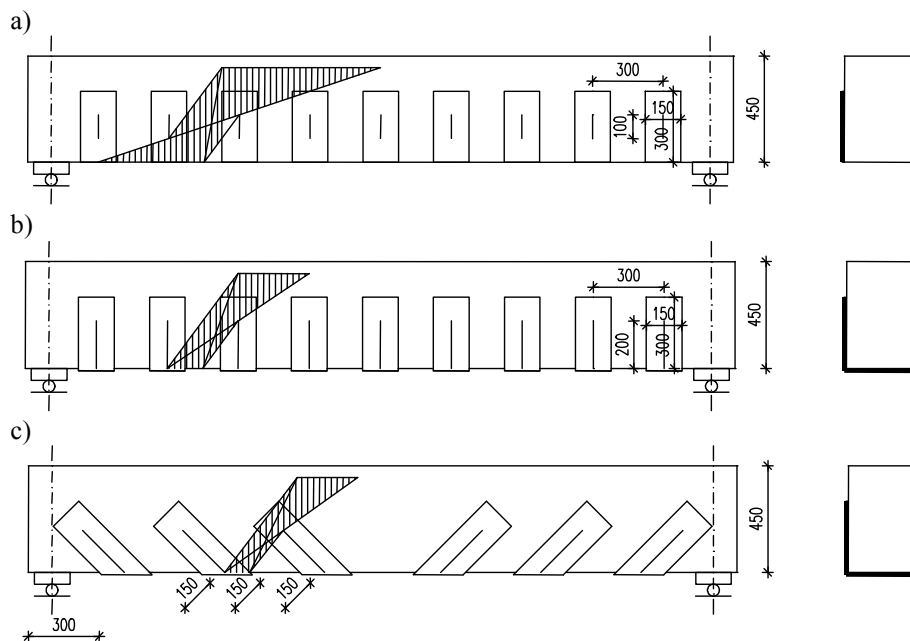
c.d. Rys. 5.22. Sposoby wzmacnienia belek (Monti i Liotta, 2007)



c.d. Rys. 5.22. Sposoby wzmocnienia belek (Monti i Liotta, 2007)

W pierwszej serii elementów, obejmującej trzy belki wzmocnione na bocznych powierzchniach fragmentami mat o szerokości 150 mm i rozstawie 300 mm nie osiągnięto wyraźnego wzmocnienia. Powodem takiego zachowania się belek był zbyt duży rozstaw zewnętrznego zbrojenia. Niszczącą rysą ukośną powstała między paskami maty CFRP, omijając to zbrojenie i wyłączając je ze współpracy w przenoszeniu naprężeń rozciągających w tym obszarze. Na rys. 5.23 pokazano korzystny wpływ nachylenia wzmocnienia typu „U” na zmniejszenie krytycznego obszaru zarysowania belki w strefie przypodporowej. Dla porównania w belce wzmocnionej na bocznych powierzchniach (typ „S”) obszar wyznaczony przez rysę o najmniejszym i największym pochyleniu ukośnej rysy niszczącej jest dużo większy niż odpowiadający obszar w belkach wzmocnionych na obu bocznych i spodniej powierzchni. Pochylenie zewnętrznego zbrojenia kompozytowego (45°) dodatkowo zmniejsza zasięg obszaru rys ukośnych.

Wyniki badań pierwszej serii (elementów wzmocnionych jedynie na bocznych powierzchniach) skłoniły autorów do wykonania dwóch następnych serii belek wzmocnionych na bocznych i spodniej powierzchni (typ „U”) oraz obwodowo (typ „W”). Podstawowymi parametrami badawczymi były rozstaw taśm i ich kąt nachylenia. Analizowano także wpływ dodatkowych podłużnych mat naklejonych na bocznych powierzchniach belek (w dolnej części przekroju) oraz wpływ zakotwienia końców mat we wzmocnieniu typu „U” na nośność belek.



Rys. 5.23. Zasięg krytycznego obszaru zarysowania belek:
a) typu „S”, b) typu „U90”, c) typu „U45” (Monti i Liotta, 2007)

W badaniach zaobserwowano cztery mechanizmy zniszczenia wzmocnionych elementów. Pierwszy, związany z odspojeniem końców mat przeciętych ukośną rysą, wystąpił w elementach wzmocnionych prostymi odcinkami mat przyklejonych na bocznych powierzchniach belek. Płaszczyzna odspojenia przebiegała w cienkiej warstwie betonowej otuliny, a odspojeniu uległ ten koniec maty, który był zakotwiony na krótszym odcinku poza miejscem przecięcia maty ukośną rysą (rys. 5.24).

Drugi mechanizm zniszczenia wystąpił w belkach wzmocnionych na bocznych powierzchniach ciągłymi matami o kierunku włókien prostopadłym do podłużnej osi elementu. Charakteryzowało go zerwanie włókien kompozytu w miejscu przecięcia rysą niszczącą (rys. 5.24). Stopień wzmocnienia belek określony stosunkiem nośności elementu wzmocnionego do nie wzmocnionego nie przekroczył 1,07 w belkach wzmocnionych paskami mat w określonym rozstawie i 1,15 w belce wzmocnionej ciągłą matą na bocznych powierzchniach przekroju.

Wzmocnienie ciągłymi matami lub paskami mat CFRP, przyklejonymi na bocznych i spodniej powierzchni elementu, potwierdziło znaczący wpływ jednostronnego zakotwienia maty (w dolnej części przekroju belki). Do zniszczenia tych elementów dochodziło wskutek odspojenia końca maty położonego bliżej górnej krawędzi belki lub wskutek zerwania maty w miejscu przecięcia rysą – trzeci mechanizm zniszczenia (rys. 5.24). Wprowadzenie

jednostronnego zakotwienia mat w wypadku wzmocnienia typu „U” zwiększyło stopień wzmocnienia belek w zakresie od 13 do 58%, w zależności od kąta nachylenia zbrojenia.

Na podstawie obserwacji mechanizmów zniszczenia dwóch pierwszych serii belek określono następujące warunki dotyczące szerokości i rozstawu zewnętrznego zbrojenia CFRP, zapewniające wymaganą efektywność wzmocnienia i ochronę przed przedwczesnym odspojeniem kompozytu:

$$50mm \leq b_f \leq 250mm$$

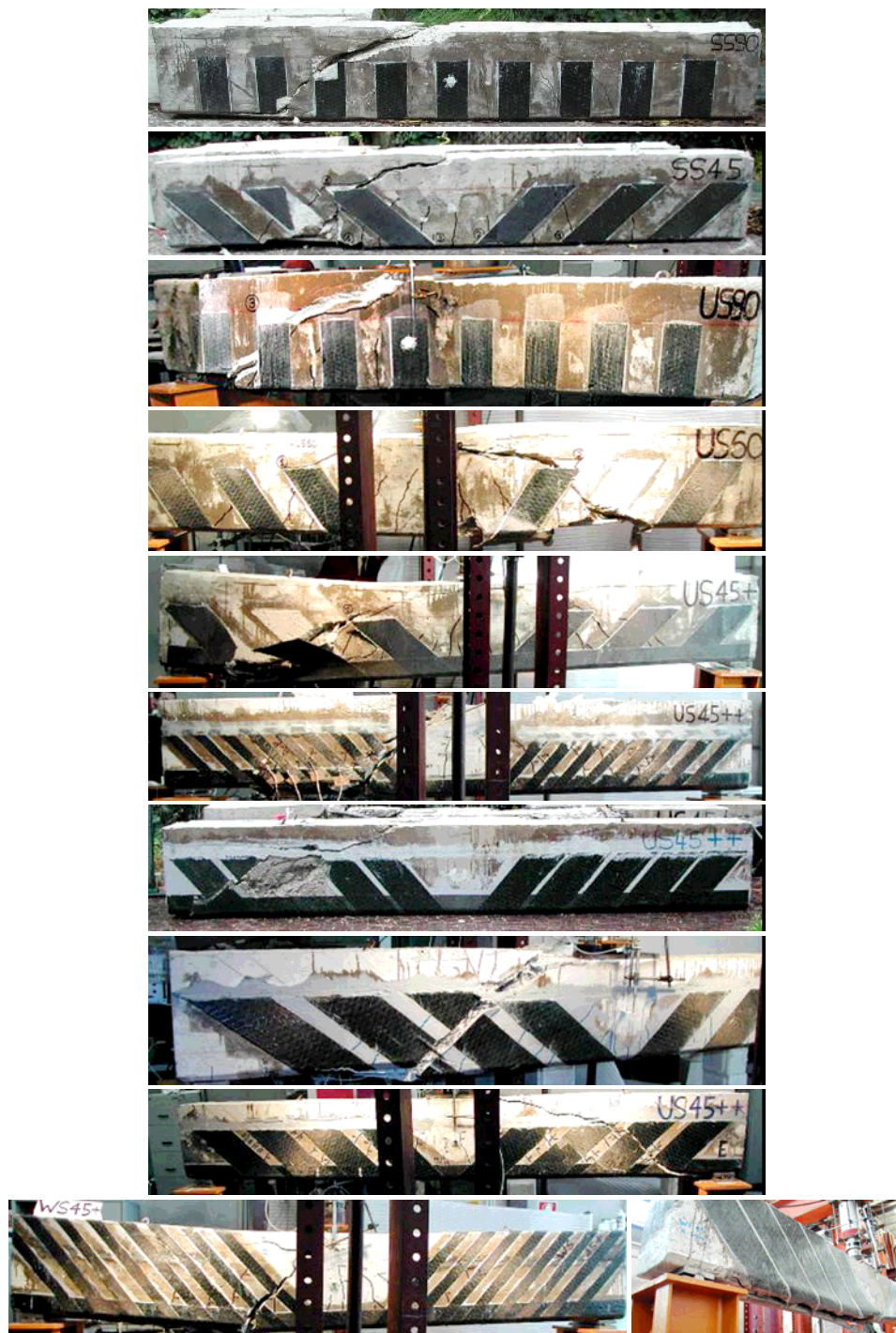
$$2w_f \leq s_f \leq \min \begin{cases} 0,5d \\ 3b_f \\ b_f + 200mm \end{cases} \quad (5.2)$$

gdzie: b_f – szerokość zbrojenia kompozytowego,

s_f – osiowy rozstaw tego zbrojenia w kierunku prostym do włókien.

Kolejne serie belek (oznaczone „U++”) wzmocniono matami o mniejszych rozstawach 100 i 225mm, kotwionymi na górnych końcach do środka belki przy użyciu kompozytowych prętów (tab. 5.1). Taki sposób wzmocnienia spowodował podwyższenie efektywności wzmocnienia do 65% w belach wzmocnionych paskami mat i do 87% w elementach wzmocnionych ciągłymi matami w porównaniu z belkami nie wzmocnionymi.

Czwarty mechanizm zniszczenia zarejestrowano w belkach wzmocnionych matami w postaci zewnętrznych strzemion, obejmujących cały przekrój elementu. W tym wypadku dochodziło do zerwania włókien obwodowej opaski, niezależnie od tego, czy była ona ciągłą matą, czy odrębnymi fragmentami mat w określonym rozstawie. Zastosowanie zamkniętych kompozytowych strzemion wpłynęło na dalszy wzrost stopnia wzmocnienia, który wyniósł 81 i 90% w belkach wzmocnionych odpowiednio paskami mat i ciągłymi matami.

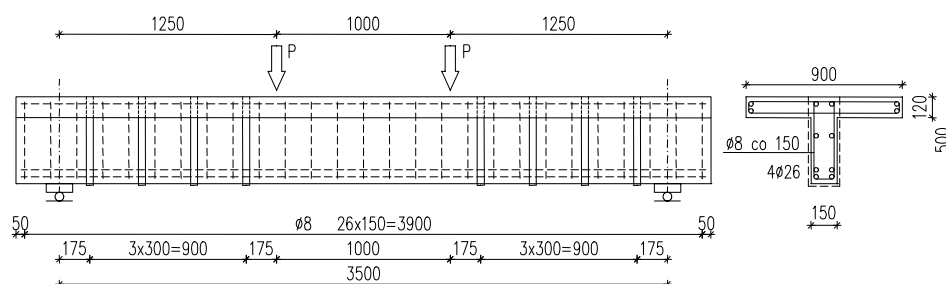


Rys. 5.24. Sposoby zniszczenia wzmocnionych belek (Monti i Liotta, 2007)

Czaderski i Motavalli, 2004

Badania obejmowały sześć elementów o przekroju teowym, z których pierwsze dwa pozostawiono nie wzmocnione (S1 zbrojony stalowymi strzemionami i S2 bez poprzecznego zbrojenia), a kolejne cztery wzmocniono kształtkami typu „L” z włóknami węglowymi, kotwionymi jednostronnie w płycie przekroju teowego (S3 bez poprzecznego zbrojenia stalowego, S4-S6 zbrojone strzemionami). Belki od S1 do S5 obciążano statycznie, a element S5 dodatkowo wzmocniono pod obciążeniem. Belkę S6 po wstępnym obciążeniu statycznym i zarysowaniu, poddano obciążeniu cyklicznemu, obejmującemu 5 milionów cykli o amplitudzie 150kN, w zakresie obciążeń od 150kN ($0,39P_{max}$) do 450kN ($0,59P_{max}$), gdzie $P_{max} = 375$ kN jest obciążeniem niszczącym element i częstotliwości 4,4Hz. Po odciążeniu do poziomu dolnej granicy obciążeń dynamicznych, element obciążano statycznie aż do zniszczenia. Kształtki CFRP przyklejano na bocznych i spodniej powierzchni belek w rozstawie osiowym 300 mm, a ich pionowe końce zakotwiono w płycie przekroju teowego. Szczegóły zbrojenia i wzmocnienia belek pokazano na rys. 5.25 i w tab. 5.2.

Belka S3 zniszczyła się na skutek odspojenia dolnych ramion kształtek CFRP od powierzchni betonu (rys. 5.26), podczas gdy identycznie wzmocnione belki S4, S5 i S6 z poprzecznym zbrojeniem stalowym zniszczyły się wskutek zginania, przez zmiążdżenie betonu w ściskanej strefie przekroju. Stopień wzmocnienia belki S3 wyniósł 1,95, w porównaniu z odpowiadającą belką nie wzmocnioną bez poprzecznego zbrojenia stalowego. W pozostałych belkach zbrojonych wewnętrznymi strzemionami wzmocnione strefy przypodporowe zostały w pełni zabezpieczone na ścinanie, a stopień wzmocnienia równy 1,05 uwarunkowany był nośnością na zginanie.

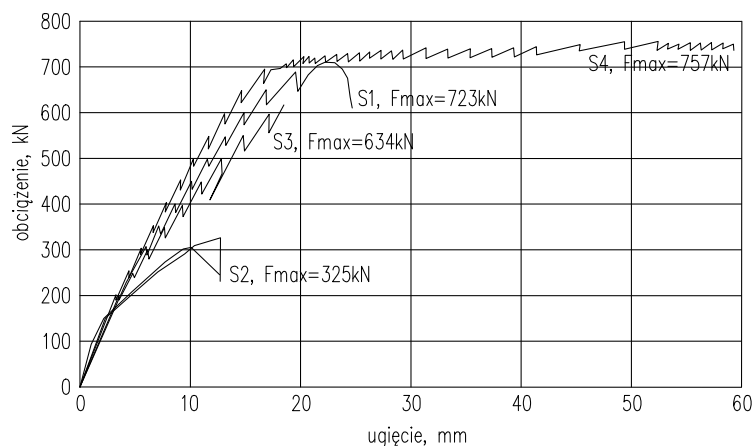


Rys. 5.25. Sposób zbrojenia i wzmocnienia belek (Czaderski i Motavalli, 2004)



Rys. 5.26. Sposób zniszczenia belki S3 i S5 (Czaderski i Motavalli, 2004)

Z porównania ugięć w funkcji obciążenia (rys. 5.27) wynika, że brak poprzecznego zbrojenia stalowego był przyczyną szybkiego zniszczenia na ścinanie belek S2 i S3, podczas gdy obecność wewnętrznych strzemion w belce S1 spowodowała większą sztywność belki oraz nieznacznie większe ugięcia. Dopiero belka S4, zabezpieczona na ścinanie, osiągnęła maksymalne ugięcie odpowiadające nośności na zginanie.

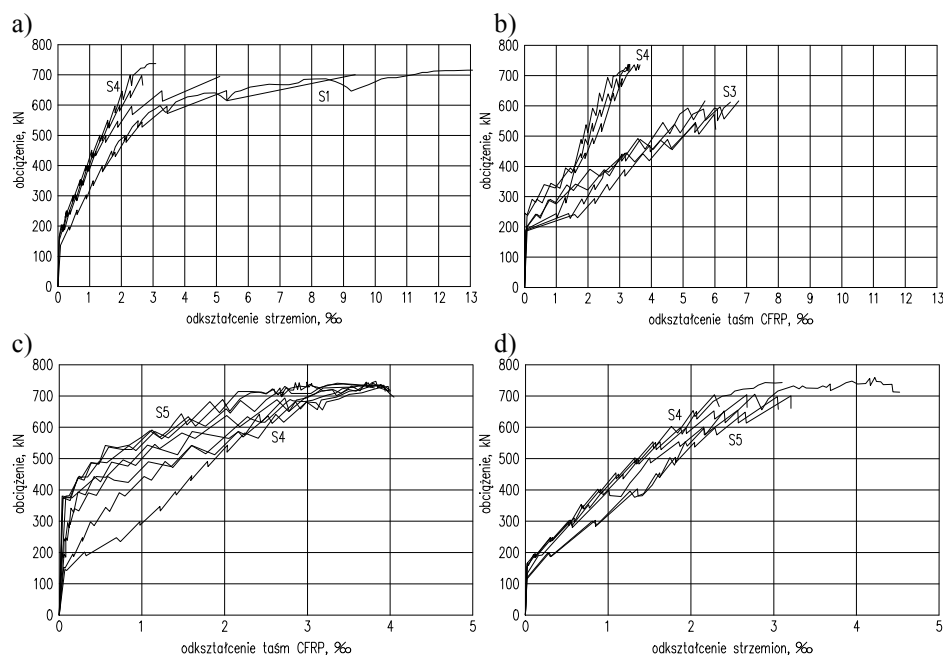


Rys. 5.27. Porównanie wykresów ugięć w funkcji obciążenia belek S1 – S4 (Czaderski i Motavalli, 2004)

Belki S5 i S6 wykazały mniejszą odkształcalność stalowych strzemion w porównaniu z nie wzmocnioną belką S1. Jest to oczywiste, ponieważ po uplastycznieniu wewnętrznych strzemion, kompozytowe zbrojenie zaczęło przenosić w całości naprężenia rozciągające w strefie przypodporowej, nie dopuszczając przy tym do dalszego wzrostu odkształceń w strzemionach. Z porównania nośności belek S4 i S5 wynika, że wzmocnienie belki S5 w stanie wstępnego wyężenia nie wpłynęło na nośność elementu, a jedynie na większą odkształcalność stalowych strzemion po ich uplastycznieniu (rys. 5.28.d), co jest wynikiem wcześniejszego ich wyężenia przed wzmocnieniem.

Brak stalowych strzemion w belce S3 skutkuje większymi odkształceniami kompozytowego zbrojenia poprzecznego niż w belkach S4 i S5, gdzie udział kompozytu jest mniejszy dzięki obecności wewnętrznych strzemion (rys. 5.28.b i c).

Wyniki badań belki S6 obciążanej dynamicznie wykazały, że kształtki nie uległy odspojeniu ani zniszczeniu nawet po 5 milionach cykli. Potwierdza to odporność tego materiału na obciążenia dynamiczne.



Rys. 5.28. Porównanie wykresów odkształceń taśm CFRP i strzemion w funkcji obciążenia (Czaderski i Motavalli, 2004)

Kamińska i inni, 2003

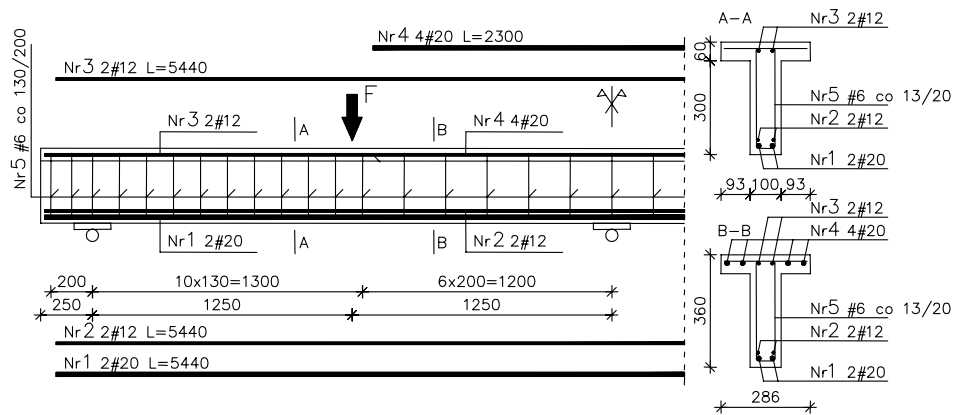
Członkiem zespołu badawczego była autorka niniejszej pracy, wobec czego ze zrozumiałych względów poświęcono tym badaniom nieco więcej uwagi.

Badania belek wzmocnionych na ścinanie miały na celu sprawdzenie efektywności wzmocnienia stref przypodporowych belek przy użyciu różnych typów materiałów kompozytowych, aplikowanych w różnych konfiguracjach. Badaniom poddano belki dwuprzęsłowe, wzmocnione na ścinanie przy podporze środkowej, co umożliwiło prowadzenie obserwacji w obszarach belek poddanych jednoczesnemu działaniu momentu zginającego i dużej siły poprzecznej.

Badania zostały wykonane w trzech seriach. Seria I objęła 3 belki o przekroju teowym, z zewnętrznym kompozytowym zbrojeniem przyklejonym na bocznych i spodniej powierzchni środnika (typ „U”). W serii II zbadano 5 belek o przekroju prostokątnym, ze zbrojeniem kompozytowym przyklejonym na całej wysokości belki. Ponieważ do zniszczenia tych belek dochodziło zawsze tylko w jednym z przęseł, sąsiednie nie zniszczone przęsło obciążano ponownie, zachowując schemat statyczny utwierdzenia na podporze środkowej i przegubowe podparcie na podporze skrajnej (seria III, 4 belki).

W I serii (tab. 5.2.) jedną belkę pozostawiono nie wzmocnioną, następną wzmocniono kształtkami CFRP typu CarboShear L, a ostatnią wzmocniono matami CFRP SikaWrap Hex 230C. Zbrojenie podłużne belek wykonano ze stali

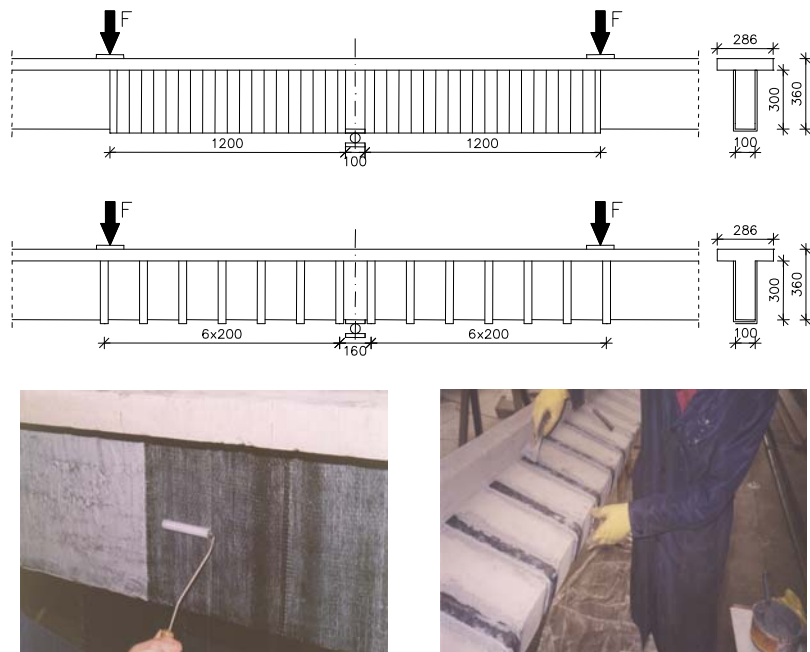
żebrowanej klasy A-III ($f_y = 420\text{MPa}$) o nominalnych średnicach 12mm i 20mm. Zaprojektowano je tak, aby po wzmocnieniu uzyskać zbliżone wartości momentów niszczących w przekrojach przęsłowym i podporowym. Zbrojenie poprzeczne wykonano w postaci dwuciętych, zamkniętych strzemion ze stali gładkiej A-I ($f_{y02} = 555\text{MPa}$) o średnicy 6mm, w rozstawie 130mm przy podporze skrajnej ($\rho_{sw} = 0,28\%$), oraz 200mm przy podporze środkowej ($\rho_{sw} = 0,43\%$). Wymiary i zbrojenie belek zostały tak dobrane, aby do zniszczenia dochodziło wskutek ścinania w strefie przy środkowej podporze. Kształtki i zbrojenie belek I serii pokazano na rys. 5.29. Kształtki CFRP przyklejano w elementach BT-k w rozstawie 200mm tak, aby dłuższe ich ramiona obejmowały całą wysokość bocznych powierzchni belki, a krótsze przyklejone były na zakład na szerokości dolnej powierzchni środnika belki. Drugi element tej serii wzmocniono jedną warstwą wiotkich mat, przyklejając na styk sąsiednie paski maty o szerokości 305mm. W obu przypadkach nie kotwiono zbrojenia kompozytowego w płycie przekroju teowego (rys. 5.30). Kształtki i maty przyklejano odpowiednio klejami Sikadur 30 i Sikadur 330, stosując się ściśle do zaleceń systemowych producenta (Sika, 2004).



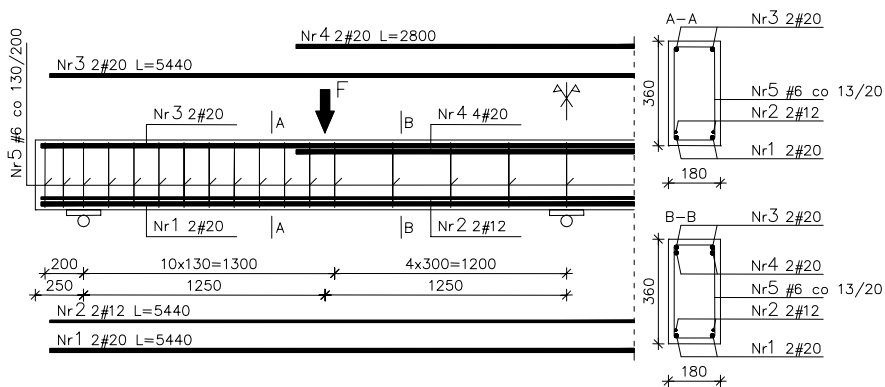
Rys. 5.29 Sposób zbrojenia belek I serii

Zbrojenie belek II serii o przekroju prostokątnym (tab. 5.1) składało się z podłużnych prostych prętów i dwuciętych zamkniętych strzemion (rys. 5.31). Do zbrojenia elementów zastosowano stal żebrowaną klasy A-III ($f_y = 420\text{MPa}$) oraz na strzemiona stal klasy A-I ($f_{y02} = 555\text{MPa}$). Zbrojenie belek zostało tak dobrane, aby do zniszczenia, dochodziło podobnie jak w serii I na skutek ścinania przy podporze środkowej. Zbrojenie poprzeczne przy tej podporze przyjęto zatem jako dwucięte o średnicy 6mm w rozstawie 300mm ($\rho_{sw} = 0,001$), podczas gdy skrajne podpory zbrojono takimi samymi strzemionami, ale w rozstawie 130mm. Jedną belkę pozostawiono nie wzmocnioną, jako belkę świadka, a pozostałe wzmocniono zewnętrznymi strzemionami w postaci kształtek typu „L” (belka BS-K90) lub prostymi odcinkami taśm (pozostałe

belki), przyklejającymi tylko na bocznych powierzchniach belek pod kątami 60° i 90° do podłużnej osi belki w rozstawie 200mm (BS-T90 i BS-T60) oraz kotwionymi tylko w strefie rozciąganej, nakładającymi się ramionami kształtek (BS-K90, długość zakładu 140mm) lub za pomocą pasków złożonych z sześciu warstw maty (BS-T90k, długość zakładu 60mm).



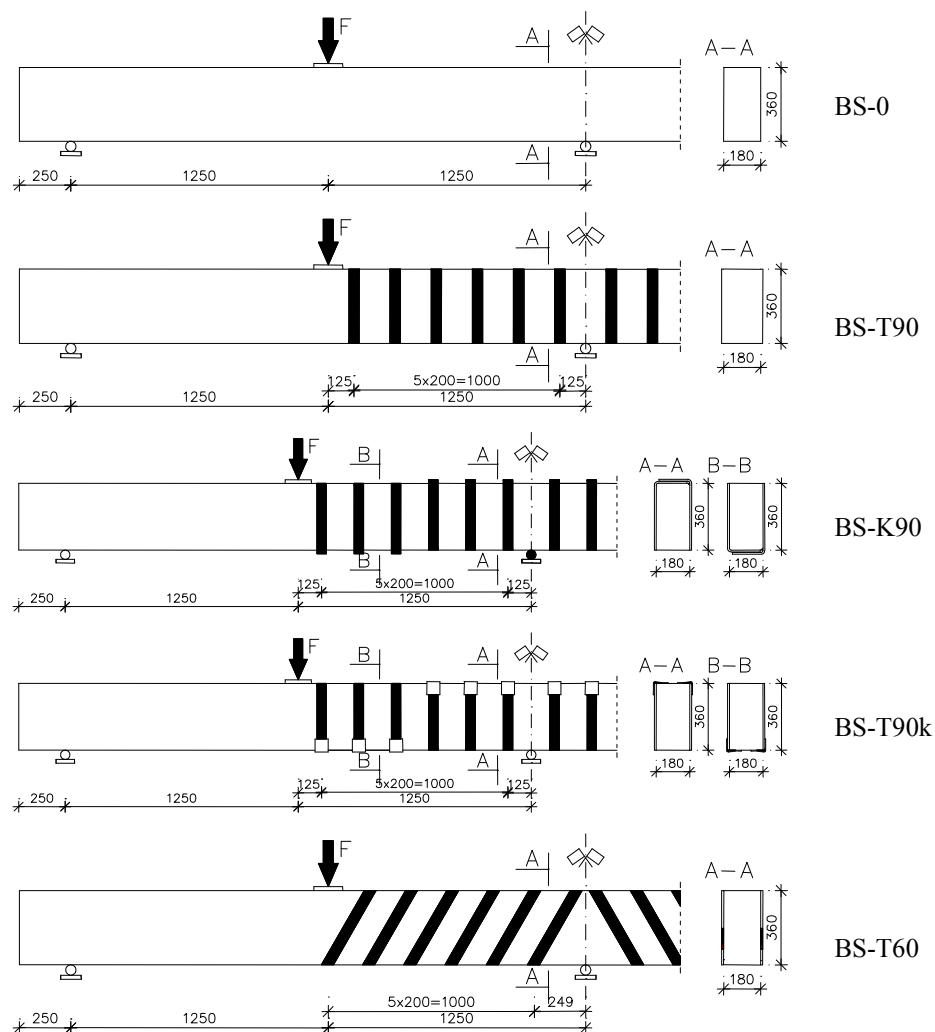
Rys. 5.30. Sposób wzmocnienia belek I serii



Rys. 5.31. Sposób zbrojenia belek II serii

W serii III wykorzystano cztery nie zniszczone przęsła belek dwuprzęsłowych, zbadanych w II serii. Podstawowe zbrojenie kompozytowe trzech z nich zachowano w tej samej postaci jak poprzednio, kotwiąc wszystkie

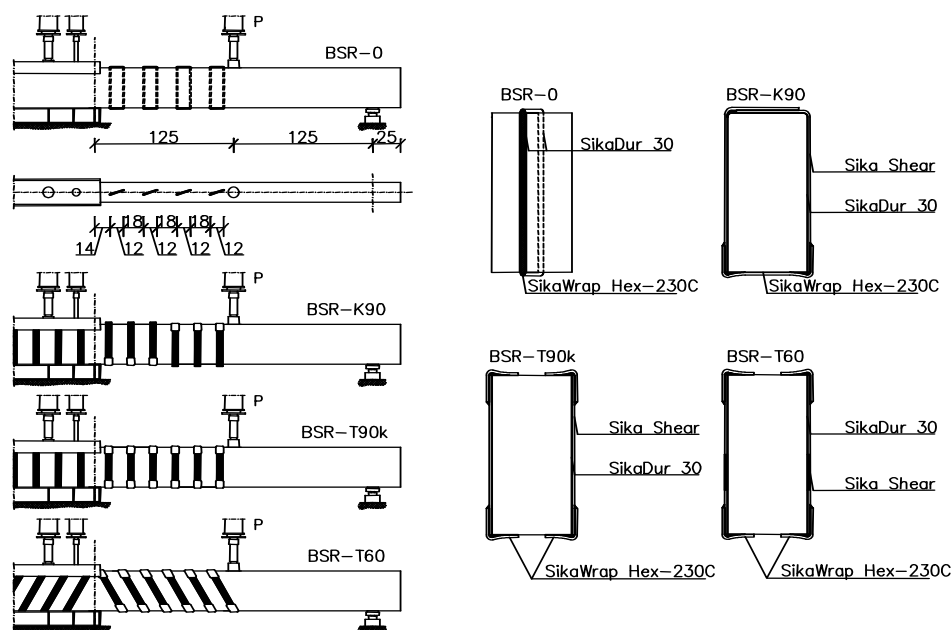
końce tych strzemion przy użyciu sześciu warstw maty o długości zakładu 60 mm odpowiednio na bocznej taśmie i górnej lub dolnej powierzchni belki. Czwartą belkę, wykorzystaną z belki – świadka wzmocniono wewnętrznymi, zamkniętymi strzemionami, wykonanymi ze zwiniętych rulonów maty o szerokości 150mm, nasączonych klejem i przeciągniętych przez otwory nawiercone w belce, a następnie przyklejonych na zakład na dolnej lub górnej powierzchni belki. Strzemiona ustawiono ukośnie względem podłużnej osi belki, aby zminimalizować osłabienie środka spowodowane wykonaniem otworów i uzyskać możliwie równomierny rozkład zbrojenia poprzecznego (rys. 5.33). Sposób wzmocnienia 4 belek zbadanych w serii III wyjaśnia rys. 5.33.



Rys. 5.32. Sposób wzmocnienia belek II serii

Belki I i II serii obciążano dwiema równymi sobie siłami skupionymi, wywieranymi za pomocą obciążników hydraulicznych o zakresie 400kN, zasilanych z jednego układu. Badane elementy umieszczano na dolnej, poziomej części ramy i podpierano przegubowo w trzech punktach o osiowym rozstawie 2500mm. Podpora pośrednia została wykonana w postaci sztywnego bloku o szerokości 105mm, z klinową regulacją poziomu posadowienia belki. W obydwie podpory skrajne wbudowano siłomierze tensometryczne o zakresie 200kN, umożliwiające rejestrowanie wartości reakcji.

W serii III wykorzystano tylko połowę tego stanowiska, utwierdzając belkę w miejscu dawnej podpory środkowej. Na skrajnej podporze przegubowej zachowano poprzedni układ, z pomiarem reakcji podporowej, co umożliwiło pośrednią kontrolę skuteczności utwierdzenia belki na drugiej podporze.



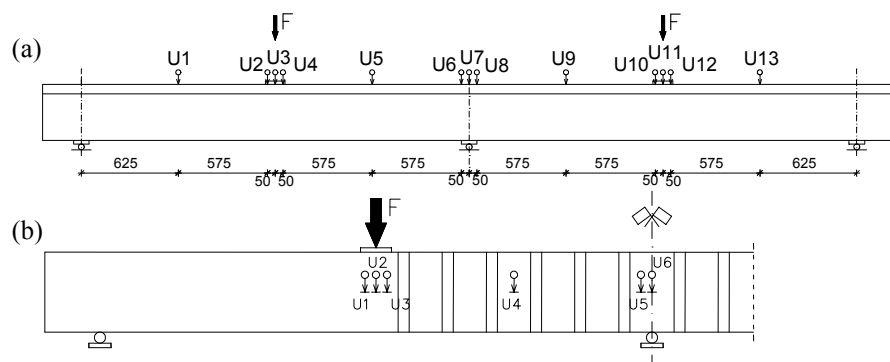
Rys. 5.33. Sposób wzmocnienia belek III serii

Obciążenie belek przykładano skokowo, aby umożliwić obserwację i rejestrację stanu zarysowania. Przy obciążeniach bliskich spodziewanej nośności belki przechodzono na ciągły przyrost obciążenia (i odpowiadający mu zapis wyników), co z kolei pozwalało na dokładne uchwycenie stanu zniszczenia.

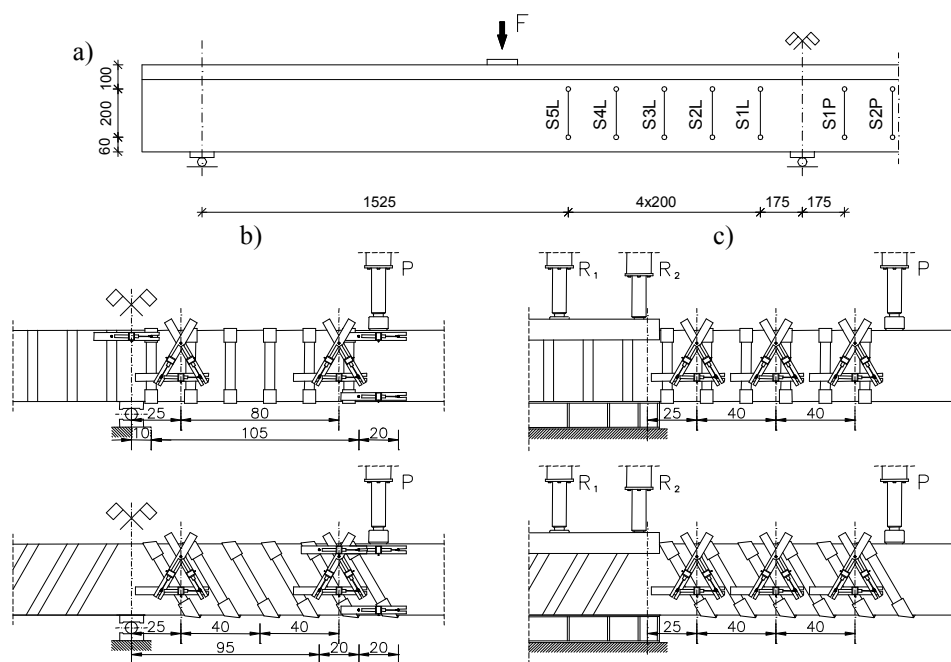
Podczas obciążania belek wykonywano pomiary:

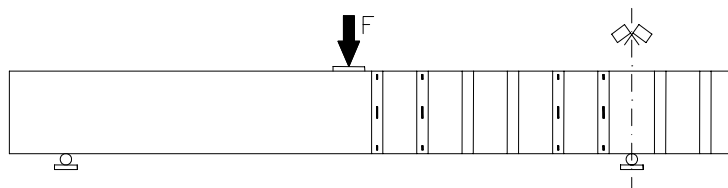
- przemieszczeń pionowych belek (rys. 5.34),
- odkształceń betonu na powierzchni belki, za pomocą ekstensometrów nasadowych (rys. 5.35.a) i przetworników przemieszczeń liniowych PSx10 i PSx20 (rys. 5.35.b),

- odkształceń materiałów kompozytowych, za pomocą tensometrów elektrooporowych, naklejanych na powierzchni tych materiałów (rys. 5.36),
- przemieszczeń górnej powierzchni belek, za pomocą przetworników przemieszczeń liniowych PSx10, PSx20 i PSx50,
- sił obciążających belkę za pomocą czujnika ciśnieniowego, umieszczonego w układzie hydraulicznym obciążników,
- reakcji na podporach skrajnych za pomocą siłomierzy tensometrycznych.

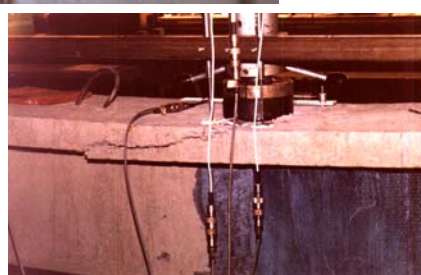


Rys. 5.34. Usytuowanie czujników do pomiaru ugięć w belkach: a) I serii, b) II serii

Rys. 5.35. Usytuowanie baz pomiarowych na powierzchni belek:
a) I serii, b) II serii, c) III serii



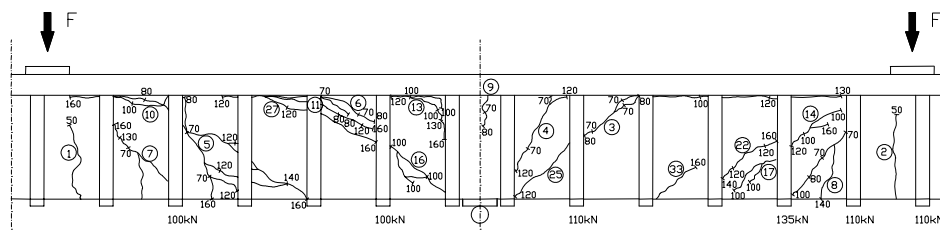
Rys. 5.36. Usytuowanie tensometrów elektrooporowych na powierzchni taśm



Rys. 5.37. Odspojenie maty od środника i zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej belki BT-m

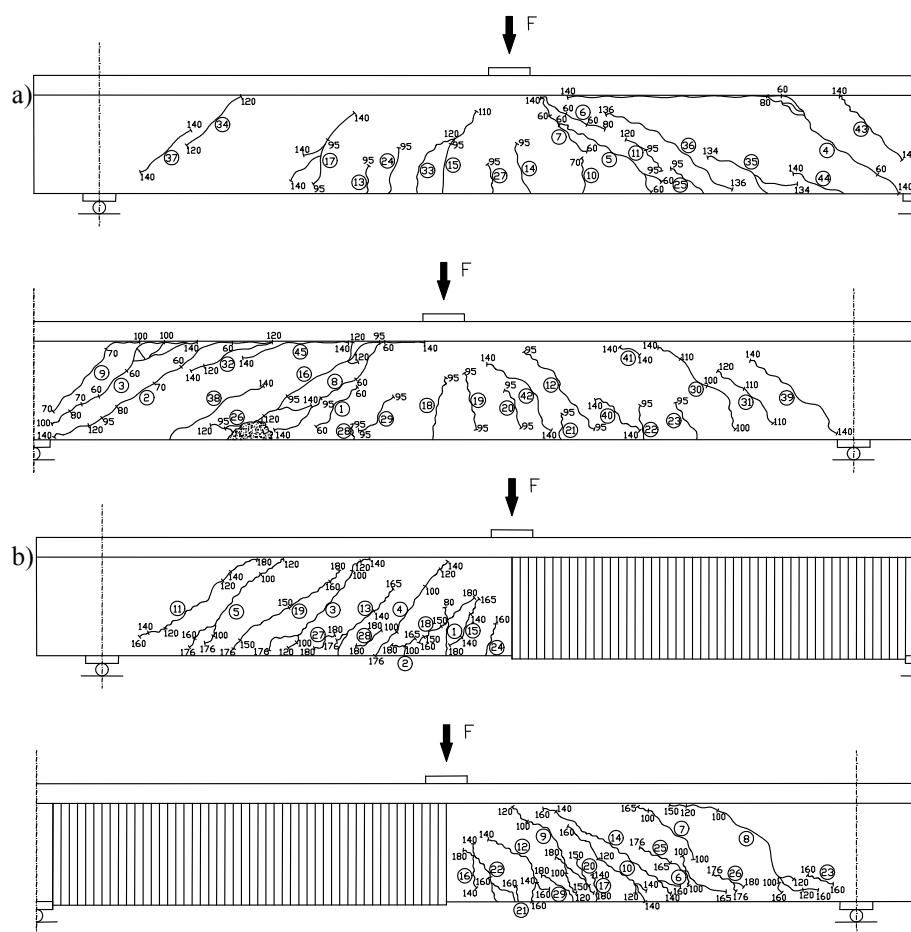
Odczyty wszystkich tych czujników rejestrowano automatycznie, za pomocą miernika sterowanego komputerowo. Poza pomiarami komputerowymi dla wybranych poziomów obciążenia wykonywano ręczne pomiary odkształceń betonu na powierzchni belek, za pomocą mierników nasadowych o bazach 100 i 200mm. Ponadto obserwowano rozwój rys i mierzono ich szerokość rozwarcia za pomocą lupy o powiększeniu 24 $\times$.

Wszystkie elementy I serii zniszczyły się w pobliżu siły obciążającej, na końcu rysy ukośnej, wskutek zmiążdżenia betonu przy górnej krawędzi belki. W belce BT-m obserwacja rozwoju rys była utrudniona, bo mata równomiernie pokrywała środek. O deformacjach maty świadczyły jedynie trzaski odspajających się jej włókien, co doprowadziło do lokalnego odspojenia maty od powierzchni środника belki, poniżej zmiążdżonej ściskanej strefy włókien maty pod siłą obciążającą (rys. 5.37). Do odspojenia pionowych końców maty doszło również z obu stron środkowej podpory. Ukośna rysa niszcząca powstała pod kątem 45° pod powierzchnią maty stanowiła granicę odspojenia fragmentu maty położonego nad tą rysą (rys. 5.37).

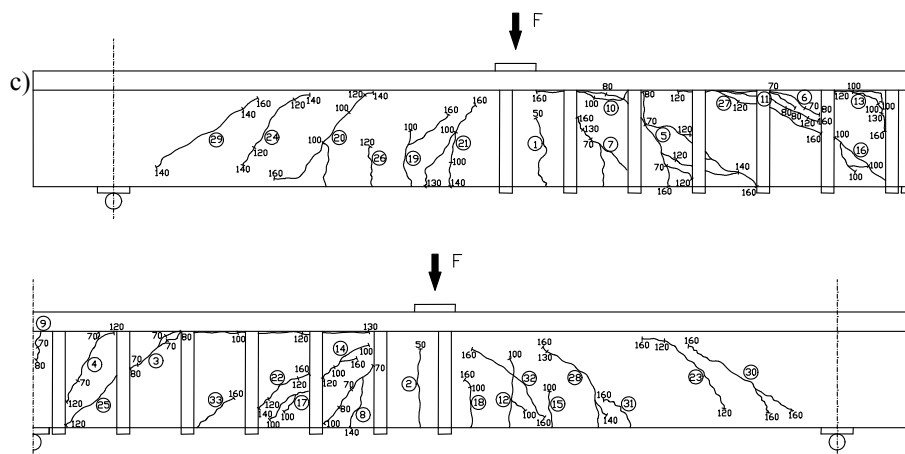


Rys. 5.38. Układ zarysowania belki BT-k w obszarze środkowej podpory

W belce BT-k proces odspajania kształtek także rozpoczął się przy obciążeniu ($F = 100\text{kN}$), dużo niższym od niszczącego. Kształtki zaczęły się odspajać na końcach położonych tuż pod półką belki. Kolejność odspajania się kształtek (numery w kółkach) i wartości obciążenia odpowiadających temu odspojeniu pokazano na rysunku 5.39.

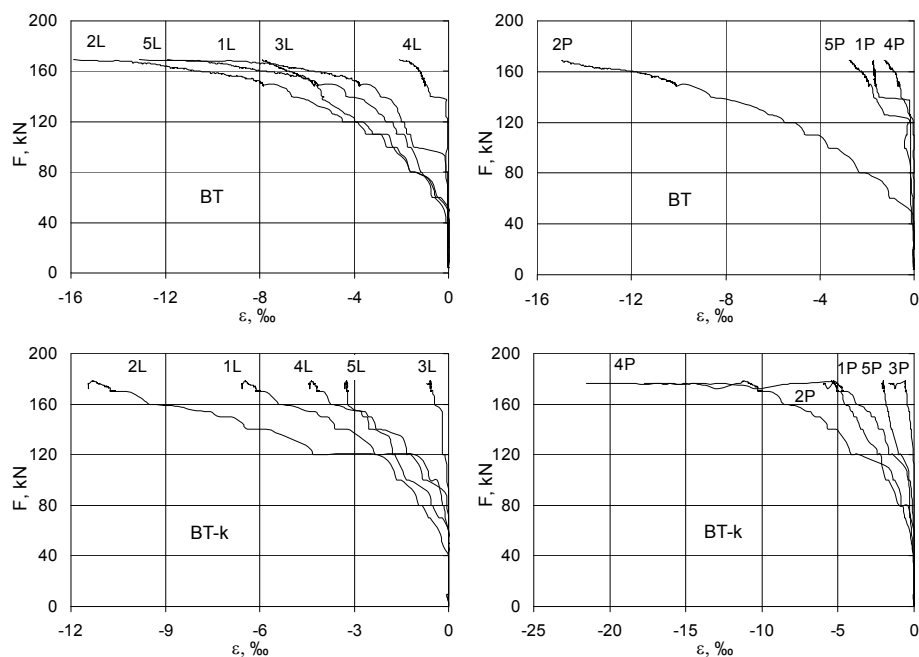


Rys. 5.39. Układ rys w belkach I serii: a) BT, b) BT-m, c) BT-k

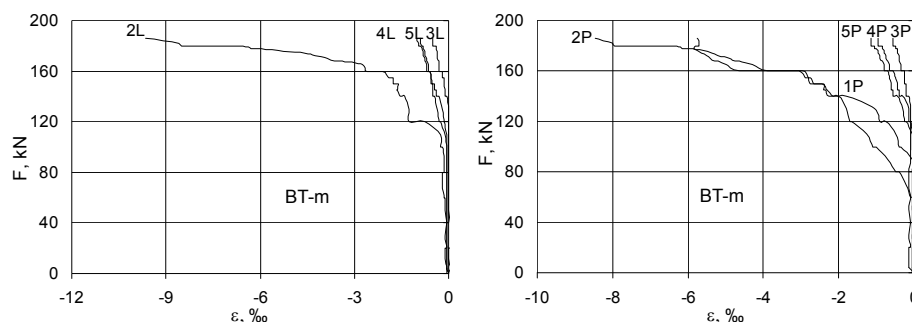


Rys. 5.39. Układ rys w belkach I serii: a) BT, b) BT-m, c) BT-k

Z układu rys w belkach I serii (rys. 5.39) można zauważyć, że kształtki CFRP hamowały rozwój rys, a tym samym poprzeczne odkształcenia betonu w swoim sąsiedztwie. Można przypuszczać, że podobny był również efekt współpracy mat CFRP z betonem, a może nawet bardziej równomierny, ze względu na ciągłość mat przyklejonych na całej długości odcinka ścinania.



Rys. 5.40. Pionowe wykresy odkształceń betonu przy podporze środkowej w belkach I serii



Rys. 5.40. Pionowe wykresy odkształceń betonu przy podporze środkowej w belkach I serii

Z układu rys w obszarze podpory pośredniej widocznych wyraźnie jedynie w wypadku belki wzmocnionej kształtkami BT-k wynika, że ukośna rysa niszcząca powstała pod kątem około 45° . O podobnym charakterze zarysowania obszaru podpory środkowej w belce BT-m świadczy granica odspojenia maty utworzona przez rysę niszcząca nachyloną do podłużnej osi belki również pod kątem 45° . O współpracy kompozytów i betonu świadczą także wykresy odkształceń pionowych baz, wykonane w strefie podpory pośredniej (porównaj rys. 5.40). Odkształcenia betonu zaczynają narastać dopiero po wystąpieniu rys ukośnych, a z wykresów można odczytać, że zastosowanie kompozytowych strzemion opóźniło zarysowanie belek i to w większym stopniu fragmentów ciągłych mat niż odrębnych kształtek. Średnie wartości sił rysujących wynosiły odpowiednio 50 kN, 60 kN i 80 kN, odpowiednio w belce nie wzmocnionej (BT), wzmocnionej kształtkami typu „L” (BT-k) i matami (BT-m).

Rodzaj zastosowanego kompozytu nie miał natomiast wpływu na nośność na ścinanie elementów I serii, mimo że do uplastycznienia wewnętrznych strzemion doszło wcześniej ($F = 120$ kN) w belce BT-k (wzmocnionej kształtkami) niż w belce BT-m (wzmocnionej matami) – $F = 160$ kN. Prawdopodobnie zakotwienie końców kształtek oraz fragmentów mat w płycie przekroju teowego zabezpieczyłoby belki serii I przed zniszczeniem na skutek odspojenia końców „otwartych” strzemion kompozytowych.

Wszystkie wzmocnione belki II i III serii zniszczyły się przez nagłe odspojenie zewnętrznych strzemion CFRP, któremu towarzyszył gwałtowny rozwój ukośnej rysy, zmiążdżenie betonu na jej końcu w strefie ściskanej i zerwanie wewnętrznych stalowych strzemion. Belka świadek (BS-0) zniszczyła się również wskutek powstania rysy ukośnej, ale proces zniszczenia był bardziej łagodny niż w belkach wzmocnionych. Wzmocnienie belek spowodowało 1,20 i 1,36 wzrost nośności na ścinanie, odpowiednio przy pionowym i nachylonym pod kątem 60° zbrojeniu CFRP. Kotwienie końców kształtek (BS-K90 i BS-T90k) w niewielkim stopniu wpłynęło na efektywność wzmocnienia, natomiast

wyraźnie korzystniejsze okazało się układanie kompozytu pod kątem 60° (BS-T60), co spowodowało najwyższy stopień wzmocnienia równy 1,36.

Niekotwione końce strzemion CFRP przeciętych ukośną rysą, odpajały się wraz z warstwą betonu, nad lub pod rysą (rys. 5.41) na tym końcu kompozytu, który zakotwiony był na krótszym odcinku poza ukośną rysę. Zakotwienie końców zewnętrznych strzemion nie miało wpływu na obraz rysy niszczącej. W belkach BS-T90 i BS-K90 rysa była krótka, pochylona pod kątem około 45° (rys. 5.41), w dwóch pozostałych belkach BS-T90K i BS-T60, wyraźnie dłuższa, ale w środkowej części, na wysokości przekroju, pozostała pochylona pod kątem także około 45° (rys. 5.42).

Odspojenie punktowo zakotwionych zewnętrznych strzemion w belkach III serii przebiegało gwałtownie, wskutek wyrwania zakotwień z pasków mat wraz z betonową otuliną (rys. 5.43).

Belka BSR-K90 wzmocniona ciągłym na obwodzie zewnętrznym kompozytowym zbrojeniem poprzecznym, wykonanym z „L” kształtek CFRP i kotwiących fragmentów mat, zniszczyła się na zginanie, a kompozytowe strzemiona pozostały nienaruszone.



Rys. 5.41. Odspojenie strzemion kompozytowych w belkach BS-T90, BS-T90K i BS-90



Rys. 5.42. Obraz rys niszczących w belkach BS-T90K i BS-T60

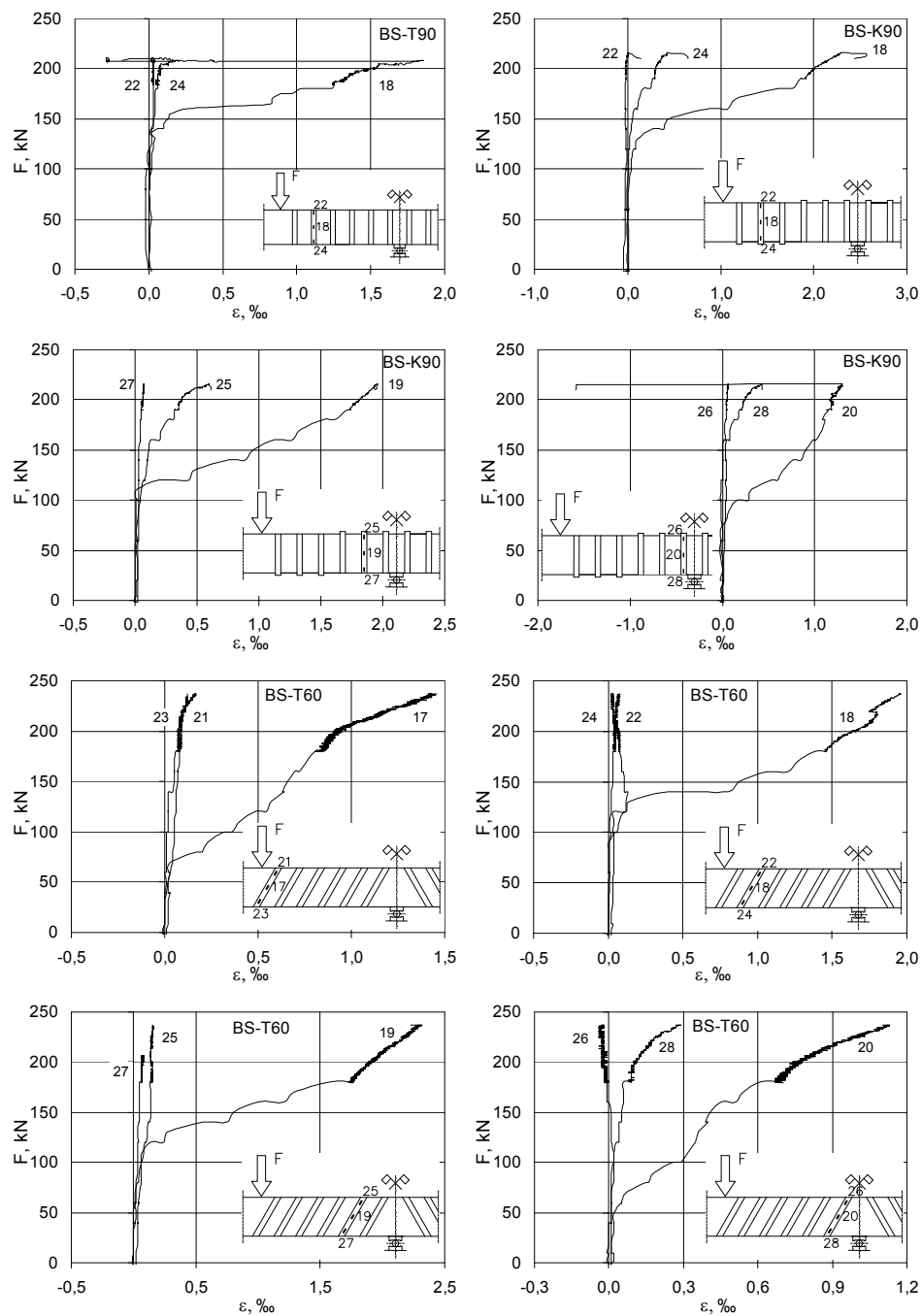


Rys. 5.43. Widok odspojonych taśm i zakotwień belek BSR-T60k i BSR-T90k

Pełne zabezpieczenie strefy przypodporowej przed zniszczeniem wskutek ścinania osiągnięto również w belce BSR-0 wzmocnionej zamkniętymi strzemionami wykonanymi z ciągłej maty wklejonej w pionowe otwory belki. Mechanizm zniszczenia tej belki nie był jednoznaczny, ponieważ rysy ukośne o znacznej szerokości rozwarcia pojawiły się jednocześnie w strefie wzmocnionej wewnętrznymi strzemionami CFRP, jak i w obszarze środka przęsła, czemu towarzyszyło powstanie wielu rys prostopadłych do osi elementu, sygnalizujących zniszczenie na zginanie. Zestawienie sił niszczących, stopni wzmocnienia i sposobu zniszczenia belek serii I zamieszczono w tabeli 5.2, a belek serii I i III w tabeli 5.1.

Badania II i III serii elementów potwierdziły, że kotwienie zewnętrznych strzemion CFRP jedynie w rozciąganej strefie przekroju nie jest w pełni efektywne, ponieważ nie zabezpiecza strefy podporowej przed odspojeniem nie kotwionych końców kompozytu. Z tego względu konieczne jest obustronne kotwienie zewnętrznych strzemion kompozytowych.

Wykresy odkształceń zewnętrznego zbrojenia kompozytowego w funkcji obciążenia przedstawione na rysunku 5.44 potwierdzają opinię o przenoszeniu sił poprzecznych przez poprzeczne zbrojenie dopiero po ukośnym zarysowaniu przekroju, co objawia się gwałtownym przyrostem odkształceń przy obciążeniu odpowiadającym rysującemu. Ponadto z pomiarów odkształceń taśm CFRP na wysokości przekroju wynika, że największe są w połowie wysokości zbrojenia poprzecznego, a niewielkie przy jego końcach. Na wykresach widoczne jest odspojenie końca zbrojenia charakteryzujące się gwałtowną zmianą pochylenia wykresu odpowiadającą odspojeniu od powierzchni belki.



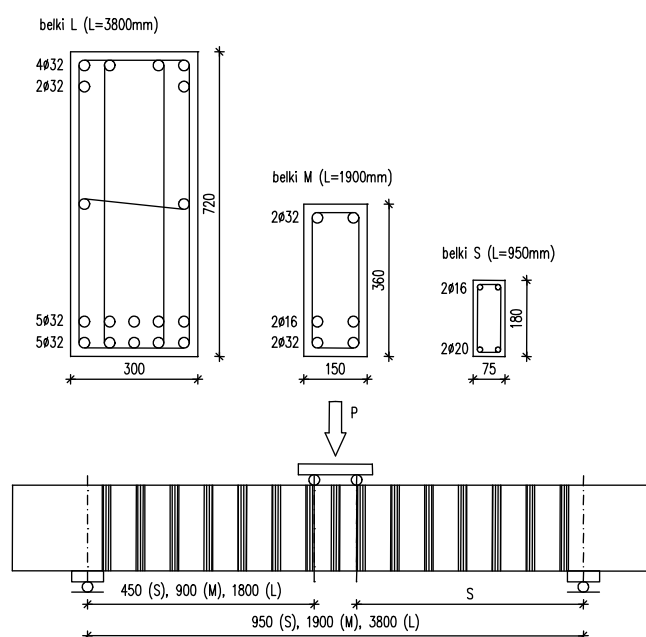
Rys. 5.44. Wykresy odkształceń kompozytu przy podporze środkowej belek II serii

Leung i inni, 2007

Wpływ efektu skali na stopień wzmocnienia żelbetowych belek badał Leung z zespołem. Praktyczny aspekt badań polegał na porównaniu efektywności wzmocnienia trzech serii belek S, M i L o wymiarach odpowiednio 75×180×950mm, 150×320×1900mm i 300×720×3800mm. W każdej serii zbadano jedną belkę nie wzmocnioną i po dwie belki wzmocnione matami CFRP w sposób odpowiadający typowi „U” i typowi „W”. Belki zbrojono poprzecznie stalowymi strzemionami tak, aby stopień tego zbrojenia był jednakowy we wszystkich seriach i wynosił 0,28%. Podobnie dobrano poprzeczne zbrojenie kompozytowe. Zachowując jednakowy stopień zbrojenia kompozytowego w trzech kolejnych seriach, belki wzmocniono matami o szerokości 20, 40 i 80mm, przyklejanymi w rozstawie 60, 120 i 240mm. Zbadano łącznie 15 belek po 5 w każdej serii (tab. 5.1).

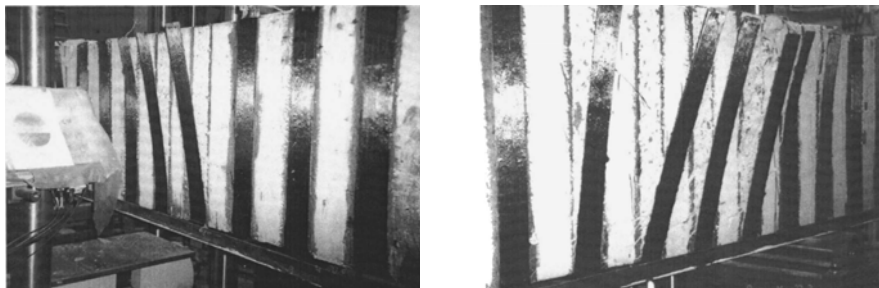
Zbrojenie belek i sposoby ich wzmocnienia pokazano na rys. 5.45.

Badania wykazały znaczący wpływ skali elementów wzmocnionych sposobem „U” na stopień ich wzmocnienia, który w wypadku elementów małych wyniósł prawie 1,60 (ale 1,13 w drugim elemencie, w którym doszło do przedwczesnego odspojenia taśm na skutek nieprawidłowego ich przyklejenia do powierzchni betonowych), a w elementach średnich i wysokich o wysokości ≥ 360 mm, stopień wzmocnienia wyniósł zaledwie 1,04 – 1,07. Wszystkie belki w ten sposób wzmocnione zniszczyły się wskutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu.

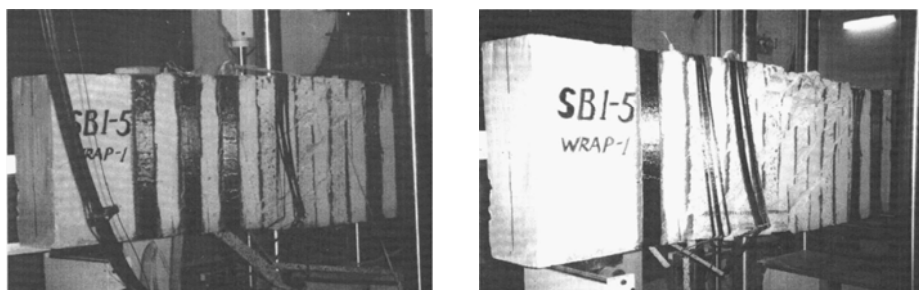


Rys. 5.45. Zbrojenie i sposób wzmocnienia belek serii L, M i S (Leung i inni, 2007)

Elementy wzmocnione zamkniętymi pętlami z mat CFRP (typ „W”) nie potwierdziły wpływu skali elementu na efektywność wzmocnienia. W tych elementach zniszczenie było wywołane zerwaniem zewnętrznych strzemion kompozytowych. Na podstawie obserwacji procesu zniszczenia można było stwierdzić, że we wszystkich elementach doszło do odspojenia lub zerwania kompozytu w czwartej lub piątej taśmie, licząc od podpory (por. rys. 5.46 i 5.47).



Rys. 5.46. Odspojenie mat CFRP od powierzchni betonu



Rys. 5.47. Zerwanie mat w belce wzmocnionej typu „W”

5.3. Analiza wyników badań

5.3.1. Mechanizmy zniszczenia

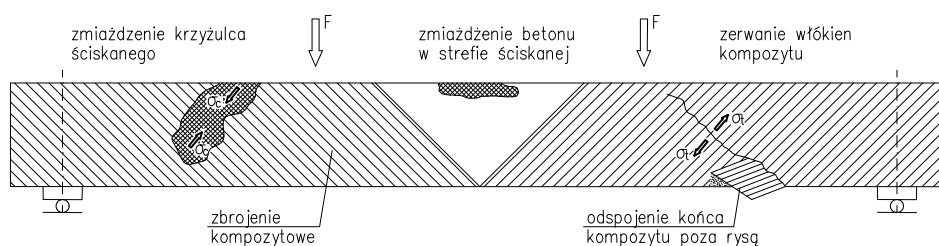
Wyniki badań belek wzmocnionych metodą EBR wykazały możliwość wystąpienia różnych mechanizmów zniszczenia belek. Niektóre z nich są związane z charakterystycznymi dla belek żelbetowych, a inne ze specyfiką zastosowania materiałów kompozytowych. Do tych drugich należy zaliczyć zniszczenie przez:

- odspojenie kompozytu od powierzchni betonu,
- zerwanie włókien kompozytu.

Odspojenie może wystąpić w warstwie betonowej otuliny („debonding”) rozpoczynające się w miejscu usytuowania ukośnej rysy oraz odspojenie tego zbrojenia w warstwie kleju lub bardzo cienkiej warstwie betonu („delamination”).

Do zerwania włókien kompozytu może dojść w wypadku zakotwienia tego zbrojenia w półce przekroju teowego lub owinięcia przekroju prostokątnego ciągłą kompozytową opaską. Do zerwania zewnętrznego zbrojenia kompozytowego może również dojść w wypadku bardzo wysokich elementów, w których długość odcinka zakotwienia tego zbrojenia poza miejscem przecięcia ukośną rysą spełnia warunki pełnego zakotwienia lub na krawędzi belki, gdzie może dojść do lokalnego przerwania włókien kompozytu, w przypadku braku wyoblenia krawędzi przekroju.

Na rys. 5.48 pokazano podstawowe i pochodne mechanizmy niszczenia wzmocnionych elementów. Odpowiadają one w dużej mierze mechanizmom zniszczenia na ścinanie, typowym dla konstrukcji żelbetowych.



Rys. 5.48 Mechanizmy niszczenia elementów wzmocnionych na ścinanie

Przedstawionym wyżej mechanizmom zniszczenia może towarzyszyć postępujące niszczenie ścinająco-zginające typowe dla belek o niskim stopniu zbrojenia zwykłego, które po odspojeniu kompozytu powoduje zniszczenie betonu w przekroju nad ukośną rysą krytyczną o dużej długości.

W belkach o silnym zbrojeniu podłużnym, po odspojeniu lub zerwaniu kompozytu w miejscu rysy ukośnej o bardzo dużej rozwartości, może dojść do obrotu dwóch części belki wydzielonych tą rysą względem przegubu powstałego w ściskanej strefie przekroju (taki mechanizm zwany jest niszczeniem ścinająco-ściskającym), typowego dla konstrukcji żelbetowych.

Przy niedostatecznie zakotwionym zbrojeniu podłużnym belki żelbetowej może dojść do wyczerpania nośności przekroju na skutek utraty przyczepności tego zbrojenia do betonu, charakterystycznego dla zniszczenia ścinająco-poślizgowego belek żelbetowych.

W belach o przekroju teowym i wąskim środniku, wzmocnionych kompozytami typu „U” i „W”, może dojść do miażdżenia betonowego krzyżulca wydzielonego ukośnymi rysami. Na ogół przekrój badanych belek był zaprojektowany tak, aby nie doszło do tego typu zniszczenia, choć wśród analizowanych belek zarejestrowano pojedyncze przypadki takiego sposobu zniszczenia.

Elementy wzmocnione sposobem „W” były w pełni zabezpieczone na ścinanie i niszczyły się w sposób typowy dla zginania, tj. przez miażdżenie betonu w ściskanej strefie przekroju.

5.3.2. Efektywność wzmocnienia na ścinanie metodą EBR w aspekcie wybranych parametrów

5.3.2.1. Smukłość strefy ścinania

Jednym z najistotniejszych parametrów decydujących o nośności na ścinanie jest smukłość strefy ścinania wyrażona stosunkiem $\frac{M}{Vd}$, gdzie M jest momentem zginającym, a V odpowiadającą mu siłą poprzeczną. Prawie połowa analizowanych belek miała smukłość strefy ścinania między 2,5 a 3,0, co odpowiada pracy smukłej belki i nie wymaga uwzględnienia efektu łukowo-ściągowego. Nieliczną grupę badanych belek stanowią elementy o smukłości strefy ścinania $1,0 < a/d < 1,5$.

W celu analizy wpływu tego parametru na nośność na ścinanie, autorka podzieliła belki na sześć grup o smukłościach strefy ścinania $a/d < 1,5$, $a/d = 2,0$, $a/d = 3,0$, $a/d = 3,5$ oraz $a/d > 3,5$. Z uwagi na dużą liczbę innych parametrów zmiennych, a zwłaszcza tak istotnych jak stopień poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego, wytrzymałość betonu oraz kształt przekroju poprzecznego, niezbędne było podzielenie elementów na podgrupy. Przyjęto podstawowy podział na elementy o przekroju prostokątnym i teowym. Naprężenie ścinające $\tau = \frac{V_{tot, test}}{b_w z}$, odpowiadające sile niszczącej belkę,

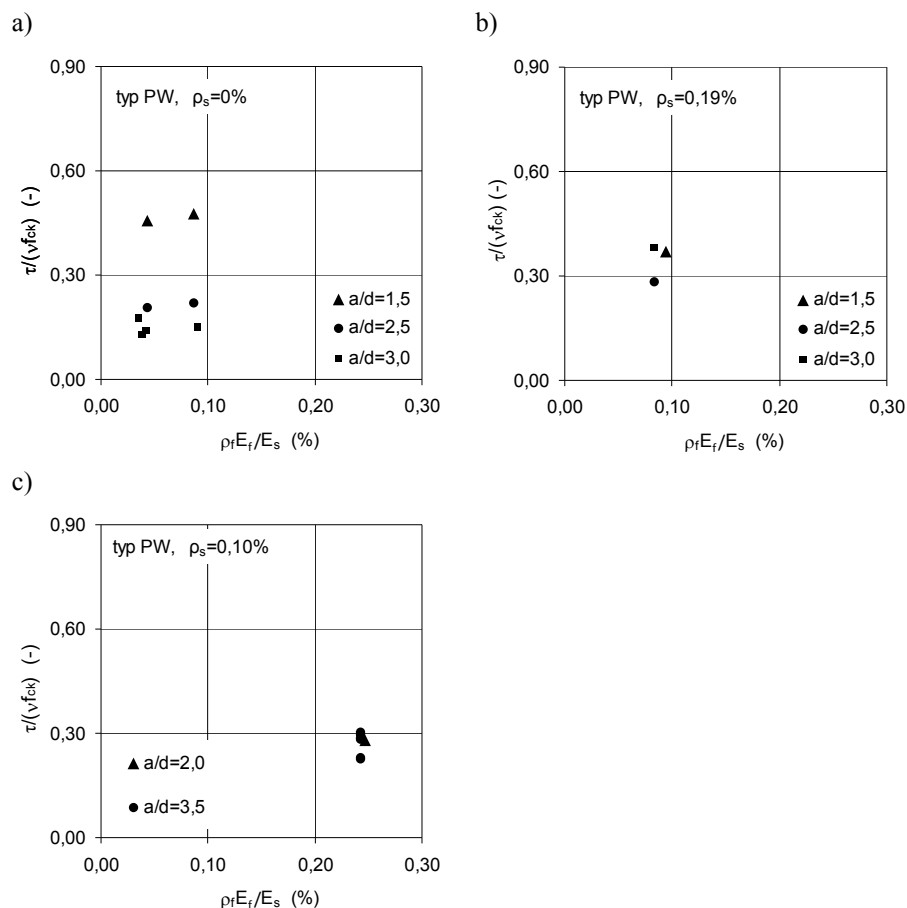
podzielono przez $v f_{ck}$, gdzie $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$, co umożliwiło zniwelowanie różnic nośności belek, spowodowanych różną wytrzymałością betonu na ściskanie

Na rysunku 5.49 zamieszczono wartości współczynnika porównawczego $\frac{\tau}{v f_{ck}}$ w funkcji współczynnika poprzecznego zbrojenia kompozytowego $\rho_f \frac{E_f}{E_s}$ dla belek o przekroju prostokątnym, przy czym na każdym z wykresów porównano belki o tym samym stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego.

Wyniki badań potwierdzają wpływ smukłości strefy ścinania na wartości współczynnika naprężeń ścinających $\frac{\tau}{v f_{ck}}$.

Najwyższe wartości tego współczynnika w belkach bez poprzecznego zbrojenia stalowego (rys. 5.49.a) osiąga się przy smukłości strefy ścinania $a/d = 1,5$ (około $\frac{\tau}{v f_{ck}} = 0,45$), a wraz ze wzrostem a/d wartości współczynnika naprężeń zmniejszają się do poziomu bliskiego 0,1 (dla $a/d = 3,0$). Jest to oczywisty wpływ efektu łukowo-ściągowego, gdyż przy

proporcjach geometryczno-statycznych belki takich, że $a/d = 1,5$ następuje bezpośrednie przekazywanie sił poprzecznych na podporę przez ściskaną strefę belki. W belkach z poprzecznym zbrojeniem stalowym o smukłości strefy ścinania $a/d > 2,0$, współczynnik naprężeń ścinających jest w zasadzie niewrażliwy na stopień poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego. Wartości tego współczynnika wynoszą 0,28 przy $\rho_s = 0,19\%$ oraz 0,27 przy $\rho_s = 0,10\%$ (rys. 5.49.b, c).

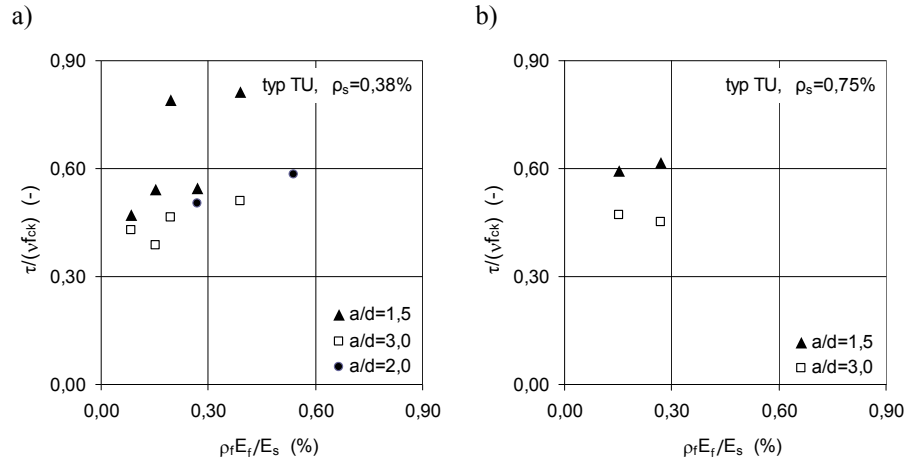


Rys. 5.49. Wpływ smukłości strefy ścinania na współczynnik naprężeń $\tau/(\nu f_{ck})$ w belkach o przekroju prostokątnym

Ponadto zwłaszcza w wypadku elementów bez stalowych strzemion ten brak wpływu stopnia poprzecznego zbrojenia kompozytowego na współczynnik naprężeń ścinających wyraźnie widać także na rys. 5.49.a – utrzymuje się na

niezmiennym poziomie w elementach o stopniu zbrojenia kompozytowego $\rho_f = 0,05$ i $\rho_f = 0,09$.

Wyniki badań belek o przekroju teowym potwierdzają wniosek, że wraz ze wzrostem smukłości strefy ścinania maleją graniczne naprężenia ścinające (rys. 5.50). Różnica tych naprężeń jest mniejsza przy wartościach smukłości strefy ścinania $a/d \geq 2,0$ oraz w elementach z mocniejszym stalowym zbrojeniem poprzecznym.



Rys. 5.50. Wpływ smukłości strefy ścinania na współczynnik naprężeń ścinających $\tau / (v f_{ck})$ w belkach o przekroju teowym

5.3.2.2. Stopień zbrojenia poprzecznego i podłużnego

Stopień poprzecznego zbrojenia kompozytowego i stalowego określany jest

odpowiednio jako $\rho_f = \frac{\sum A_f}{b_w s_f \sin \alpha}$ i $\rho_s = \frac{\sum A_s}{b_w s_s}$, gdzie A_f – pole powierzchni

zbrojenia kompozytowego, A_s – pole powierzchni pręta, z którego wykonano strzemię, b_w – szerokość środka belki, s_f , s_s – osiowy rozstaw poziomy zbrojenia kompozytowego i stalowych strzemion.

Z uwagi na duże różnice modułów sprężystości różnych typów materiałów kompozytowych (węglowe, aramidowe i szklane) analizowanie samego stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f byłoby niewiarygodne. W tym celu autorka wprowadziła współczynnik $n_f = \frac{E_f}{E_s}$, wyrażony stosunkiem modułu

sprężystości zbrojenia kompozytowego i stalowego, dzięki któremu w analizie uwzględniony jest sprowadzony stopień zbrojenia kompozytowego.

Na rysunku 5.51 przedstawiono współczynnik porównawczy $\frac{\tau}{vf_{ck}}$ w funkcji sprowadzonego stopnia zbrojenia kompozytowego $\rho_f = \frac{E_f}{E_s}$, z podziałem na serie belek różniące się smukłością strefy ścinania, stopniem zbrojenia stalowego ρ_s oraz sposobem wzmocnienia. Ten ostatni czynnik ma decydujący wpływ na mechanizm zniszczenia, a tym samym na nośność i efektywność wzmocnienia. Elementy wzmocnione zamkniętymi strzemionami kompozytowymi niszczą się z reguły przez zerwanie tego zbrojenia, dzięki czemu efektywność takiego wzmocnienia jest najwyższa.

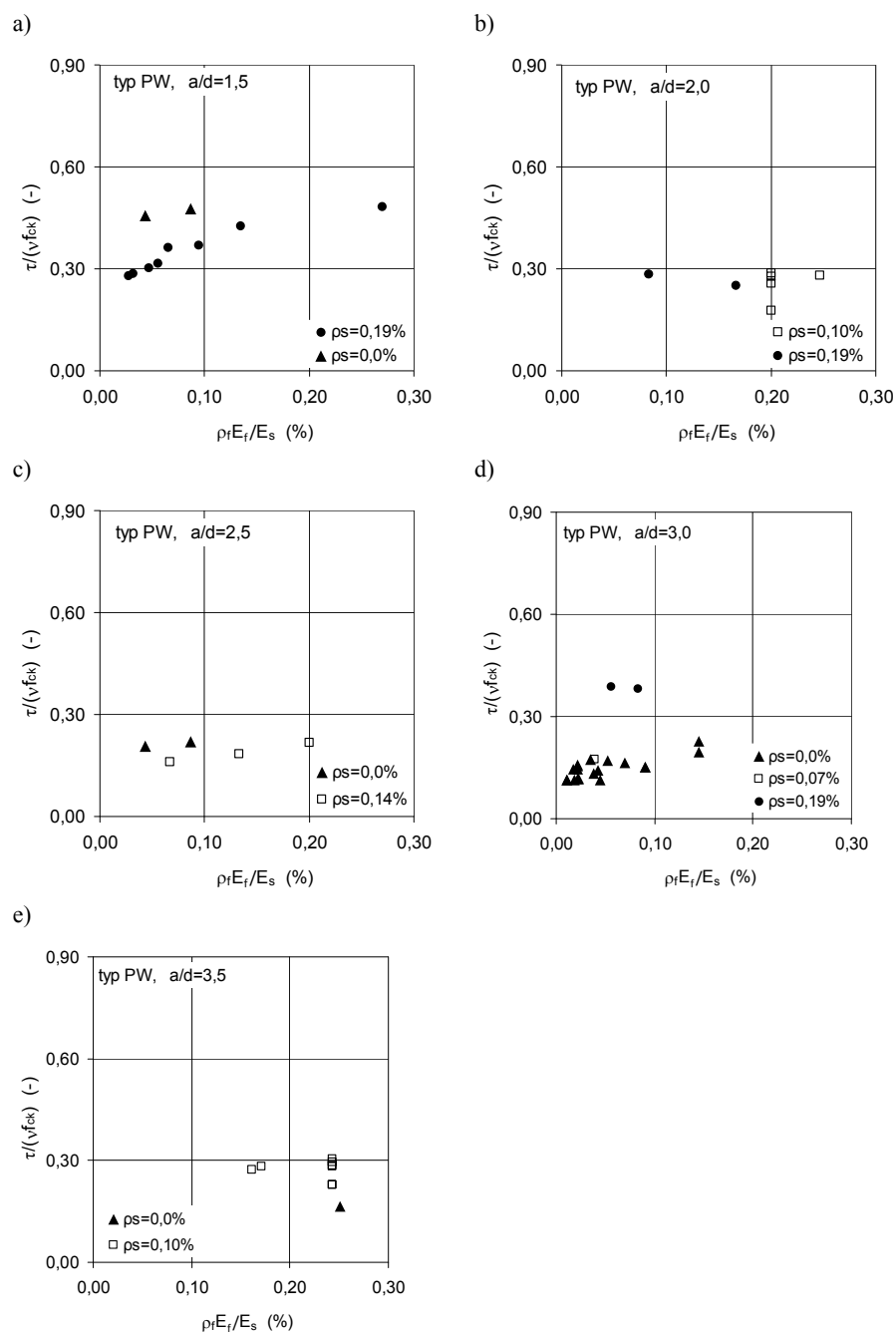
Współczynnik naprężeń $\frac{\tau}{vf_{ck}}$ ma wyższą wartość dla elementów o niższym stopniu stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s . Efekt ten jest szczególnie widoczny w elementach o niskiej smukłości strefy ścinania $a/d = 1,5$ (porównaj rys. 5.51.a, b, c), dla których ten współczynnik wynosi około 0,46 (dla $\rho_s = 0,00\%$) i około 0,35 (w belkach o stopniu zbrojenia $\rho_s = 0,19\%$).

Stopień zbrojenia poprzecznego kompozytowego i stalowego w elementach o smukłościach strefy ścinania $\geq 2,0$ ma mniejszy wpływ na naprężenia ścinające, niż w belkach o mniejszej smukłości strefy ścinania (rys. 5.51.b i c), co wykazano już poprzednio analizując wpływ smukłości na naprężenia.

Przy smukłości strefy ścinania $a/d \geq 3,0$ współczynnik $\frac{\tau}{vf_{ck}}$ w belkach o stopniu zbrojenia $\rho_s = 0,19\%$ osiąga wartość około 0,4, podczas gdy ten sam współczynnik w elemencie bez zbrojenia stalowego osiąga wartości w granicach $0,1 \div 0,2$ (rys. 5.51.d).

Belki wzmocnione jedynie na bocznych powierzchniach (typ „S”) oraz na bocznych i spodniej powierzchni belki (typ „U”), które na ogół niszczyły się wskutek odspojenia zbrojenia kompozytowego przeciętego ukośną rysą, wykazały znaczący wpływ stalowego zbrojenia poprzecznego na współczynnik

porównawczy $\frac{\tau}{vf_{ck}}$ (por. rys. 5.52.a, b).



Rys. 5.51. Wpływ stopni zbrojenia ρ_s i ρ_f na współczynnik naprężeń $\tau/(v_{fck})$ w belkach o przekroju prostokątnym

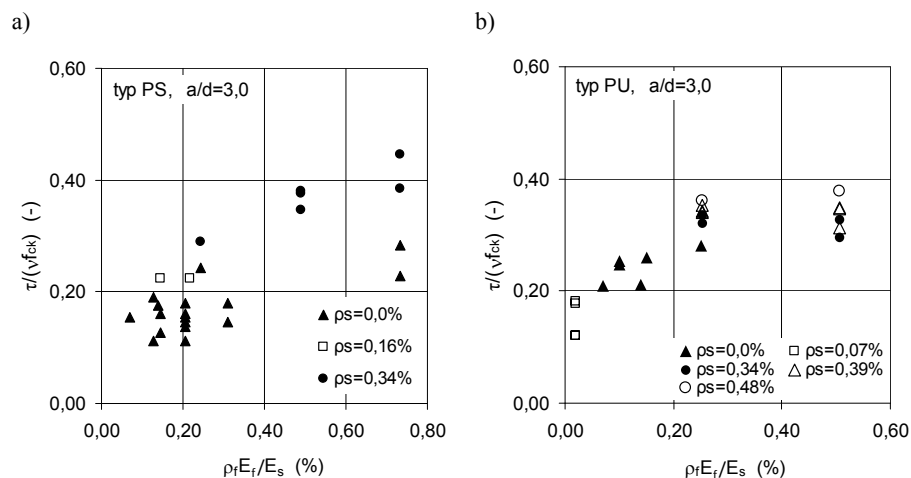
W belkach o smukłości strefy ścinania $a/d = 3,0$, wzmocnionych sposobem „S” wzrost tego stopnia od ok. 0,2% do 0,75% spowodował wzrost współczynnika $\frac{\tau}{\nu f_{ck}}$ od 0,15 do 0,25 (dla $\rho_s = 0\%$) oraz od 0,30 do 0,45 (dla $\rho_s = 0,34\%$).

Ten efekt jest mniej widoczny w belkach o przekroju prostokątnym, ale wzmocnionych sposobem „U” (rys. 5.52).

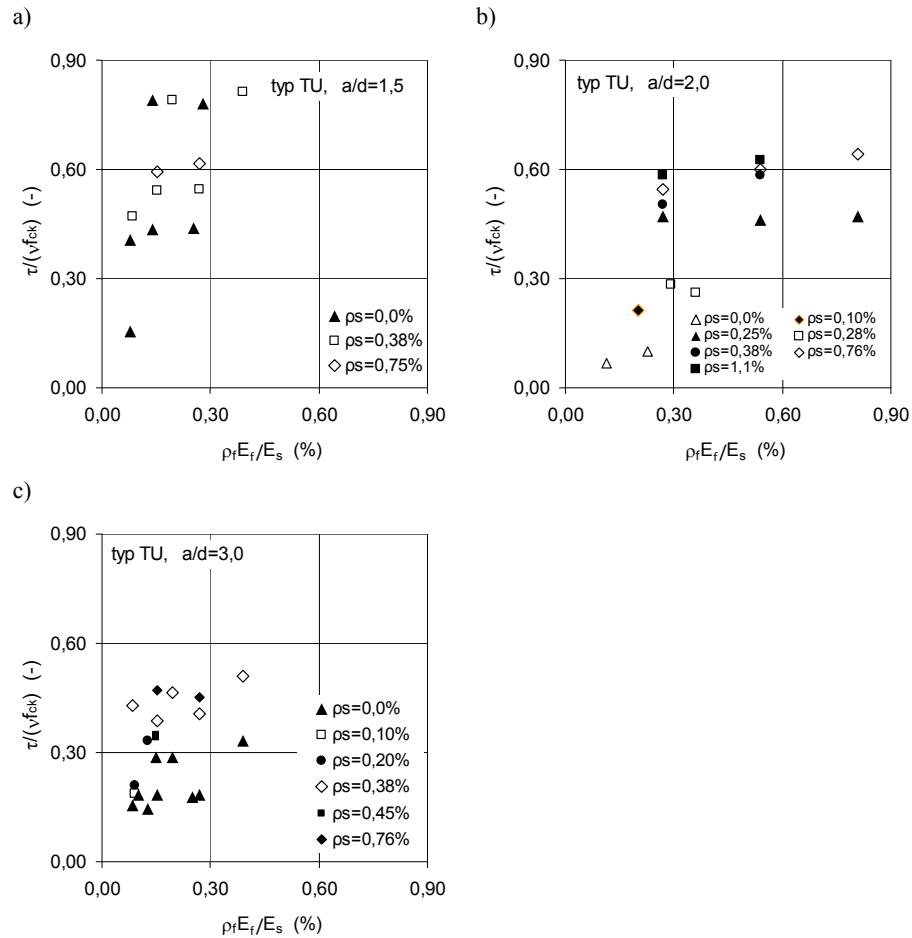
Wnioski dotyczące znaczącego wpływu udziału zbrojenia stalowego na naprężenia ścinające, co zaobserwowano w belkach o przekroju prostokątnym (typ „S” i „U”), potwierdziły się również w belkach o przekroju teowym wzmocnionych sposobem „U”.

W belkach o smukłości strefy ścinania $a/d = 1,5$ (rys. 5.53.a) wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia stalowego rosną wartości współczynnika $\frac{\tau}{\nu f_{ck}}$ w zakresie od 0,43 (dla $\rho_s = 0\%$), do 0,6 (dla $\rho_s = 0,75\%$). Te obserwacje potwierdzono w belkach o wyższych smukłościach strefy ścinania $a/d = 2,0$ i $a/d = 3,0$ (rys. 5.53.b i c). Można ponadto zauważyć efekt wyższej smukłości strefy ścinania, czego wynikiem są niższe wartości naprężeń ścinających, odpowiadających tym samym stopniom zbrojenia stalowego.

Ponadto belki teowe wzmocnione sposobem „U” są mało wrażliwe na wzrost stopnia zbrojenia kompozytowego, w ramach grupy elementów o tym samym stopniu zbrojenia stalowego.



Rys. 5.52. Wpływ stopnia zbrojenia poprzecznego na współczynnik naprężeń $\tau / (\nu f_{ck})$ w belkach prostokątnych

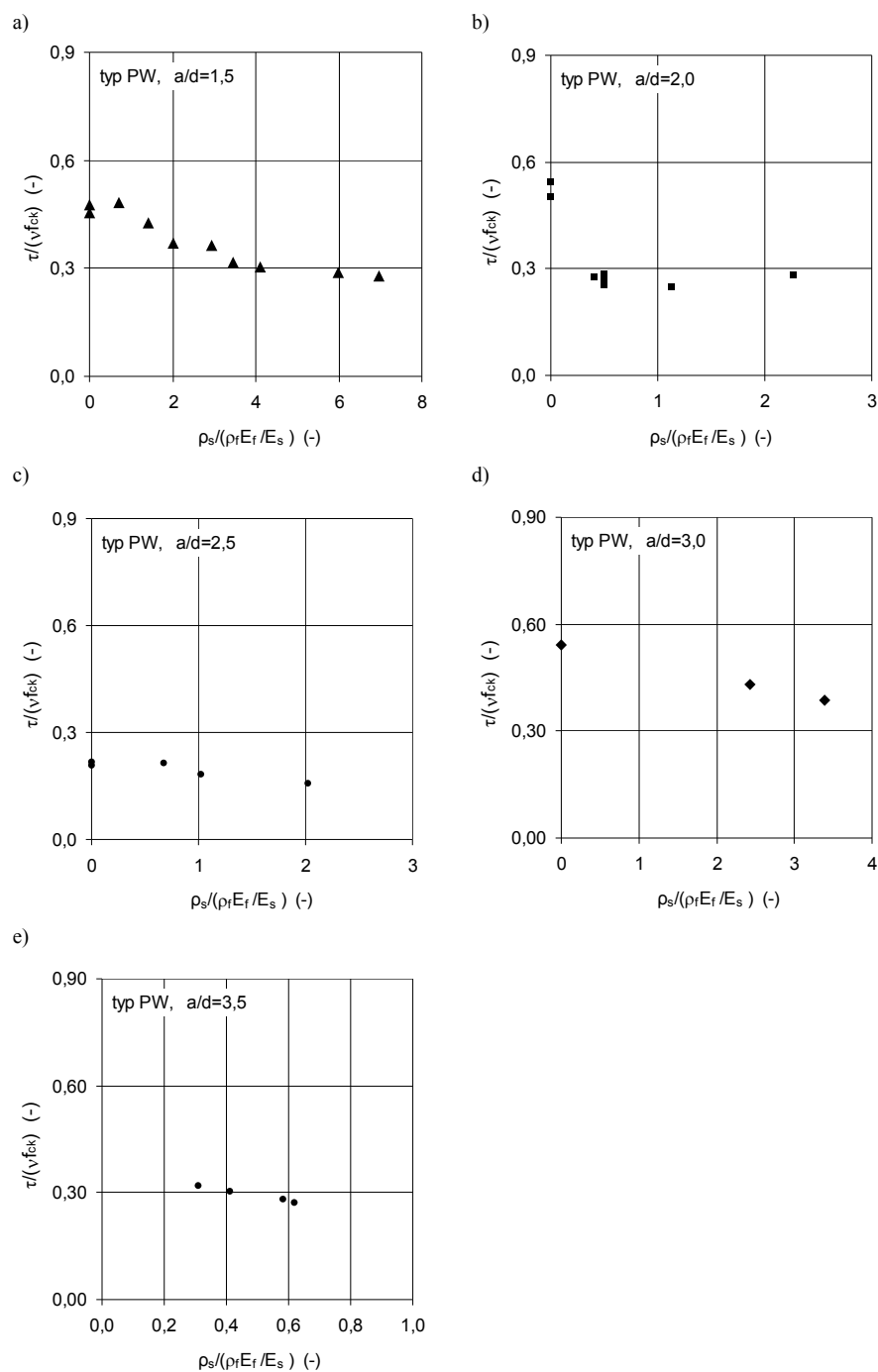


Rys. 5.53. Wpływ stopni zbrojenia poprzecznego na współczynnik naprężeń $\tau / (v_{fck})$ w belkach o przekroju prostokątnym i teowym

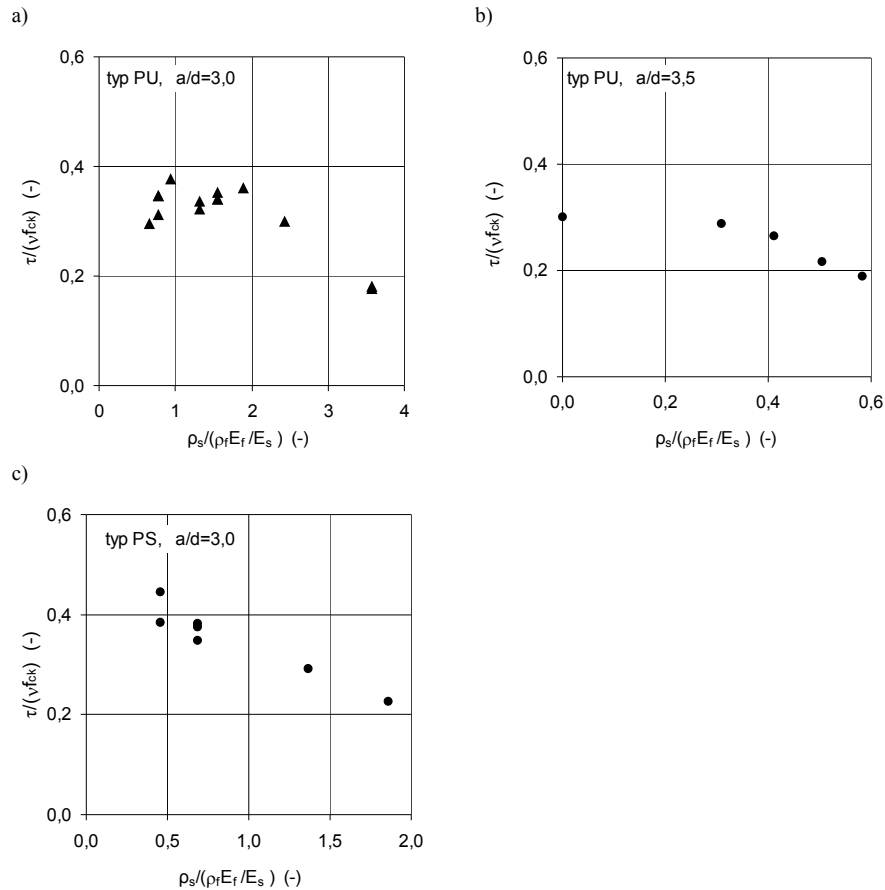
Z analizy wykresów współczynnika porównawczego $\frac{\tau}{v_{fck}}$ w funkcji

$\frac{\rho_s}{\rho_f} \frac{E_f}{E_s}$ pokazanych na rysunkach 5.54, 5.55 i 5.56 wynika, że wartości tego

współczynnika maleją wraz ze wzrostem stosunku obu rodzajów zbrojeń i to zarówno dla belek o przekroju prostokątnym, jak i teowym, a także niezależnie od sposobu wzmocnienia („S”, „U”, „W”).



Rys. 5.54. Wpływ stopni zbrojenia poprzecznego na współczynnik naprężeń $\tau / (v f_{ck})$ w belkach prostokątnych wzmocnionych sposobem „W”

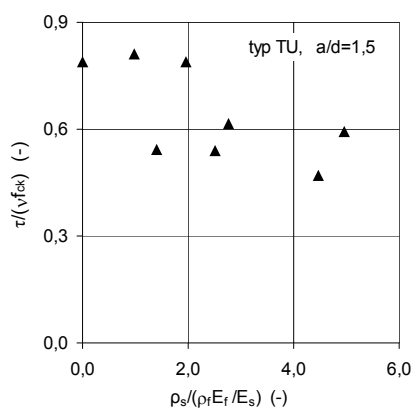


Rys. 5.55. Wpływ stosunku stopni zbrojenia poprzecznego typu „S” i „U” na współczynnik naprężeń $\tau / (v f_{ck})$ w belkach prostokątnych

Spadek wartości współczynnika $\Delta \left(\frac{\tau}{v f_{ck}} \right) = 0,2$ jest największy w belkach o przekroju prostokątnym wzmocnionych sposobem „W”, o niskiej smukłości strefy ścinania $a/d = 1,5$, w porównaniu z belkami o wyższych smukłościach strefy ścinania $a/d \geq 2,0$, $\Delta \left(\frac{\tau}{v f_{ck}} \right) = 0,05$.

W belkach o przekroju prostokątnym, wzmocnionych zamkniętymi strzemionami kompozytowymi (typ „W”), graniczne wartości współczynnika $\frac{\tau}{v f_{ck}}$ wahały się od 0,11 do 0,60 dla belek o stopniu zbrojenia stalowego $\rho_s = 0,00$; 0,10 i 0,19%, oraz 0,43 do 0,83 dla belek o wyższym stopniu

poprzącznego zbrojenia $\rho_s = 0,28\%$. Największy udział poprzecznego zbrojenia kompozytowego widoczny jest w grupie belek typu „PW” o smukłości strefy ścinania $a/d < 2,0$ (rys. 5.53.a). W belkach tych, niezależnie od stopnia poprzecznego zbrojenia kompozytowego, największe naprężenia ścinające osiągały elementy najslabiej zbrojone stalowymi strzemionami $\rho_s = 0\%$. W miarę wzrostu smukłości strefy ścinania powyżej 2,5 udział zbrojenia kompozytowego zaczyna słabnąć w porównaniu z udziałem zbrojenia stalowego. Oznacza to, że przy tych samych stopniach poprzecznego zbrojenia naprężenia ścinające są bardziej wrażliwe na zmiany stopnia zbrojenia stalowego niż kompozytowego (zwłaszcza przy smukłości $a/d = 3,0$). Odbiegają od tej zasady dwie belki wzmocnione włóknami szklanymi o dużej odkształcalności, które mimo braku zbrojenia stalowego, osiągnęły wartości współczynnika $\frac{\tau}{vf_{ck}}$ bliskie 0,6.



Rys. 5.56. Wpływ stosunku stopni zbrojenia poprzecznego typu „S” i „U” na współczynnik naprężeń $\tau / (vf_{ck})$ w belkach teowych

Elementy wzmocnione na ścinanie typu „U”, o smukłości strefy ścinania $a/d = 3,0$, potwierdzają opinię o znaczącym udziale zbrojenia stalowego w nośności na ścinanie, zarejestrowaną też w elementach „PW” o tej samej smukłości strefy ścinania. Również belki wzmocnione tylko na bocznych powierzchniach (typ „S”), o smukłości strefy ścinania $a/d = 3,0$, potwierdzają większy udział stalowego zbrojenia poprzecznego w przenoszeniu sił poprzecznych niż zbrojenia kompozytowego.

Podobne wnioski można wyciągnąć z porównania współczynników $\frac{\tau}{vf_{ck}}$ w belkach o przekroju teowym, wzmocnionych sposobem „U” przy smukłości strefy ścinania $a/d = 3,0$.

5.3.2.3. Stopień wzmocnienia

Miarą efektywności wzmocnienia jest stopień wzmocnienia wyrażony stosunkiem nośności elementu wzmocnionego V_{tot} do nośności elementu nie wzmocnionego V_0 , $\eta_f = \frac{V_{tot}}{V_0}$.

Stopień wzmocnienia zależy przede wszystkim od smukłości strefy ścinania oraz stopni poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego. Analizę efektów wzmocnienia autorka wykonała w odniesieniu do elementów podzielonych na grupy różniące się przekrojem poprzecznym, smukłością strefy ścinania i sposobem wzmocnienia.

Wykresy stopni wzmocnienia w funkcji całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego stalowego i kompozytowego $\left(\rho_s + \rho_f \frac{E_f}{E_s}\right)$, pokazane na rys.

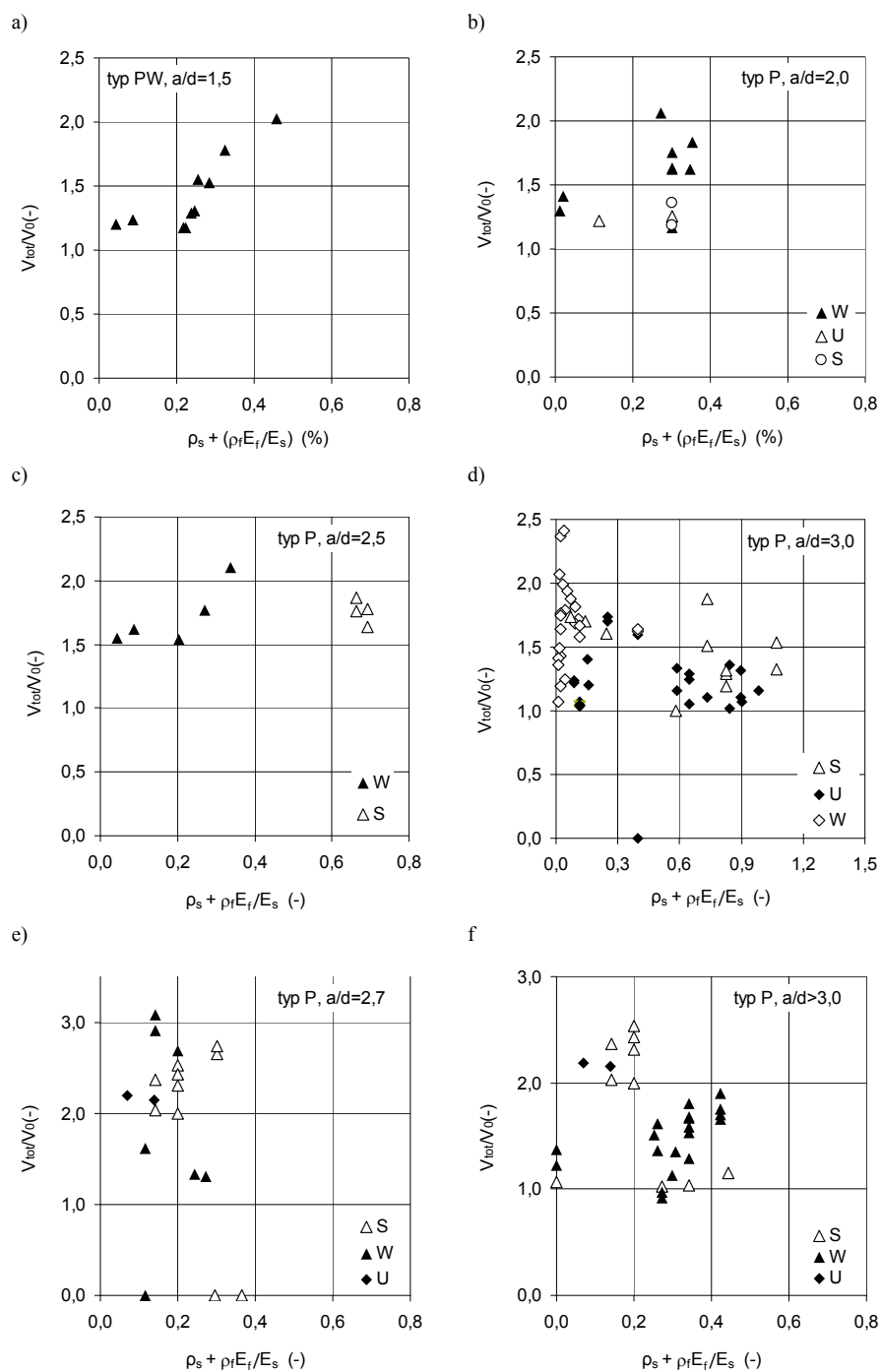
5.57, potwierdzają opinię o wysokiej efektywności wzmocnienia typu „W”, które najlepiej wzmacnia element na ścinanie.

W zależności od stopnia zbrojenia poprzecznego stalowego i kompozytowego stopień wzmocnienia η_f belek wzmocnionych sposobem „W” waha się od 1,15 do ponad 3,00 w zakresie całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego w granicach od 0,0% do 1,1%.

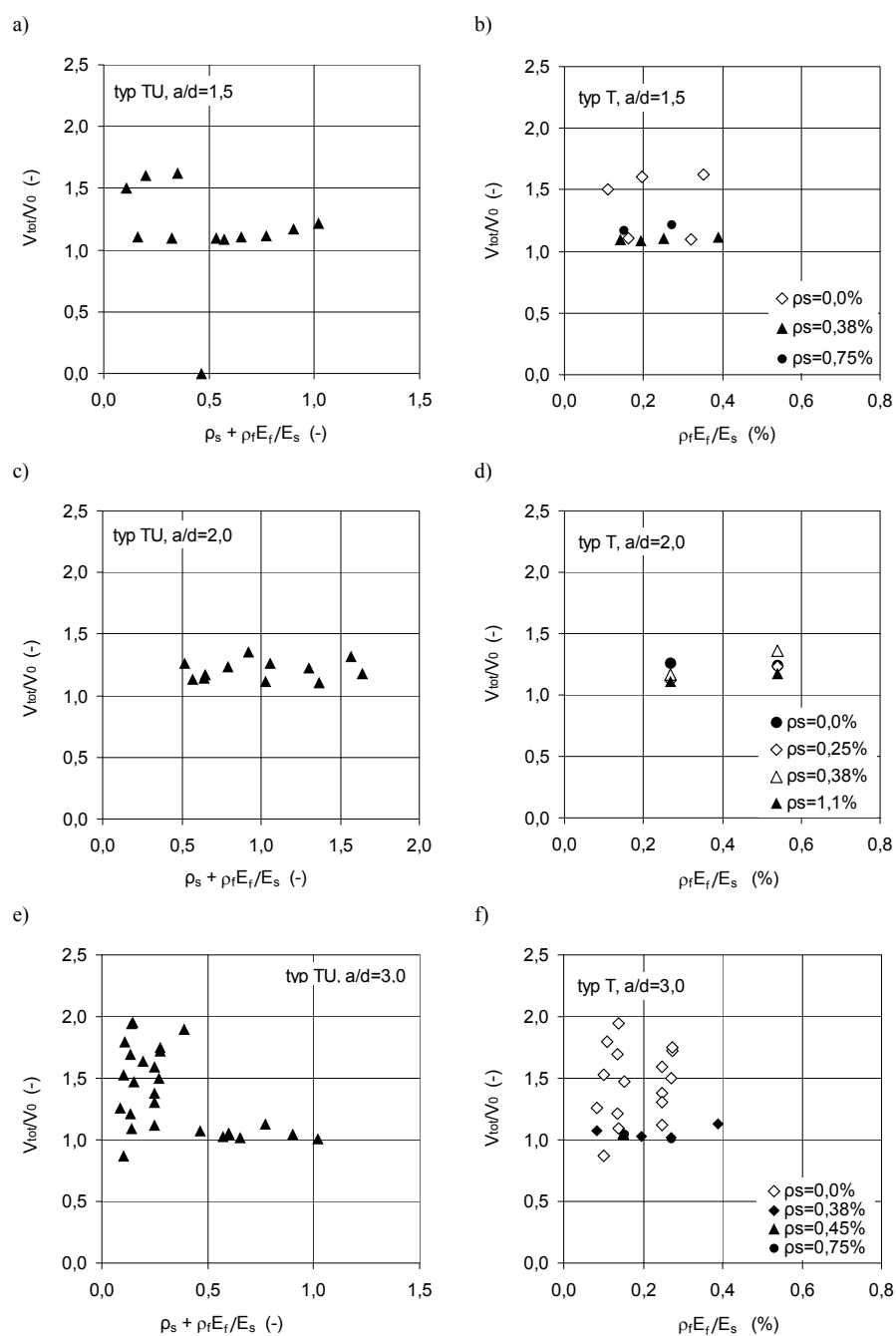
Najwyższy stopień wzmocnienia uzyskiwano we wzmocnionych elementach bez stalowych strzemion. Przykładem są belki o wysokości 500mm, wzmocnione tylko na bocznych powierzchniach (typ „S”) przy stopniu zbrojenia ρ_f od 0,176% do 0,264%, pozbawione stalowego zbrojenia poprzecznego (Carolin i Täljsten, 2005a). Uzyskano w nich stopień wzmocnienia od 1,96 do 2,73, przy odpowiadającym stopniu zbrojenia kompozytowego od 0,11 do 0,264% (rys. 5.57).

W belkach tej samej serii, ale wzmocnionych sposobem „W”, przy stopniu zbrojenia kompozytowego od 0,124% do 0,176%, stopień wzmocnienia wahał się od 2,68 do 3,08 i był najwyższy ze wszystkich analizowanych belek (rys. 5.57). Dla porównania w wyższych belkach ($h = 700\text{mm}$), o stopniu zbrojenia kompozytowego typu „W” 0,10% i stalowego 0,28%, osiągnięto niższy stopień wzmocnienia równy 1,58 – 1,68 nośności odpowiadającego elementu nie wzmocnionego. Te spostrzeżenia potwierdzają belki o przekroju prostokątnym wzmocnione sposobem „U” bez poprzecznego zbrojenia stalowego, które osiągnęły stopień wzmocnienia w granicach od 1,70 do 2,85, podczas gdy belki zbrojone strzemionami uzyskały znacznie niższy stopień wzmocnienia – od 1,00 do 1,71 (rys. 5.57).

Badania doświadczalne potwierdzają również korzystny wpływ kąta nachylenia włókien kompozytu do wzdłużnej osi belki, co zostało uwzględnione w stopniu zbrojenia kompozytowego.



Rys. 5.57. Wpływ całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego na stopień wzmocnienia w belkach prostokątnych



Rys. 5.58. Wpływ całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego na stopień wzmocnienia w belkach teowych

Prawie wszystkie belki o przekroju teowym wzmocniono sposobem „U”, dlatego analiza efektów wzmocnienia obejmuje tylko wpływ stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego. Belki bez zbrojenia strzemiionami wykazywały wyższy stopień wzmocnienia od 1,14 (dla włókien szklanych) do 1,95 (dla włókien węglowych), niż belki z poprzecznym zbrojeniem stalowym o niskim stopniu zbrojenia $\rho_s = 0,10$. W tych drugich stopień wzmocnienia wyniósł od 1,30 (dla włókien szklanych) do 1,69 (dla włókien węglowych). Przy stopniach zbrojenia stalowego $\rho_s > 0,38$ maksymalny stopień wzmocnienia nie przekroczył 1,36 (rys. 5.58).

5.3.2.4. Wytrzymałość betonu

Wytrzymałość betonu ma wpływ na efektywność wzmocnienia na ścinanie ze względu na udział betonu w przenoszeniu sił rozciągających (do poziomu obciążenia rysującego V_{cr}) oraz nośność umownego krzyżulca ściskanego. Udział betonu w nośności przekroju wzmocnionego nie zależy od sposobu wzmocnienia ani poprzecznego stopnia zbrojenia.

W aspekcie przyczepności kompozytu do betonu, wytrzymałość ma wpływ na warunki zakotwienia zewnętrznego zbrojenia przeciętego ukośną rysą. Przy wyższej wytrzymałości betonu proces odspojenia przyklejonego kompozytu jest opóźniony.

Z układu rys w przypodporowej strefie belek wynika ponadto, że obecność zbrojenia kompozytowego nie wpływa znacząco na rozwój zarysowania tej strefy.

5.3.2.5. Efekt skali

Badania żelbetowych belek wykonane przez Boriszańskiego, 1946 wykazały istotny wpływ wysokości przekroju belki h na naprężenia ścinające τ w elementach o wysokości poniżej 300mm. Badania Rüscha, 1964 wykazały, że wartość graniczna wysokości belki, poniżej której naprężenia ścinające pozostają niewrażliwe na efekt skali, zależy również od sposobu obciążenia belki. Pod obciążeniem równomiernie rozłożonym graniczną wartość określono jako 200mm, a przy obciążeniach w postaci sił skupionych 300 – 400mm.

Wyniki badań belek wzmocnionych w różny sposób, z podziałem na serie różniące się przekrojem, sposobem wzmocnienia i smukłością strefy ścinania, przedstawiono na rysunkach 5.59 i 5.60.

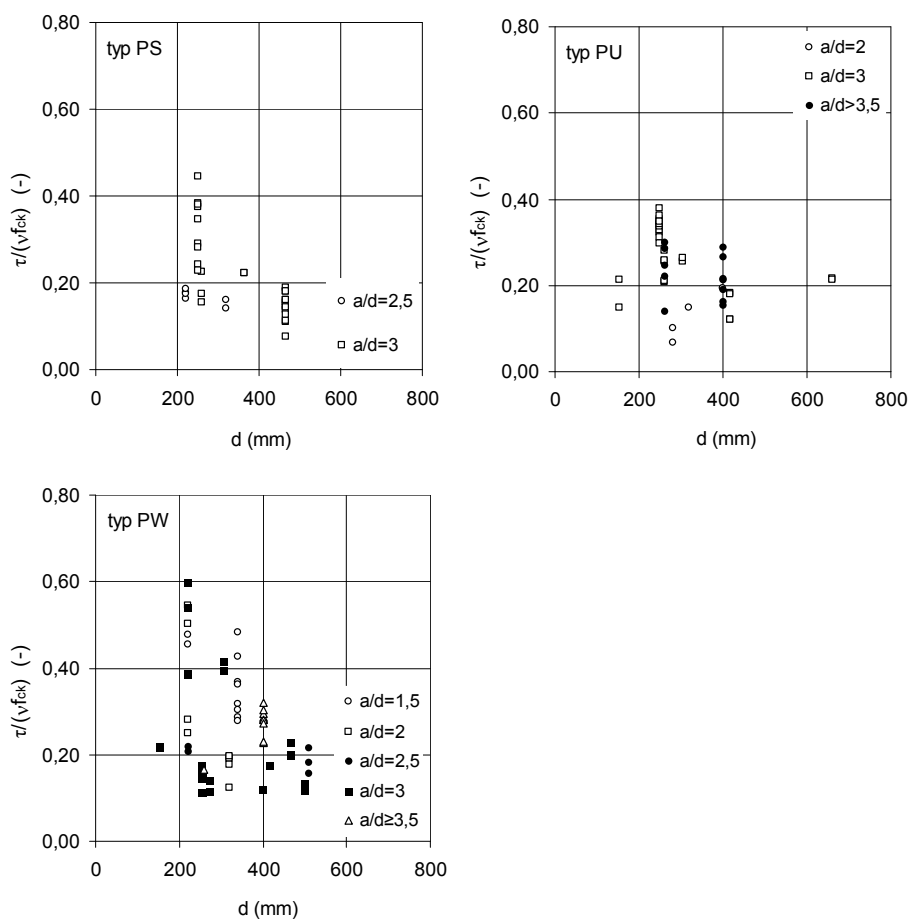
Wykresy współczynnika naprężeń $\tau / v f_k$ w funkcji użytecznej wysokości przekroju d potwierdzają wniosek o jej wpływie na naprężenia. W belkach o wysokości użytecznej $d > 400$ mm naprężenia ścinające nie są wrażliwe na wysokość, bez względu na kształt przekrojów belek (teowe i prostokątne, rys. 5.59 i 5.60).

Wyniki badań Leunga i innych, 2007 wykonywane na elementach wzmocnionych sposobem „U” o wysokości 180, 360 i 720mm wykazały

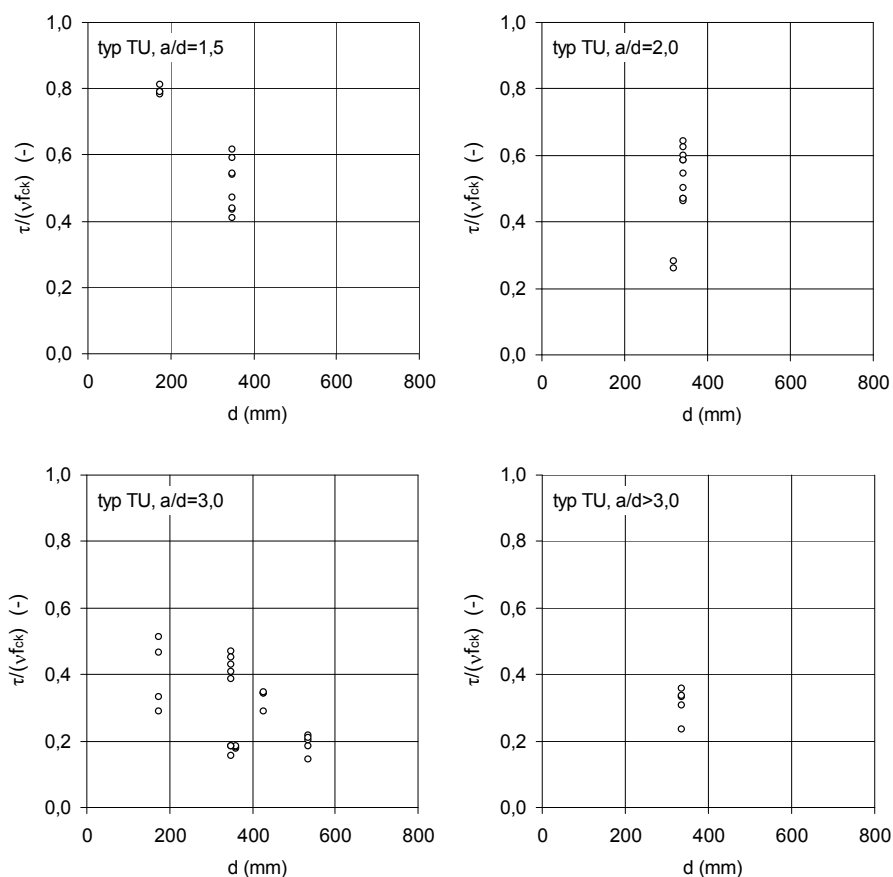
bezpośrednią zależność stopnia wzmocnienia $\eta = \frac{V_f}{V_{tot}}$ od wysokości przekroju

(w belkach o wysokości 360 i 720mm). W belkach o wysokości 180mm, wzmocnionych w ten sam sposób jak wyższe, potwierdzono niską efektywność wzmocnienia.

Nieco inne obserwacje zarejestrowano w belkach wzmocnionych obwodowo (typ „W”), w których stopień wzmocnienia był niewrażliwy na wysokość przekroju.



Rys. 5.59. Wpływ wysokości przekroju na współczynnik naprężeń $\tau/(\sqrt{f_{ck}})$ w belkach o przekroju prostokątnym



Rys. 5.60. Wpływ wysokości przekroju na współczynnik naprężeń $\tau/(v f_{ck})$ w belkach teowych

5.4. Podsumowanie

Zagadnienie wzmacniania żelbetowych belek w strefach przypodporowych jest problemem złożonym i mimo wielu doświadczalnych badań, przeprowadzonych na całym świecie, ciągle nie wyjaśnionym i opisanym.

Efektywność wzmocnienia badana była jak dotychczas w aspekcie następujących parametrów zmiennych: schematu statycznego, smukłości strefy ścinania a/d , charakterystyki wytrzymałościowej betonu, a przede wszystkim stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego, sposobu aplikacji tego zbrojenia i jego cech wytrzymałościowych.

Mimo dużej liczby badań elementów wzmocnionych na ścinanie materiałami kompozytowymi, nie wszystkie wyniki nadają się do bezpośredniej analizy efektywności wzmocnienia.

Powodów tego jest kilka. Po pierwsze większość badań wykonano na belkach o przekroju prostokątnym, co nie odzwierciedla rzeczywistej geometrii konstrukcji, w których belki współpracują z monolityczną płytą jako elementy teowe.

Badania przeprowadzone na elementach o przekroju teowym, lepiej oddające rzeczywistą sytuację wzmacnianego elementu żelbetowego, obejmują zaledwie 33,5% wszystkich wyników badań (rys. 5.5). Wiele z nich wykonano ponadto na elementach o bardzo małym przekroju prostokątnym, co eliminuje ich prawidłową interpretację z powodu efektu skali.

Po drugie, zdecydowana większość badań obejmowała belki tylko jednoprzęsłowe, a jeżeli były one obciążone jedną siłą skupioną, to smukłość strefy ścinania przekraczała 3,5, a zatem efekt ścinania był znikomy.

Po trzecie, bardzo nieliczną grupę stanowią badania wykonane na belkach dwuprzęsłowych, wzmocnionych w obszarze środkowej podpory, gdzie zewnętrzne zbrojenie kompozytowe wymaga kotwienia w rozciąganej strefie przekroju.

Interpretacja wpływu stopnia zbrojenia stalowego i kompozytowego jest ponadto w niektórych wypadkach utrudniona, zwłaszcza w elementach wzmocnionych różnymi typami włókien kompozytowych, które jak wiadomo znacznie różnią się modułami sprężystości E_f . Innym parametrem utrudniającym analizę jest technologia wzmocnienia, w postaci wiotkich mat lub sztywnych laminatów, które dodatkowo mogą być aplikowane w postaci oddzielnych strzemion o grubości t_f , szerokości b_f , w rozstawie s_f lub w postaci ciągłych mat przyklejanych na całej długości odcinka ścinania.

6. Przegląd ważniejszych modeli i metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego EBR w nośności na ścinanie

6.1. Metodologia obliczeń

Obszerne wyniki doświadczalnych badań belek żelbetowych wzmocnionych na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych omówione w rozdziale 5, potwierdzają opinię o złożoności podjętego przez autorkę tematu. Mimo bogatego materiału doświadczalnego i teoretycznego duża liczba parametrów zmiennych, takich jak: typ przekroju belki, wymiary geometryczne, stalowe zbrojenie poprzeczne, typ kompozytu, układ jego włókien do podłużnej osi elementu, wymiary zbrojenia kompozytowego, wytrzymałość betonu, moduł sprężystości kompozytu, stopień zbrojenia podłużnego, wysokość elementu (efekt skali) oraz smukłość strefy ścinania, sprawia kłopot w jednoznacznej interpretacji zagadnienia ścinania wzmocnionych stref przypodporowych. Proponowane teoretyczne modele obliczeniowe obejmują często tylko wybrane parametry zmienne, a pomijając inne (zwłaszcza dotyczące efektu skali oraz smukłości strefy ścinania) mogą prowadzić do błędnych wniosków.

W tym rozdziale autorka podjęła próbę omówienia metod i modeli obliczeniowych proponowanych przez indywidualnych badaczy. Metody obliczeniowe nośności na ścinanie na podstawie obowiązujących przepisów normowych zamieszczono w rozdziale 7. Należy podkreślić, że wciąż rosnąca baza wyników doświadczalnych badań elementów żelbetowych wzmocnionych kompozytami dostarcza nowych informacji i jest podstawą do rozpoczęcia dyskusji na temat wprowadzenia zmian w obowiązujących wytycznych projektowych.

Wszystkie opublikowane propozycje metod obliczania elementów żelbetowych wzmocnionych materiałami kompozytowymi, przyklejanymi na powierzchni betonu, zakładały, że nośność wzmocnionego elementu jest sumą trzech składników: nośności betonu V_c , poprzecznego zbrojenia stalowego V_s i kompozytowego V_f .

$$V_R = V_c + V_s + V_f \quad (6.1)$$

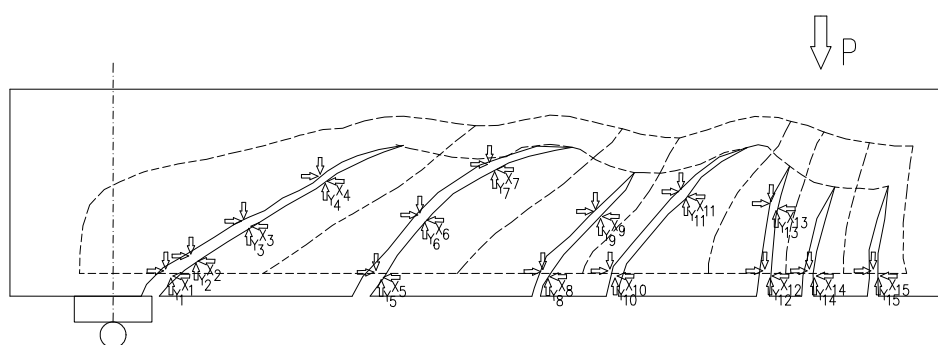
Siła poprzeczna przenoszona przez beton, uwzględnia mechanizm klockujący i naprężenia w niezarysowanym betonie ściskanej strefy przekroju. Można ją policzyć jak dla elementu bez poprzecznego zbrojenia stalowego zgodnie z obowiązującymi normami dotyczącymi konstrukcji żelbetowych.

Udział stalowych i kompozytowych strzemion w nośności na ścinanie jest uwzględniany w podobny sposób, jak zbrojenia spinającego ukośną rysę. Nośność na ścinanie stalowego zbrojenia można wyznaczyć na podstawie

klasycznej analogii kratownicowej, a nośność kompozytowych strzemion zależy od sposobu wzmocnienia (Godyski – Ćwirko, 1982).

Jak wykazały wyniki doświadczalnych badań belek wzmocnionych na ścinanie, w wypadku bezkotwowego wzmocnienia na bocznych powierzchniach belki (typ „U” i „S”) do zniszczenia może dojść na skutek odspojenia końców zbrojenia kompozytowego, co potwierdza zasadność przyjęcia hipotezy „*crack – bridging mechanism*” (Godyski – Ćwirko, 1968), tzn. zdolności przenoszenia naprężeń rozciąganych w przypodporowej strefie elementu przez siły sprężające X_i i Y_i , działające w zbrojeniu podłużnym i poprzecznym (rys. 6.1).

W przypadku wzmocnienia zamkniętymi kompozytowymi strzemionami (typ „W”) lub częściowo zamkniętymi (typ „U”), ale o wymaganej długości zakotwienia sięgającej poza ukośną rysę, do zniszczenia dochodzi na skutek zerwania tego zbrojenia. Taki mechanizm zniszczenia upoważnia do zastosowania kratownicowej hipotezy Mörscha przy obliczaniu nośności wzmocnionego przekroju na ścinanie.



Rys. 6.1. Układ sił rozciągających w przypodporowej strefie belki żelbetowej

Udział kompozytowych strzemion został zaproponowany w kilku obliczeniowych podejściach, które – mimo że stały się podstawą obowiązujących zaleceń – podlegają ciągłym modyfikacjom. Stan wiedzy w tym zakresie zostanie dalej omówiony.

6.2. Proponowane modele obliczeniowe

6.2.1. Model Chaallala, Nollela, Perratona, 1998

Chaallal i inni, 1998 zaproponowali obliczanie udziału zbrojenia kompozytowego V_f w nośności na ścinanie w sposób analogiczny do udziału zbrojenia stalowego V_s , przy założeniu kratownicowej analogii Mörscha, według której ukośna rysa powstaje pod kątem $\Theta = 45^\circ$ do podłużnej osi belki, a jednocześnie udział poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego nie przekracza wartości wyrażonej wzorem (6.3)

$$V_f = 2\varphi_f A_f f_{fe} \frac{(\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s_f} \quad (6.2)$$

$$V_s + V_f \leq 0,8\varphi_c \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (6.3)$$

gdzie: A_f – pole powierzchni zbrojenia kompozytowego FRP po jednej stronie przekroju elementu, $A_f = t_f b_f$
 b_f, t_f – szerokość i grubość taśmy FRP,
 f_{fe} – efektywne naprężenia rozciągające w zbrojeniu kompozytowym w chwili odspojenia,
 s_f – rozstaw zbrojenia FRP wzdłuż podłużnej osi belki,
 d – użyteczna wysokość przekroju,
 α – kąt nachylenia kierunku głównych włókien zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi elementu,
 φ_f – materiałowy współczynnik bezpieczeństwa redukcji $\varphi_f = 0,8$,
 φ_c – materiałowy współczynnik bezpieczeństwa redukcji $\varphi_c = 0,8$.

Mechanizm zniszczenia wywołany odspojeniem kompozytu od powierzchni betonu, został uwzględniony przez ograniczenie projektowanych naprężeń stycznych τ_{avg} między kompozytem i betonem do połowy wartości naprężeń stycznych τ_{db} , określonych na podstawie zaproponowanego przez autorów modelu przyczepności wyrażonych wzorem (6.7).

$$V_f = \frac{2F_f d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s_f}, \quad F_f = \varphi_f A_f f_f \quad (6.4)$$

$$F_f = \tau_{avg} \frac{b_f h_f}{2} \quad (6.5)$$

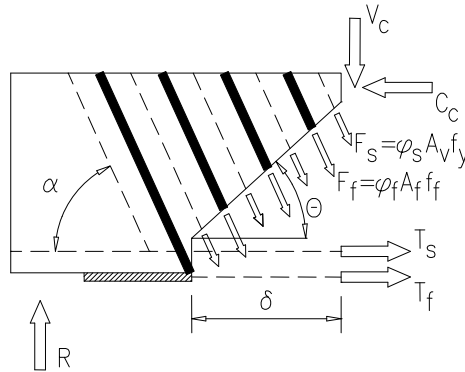
$$\tau_{avg} = \frac{\tau_{db}}{2} \quad (6.6)$$

$$\tau_{db} = \frac{5,4}{1 + k_1 \lg 33^\circ} \quad (6.7)$$

$$k_1 = t_f \left(\frac{E_a \frac{b_a}{t_a}}{4E_f I_f} \right)^{1/4} \quad (6.8)$$

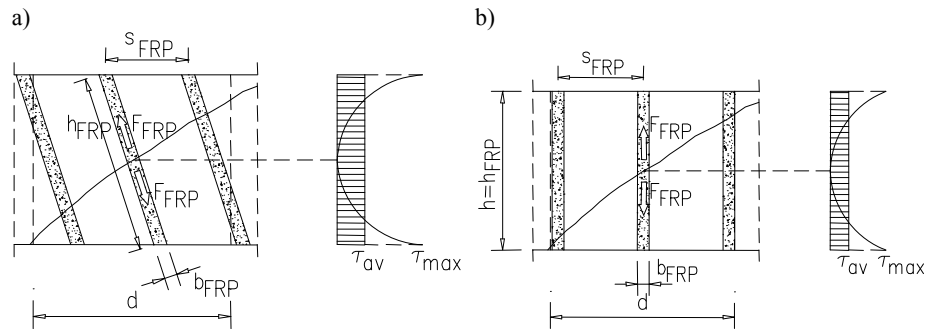
gdzie: h_f – wysokość przyklejonego zbrojenia kompozytowego (rys. 6.3 i 6.4),
 E_a, t_a, b_a – moduł sprężystości, grubość i szerokość zaprawy klejowej,

E_f, I_f – moduł sprężystości w kierunku głównych włókien kompozytu i moduł bezwładności przekroju kompozytu w kierunku głównych włókien.



Rys. 6.2. Schemat sił wewnętrznych w przypodporowej strefie belki (Challal i inni, 1998)

Przy wzmocnieniu matami przyklejonymi na bocznych powierzchniach belki lub na obu bocznych i spodniej powierzchniach belki (typ „U”) (rys. 6.4.b), udział zbrojenia kompozytowego można określić odpowiednio według zależności (6.9) i (6.10), zakładając na długości kompozytu równomierny rozkład naprężeń stycznych o wartości średniej τ_{avg} .

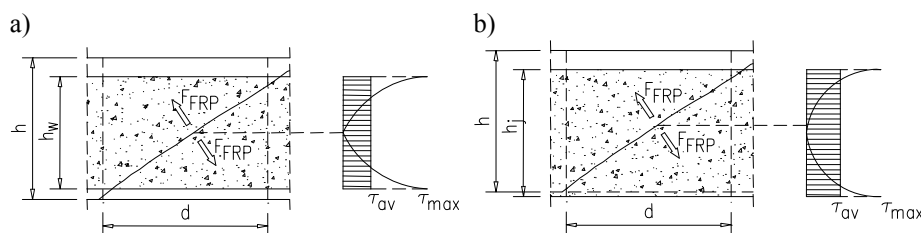


Rys. 6.3. Rozkład naprężeń stycznych w taśmach przyklejanych na bocznych powierzchniach belki: a) pod kątem α , b) prostopadłe do podłużnej osi belki (Challal i inni, 1998)

$$V_f = 2\tau_{avg} \frac{dh_w}{2} \quad (6.9)$$

$$V_f = 2\tau_{avg} \frac{dh_j}{2} \quad (6.10)$$

gdzie: h_w, h_j – długość prostych odcinków mat / taśm FRP (wg rys. 6.4).

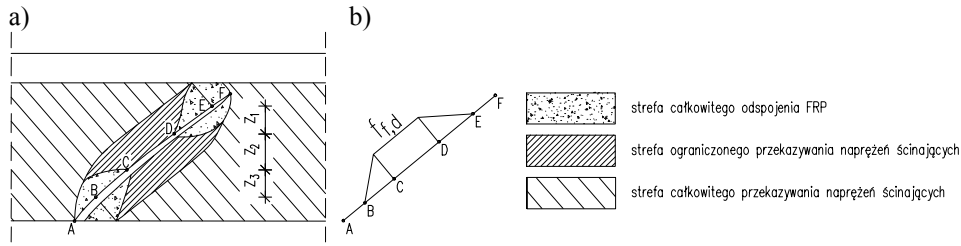


Rys. 6.4. Rozkład naprężeń stycznych w ciągłych matach przyklejanych na:
a) bocznych, b) bocznych i spodniej powierzchniach belki (Challal i inni, 1998)

Taśmy przecięte ukośną rysą włączają się do współpracy w przenoszeniu naprężeń rozciągających w stopniu odpowiadającym ich położeniu na długości rysy. Najbardziej wyężone są te taśmy, których miejsce przecięcia z rysą położone jest w pobliżu środka wysokości przekroju, nie jest jednak możliwe, aby wszystkie taśmy jednocześnie osiągnęły graniczną wytrzymałość. Zaproponowany model przyczepności kompozytu FRP do betonu według Chaallala i innych, 1998 z ograniczeniem naprężeń stycznych między tymi materiałami, zakłada stałą wartość tych naprężeń na wysokości elementu, czego nie potwierdzają badania doświadczalne opisane w rozdziale 5.2. Drugie, nie potwierdzone doświadczalnie, założenie dotyczy taśm przeciętych ukośną rysą w belkach o wysokości spełniającej warunki zakotwienia taśm. Mianowicie taśmy przecięte niszczącą rysą ukośną osiągają pełną wytrzymałość na rozciąganie w stanie zniszczenia belki, jeśli tylko mają wystarczającą długość zakotwienia poza przekrój przecięty rysą. W rzeczywistości jednak, naprężenia w zbrojeniu kompozytowym odpowiadające odspojeniu, nie rosną wraz ze wzrostem długości zakotwienia (Chen i Teng, 2001).

6.2.2. Model Triantafillou, 1998

Analiza Triantafillou opiera się również na założeniu analogii kratownicowej, przy czym udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie jest uwarunkowany mechanizmem zniszczenia wzmocnionego elementu na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu lub jego zerwania na krawędzi przekroju żelbetowego. Graficzną ilustrację przekazywania naprężeń w betonie i przyklejonym na jego powierzchni kompozycie przedstawia rysunek 6.5.a. Na tej podstawie Triantafillou zaproponował uproszczony schemat określania naprężeń w kompozytowych strzemionach przeciętych ukośną rysą, z których tylko część jest w stanie przenieść naprężenia odpowiadające obliczeniowej wytrzymałości na rozciąganie f_{fd} (rys. 6.5.b).



Rys. 6.5. Schemat: a) naprężeń rozciągających w zbrojeniu kompozytowym w obszarze rysy niszczącej, b) normalnych naprężeń w kompozycie wzdłuż tej rysy (Triantafillou, 1998)

Korzystając z założeń klasycznej teorii kratownicowej autor określił udział kompozytowego zbrojenia w nośności na ścinanie w postaci wyrażenia

$$V_{fd} = \frac{2t_f}{b_w} f_{fud} \left(\frac{z_1}{2} + z_2 + \frac{z_3}{2} \right) (1 + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (6.11)$$

gdzie: b_w – szerokość środka przekroju,
 f_{fud} – obliczeniowa wytrzymałość kompozytu na rozciąganie,
 z_1, z_2, z_3 – wymiary obszarów różnego przekazywania naprężeń rozciągających na długości ukośnej rysy (patrz rys. 6.5).

Zakładając, że $\rho_f = 2t_f/b_w$ (dla zbrojenia w postaci ciągłych mat),

$$f_{fud} = E_f \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f} \quad \text{oraz} \quad r_1 = \left(\frac{z_1}{2} + z_2 + \frac{z_3}{2} \right) / (0,9d), \quad \text{udział zbrojenia}$$

kompozytowego w nośności na ścinanie można wyrazić wzorem:

$$V_{fd} = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fu} b_w r_1 d (1 + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (6.12)$$

gdzie: ε_{fu} – graniczne odkształcenia zbrojenia kompozytowego w kierunku równoległym do włókien,
 ρ_f – stopień zbrojenia kompozytowego,
 γ_f – częściowy współczynnik materiałowy zbrojenia kompozytowego,
 r_1 – współczynnik efektywności zbrojenia kompozytowego, zależny od mechanizmu zniszczenia.

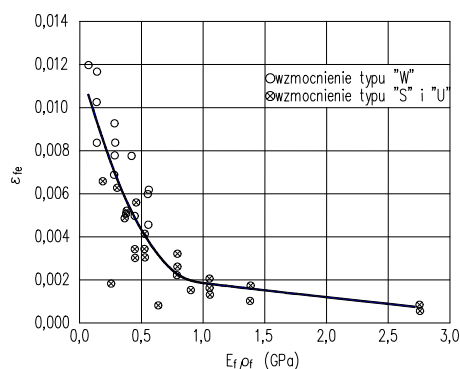
W wypadku wzmocnienia zamkniętymi pętlami typu „W” lub typu „U” z zakotwieniem końców tego zbrojenia, wyrażenie (6.12) przyjmie postać (6.13), bez współczynnika r_1 , a redukcja naprężeń w kompozycie jest uwzględniona przez ograniczenie jego odkształceń do poziomu ε_{fe} , odpowiadającemu zniszczeniu elementu.

$$V_{fd} = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d (1 + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

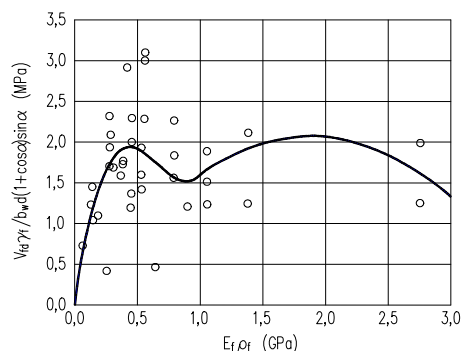
Triantafillou zaproponował ograniczenie odkształceń w zbrojeniu kompozytowym stosownie do osiowej sztywności tego zbrojenia, zgodnie z zależnością $\varepsilon_{fe} - \rho_f E_f$ (rys. 6.6), opisaną na podstawie badań doświadczalnych następująco:

$$\varepsilon_{fe} = 0,0119 - 0,0205(\rho_f E_f) + 0,0104(\rho_f E_f)^2 \quad \text{przy } 0 \leq \rho_f E_f \leq 1 \quad (6.14)$$

$$\varepsilon_{fe} = -0,00065(\rho_f E_f) + 0,00245 \quad \text{przy } \rho_f E_f > 1 \quad (6.15)$$



Rys. 6.6. Zależność $\varepsilon_{fe} - \rho_f E_f$ przy różnych sposobach wzmocnienia (Triantafillou, 1998)



Rys. 6.7. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie w funkcji $\rho_f E_f$ (Triantafillou, 1998)

Jak widać z porównania obliczeniowych i doświadczalnych wartości sprowadzonego udziału zbrojenia kompozytowego (rys. 6.7), model zaproponowany przez Triantafillou daje duże rozrzuty wyników. W analizie obliczeniowej uwzględnił elementy żelbetowe o bardzo małym przekroju poprzecznym, co z powodu znaczącego wpływu efektu skali obarcza uzyskane wyniki dużym błędem. Model ten nie został upowszechniony, ponieważ dotyczył niewielkiej liczby doświadczalnych badań elementów wzmocnionych głównie na bocznych powierzchniach przekroju.

6.2.3. Model Triantafillou i Antonopoulou, 2000

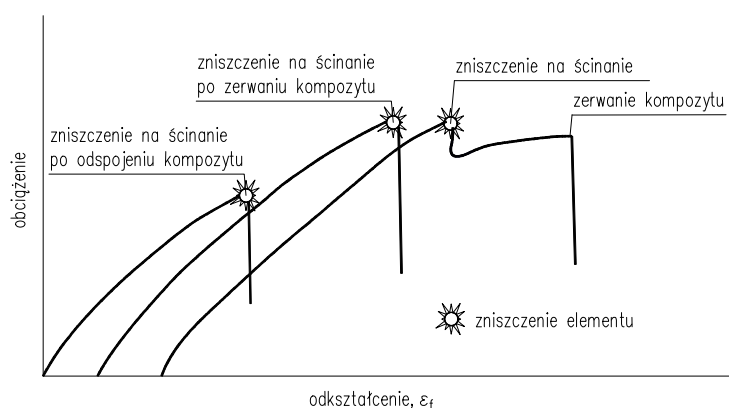
Triantafillou i Antonopoulos zaproponowali modyfikację modelu Triantafillou, 1998, z udziałem zbrojenia kompozytowego wyrażonym jako:

$$V_{fd} = 0,9 \frac{\varepsilon_{fe}}{\gamma_f} E_f \rho_f d (1 + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (6.16)$$

$$\rho_f = \frac{2A_f}{b_w s_f \sin \alpha} \quad (6.17)$$

gdzie: ε_{fe} – charakterystyczne efektywne odkształcenie zbrojenia kompozytowego w kierunku równoległym do włókien.

W analizie efektywnych odkształceń kompozytu przy jego odspojeniu, autorzy rozważali trzy możliwe mechanizmy zniszczenia na ścinanie: na skutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu, zerwania tego zbrojenia i zmiążdżenia krzyżulca ściskanego przed zerwaniem włókien kompozytu (patrz rys. 6.8).



Rys. 6.8. Ilustracja schematów zniszczenia na ścinanie (Triantafillou i Antonopoulos, 2000)

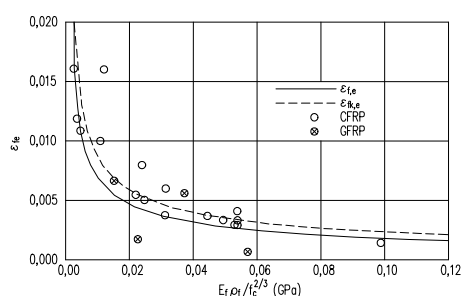
Wprowadzając modyfikację do pierwotnego modelu Triantafillou, 1998 autorzy uwzględnili dodatkowy parametr decydujący o warunkach przyczepności zbrojenia kompozytowego do betonu, jakim jest wytrzymałość betonu na ściskanie f_{ck} . Na podstawie opublikowanych wyników badań belek wzmocnionych na ścinanie metodą EBR, które uległy zniszczeniu wskutek odspojenia i zerwania zbrojenia FRP, autorzy określili zależność efektywnych odkształceń tego zbrojenia od jego osiowej sztywności i wytrzymałości betonu na ściskanie, pokazaną odpowiednio dla dwóch mechanizmów zniszczenia na

rysunkach 6.9 i 6.10. Efektywne odkształcenia zbrojenia CFRP odpowiadające zniszczeniu wskutek odspojenia i zerwania włókien wyrażają wzory odpowiednio (6.18) i (6.19), a zbrojenia AFRP przy jego zerwaniu (6.20).

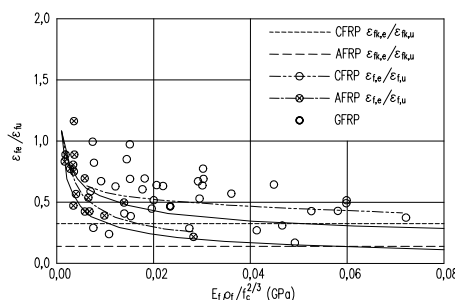
$$\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{fu}} = 0,00065 \left(\frac{f_{ck}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,56} \quad - \text{odspojenie kompozytu CFRP} \quad (6.18)$$

$$\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{fu}} = 0,17 \left(\frac{f_{ck}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,30} \quad - \text{zerwanie kompozytu CFRP} \quad (6.19)$$

$$\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{fu}} = 0,048 \left(\frac{f_{ck}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,47} \quad - \text{zerwanie kompozytu AFRP} \quad (6.20)$$



Rys. 6.9. Zależność $\varepsilon_{fe} - \rho_f E_f / f_c^{2/3}$ dla elementów, które zniszczyły się na skutek odspojenia zbrojenia FRP (Triantafillou i Antonopoulos, 2000)



Rys. 6.10. Zależność $\varepsilon_{fe} - \rho_f E_f / f_c^{2/3}$ dla elementów, które zniszczyły się na skutek zerwania zbrojenia FRP (Triantafillou i Antonopoulos, 2000)

Wartości charakterystycznych, projektowanych, efektywnych odkształceń zbrojenia kompozytowego przy wzmacnianiu stref przypodporowych na ścinanie Triantafillou i Antonopoulos, 2000 ograniczyli zgodnie z zależnością:

$$\varepsilon_{fke} = \alpha \varepsilon_{fe} \leq \varepsilon_{max} \quad (6.21)$$

w której: $\alpha = 0,8$, $\varepsilon_{max} = 0,005$

Mimo, że model Triantafillou i Antonopoulos, 2000 nie różnicował sposobów wzmocnienia (typ „S”, „U”, „W”), stał się podstawą zaleceń projektowych opublikowanych w *fib* Bulletin 14, 2001.

6.2.4. Model Khalify i Nanniego, 2000

Khalifa z zespołem wprowadził modyfikację do modelu efektywnych odkształceń Triantafillou, 1998 w postaci współczynnika redukcji naprężeń kompozytu, wyrażającego stosunek efektywnych naprężeń zbrojenia kompozytowego do jego granicznych naprężeń. Współczynnik redukcji naprężeń R , zależy od sposobu zniszczenia wzmocnionego elementu (wskutek odspojenia lub zerwania kompozytu). W wypadku zniszczenia przez zerwanie materiału CFRP współczynnik redukcji określa wyrażenie:

$$R = \frac{f_{fe}}{f_f} = 0,5622(\rho_f E_f)^2 - 1,2188(\rho_f E_f) + 0,778 \leq 0,50 \quad (6.22)$$

$$\text{dla } \rho_f E_f \leq 0,7 \text{ GPa} \quad (6.23)$$

natomiast przy odspojeniu zbrojenia FRP współczynnik R można wyrazić następująco

$$R = \frac{f_{fe}}{f_f} = \frac{f_{ck}^{2/3} b_f}{\varepsilon_{fu} d_{fe}} [738,93 - 4,06(E_f t_f)] \times 10^{-6} \quad (6.24)$$

$$\text{dla } 20 \text{ kN/mm}^2 \leq E_f t_f \leq 90 \text{ kN/mm}^2$$

gdzie: f_{fe} – efektywne naprężenie zbrojenia kompozytowego w chwili zniszczenia elementu (N/mm²),

d_{fe} – efektywna wysokość zbrojenia kompozytowego mierzona od górnej jego krawędzi, do osi stalowego zbrojenia podłużnego (mm).

Wartość współczynnika redukcji odkształceń kompozytu autorzy zaproponowali w postaci:

$$R = \frac{0,006}{\varepsilon_{fu}} \quad (6.25)$$

$$\text{dla } 20 \text{ kN/mm}^2 \leq E_f t_f \leq 90 \text{ kN/mm}^2$$

ograniczając jednocześnie rozstaw taśm do wartości określonej wzorem:

$$s_f \leq b_f + \frac{d}{4} \quad (6.26)$$

Maksymalny udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie wyrażono w postaci:

$$V_f = \frac{2\sqrt{f_{ck}}b_w d}{3} - V_s \quad (6.27)$$

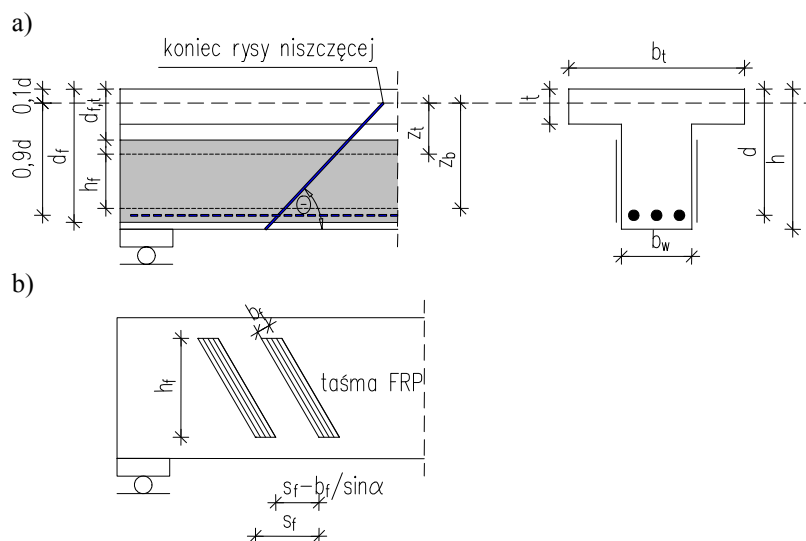
Metoda obliczania nośności przekroju wzmocnionego na ścinanie według Khalifa została zaadaptowana w wytycznych do projektowania wzmocnień EBR, opublikowanych w Raporcie Concrete Society 55, 2004.

6.2.5. Model Chena i Tenga, 2003a i 2003b

Chen i Teng zaproponowali dwa modele ścinania wzmocnionych elementów, oparte na założeniach analogii kratownicowej, odpowiadające dwóm podstawowym mechanizmom zniszczenia: odspojeniu zbrojenia kompozytowego (Chen i Teng, 2003a) i jego zerwaniu (Chen i Teng, 2003b).

Model ścinania odpowiadający odspojeniu kompozytu od powierzchni betonu (Chen i Teng, 2003a)

Podstawowe założenia dotyczące geometrii przekroju, wzajemnego zbrojenia kompozytowego i ukośnej rysy niszczącej zamieszczono na rysunku 6.11.



Rys. 6.11. Schemat belki wzmocnionej na ścinanie:
a) ciągłymi matami, b) taśmami FRP (Chen i Teng, 2003a)

$$\begin{aligned}
 z_t &= d_f \\
 z_b &= [d_f - (h-d)] - 0,1d = 0,9d - (h-d_f) \\
 d_f &= h \text{ dla wzmocnienia typu "U"}
 \end{aligned}$$

Model zakłada pochylenie ukośnej rysy pod kątem θ do podłużnej osi elementu. Ponadto zakłada się jednakową szerokość b_f taśm rozłożonych na odcinku ścinania, o grubości t_f oraz osiowy ich rozstaw s_f mierzony wzdłuż podłużnej osi elementu (rys. 6.11.b). Model zakłada położenie końca ukośnej rysy w odległości $0,1d$ poniżej ściskanej krawędzi belki (rys. 6.11.a) oraz efektywną wysokość zbrojenia FRP $h_{fe} = z_b - z_t$ gdzie z_b i z_t są odległościami wg rysunku 6.11.

Zakładając, że średnia wartość naprężeń mat lub taśm przeciętych ukośną rysą w stanie zniszczenia jest równa f_{fe} , udział tego zbrojenia w nośności na ścinanie można wyrazić jako:

$$V_f = 2f_{fe}t_f b_f \frac{h_{fe}(ctg\theta + ctg\alpha) \sin\alpha}{s_f} \quad (6.28)$$

Niejednorodny rozkład naprężeń w zbrojeniu kompozytowym FRP, przeciętym ukośną rysą, jest podstawową różnicą zachowania się poprzecznego zbrojenia stalowego i zewnętrznego zbrojenia kompozytowego. Ponieważ stal po uplastycznieniu ulega znacznym odkształceniom plastycznym, poprawne jest założenie, że wszystkie strzemiona przecięte ukośną rysą, w stanie granicznym nośności osiągają naprężenia równe granicy plastyczności. Natomiast niejednorodność naprężeń w zbrojeniu kompozytowym polega na tym, że proces zniszczenia rozpoczyna się zaraz po osiągnięciu przez najbardziej wyteżoną taśmę FRP wytrzymałości na rozciąganie, co przy braku zdolności do odkształceń plastycznych, doprowadza do jej nagłego odspojenia i postępującego odspojenia sąsiadujących z nią taśm, wzdłuż rysy niszczącej. Z tego względu średnie efektywne naprężenia w zbrojeniu kompozytowym w stanie granicznym nośności można określić następująco:

$$f_{fe} = D_f \sigma_{f \max} \quad (6.29)$$

gdzie: $\sigma_{f \max}$ - maksymalne naprężenie w zbrojeniu FRP,
 D_f - współczynnik rozkładu naprężeń na długości ukośnej rysy
 wyrażony jako:

$$D_f = \frac{\int_{z_t}^{z_b} \sigma_{fz} dz}{h_{fe} \sigma_{f \max}} \quad (6.30)$$

gdzie: σ_{fz} - naprężenie w zbrojeniu FRP w chwili zniszczenia w miejscu przecięcia ukośną rysą.

Wartości σ_{fmax} i D_f określone są na podstawie badań przyczepności taśm FRP do betonu w postaci:

$$\sigma_{fmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_f \\ 0,427 \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck}}}{t_f}} \end{array} \right. \quad (6.31)$$

gdzie: β_L - współczynnik określający długość przyczepności,
 β_w - współczynnik określający stosunek szerokości taśmy FRP do szerokości przekroju betonowej próbki (b_f / b_c),
 f_{ck} - wytrzymałość betonu określona na próbkach walcowych.

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{dla } \lambda \geq 1 \\ \sin\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right) & \text{dla } \lambda < 1 \end{cases} \quad (6.32)$$

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_e} \quad (6.33)$$

$$L_{max} = \begin{cases} \frac{h_{fe}}{\sin \alpha} & \text{dla wzmocnienia typu "U"} \\ \frac{h_{fe}}{2 \sin \alpha} & \text{dla wzmocnienia typu "S"} \end{cases} \quad (6.34)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck}}}} \quad (6.35)$$

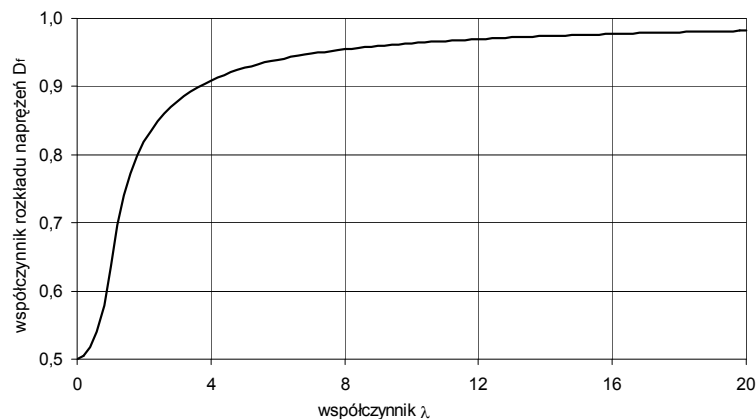
$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_f / (s_f \sin \beta)}{1 + b_f / (s_f \sin \beta)}} \quad (6.36)$$

Przy wzmocnieniu elementu za pomocą ciągłej maty FRP, $\beta_w = \frac{\sqrt{2}}{2}$,
 ponieważ $b_f / (s_f \sin \alpha) = 1$.

Jeśli wartość σ_{fmax} obliczona ze wzoru (6.31) jest mniejsza od f_{fu} , to współczynnik rozkładu naprężeń D_f należy policzyć zgodnie ze wzorem

$$D_f = \begin{cases} \frac{2}{\pi\lambda} \frac{1 - \cos \frac{\pi}{2}\lambda}{\sin \frac{\pi}{2}\lambda} & \text{dla } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi\lambda} & \text{dla } \lambda > 1 \end{cases} \quad (6.37)$$

W belkach wzmocnionych taśmami lub matami na bocznych powierzchniach (bez kotwienia końców) współczynnik rozkładu naprężeń D_f należy policzyć zgodnie z (6.31). Na rysunku 6.12 pokazano wpływ λ na współczynnik D_f dla elementów wzmocnionych materiałami FRP, typu „S” i „U”.



Rys. 6.12. Wpływ λ na współczynnik rozkładu naprężeń D_f w kompozytach typu „S” i „U” (Chen i Teng, 2003a)

Model ścinania odpowiadający zniszczeniu wskutek zerwania kompozytu, Chen i Teng, 2003b

Udział zbrojenia kompozytowego w tym modelu określa się identycznie, jak dla odspojenia kompozytu od powierzchni betonu. Z uwagi jednak na inny mechanizm zniszczenia – w porównaniu z odspojeniem – inny jest rozkład naprężeń w kompozycie na długości rysy niszczącej, a zatem współczynnik rozkładu naprężeń D_f należy policzyć zgodnie ze wzorem:

$$D_f = \frac{1 + \xi}{2} \quad (6.38)$$

gdzie: ξ – współczynnik określający stosunek położenia dolnej i górnej krawędzi zbrojenia FRP, $\xi = z_t / z_b$

W przypadku wzmocnienia za pomocą zamkniętych pętli (typ „W”) i typu „U” na całej wysokości przekroju, $\xi = 0$, zatem $D_f = 0,5$.

Udział zbrojenia FRP w nośności na ścinanie – zalecenia projektowe według Chena i Tenga, 2003b

Do projektowania wzmocnień przypodporowych stref belek żelbetowych Chen i Teng zaproponowali przyjęcie kąta nachylenia ukośnej rysy niszczącej $\Theta = 45^\circ$, a udziału zbrojenia kompozytowego opisanego w postaci wyrażenia:

$$V_f = 2f_{fe}t_f w_f \frac{h_{fe}(\sin \alpha + \cos \alpha)}{s_f} \quad (6.39)$$

gdzie: γ_b – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,25,
 $h_{fe} = d_{fi} - d_{fb} - (h - 0,9d)$
 d_{fb}, d_{fi} – odległości dolnej i górnej krawędzi zbrojenia kompozytowego na bocznych powierzchniach, belki mierzone od ściskanej krawędzi tego elementu.

Efektywne naprężenia zbrojenia FRP należy określać według

$$f_{fed} = D_f \sigma_{f \max d} \quad (6.40)$$

- przy zniszczeniu wskutek odspojenia wzmocnienia typu „S” lub „U”

$$\sigma_{f \max d} = \min \left\{ \frac{f_{fu}}{\gamma_f}, \frac{0,315}{\gamma_f} \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck}}}{t_f}} \right\} \quad (6.41)$$

- przy zniszczeniu wskutek zerwania wzmocnienia typu „W” lub „U”

$$\sigma_{f \max d} = \begin{cases} 0,8 \frac{f_{fu}}{\gamma_f} & \text{dla } \frac{f_{fu}}{E_f} \leq \varepsilon_{\max} \\ 0,8 \varepsilon_{\max} \frac{E_f}{\gamma_f} & \text{dla } \frac{f_{fu}}{E_f} > \varepsilon_{\max} \end{cases} \quad (6.42)$$

Współczynniki β_L, β_w można określić ze wzorów (6.32 i 6.36). Przy wzmocnieniu typu „U” i typu „S” za pomocą ciągłej maty FRP, należy przyjąć

$\beta_w = \frac{\sqrt{2}}{2}$. Przy wzmocnieniach typu „W” zaproponowano współczynnik redukcji wytrzymałości zbrojenia kompozytowego na rozciąganie równy 0,8, co uwzględnia możliwość zerwania kompozytu na krawędzi przekroju belki. Dla elementów żelbetowych wzmocnionych zamkniętymi strzemionami

kompozytowymi (typ „W”), autorzy proponują przyjąć wartość granicznych odkształceń tego materiału na poziomie $\varepsilon_{fmax} = 1,5\%$.

Chen i Teng określili maksymalny poziomy rozstaw taśm wzdłuż podłużnej osi elementu według wzoru:

$$s_{fmax} \leq \begin{cases} h_{fe} \frac{(1 + ctg\alpha)}{2} + \frac{b_f}{\sin\alpha} \\ 300mm \end{cases} \quad (6.43)$$

co daje pewność, że co najmniej dwie taśmy zostaną przecięte ukośną rysą niszczącą.

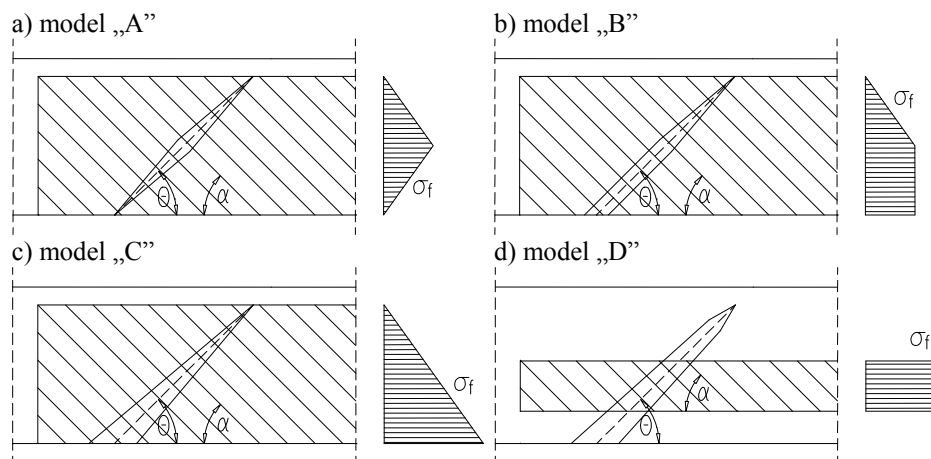
Autorzy zauważyli, że zarysowanie strefy przypodporowej w belkach żelbetowych jest zjawiskiem bardzo złożonym, co utrudnia precyzyjny opis inicjacji, a następnie rozwoju ukośnego zarysowania belek. Zagadnienie to komplikuje się tym bardziej w elementach wymagających wzmocnienia na ścinanie, gdzie wiele parametrów zmiennych ma wpływ na charakter rozwoju rys ukośnych. Do najważniejszych z nich należą rodzaj obciążenia, stopień stalowego zbrojenia podłużnego i poprzecznego, wytrzymałość betonu, sposób wzmocnienia (typ „S”, „U” i „W”), rodzaj i grubość zastosowanego kompozytu (E_f , t_f , b_f) oraz smukłość strefy ścinania (Lu i inni, 2009).

Wyniki badań doświadczalnych potwierdzają, że w przypadku niskich wartości smukłości strefy ścinania do zniszczenia strefy przypodporowej belek dochodzi na skutek zmiażdżenia betonu w „krzyżulcu ściskanym”. W pozostałych przypadkach powszechnie dochodzi do ukośnego zarysowania strefy przypodporowej.

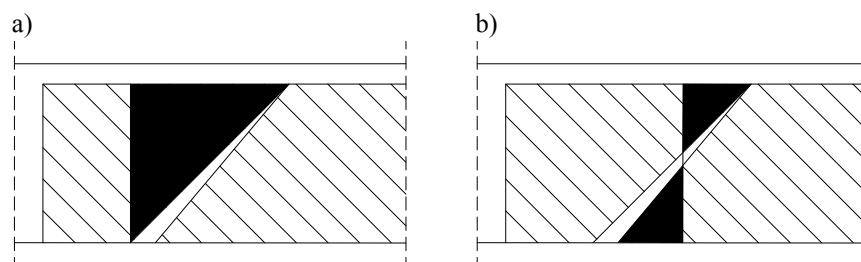
W belkach o smukłości strefy ścinania $a/d > 3,5$ powstaje na ogół jedna rysa niszcząca, przecinająca zbrojenie kompozytowe przyklejone na bocznych powierzchniach elementu. Warto zwrócić uwagę na fakt, że przyczepność kompozytu do betonu rośnie, jeśli więcej niż jedna rysa ukośna przecina to zbrojenie. Z tego powodu bezpieczne wydaje się założenie o braku drugorzędnych rys ukośnych, przyjęte w modelu zaproponowanym przez Chena i Tenga, 2003a. Na podstawie obrazu ukośnego zarysowania belek zaproponowali oni cztery modele rys ukośnych w elementach wzmocnionych na ścinanie przy użyciu kompozytów FRP przyklejanych na powierzchni żelbetowych belek.

Belki o wysokim stopniu zbrojenia podłużnego wzmocnione na ścinanie przy użyciu kompozytów charakteryzuje model „A” rysy ukośnej (rys. 6.13.a), a belki słabo zbrojone na zginanie model „C” (rys. 6.13.c). Przypadki pośrednie opisuje model „B” pokazany na rys. 6.13.b, a belki wzmocnione jedynie na części wysokości bocznych ścian przekroju charakteryzuje model „D” (rys. 6.13.d).

Chen i Teng w swoim modelu ścinania przyjęli symetryczny poślizg kompozytu przyklejonego na powierzchni betonu względem obu krawędzi ukośnej rysy (nad i pod rysą), co prowadzi do osiągnięcia maksymalnej wartości tego poślizgu w środku rysy. Ponadto autorzy zdefiniowali dwa przypadki krytycznych stref kompozytu powyżej i poniżej ukośnej rysy odpowiadające dwóm sposobom wzmocnienia przekroju (typ „U” i typ „S”), pokazane na rys. 6.14.a i 6.14.b.



Rys. 6.13. Przypadki układów ukośnych rys niszczących (modele rys) proponowane przez Chena i Tenga, 2003b



Rys. 6.14. Krytyczne strefy zniszczenia kompozytu na ścinanie przy wzmocnieniu: a) typu „U”, b) typu „S” (Lu i inni, 2009)

Połączenie czterech modeli ukośnej rysy od „A” do „D” z położeniem krytycznych obszarów odspojenia nad i pod rysą (rys. 6.14) prowadzi do powstania ośmiu możliwych przypadków uwzględniających zarówno kształt, jak i obszar odspojonego kompozytu. Analiza wpływu modelu rysy („A”, „C”) oraz sposobu wzmocnienia (typ „U” i „S”), przedstawiona w publikacji (Lu i inni, 2009), wykonana dla dwóch wymienionych przypadków wzmocnienia i odpowiadających im krytycznych obszarów odspojenia kompozytu wykazała brak wpływu przyjętego modelu rysy na rozkład naprężeń D_f w kompozycie.

Ten wniosek potwierdza poprawność modelu Chena i Tenga w szerokim zakresie zastosowań, niezależnie od sposobu wzmocnienia (typ „U” i „S”). W elementach o niskim stopniu zbrojenia podłużnego, wzmocnionych na ścinanie, model Chen i Teng nieznacznie zawyża wartości udziału zbrojenia kompozytowego w nośności przekroju na ścinanie.

6.2.6. Model Carolina i Täljstena, 2005b

Podstawą tego podejścia jest model kratownicowy, w którym udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie określa zależność:

$$V_f = \eta_f \varepsilon_{crf} E_f t_f r_f z \frac{\sin(\Theta + \alpha)}{\sin \Theta} \quad (6.44)$$

gdzie: η_f – współczynnik redukcji zaproponowany jako 0,6,

$z = 0,9d$,

ε_{crf} – krytyczne odkształcenia określone na podstawie wartości ε_f , ε_{bond} , ε_{cmax}

$$\varepsilon_{crf} = \min \begin{cases} \varepsilon_f \\ \varepsilon_{bond} \sin^2(\Theta + \alpha) \\ \varepsilon_{cmax} \sin^2(\Theta + \alpha) \end{cases} \quad (6.45)$$

r_f – współczynnik uwzględniający efekt ciągłości (maty) lub nieciągłości (taśmy) zbrojenia kompozytowego

$$r_f = \begin{cases} \sin \alpha & \text{dla ciągłych mat przyklejanych na powierzchni betonu} \\ \frac{b_f}{s_f} & \text{dla taśm w rozstawie } s_f \end{cases} \quad (6.46)$$

Z uwagi na anizotropową budowę taśm / mat kompozytowych autorzy wprowadzili współczynnik redukcji $\sin^2(\Theta + \alpha)$ do warunku określającego wpływ przyczepności. W przypadku, gdy udział betonu w przenoszeniu sił poprzecznych jest pominięty, parametr ε_{cmax} również można pominąć. Współczynnik redukcji η_f uwzględnia proponowane przez Chena i Tenga, 2003a oraz Montiego i Liotty, 2007 zróżnicowanie naprężeń w kompozycie na długości rysy, wprowadzone wcześniej przez Popova, 1990:

$$\eta_f = \frac{\int_{-h/2}^{h/2} \varepsilon_f(y) dy}{\varepsilon_{fmax} h} \quad (6.47)$$

Odształcenie przyczepności ε_{fbond} uwzględnia warunki przyczepności kompozytu do betonu na podstawie liniowo – sprężystej mechaniki pękania betonu:

$$\varepsilon_{fbond} = \frac{1}{E_f t_f} \sqrt{2E_f t_f G_f} \begin{cases} \sin(\omega L_{cr}) & \text{dla } L_i \leq L_{cr} = \frac{\pi}{2\omega} \\ 1 & \text{dla } L_i > L_{cr} = \frac{\pi}{2\omega} \end{cases} \quad (6.48)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{\tau_{max}^2}{2E_f G_f}} \quad (6.49)$$

gdzie: L_i – długość przyklejonego odcinka taśmy poza krawędź ukośnej rysy,

G_f – energia pęknięcia betonu przy odspojeniu kompozytu

$$G_f = 0,644 f_c^{0,19},$$

τ_{max} – maksymalne naprężenia styczne w chwili odspojenia kompozytu od powierzchni betonu, określone w badaniach przyczepności

$$\tau_{max} = 3,5 f_{ck}^{0,19},$$

L_{cr} – krytyczna długość zakotwienia kompozytu, przy której proces odspojenia kompozytu przebiega stabilnie.

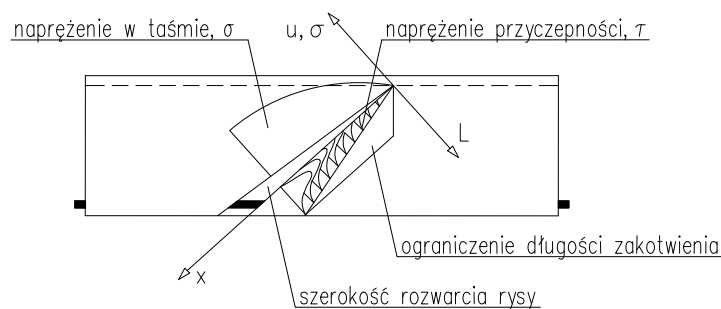
6.2.7. Model Montiego i Liotty, 2007

Model ujmuje dwa mechanizmy zniszczenia zależne od sposobu wzmocnienia przekroju. W wypadku belek wzmocnianych przy użyciu taśm / mat FRP przyklejanych na bocznych powierzchniach elementu przy obliczaniu nośności na ścinanie autorzy uwzględniają obecność sił sprzęgających, działających w podłużnym i poprzecznym zbrojeniu stalowym i kompozytowym, podczas gdy przy wzmocnieniu typu „U” i „W” podstawą analizy sił poprzecznych jest kratownicowa teoria Mörscha. Drugi aspekt uwzględniony w proponowanym modelu dotyczy nierównomiernego rozkładu naprężeń w zbrojeniu kompozytowym przeciętym ukośną rysą niszczącą, co zostało wyrażone w postaci efektywnych naprężeń w tym zbrojeniu, zależnych od jego położenia na długości rysy. Kolejne założenie modelu odnosi się do

wzajemnego udziału betonu, zbrojenia stalowego i kompozytowego w nośności przekroju na ścinanie.

Autorzy uznali, że w celu dokładnego opisu zagadnienia ścinania w elementach wzmocnionych materiałami kompozytowymi należy zdefiniować następujące warunki (rys. 6.15):

- kryterium zniszczenia kompozytu (taśmy / maty) przyklejonego na powierzchni betonu,
- uogólniony konstruktywny model przyczepności kompozytu do betonu (naprężenie – poślizg),
- równania zgodności (dotyczy warunku rozwarcia rysy),
- warunki brzegowe (dobór długości taśmy przyklejonej po obu stronach ukośnej rysy z uwagi na warunki zakotwienia taśmy).



Rys. 6.15. Warunki uwzględniane w modelu Montiego i Liotty, 2007

Uogólnione kryterium zniszczenia

Mechanika zniszczenia zależy od sposobu wzmocnienia. Rozważane są dwa przypadki wzmocnienia odpowiadające różnym warunkom przyczepności prostych odcinków taśm / mat oraz tych samych kompozytów obejmujących narożniki przekroju belki. W pierwszym przypadku należy zdefiniować dwa podstawowe parametry opisujące warunki przyczepności: efektywną długość zakotwienia kompozytu L_e i wytrzymałość na odrywanie kompozytu od powierzchni betonu f_{fd} .

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}} \quad (6.50)$$

$$f_{fd} = \frac{0,80}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 E_f G_{fk}}{t_f}} \quad (6.51)$$

gdzie: G_{fk} – energia pęknięcia betonu przy odspojeniu kompozytu

$$G_{fk} = 0,03 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad (6.52)$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{s_f \sin \alpha}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (6.53)$$

Szerokość zbrojenia kompozytowego powinna spełniać warunek

$$b_f \leq \min\{0,9d, h_w\} \frac{\sin(\Theta + \alpha)}{\sin \Theta} \quad (6.54)$$

Jeżeli długość taśmy przyklejanej poza miejscem przecięcia z ukośną rysą L_b będzie mniejsza niż efektywna długość zakotwienia L_e , należy zmniejszyć wytrzymałość na odrywanie zgodnie ze wzorem:

$$f_{fdd}(L_b) = f_{fdd} \frac{L_b}{L_e} \frac{2 - L_b}{L_e} \quad \text{jeżeli } L_b < L_e \quad (6.55)$$

W przypadku wzmocnienia typu „U” lub „W” obejmującego boki belki i zakotwionego za jej narożnikiem do zniszczenia dochodzi wskutek zerwania kompozytu. W zależności od warunków przygotowania narożników belki (promień wyoblenia krawędzi) do zerwania może dojść przy różnych naprężeniach zbrojenia kompozytowego zależnych od promienia tego wyoblenia r_c , co uwzględnia współczynnik:

$$\varphi_r = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w} \quad 0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0,5 \quad (6.56)$$

Uogólniając naprężenia kompozytu do wszystkich przypadków wzmocnienia („S”, „U” i „W”) można je wyrazić zależnością:

$$f_{fu}(L_b, \delta_e, r_c) = f_{fdd}(L_b) + \langle \varphi_r f_{fu} - f_{fdd}(L_b) \rangle \delta_e \quad \delta_e = \begin{cases} 0 \\ 1 \end{cases} \quad (6.57)$$

gdzie: $\varphi_r f_{fu} - f_{fdd}(L_b) \geq 0$,

δ_e – współczynnik określający sposób zakotwienia taśmy

$\delta_e = 0$ wolny przyklejony koniec taśmy (bez kotwienia)

$\delta_e = 1$ zakotwienie poza narożem przekroju belki (wzmocnienie typu „U”).

dla $L_b \geq L_e$

$$f_f(r_c) = f_{fdd} + \langle \varphi_r f_f - f_{fdd} \rangle \quad (6.58)$$

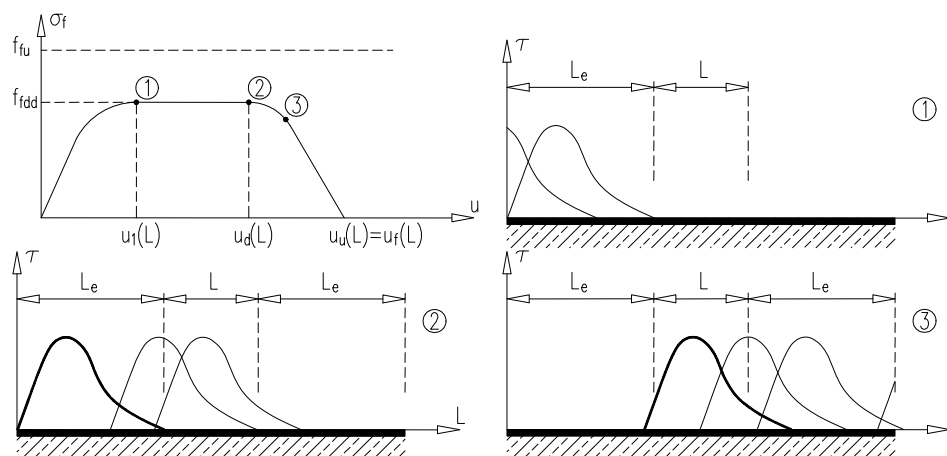
Uogólniony konstruktywny model przyczepności

Warunki przyczepności przyklejonego końca taśmy (poza krawędź ukośnej rysy) nie kotwionego i nie obejmującego narożników belki (typ „S”) określone są funkcją naprężeń przyczepności σ_f , zależną od poślizgu u kompozytu na długości L_b . W przypadku taśm lub mat obejmujących narożniki przekroju (typ wzmocnienia „U” lub „W”) uwzględnia się dodatkowo wspomniany wcześniej promień ich wyoblenia r_c .

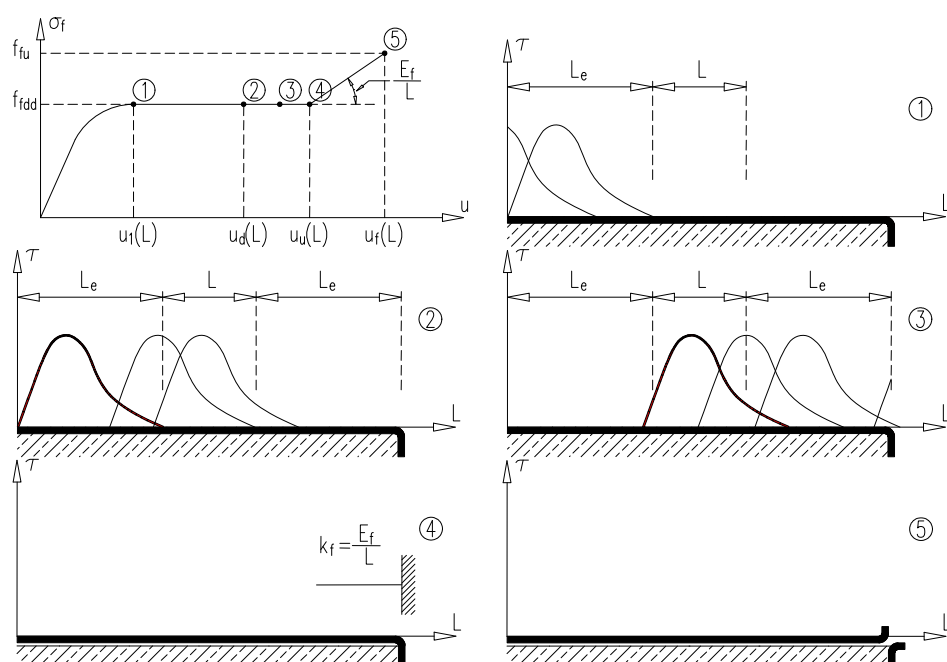
$$\sigma(u, L_b, \delta_e) = \begin{cases} f_{fdd} \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{u}{u_1}\right), & u < u_1(L_b) \\ f_{fdd}, & u_1(L_b) \leq u < u_d(L_b) \\ f_{fdd} \cos\left(\frac{u - u_d}{u_1} \frac{\pi}{2} (1 - \delta_e)\right), & u_d(L_b) \leq u < u_d(L_b, \delta_e) \\ f_{fdd} \delta_e + \frac{E_f}{L_b} (u - u_d), & u_d(L_b, \delta_e) \leq u < u_f(L_b, \delta_e, r_c) \\ 0, & u_f(L_b, \delta_e, r_c) \leq u \end{cases} \quad (6.59)$$

Graficzną interpretację funkcji naprężeń przyczepności σ_f , ustaloną na podstawie doświadczalnych badań przyczepności kompozytu do betonu pokazano na rys. 6.16. i 6.17.

Analizując proces odspojenia taśmy / maty w badaniu przyczepności do betonu autorzy zdefiniowali funkcję naprężeń przyczepności σ_f na podstawie stopniowej utraty przyczepności (opisanej poślizgiem u) na długości przyklejonego odcinka L_b . W badaniu przyczepności wyciągany koniec taśmy / maty osiąga naprężenia przyczepności równe f_{fdd} w odległości L_e od początku odcinka przyczepności, co odpowiada utracie przyczepności do betonu i poślizgowi $u(L)$. Postępujący poślizg (odspojenie) taśmy od powierzchni betonu, zależny od warunków zakotwienia przeciwnego końca kompozytu, przedstawiono na rys. 6.17 w postaci pięciu etapów odspojenia.



Rys. 6.16. Model przyczepności kompozytu do betonu we wzmacnieniu typu „S” (Monti i Liotta, 2007)



Rys. 6.17. Model przyczepności kompozytu do betonu we wzmacnieniu typu „U” i „W” (Monti i Liotta, 2007)

Warunek zgodności odkształceń taśmy po obu stronach ukośnej rysy

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej w lokalnym układzie współrzędnych wyznaczonym przez oś rysy x można opisać jako:

$$w = w(x) \quad (6.60)$$

W elemencie wzmocnionym na ścinanie taśmami / matami, nachylonymi do podłużnej osi belki pod kątem α , szerokość rozwarcia rysy o kącie rozwarcia γ można wyrazić jako:

$$w(x) = \gamma x \quad (6.61)$$

Przy założeniu symetrycznego odkształcania się kompozytu względem krawędzi ukośnej rysy, poślizg odpajającego się kompozytu u określa wyrażenie:

$$u(\gamma, x) = \frac{w(x)}{2} \sin(\Theta + \alpha) = \frac{\alpha}{2} x \sin(\Theta + \alpha) \quad (6.62)$$

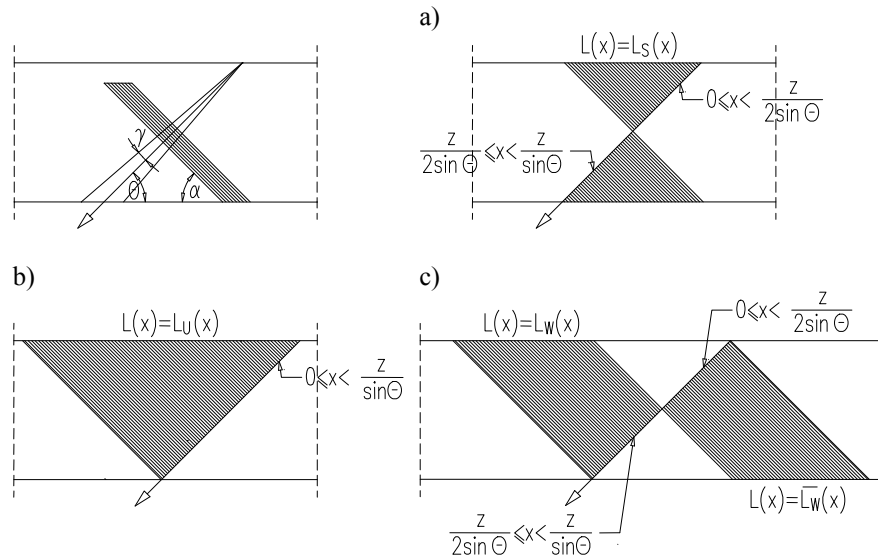
Warunki brzegowe dotyczące długości zakotwienia taśmy

Długość taśmy przyklejonej poza punkt przecięcia z ukośną rysą, różną dla trzech przypadków wzmocnienia (rys. 6.18), można opisać wzorem:

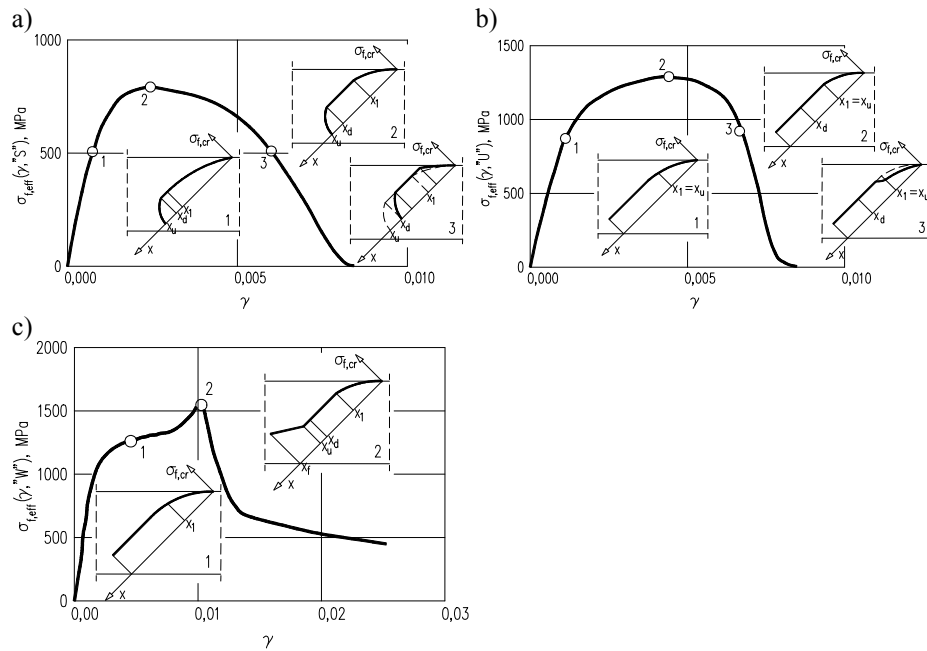
$$L_b(x) = \begin{cases} \min\{L_{b,top}(x), L_{b,bot}(x)\} & \text{dla typu "S"} \\ L_{b,top}(x) & \text{dla typu "U"} \\ \max\{L_{b,top}(x), L_{b,bot}(x)\} & \text{dla typu "W"} \end{cases} \quad (6.63)$$

gdzie: $L_{b,top}(x)$, $L_{b,bot}(x)$ – długość zakotwienia taśmy odpowiednio nad i pod rysą

Rozkład naprężeń w taśmie / macie przyklejanej na powierzchni żelbetowej belki i przeciętej ukośną rysą jest zmienny na długości rysy i zależy od sposobu wzmocnienia („S”, „U”, „W”), długości zakotwienia kompozytu poza krawędź rysy L_b oraz zależności naprężenie przyczepności – poślizg. W belce wzmocnionej jedynie na bocznych powierzchniach (typ „S”, rys. 6.19.a) naprężenia rosną od początku rysy w kierunku dolnej krawędzi belki (końca rysy), stabilizując się na stałym poziomie w odległości około 1/3 wysokości przekroju od górnej krawędzi belki.



Rys. 6.18. Warunki określenia współpracującej długości taśmy poza krawędź ukośnej rysy dla wzmocnienia typu: a) „S”, b) „U”, c) „W” (Monti i Liotta, 2007)



Rys. 6.19. Rozkłady naprężeń w kompozytowym zbrojeniu wzdłuż ukośnej rysy dla wzmocnienia typu: a) „S”, b) „U”, c) „W” (Monti i Liotta, 2007)

W przypadku wzmocnienia „U” rozkład naprężeń jest podobny do rozkładu typu „S” utrzymując niezmienną wartość aż do końca ukośnej rysy (rys. 6.19.b). Początkowo podobny jak w obu poprzednich przypadkach rozkład naprężeń w kompozycie rośnie wzdłuż osi x osiągając maksymalną wartość w końcowym punkcie rysy.

Mając na uwadze omówione wcześniej parametry zmienne, wpływające na rozkład naprężeń w zbrojeniu kompozytowym i warunki jego zakotwienia po obu stronach ukośnej rysy, Monti i Liotta zdefiniowali udział tego zbrojenia w nośności na ścinanie odpowiednio dla trzech typów wzmocnienia.

Maksymalne efektywne naprężenia w kompozycie f_{fed} możliwe do osiągnięcia w każdym z trzech typów wzmocnienia określają wyrażenia:

$$f_{fed} = f_{fdd} \frac{z_{rid,eq}}{\min\{0,9d, h_w\}} \left(1 - 0,6 \sqrt{\frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2 \quad \text{typ „S”} \quad (6.64)$$

$$z_{rid,eq} = \min\{0,9d, h_w\} - \frac{L_e - \delta_f}{\frac{f_{fdd}}{E_f}} \sin \alpha \quad (6.65)$$

gdzie: δ_f – poślizg kompozytu przy odspojeniu

$$f_{fed} = f_{fdd} \left(1 - \frac{\frac{L_e \sin \alpha}{\min\{0,9d, h_w\}}}{3} \right) \quad \text{typ „U”} \quad (6.66)$$

$$f_{fed} = f_{fdd} \left(1 - \frac{\frac{L_e \sin \alpha}{\min\{0,9d, h_w\}}}{6} \right) + \frac{\varphi_r f_{fd} - f_{fdd}}{2} \left(1 - \frac{\frac{L_e \sin \alpha}{\min\{0,9d, h_w\}}}{6} \right) \quad (6.67)$$

typ „W”

Model Montiego i Liotty, 2007 jako pierwszy tak szczegółowo opisał zagadnienie ścinania elementu wzmocnionego w strefie przypodporowej przy użyciu materiałów kompozytowych przyklejonych na powierzchni betonu. Model ten stał się podstawą zaleceń do wymiarowania zbrojenia kompozytowego na ścinanie we włoskiej normie CNR DT200, 2004. Mają one postać:

a) Wzmocnienie zamkniętymi strzemiionami FRP – typ „W”

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rdc} + V_{Rds} + V_{Rdf}; V_{Rd \max}\} \quad (6.68)$$

$$V_{fd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,9 df_{ed} 2t_f (\cot \Theta + \cot \beta) \frac{w_f}{s_f} \quad (6.69)$$

$$\gamma_{Rd} = 1,2$$

$$f_{fed} = f_{fdd} \left[1 - \frac{1}{6} \frac{L_e \sin \beta}{\min\{0,9d; h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\varphi_R f_{fd} - f_{fdd}) \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{\min\{0,9d; h_w\}} \right]$$

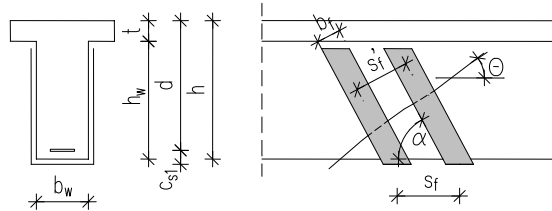
$$\varphi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w}; \quad 0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0,5$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{cm}}}; \quad f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd} \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{2E_f G_{fk}}{t_f}}; \quad \gamma_c = 1,4; \quad \gamma_{fd} = \begin{cases} 1,2 & \text{taśmy} \\ 1,5 & \text{maty} \end{cases} \quad (6.70)$$

$$G_{fk} = 0,03 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}; \quad k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f / s'_f}{1 + b_f / 400}} \geq 1$$

b) Wzmocnienie typu „U”

$$f_{fed} = f_{fdd} \left[1 - \frac{1}{3} \frac{L_e \sin \beta}{\min\{0,9d; h_w\}} \right] \quad (6.71)$$



Rys. 6.20. Schemat wzmocnienia belki na ścinanie taśmami FRP

c) Wzmocnienie typu „S”

$$V_{fd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \min\{0,9d; h_w\} f_{ed} 2t_f \frac{\sin \beta}{\sin \Theta} \frac{w_f}{s_f} \quad (6.72)$$

$$\gamma_{Rd} = 1,2$$

$$f_{fed} = f_{fdd} \frac{z_{red,eq}}{\min\{0,9d; h_w\}} \left(1 - 0,6 \sqrt{\frac{L_{eq}}{z_{red,eq}}} \right)^2 \quad (6.73)$$

$$z_{red,eq} = z_{red} + L_{eq}; \quad z_{red} = \min\{0,9d; h_w\} - L_e \sin \beta; \quad L_{eq} = \frac{\delta_u}{f_{fdd} / E_f};$$

6.3. Podsumowanie

Na podstawie omówionych w rozdziale modeli i metod obliczania nośności zbrojenia kompozytowego widać ewolucję metod proponowanych w ostatnich dwóch dekadach.

Pierwsze propozycje oparte były na metodzie kratownicowej, więc udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie był uwzględniany podobnie jak zbrojenia stalowego. Kolejni badacze modyfikowali opisy udziału kompozytu w nośności na ścinanie, uwzględniając ograniczenie projektowanych naprężeń lub odkształceń kompozytu w zależności od sposobu wzmacniania przekroju. Wszyscy jednak zakładali jednolity rozkład naprężeń w kompozycie na długości ukośnej rysy. Jak pokazują wyniki badań doświadczalnych, takie podejście jest błędne i nie powinno być rozwijane. Drugie błędne założenie dotyczyło elementów o wysokim przekroju poprzecznym, w których długość przyczepności kompozytu poza miejscem przecięcia z rysą spełnia warunki zakotwienia. Naprężenia w zbrojeniu kompozytowym, odpowiadające odspojeniu tego zbrojenia od powierzchni betonu nie rosną wraz ze wzrostem długości zakotwienia (Monti i Liotta, 2007). Wobec powyższego metody obliczeniowe proponowane przez Chaallala i innych, 1998, Trantafillou, 1998, Khalifę i Nanniego, 2000 opierają się na błędnych założeniach i nie powinny być upowszechniane. Niestety większość z nich stała się podstawą normowych zaleceń projektowych, omówionych w rozdziale 7.

Począwszy od modelu zaproponowanego przez zespół Chena i Tenga, 2003a i b, uwzględniano niejednorodny rozkład naprężeń w zbrojeniu kompozytowym przeciętym ukośną rysą. To podejście zmieniło metodologię uwzględniania dodatkowego zewnętrznego zbrojenia w nośności na ścinanie. Przy braku plastycznych odkształceń kompozytu, proces zniszczenia wzmocnionego przekroju rozpoczyna się wskutek odspojenia tego zbrojenia wtedy, gdy dojdzie do uplastycznienia wewnętrznych stalowych strzemion. Odspojenie to postępuje wzdłuż rysy niszczącej, począwszy od miejsca o największych odkształceniach kompozytu. Ponadto model zaproponowany przez Chena i Tenga, 2003a i b, jako pierwszy uwzględniał różne przypadki rys niszczących i odpowiadające im krytyczne strefy zniszczenia zbrojenia kompozytowego w przekroju wzmocnionym sposobem „S”, „U” i „W”.

Zastanawiający jest fakt, że mimo anizotropowej budowy kompozytów jedynie model zaproponowany przez Carolina i Täljstena, 2005b uwzględnia w warunku przyczepności współczynnik redukcji odkształceń kompozytu, nie analizując jednak szerzej wpływu nachylenia włókien kompozytu do kierunku obciążenia, w postaci redukcji modułu sprężystości kompozytu. To zagadnienie znalazło zastosowanie w autorskim modelu zaproponowanym w rozdziale 8 monografii.

Najbardziej jak dotąd szczegółowy model ścinania wzmocnionego przekroju został zaproponowany przez Montiego i Liotte, 2007. Zdefiniowano w nim wszystkie zaobserwowane w badaniach czynniki, w postaci warunków określających kryteria zniszczenia wzmocnionego przekroju na podstawie oceny przyczepności kompozytu do betonu i charakterystyki wytrzymałościowej tego kompozytu.

Uwagi wymaga jednak kryterium zniszczenia wskutek zerwania zbrojenia kompozytowego. Autorzy modelu zakładają, że do zerwania kompozytu dochodzi na krawędzi przekroju. Fakt ten został uwzględniony przez wprowadzenie współczynnika redukcji φ_r efektywnych naprężeń kompozytu, zależnego od promienia wyoblenia krawędzi przekroju r_c oraz szerokości przekroju środka wzmocnionej belki b_w . Wyniki badań belek wzmocnionych materiałami kompozytowymi przyklejanymi na powierzchni betonu nie potwierdzają jednak opinii o zasadniczym wpływie kąta wyoblenia krawędzi przekroju na efekt zniszczenia. Na ogół do zerwania włókien kompozytu dochodzi poza narożnikiem przekroju. Ponadto współczynnik redukcji φ_r został przeniesiony z badań doświadczalnych, wykonywanych na ściskanych próbkach betonowych wzmocnionych poprzecznie różnymi typami kompozytowych mat (Campioni, 2003). Stan naprężenia w pobliżu narożnika ściskanej próbki jest całkiem inny niż ten występujący w belkach, dlatego zdaniem autorki pracy nie powinien być bezpośrednio wprowadzony do warunku zerwania kompozytowego zbrojenia poprzecznego w belkach wzmocnionych na ścinanie.

Redukcja efektywnych naprężeń w zbrojeniu kompozytowym może nie wystąpić jedynie przy spełnieniu warunku $\frac{r_c}{b_w} = 0,5$, co świadczy o kołowym

przekroju belki. Z praktycznego jednak punktu widzenia maksymalne rzeczywiste wyoblenie narożnika nie powinno przekroczyć grubości betonowej otuliny zbrojenia podłużnego (około 25mm), co sprawia, że współczynnik redukcji naprężeń kompozytu φ_r waha się w granicach od 0,47 do 0,28, odpowiednio dla przekroju o szerokości od 150mm do 500mm. Tak wysokiej redukcji naprężeń zbrojenia kompozytowego nie potwierdzają wyniki pomiarów odkształceń zerwanego zbrojenia, które w badaniach są na znacznie wyższym poziomie (0,70 – 0,90 ε_{fu}). Mimo tej nieścisłości model Montiego i Liotte jest obecnie modelem najbardziej zaawansowanym i najlepiej odzwierciedlającym rzeczywiste zachowanie strefy przypodporowej wzmocnionej na ścinanie.

7. Nośność na ścinanie elementów wzmocnionych metodą EBR w ujęciu przepisów normowych

7.1. Zalecenia ACI 440.2R – 08, 2008

Amerykańskie zalecenia dotyczą projektowania wzmocnień na ścinanie metodą EBR typu „S” i „U”. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie oblicza się podobnie, jak poprzecznego zbrojenia stalowego z wprowadzeniem dwóch ograniczeń dotyczących odkształceń kompozytu do wartości efektywnej, zależnej od długości zakotwienia L_e tego zbrojenia poza przekrój przecięcia ukośną rysą niszczącą (określonej na podstawie badań przyczepnościowych) oraz od wytrzymałości betonu na ściskanie f_{ck} .

Nośność na ścinanie wzmocnionego przekroju jest sumą trzech składników (udziału betonu, stali i zbrojenia kompozytowego), uwzględnionych w obliczeniowej nośności za pośrednictwem dwóch współczynników redukcji: globalnego współczynnika $\phi = 0,85$ oraz dodatkowego współczynnika redukcji dla zbrojenia kompozytowego $\psi_f = 0,95$ – przy wzmocnieniu typu „W”, $\psi_f = 0,85$ – przy wzmocnieniach typu „U” i „S”.

$$\phi V_n = \phi_f (V_c + V_w + \psi_f V_f) \geq V_u \quad (7.1)$$

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie wyrażony jest wzorem

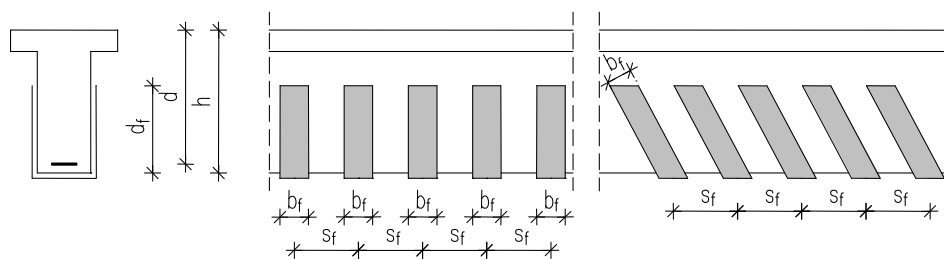
$$V_f = \frac{A_f E_f \varepsilon_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f} \quad (7.2)$$

gdzie: V_u – obliczeniowa siła poprzeczna w rozpatrywanym przekroju,

$$A_f = 2t_f b_f,$$

d_f – użyteczna wysokość zbrojenia kompozytowego mierzona do osi zbrojenia podłużnego (rys. 7.1),

α – kąt nachylenia włókien kompozytu do podłużnej osi belki.



Rys. 7.1. Schemat belki wzmocnionej na ścinanie taśmami FRP w różnych konfiguracjach (ACI 440.2R, 2008)

Norma ACI 440.2R – 08, 2008 różnicuje wartość efektywnych odkształceń kompozytu w zależności od typu wzmocnienia:

$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \varepsilon_{fu}$ - dla wzmocnienia typu „W”

$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004$ - dla wzmocnienia typu „U” i „S”

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \quad (7.3)$$

$$L_e = \frac{23300}{(t_f E_f)^{0,58}} \quad (7.4)$$

$$\kappa_1 = \left(\frac{f_{ck}}{27} \right)^{2/3} \quad (7.5)$$

$$\kappa_2 = \begin{cases} \frac{d_f - L_e}{d_f} & \text{dla typu "U"} \\ \frac{d_f - 2L_e}{d_f} & \text{dla typu "S"} \end{cases} \quad (7.6)$$

Norma ogranicza łączny udział poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego w nośności na ścinanie zgodnie ze wzorem

$$V_s + V_f \leq 0,66 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (7.7)$$

7.2. Zalecenia fib Bulletin 14, Task Group 9.3, 2001

Nośność na ścinanie wzmocnionego przekroju należy obliczać zgodnie ze wzorem

$$V_{Rd} = \min \{ V_{cd} + V_{sd} + V_{fd}, V_{Rd2} \} \quad (7.8)$$

gdzie: V_{cd} , V_{sd} , V_{fd} są odpowiednio obliczeniowymi nośnościami betonu, zbrojenia stalowego i zbrojenia kompozytowego,
 V_{Rd2} jest obliczeniową nośnością betowego krzyżulca ściskanego.

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, przyjęty na podstawie modelu Triantafyllou i Antonopoulous, 2000, zależy od efektywnych odkształceń kompozytu, które określa się na podstawie wytrzymałości betonu na ściskanie i osiowej sztywności zbrojenia FRP (por. rys. 5.6 i 5.7). Opisany jest on zależnością:

$$V_{fd} = 0,9 E_f \varepsilon_{fde} \rho_f b_w d (\cot \Theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (7.9)$$

gdzie: ε_{fde} – projektowa wartość efektywnych odkształceń FRP, $\varepsilon_{fde} = \varepsilon_{fke} / \gamma_f$,
 γ_f – częściowy współczynnik bezpieczeństwa.

Przy zniszczeniu na skutek zerwania kompozytu FRP:

$\gamma_f = 1,20; 1,25; 1,30$ – odpowiednio dla laminatów CFRP, AFRP, GFRP

$\gamma_f = 1,35; 1,45; 1,50$ – odpowiednio dla wiotkich mat CFRP, AFRP, GFRP.

Przy zniszczeniu na skutek odspojenia zbrojenia FRP:

$\gamma_f = 1,30$,

$\varepsilon_{fk,e} = k \varepsilon_{fe}$,

$k = 0,8$.

W przypadku wzmocnienia typu „S” lub „U” obserwuje się dwa mechanizmy zniszczenia – odspojenie i zerwanie zbrojenia kompozytowego, a wartość efektywnych odkształceń FRP należy przyjąć jako mniejszą z wartości obliczonych wg (7.10):

dla zbrojenia CFRP typu „U”

$$\text{– przy odspojeniu zbrojenia CFRP} \quad \varepsilon_{fe} = 0,00065 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,56} \varepsilon_{fu} \quad (7.10)$$

$$\text{– przy zerwaniu zbrojenia CFRP} \quad \varepsilon_{fe} = 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu}$$

W wypadku wzmocnienia obwodowego typu „W” lub typu „U” z właściwym zakotwieniem końców zbrojenia, dopuszcza się mechanizm zniszczenia wskutek zerwania kompozytu, a efektywne odkształcenia kompozytu oblicza się zgodnie ze wzorami:

$$\text{– przy zerwaniu CFRP} \quad \varepsilon_{fe} = 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \quad (7.11)$$

$$\text{– przy zerwaniu AFRP} \quad \varepsilon_{fe} = 0,048 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{\rho_f E_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu} \quad (7.12)$$

gdzie: ρ_f – stopień zbrojenia przekroju zbrojeniem FRP,

$$\rho_f = \frac{2t_f \sin \alpha}{b_w} \quad - \quad \text{dla wzmocnienia w postaci ciągłych mat o grubości } t_f,$$

$$\rho_f = \frac{2t_f}{b_w} \frac{b_f}{s_f} \quad - \quad \text{dla wzmocnienia w postaci taśm i mat o szerokości } b_f \text{ i rozstawie } s_f.$$

W *fib* Bulletin 14, 2001 zwraca się uwagę na fakt, że jeżeli zniszczenie wywołane jest odspojeniem zbrojenia FRP typu „U”, to wzrost nośności na ścinanie w niewielkim stopniu zależy od sztywności osiowej $\rho_f E_f$ tego zbrojenia (por. rys. 6.6). W takim wypadku decydującą rolę odgrywa wytrzymałość betonu. Jeżeli zniszczenie jest wywołane zerwaniem zbrojenia FRP typu „W”, wzrost nośności na ścinanie istotnie zależy od sztywności osiowej $\rho_f E_f$ tego zbrojenia, a beton odgrywa drugorzędną rolę. Oczywiście jest, że wzmocnienie w postaci zamkniętych pętli jest najbardziej efektywnym sposobem zwiększenia nośności na ścinanie, więc jeśli nie można wykonać obwodowego wzmocnienia, powinno się kotwić końce zbrojenia typu „U” lub „S” w płycie przekroju teowego za pomocą specjalnych kompozytowych kotew FRP.

Zaleca się przyjęcie maksymalnego rozstawu zbrojenia kompozytowego, ułożonego pod kątem 90° zgodnie ze wzorem:

$$s_{f,max} \leq 0,9d - \frac{b_f}{2} \quad - \quad \text{dla prostokątnego przekroju belki} \quad (7.13)$$

$$s_{f,max} \leq d - t - \frac{b_f}{2} \quad - \quad \text{dla teowego przekroju belki} \quad (7.14)$$

gdzie: t – grubość płyty przekroju teowego

7.3. Zalecenia Concrete Society Report 55, 2004

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności wzmocnionego przekroju na ścinanie określa się podobnie, jak we wcześniej omówionych przepisach normowych, jako:

$$V_f = \frac{1}{\gamma_{mF}} \frac{A_f E_f \varepsilon_{fe} \sin \alpha (1 + \operatorname{ctg} \alpha) d_f}{s_f} \quad (7.15)$$

gdzie: γ_{mF} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla włókien FRP,

$$\gamma_{mF} = \gamma_{mf} \times \gamma_{mm},$$

$\gamma_{mf} = 1,4; 1,5; 3,5$ – odpowiednio dla materiałów CFRP, AFRP, GFRP,

$\gamma_{mm} = 1,1$ i $1,4$ – odpowiednio dla laminatów FRP oraz mat klejonych na mokro,

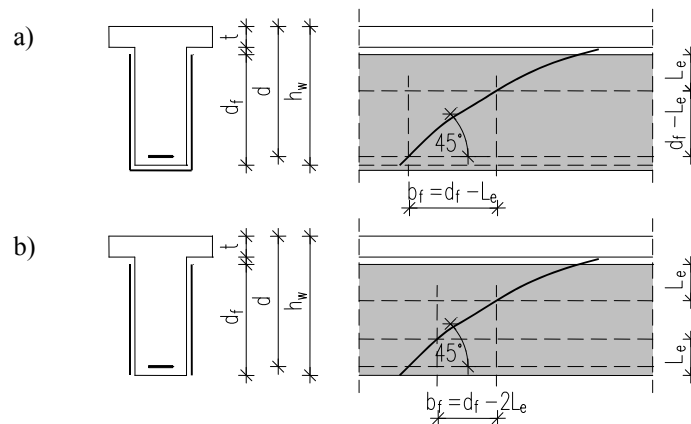
$$A_f = 2t_f b_f$$

Efektywną wysokość zbrojenia kompozytowego współpracującego w przenoszeniu naprężeń rozciągających zależy od sposobu wzmocnienia – typ „U” lub typ „S” (rys. 7.2), i określa się ją jako:

$$d_f = h_f - L_e \quad \text{dla „U” i „W” (rys. 7.2.a)} \quad (7.16)$$

$$d_f = h_f - 2L_e \quad \text{dla „S” (rys. 7.2.b)} \quad (7.17)$$

$$L_e = \frac{461,3}{(t_f E_f)^{0,58}} \quad (7.18)$$



Rys. 7.2. Efektywna wysokość i szerokość zbrojenia kompozytowego w belce wzmocnionej na ścinanie: a) typ „U”, b) taśmami FRP na bocznych powierzchniach belki (Concrete Society Report, 2004)

Wzmocnienie typu „W” wykonane w postaci zamkniętych kompozytowych strzemion zabezpiecza przekrój przed zniszczeniem wskutek odspojenia. Z uwagi jednak na koncentrację naprężeń w narożnikach wzmocnianego przekroju belki może dojść do zerwania zbrojenia kompozytowego znacznie wcześniej niż na skutek osiągnięcia wytrzymałości kompozytu na rozciąganie. Taki mechanizm zniszczenia uwzględniony przez Khalifę i innych, 1999 w postaci warunku ograniczenia odkształceń kompozytu zgodnie ze wzorem:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fe} \left[0,5622(\rho_f E_f)^2 - 1,2188\rho_f E_f + 0,778 \right] \quad \text{dla typu „W” i „U”} \quad (7.19)$$

dla $\rho_f E_f \leq 1,1 \text{ GPa}$

został zaadaptowany w zaleceniach normowych Concrete Society, 2004 (CSTR 55).

Ponadto przyjmuje się:

$$\rho_f = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f} \quad - \quad \text{stopień zbrojenia dla oddzielnych pasków mat lub taśm o szerokości } b_f \text{ i rozstawie } s_f$$

$$\rho_f = \frac{2t_f}{b_w} \quad - \quad \text{dla ciągłych mat } b_f/s_f = 1,0$$

$$\varepsilon_f = \frac{f_f}{\gamma_{mf} E_f}$$

W wypadku bezkrtowego wzmocnienia typu „U” lub „S”, do zniszczenia z reguły dochodzi wskutek odspojenia kompozytu od powierzchni betonu. Ograniczenie odkształceń kompozytu związane z takim mechanizmem zniszczenia, zaproponowane przez zespół Maeda i innych, 1997 oraz Khalify i innych, 1999 wyrażone zależnością:

$$\varepsilon_{fe} = \frac{0,0042 \left[(0,835 f_{ck})^{2/3} b_f \right]}{(E_f t_f)^{0,58} d_f} \leq 0,004 \quad \text{dla typu „U” i „S”} \quad (7.20)$$

zostało zaadaptowane w zaleceniach CSTR55 do zdefiniowania granicznych odkształceń zbrojenia kompozytowego przy jego odspojeniu.

Maksymalny rozstaw kompozytowego zbrojenia w postaci taśm o szerokości b_f i rozstawie s_f określa następująco:

$$s_{f \max} \leq 0,8d \quad (7.21)$$

$$s_{f \max} \leq b_f + \frac{d}{4} \quad (7.22)$$

7.4. Zalecenia Japan Society of Civil Engineering JSCE, 2000

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności wzmocnionego przekroju na ścinanie określa wyrażenie:

$$V_{fd} = \frac{1}{1,25} \frac{A_f E_f \varepsilon_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) z}{s_f} \quad (7.23)$$

gdzie $z = d / 1,15$

W podobny sposób, jak w zaleceniach *fib* Biulletin, obliczane są efektywne odkształcenia kompozytu w zależności od obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cd} i osiowej sztywności zbrojenia FRP $\rho_f E_f$, a współczynnik redukcji efektywnych odkształceń kompozytu R określa wyrażenie:

$$R = (\rho_f E_f)^{1/4} \varepsilon_{fud}^{2/3} \left(\frac{1}{f_{cd}} \right)^{1/3} \quad (7.24)$$

$$\varepsilon_{fud} = \frac{f_{fu}}{E_f \lambda_f}, \quad \lambda_{1,25} = 1,25 \quad (7.25)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\lambda_c}, \quad \lambda_c = 1,4 \quad (7.26)$$

przy ograniczeniu współczynnika redukcji R w zakresie $0,5 \leq R \leq 2,0$.

Współczynnik efektywności zbrojenia kompozytowego na ścinanie K określa zależność

$$K = 1,68 - 0,67R \quad (7.27)$$

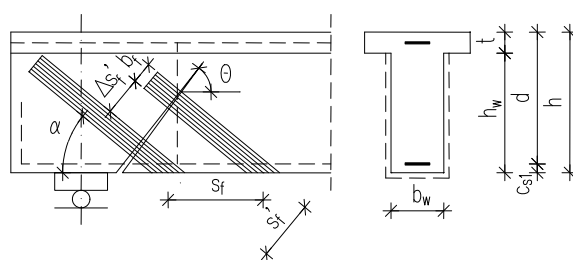
przy czym wartości K powinny spełniać warunek $0,4 \leq K \leq 0,8$.

Efektywne odkształcenia kompozytu można wyrazić wzorem:

$$\varepsilon_{fe} = K \varepsilon_{fu} \quad (7.28)$$

7.5. Norma CNR DT200, 2004

W normie zaadaptowano model Montiego i Liotty, 2007. Nośność na ścinanie przekroju wzmocnionego liczona jest w na podstawie modelu kratownicowego, w przypadku wzmocnienia typu „W” i „U”, oraz na podstawie warunków przyczepności kompozytu do betonu, we wzmocnieniach typu „S” (patrz 7.3).



Rys. 7.3. Schemat wzmocnienia przekroju (typ „W”) (CNR DT200, 2004)

Wzmocnienie na bocznych powierzchniach belki – typ „S”

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie przekroju teowego wzmocnionego na obu bocznych powierzchniach belki przy użyciu materiałów kompozytowych nie kotwionych na końcach wyraża zależność:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \min\{0,9d, h_w\} f_{fed} 2t_f \frac{1}{\sin \Theta} \frac{b_f}{s_f} \quad (7.29)$$

gdzie: γ_{Rd} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa, uwzględniający niedokładności modelu obliczeniowego, $\gamma_{Rd} = 1,2$,

d – efektywna wysokość belki,

h_w – wysokość środnika belki,

f_{fed} – efektywna wytrzymałość obliczeniowa zbrojenia kompozytowego,

t_f – grubość kompozytu,

α – kąt nachylenia włókien kompozytu do podłużnej osi belki,

Θ – kąt nachylenia ukośnej rysy niszczącej do podłużnej osi belki, przyjęty jako 45° , o ile nie wykonywane są dokładniejsze obliczenia,

b_f – szerokość kompozytu (taśmy, maty),

s_f – rozstaw zbrojenia kompozytowego mierzony w kierunku podłużnej osi belki, dla wzmocnień w postaci mat

$$b_f / s'_f = 1,0; \quad s'_f = s_f \sin \alpha.$$

Z uwagi na fakt, że odspojenie kompozytu od powierzchni betonu jest najczęstszą przyczyną zniszczenia wzmocnionego przekroju, w obliczeniach nośności na ścinanie uwzględnia się efektywną obliczeniową wytrzymałość kompozytu odpowiadającą warunkom jego przyczepności do betonu. W elementach wzmocnionych kompozytami przyklejonymi na bocznych powierzchniach belki (typ „S”) efektywną wytrzymałość kompozytu oblicza się ze wzoru:

$$f_{fed} = f_{fdd} \frac{z_{rid,eq}}{\min\{0,9d; h_w\}} \left(1 - 0,6 \sqrt{\frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2 \quad (7.30)$$

gdzie: f_{fdd} – wytrzymałość na odrywanie materiału kompozytowego od betonu,

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq},$$

$$z_{rid} = \min\{0,9d; h_w\} - L_e \sin \alpha,$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ct}}},$$

$$L_{eq} = \frac{\delta_{fu}}{f_{fdd} / E_f} \sin \alpha,$$

z_{rid} – zredukowana długość ramienia sił wewnętrznych,

L_e – efektywna długość przyczepności (zakotwienia) taśmy,

L_{eq} – pionowy rzut długości przyczepności (zakotwienia kompozytu), wymagany jedynie w wypadku wiotkich mat, dla których ich odkształcenie $\varepsilon_{fdd} = f_{fdd} / E_f$ jest niezmiennie,

δ_{fu} – poślizg kompozytu w chwili odspojenia równy 0,2mm,

E_f – moduł sprężystości kompozytu w kierunku włókien.

W przypadku długości zakotwienia kompozytu $L \geq L_e$ (rys. 7.4) obliczeniową efektywną wytrzymałość kompozytu można wyrazić wzorem:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_f \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{2 F_f G_{fk}}{t_f}} \quad (7.31)$$

gdzie: γ_c – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu,

G_{fk} – charakterystyczna wartość energii pęknięcia betonu w płaszczyźnie styku kompozyt – beton obliczona ze wzoru

$$G_{fk} = 0,03 k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$$

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie, określona na próbkach walcowych,

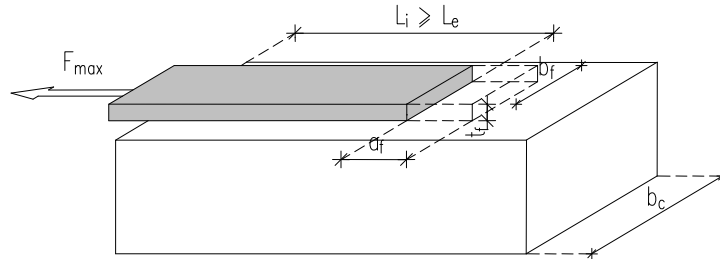
f_{ctm} – średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie,

k_b – współczynnik uwzględniający geometrię przekroju systemu wzmocnienia:

$$k_f = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1,0$$

b_c – szerokość elementu betonowego w próbie przyczepności, w wypadku wzmocnienia taśmami FRP w rozstawie s_f , $b_c = s_f \sin \alpha$,

$$\text{dla ciągłych mat } b_f = b_c = \min\{0,9d; h_w\} \frac{\sin(\Theta + \beta)}{\sin \Theta}$$



Rys. 7.4. Zakotwienie materiału kompozytowego na długości $L_i > L_e$ (CNR DT200, 2004)

Kiedy długość zakotwienia $L_i \leq L_e$, obliczeniową wytrzymałość kompozytu należy ograniczyć zgodnie z zależnością:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \frac{L_i}{L_e} \left(2 - \frac{L_f}{L_e} \right) \quad (7.35)$$

Norma CNR DT 200 wprowadza zalecenie konstrukcyjne dotyczące wzmocnień typu „U” i „W”, wymagające stosowania minimalnego zaokrąglenia narożników przekroju betonowego o promieniu 20mm.

Przy wzmocnieniu na ścinanie przekrojów żelbetonowych taśmami kompozytowymi zaleca się spełnienie następujących warunków dotyczących szerokości b_f i osiowego rozstawu s_f tych materiałów wzdłuż podłużnej osi belki:

$$50 \leq b_f \leq 250 \text{ mm}; \quad b_f \leq s_f \sin \alpha \leq \min\{0,5d; 3b_f + 200 \text{ mm}\} \quad (7.36)$$

Wzmocnienie na bocznych i spodniej lub głównej powierzchniach belki – typ „U” lub w postaci zamkniętych kompozytowych strzemion – typ „W”

Nośność zbrojenia kompozytowego w tym wypadku oblicza się na podstawie kratownicowej analogii Mörscha:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,9 df_{fed} 2t_f (\text{ctg} \Theta + \text{ctg} \alpha) \frac{b_f}{s_f} \frac{1}{\sin \alpha} \quad (7.37)$$

W przypadku wzmocnienia typu „U” efektywną wytrzymałość obliczeniową kompozytu można obliczyć ze wzoru:

$$f_{fed} = f_{fdd} \left[1 - \frac{1}{3} \frac{L_e \sin \alpha}{\min\{0,9d; h_w\}} \right] \quad (7.38)$$

Przy wzmocnieniu obwodowym typu „W” zamkniętymi kompozytowymi strzemionami, efektywną obliczeniową wytrzymałość należy obliczyć ze wzoru:

$$f_{fed} = f_{fdd} \left[1 - \frac{1}{6} \frac{L_e \sin \alpha}{\min\{0,9d; h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\Phi_R f_{fud} - f_{fdd}) \left[1 - \frac{L_e \sin \alpha}{\min\{0,9d; h_w\}} \right] \quad (7.39)$$

gdzie: f_{fud} – obliczeniowa wytrzymałość taśmy na rozciąganie,

$$\Phi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w}; \quad 0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0,5$$

r_c – promień zaokrąglenia narożnika belki wzmocnionej obwodowo (zalecana minimalna wartość 20mm),

b_w – szerokość środka belki.

8. Obliczeniowa analiza nośności przekroju wzmocnionego metodą EBR na ścinanie

8.1. Analiza porównawcza wyników obliczeniowych i doświadczalnych na podstawie wybranych metod i zaleceń obliczeniowych

Na podstawie modeli teoretycznych i metod obliczeniowych opisanych w rozdziale 5.2 autorka wykonała obliczenia udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie $V_{f,cal}$. W analizie obliczeniowej uwzględniono wszystkie parametry wytrzymałościowe jako średnie, bez uwzględniania rozrzutów tych wielkości i współczynników pewności.

Wyniki obliczeń zostały porównane z wynikami doświadczalnymi w formie graficznej na rysunkach 8.1 do 8.23. Podano średnie wartości współczynnika wzmocnienia $\eta_{f,śr} = V_{f,test} / V_{f,cal} \pm s^* t_{N,95\%}$, gdzie s^* jest odchyleniem standardowym średniej arytmetycznej, obliczanym jako

$$s^* = \sqrt{\frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^n (\eta_{fi} - \eta_{f,śr})^2}, \quad n - \text{liczba wyników tej samej wielkości, } i -$$

numer pomiaru, η_{fi} – kolejny wynik współczynnika w danej serii wyników, $\eta_{f,śr}$ – średnia wartość współczynnika wzmocnienia, $t_{N,95\%}$ – współczynnik wynikający z teorii tzw. rozkładu Studenta, zależny od założonego poziomu ufności i liczby pomiarów, przyjęty w pracy na poziomie ufności 95%. Zapis $\eta_{f,śr} \pm s^* t_{N,95\%}$ należy interpretować w ten sposób, że odchylenie wyniku η_{fi} od wartości średniej $\eta_{f,śr}$ o wartość $s^* t_{N,95\%}$ wystąpi z prawdopodobieństwem 95%.

Wartości nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego policzone na podstawie wytycznych: fib Bulletin 14, 2001, ACI 440.2R – 08, 2008, CNR DT200, 2004, Concrete Society (CS), 2004, JSCE, 2001, modeli Chen i Teng (CT), 2003a i b oraz Carolin i Täljsten, 2005b, zostały porównane z wartościami doświadczalnymi i zamieszczone na rysunkach od 8.1 do 8.15. Analizę porównawczą udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie autorka przeprowadziła odrębnie dla trzech typów wzmocnienia („S”, „U” i „W”). Taki podział belek umożliwił wykorzystanie zaleceń normowych odpowiednio do zastosowanego sposobu wzmocnienia. Dodatkowo analizowane belki podzielono jeszcze z uwagi na przekrój poprzeczny (prostokątne, teowe), co umożliwiło analizę wpływu kształtu przekroju na stopień wzmocnienia belek żelbetowych.

W wypadku belek wzmocnionych na bocznych i spodniej powierzchni (typ „U”) autorka wykonała podwójne obliczenia nośności zbrojenia

kompozytowego dla modelu wzmocnienia „S” i „U”, co umożliwiło analizę efektywności wzmocnienia typu „U” w belkach o niskim stopniu zbrojenia kompozytowego i dodatkowo niskim przekroju poprzecznym ($h < 360\text{mm}$), w których o zniszczeniu decyduje odspojenie nie kotwionego końca taśmy (maty) na całym odcinku zakotwienia tego zbrojenia, poza miejsce przecięcia z ukośną rysą niszczącą. Dwukrotne obliczenia nośności zbrojenia kompozytowego dla wzmocnień typu „S” i „U” w belkach wzmocnionych sposobem „U” pozwoliły zweryfikować opinię Chen i Teng, 2003a i b, o braku wpływu przyjętego modelu rysy („S” i „U”) na rozkład naprężeń w kompozycie, a tym samym na udział tego zbrojenia w nośności na ścinanie. Z uwagi na fakt, że w elementach wzmocnionych sposobem „U” doszło do zniszczenia przez odspojenie nie kotwionych końców taśm (mat) kompozytowych, model „S” okazał się bardziej właściwy niż model „U” – odpowiadający rzeczywistemu sposobowi wzmocnienia. Należy podkreślić fakt, że na wykresach zestawiono wszystkie analizowane belki, bez względu na różnice stopnia stalowego zbrojenia poprzecznego, smukłości strefy ścinania, podłużnego zbrojenia oraz wymiarów przekroju poprzecznego. W obliczeniach wszystkich belek uwzględniono rzeczywiste parametry geometryczne elementów i wytrzymałościowe cechy użytych materiałów, zestawione w tablicach 5.1 i 5.2. Kąt nachylenia krzyżulca ściskanego przyjęto równy 45° .

Belki o przekroju prostokątnym

Z porównania obliczeniowych i doświadczalnych nośności zbrojenia kompozytowego na ścinanie wynika, że wartości uzyskane według CNR DT 200, 2004, fib Bulletin, 2001 oraz modelu Chena i Tenga (CT), 2003a i b, są najbliższe wartościom doświadczalnym.

Najmniejsze rozrzuty wyników przy nośności zbrojenia kompozytowego $V_{f,cal} \leq 75\text{kN}$, otrzymuje się według zaleceń CNR DT200, 2004 (rys. 8.1 do 8.3) oraz modelu (CT) (rys. 8.13 i 8.14). Dla większych nośności oba modele zaniżają obliczeniowe wartości udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, czego wynikiem jest średni stosunek wartości doświadczalnej do obliczeniowej równy $\eta_{sr} = V_{f,test} / V_{f,cal} = 1,55 \pm 0,23$ oraz $\eta_{sr} = 1,55 \pm 0,26$, odpowiednio dla modelu CNR DT200, 2004 i CT przy odchyleniu standardowym odpowiednio $s^* = 0,11$ i $0,13$.

Obliczanie nośności zbrojenia kompozytowego według fib Bulletin daje wyniki zbliżone do wartości doświadczalnych, choć część wyników leży po niebezpiecznej stronie, pozostałe (przy $V_{f,cal} > 100\text{kN}$), podobnie jak w dwóch poprzednich modelach, leżą po stronie bezpiecznej.

Modele proponowane przez Concrete Society (CS), 2004 (rys. 8.9 i 8.10) oraz JSCE, 2000 (rys. 8.11 i 8.12) zawyżają obliczeniowe nośności modelu zbrojenia kompozytowego przy $V_{f,cal} \leq 150\text{kN}$, a przy $V_{f,cal} > 150\text{kN}$ zaniżają te wartości, bowiem $\eta_{sr} = 0,86 \pm 0,20$ dla modelu CS oraz $\eta_{sr} = 0,29 \pm 0,06$.

Należy przy tym dodać, że zalecenia japońskie JSCE, 2000 nie odróżniają metody obliczania V_f w zależności od sposobu wzmocnienia belki.

Nieco inaczej kształtują się wyniki obliczeń nośności na ścinanie belek o przekroju prostokątnym, wzmocnionych na bocznych i spodniej powierzchni belki (typ „U”). Tutaj najmniejszy rozrzut wyników obliczeniowych i doświadczalnych uzyskuje się na podstawie zaleceń CNR DT200, 2004 ($\eta_{sr} = 1,09 \pm 0,28$) oraz modelu CT ($\eta_{sr} = 1,29 \pm 0,28$). Z porównania obliczeniowych i doświadczalnych nośności V_f policzonych jak dla modelu wzmocnienia „S” (mimo, że sposób wzmocnienia belek jest typu „U”) wynika, że zalecenia CNR i CT przy obliczaniu nośności zbrojenia kompozytowego według modelu „S” dały zaniżone wartości nośności, co potwierdza zasadność obliczania nośności zbrojenia kompozytowego zgodnie z typem jego wzmocnienia.

W wypadku belek wzmocnionych zamkniętymi kompozytowymi pętlami (typ „W”) obliczenia wykonano w odniesieniu do dwóch przypadków: stosunku

$\frac{r_c}{b_w} = 0,0$ oraz $\frac{r_c}{b_w} = 0,5$, co odpowiada brakowi wyoblenia krawędzi belki i

promieniowi wyoblenia krawędzi belki $r_c = 0,5b_w$. Najbardziej zbliżone do doświadczalnych wartości nośności zbrojenia kompozytowego otrzymuje się na

podstawie zaleceń CNR, przy założeniu wartości stosunku $\frac{r_c}{b_w} = 0,5$, czego

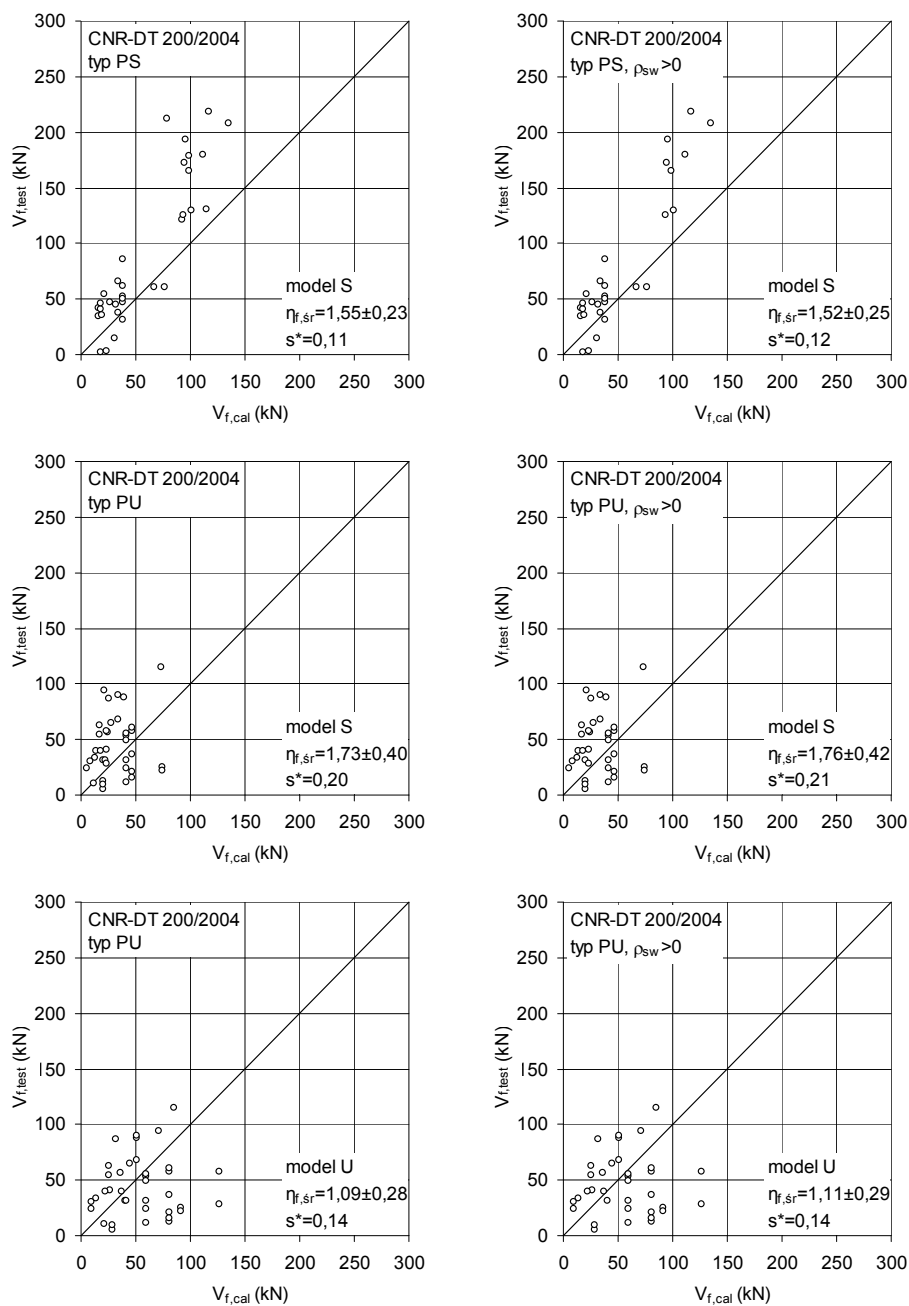
konsekwencją jest średni wskaźnik $\eta_{sr} = 0,97 \pm 0,12$. Przy założeniu stosunku

$\frac{r_c}{b_w} = 0,0$ zalecenia CNR są znacznie bardziej zachowawcze i istotnie zaniżają

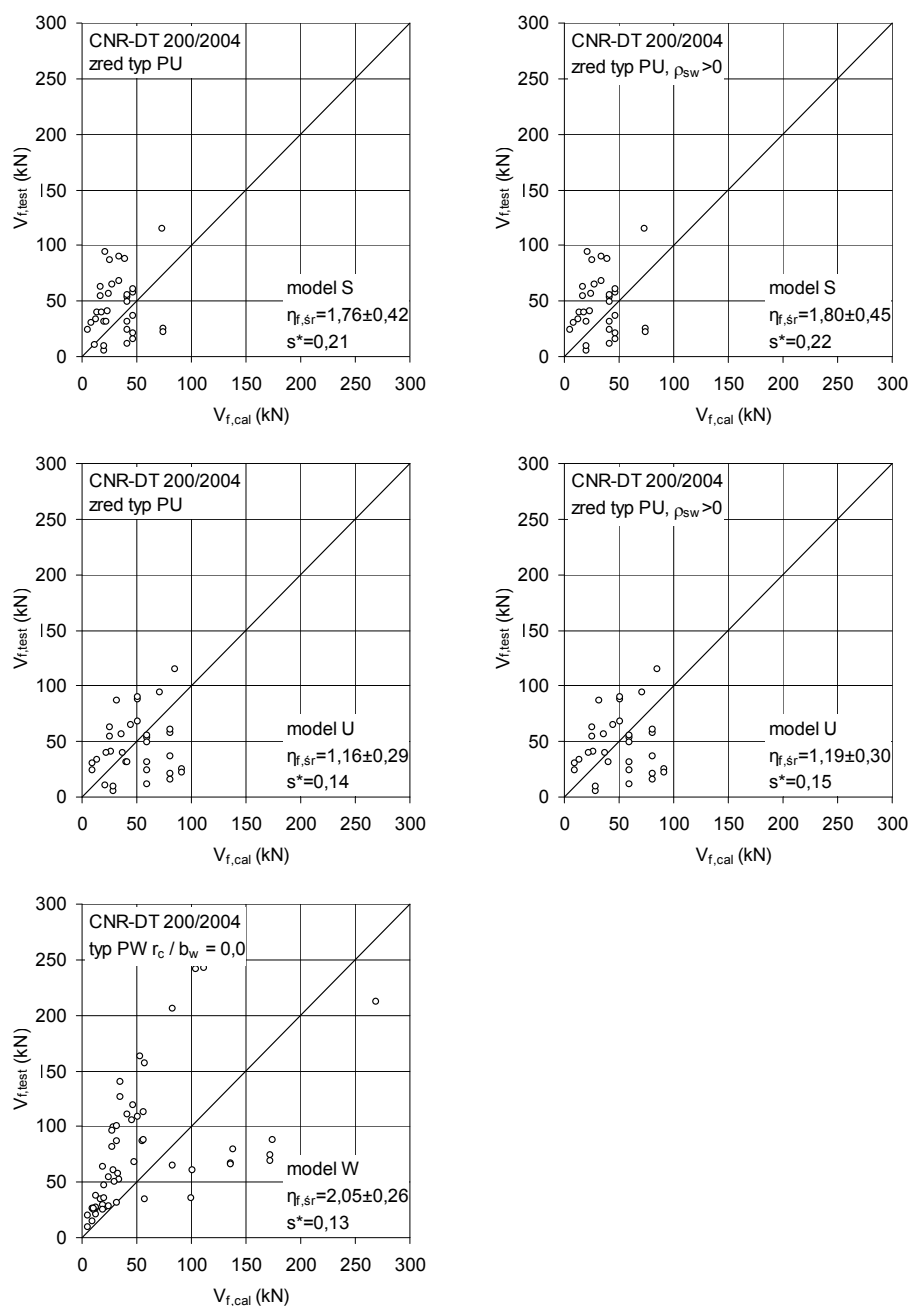
obliczeniowe nośności zbrojenia kompozytowego (rys. 8.3). Pozostałe zalecenia – ACI 440.2R, 2008; fib Biulletin, 2001; CS, JSCE, 2000 oraz model CT, zaniżają obliczeniowe nośności zbrojenia kompozytowego typu „W”.

Elementy wzmocnione sposobem „U” zarówno o przekroju prostokątnym jak i teowym niszczyły się przez odspojenie swobodnych końców tego zbrojenia od powierzchni betonu (w sposób typowy dla wzmocnienia typu „S”). Z tego powodu wspomniany wcześniej rozrzut wyników obliczeniowych dotyczących modelu „U” jest większy niż obliczonych według modelu „S”.

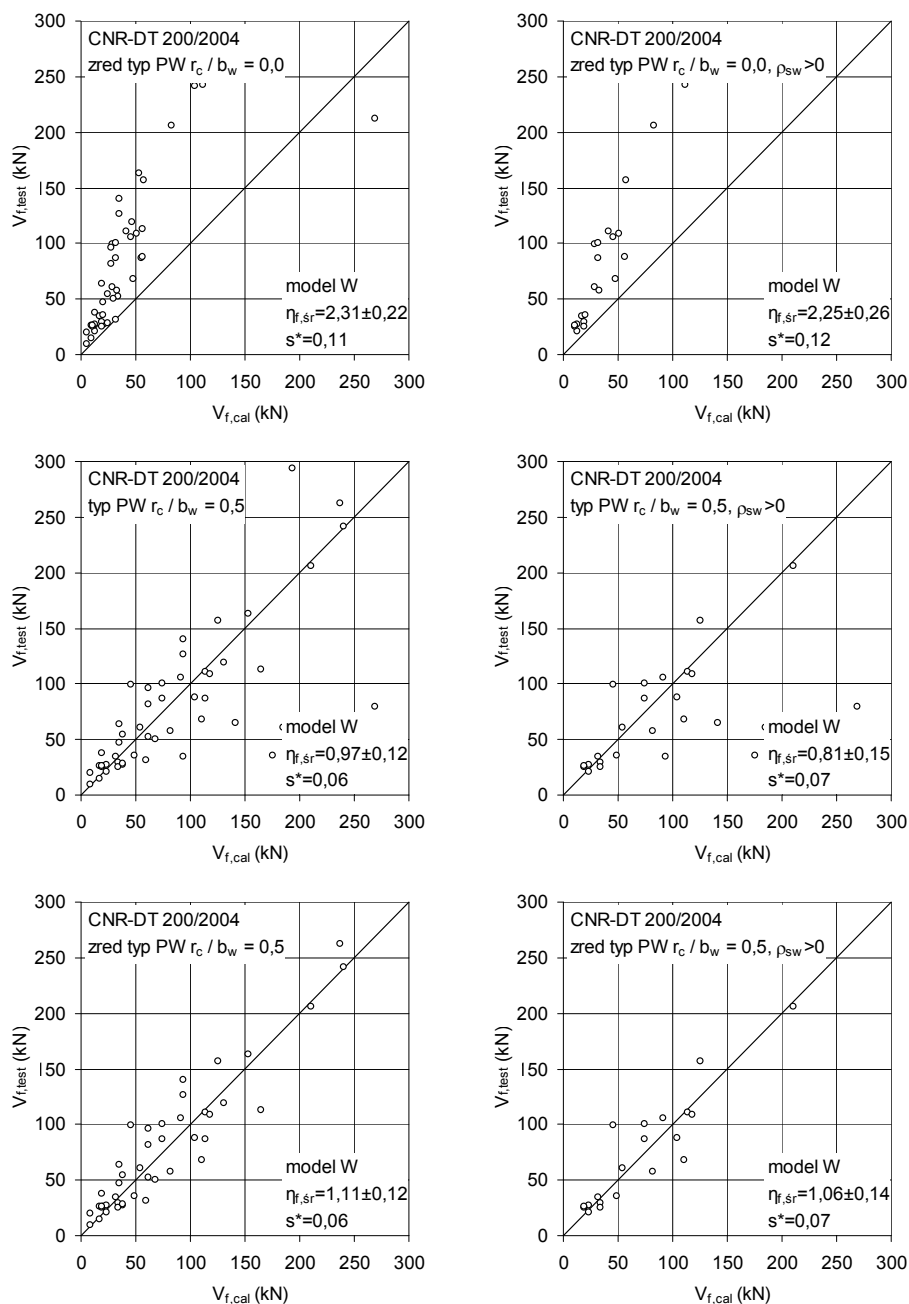
Elementy wzmocnione sposobem „U” na części wysokości przekroju środknika niszczyły się przedwcześnie wskutek odspojenia nie kotwionych końców taśm przeciętych ukośną rysą. Z tego powodu, pomijając te elementy z ogólnej analizy obliczeniowej, uzyskano wyniki znacznie bardziej zbliżone do doświadczalnych. Uzyskano w ten sposób znacznie mniejszy rozrzut wyników (porównaj wykresy dotyczące wszystkich analizowanych belek typu „U” i tych dotyczących ograniczonej liczby belek oznaczonych symbolem „zred” (rys. 8.1 do 8.15).



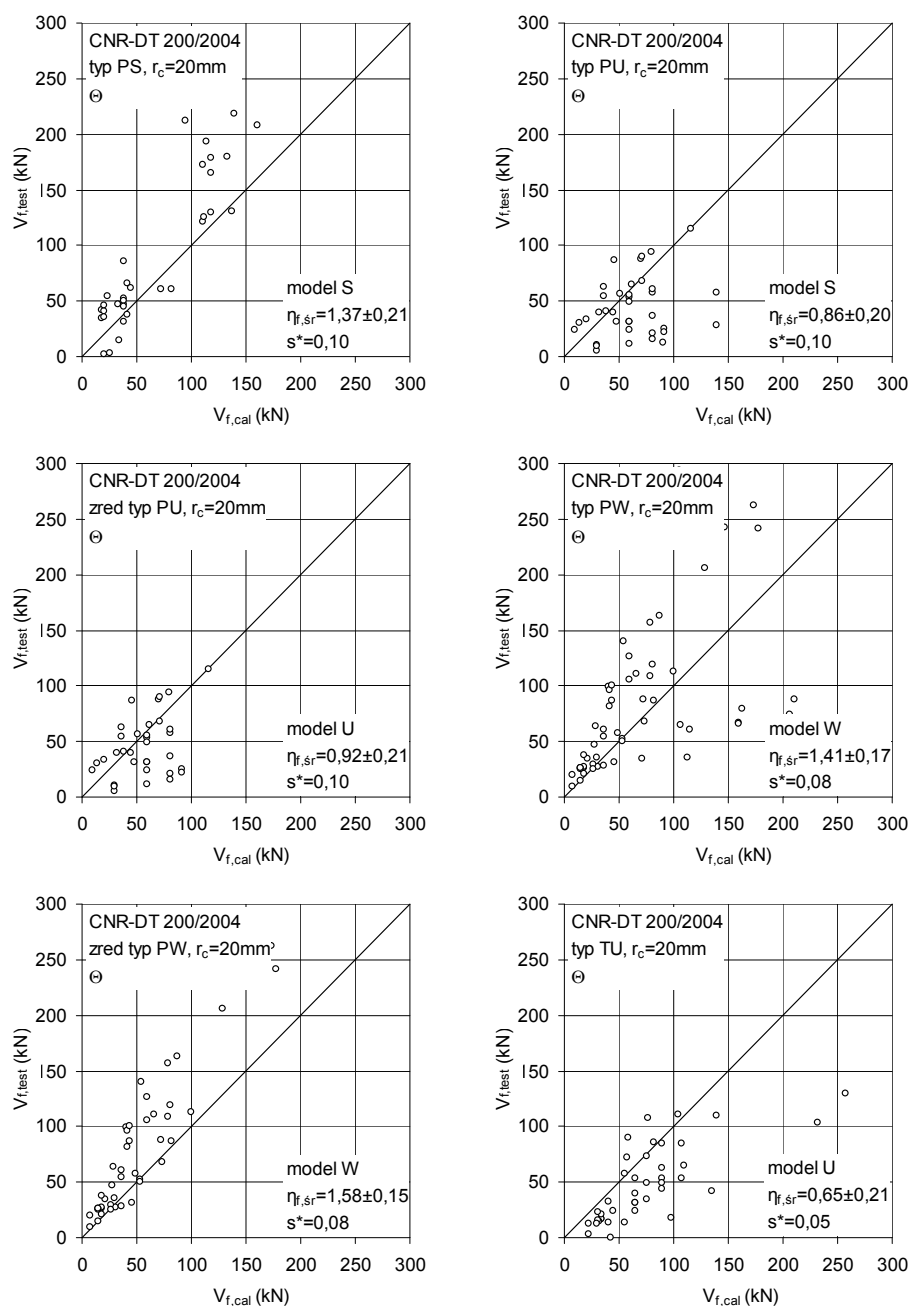
Rys. 8.1. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy CNR-DT 200, 2004



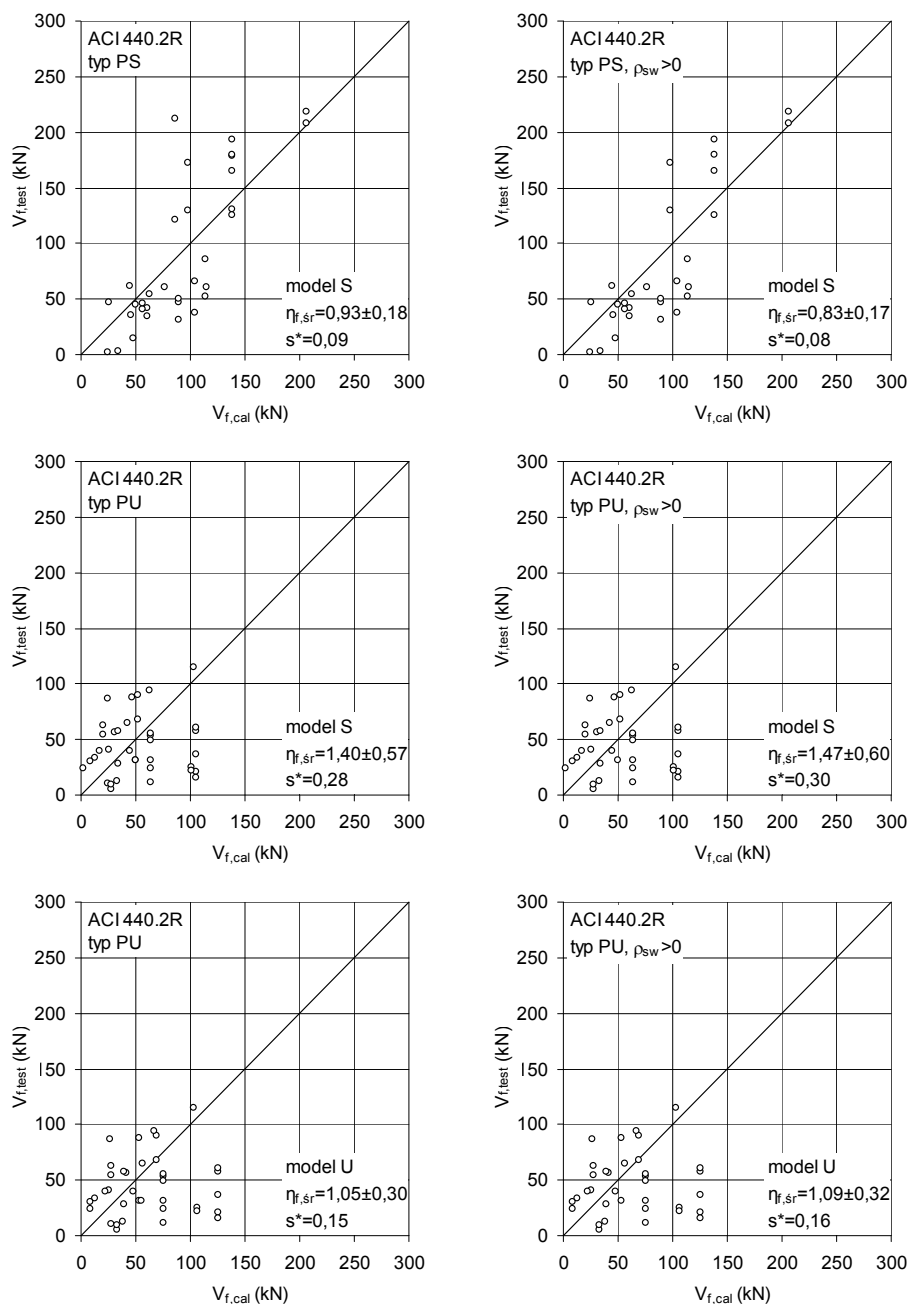
Rys. 8.2. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy CNR-DT 200, 2004



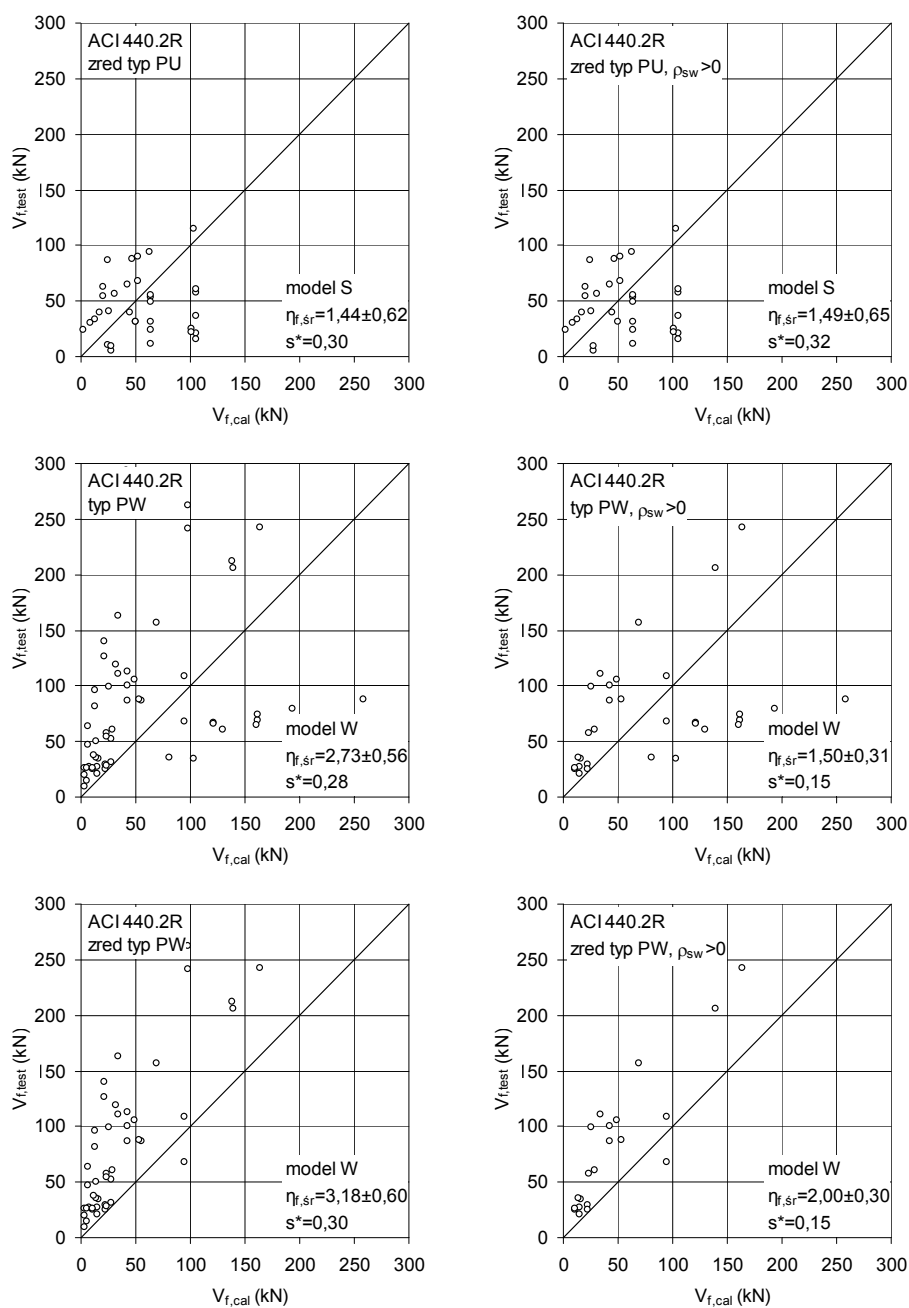
Rys. 8.3. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy CNR-DT 200, 2004



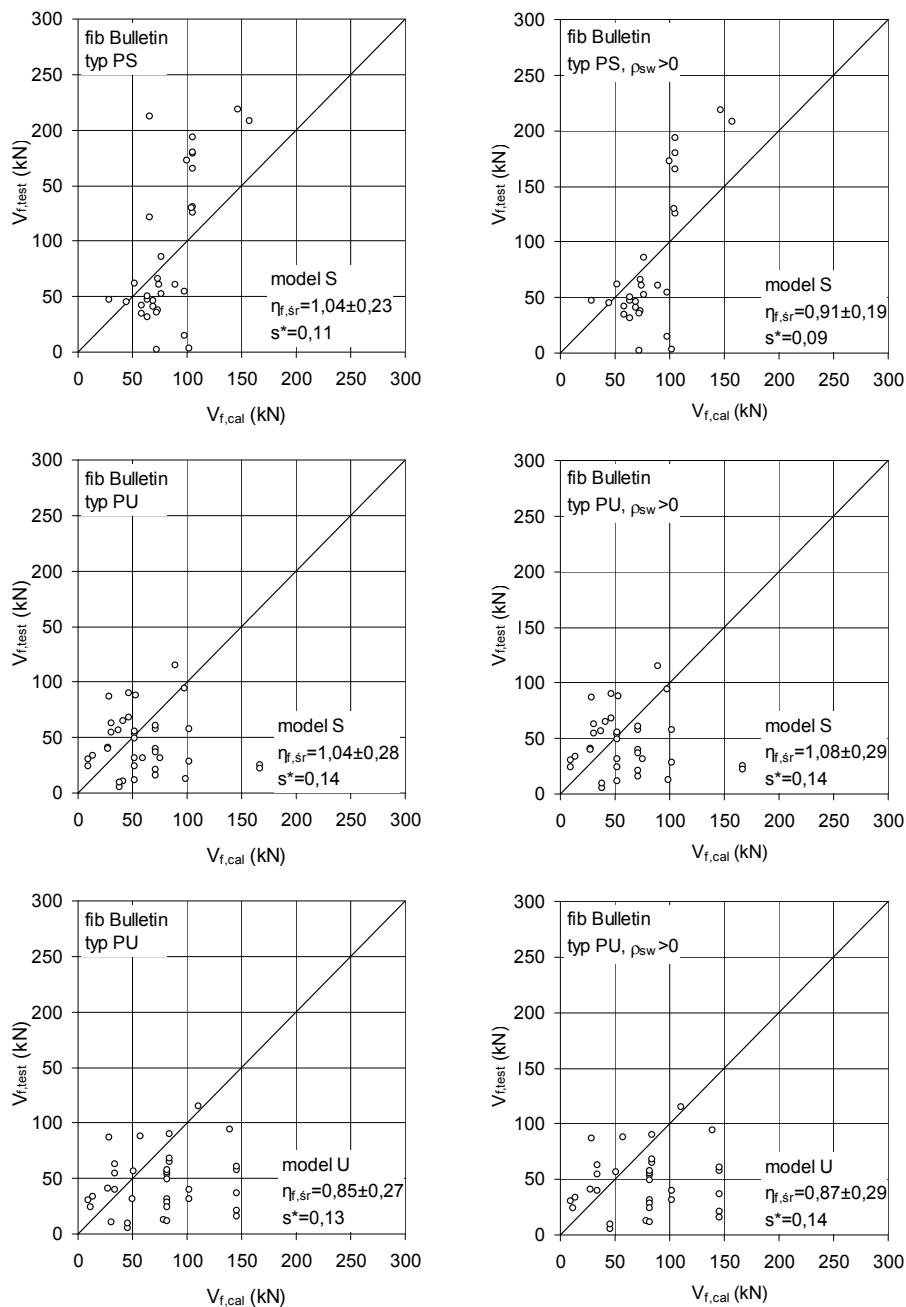
Rys. 8.4. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy CNR-DT 200, 2004 (modyfikacja)



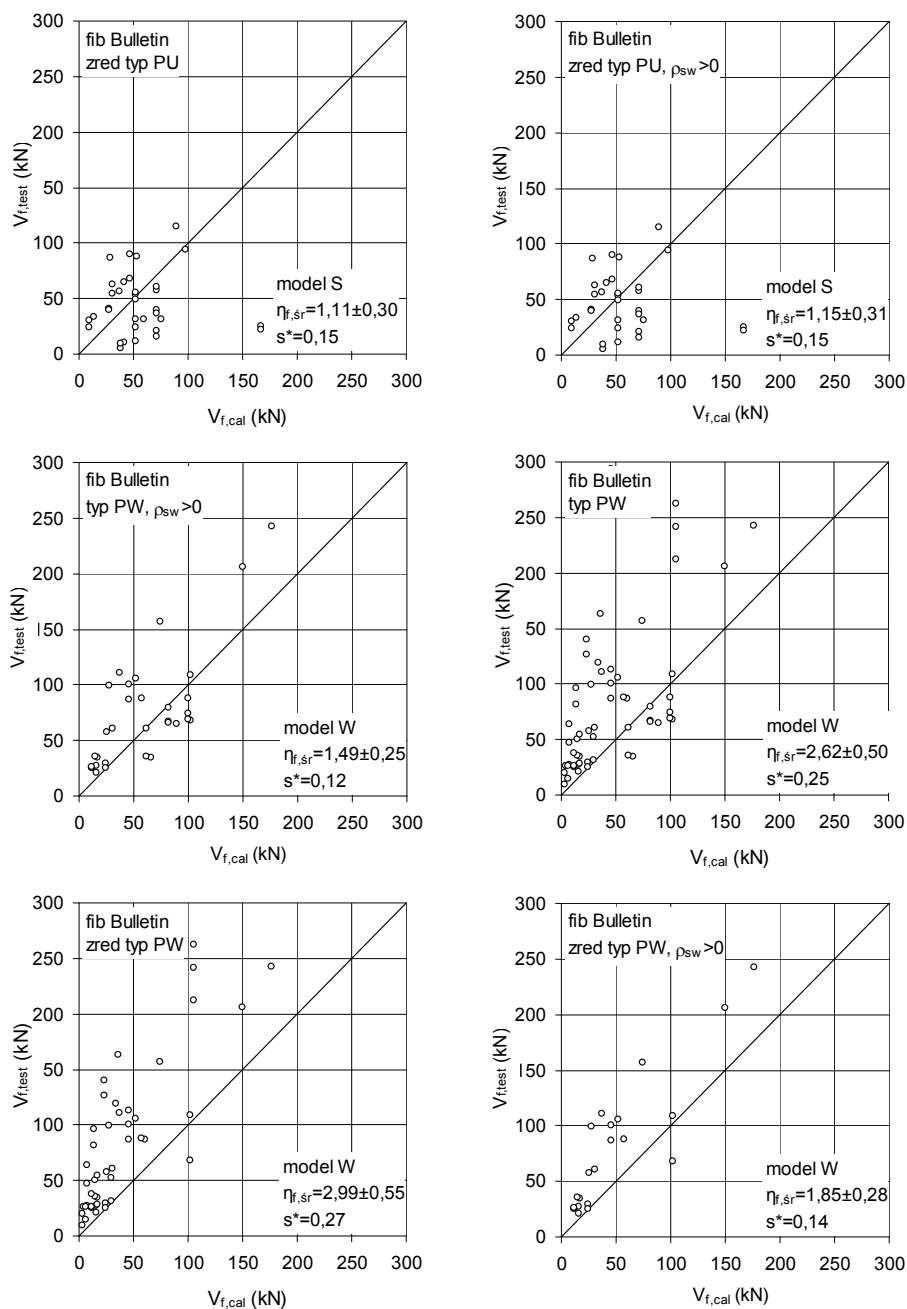
Rys. 8.5. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy ACI 440.2R, 2008



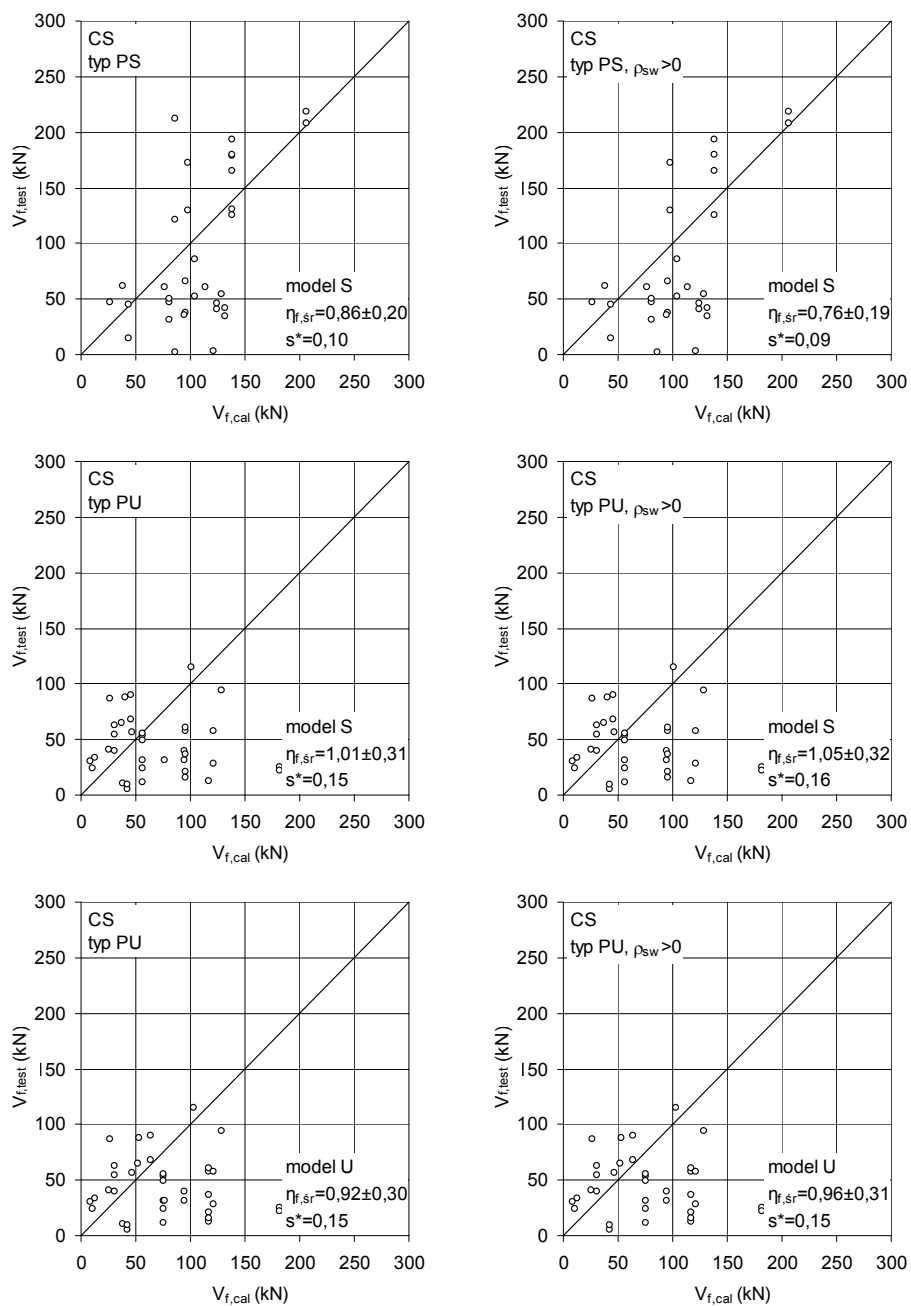
Rys. 8.6. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy ACI 440.2R, 2008



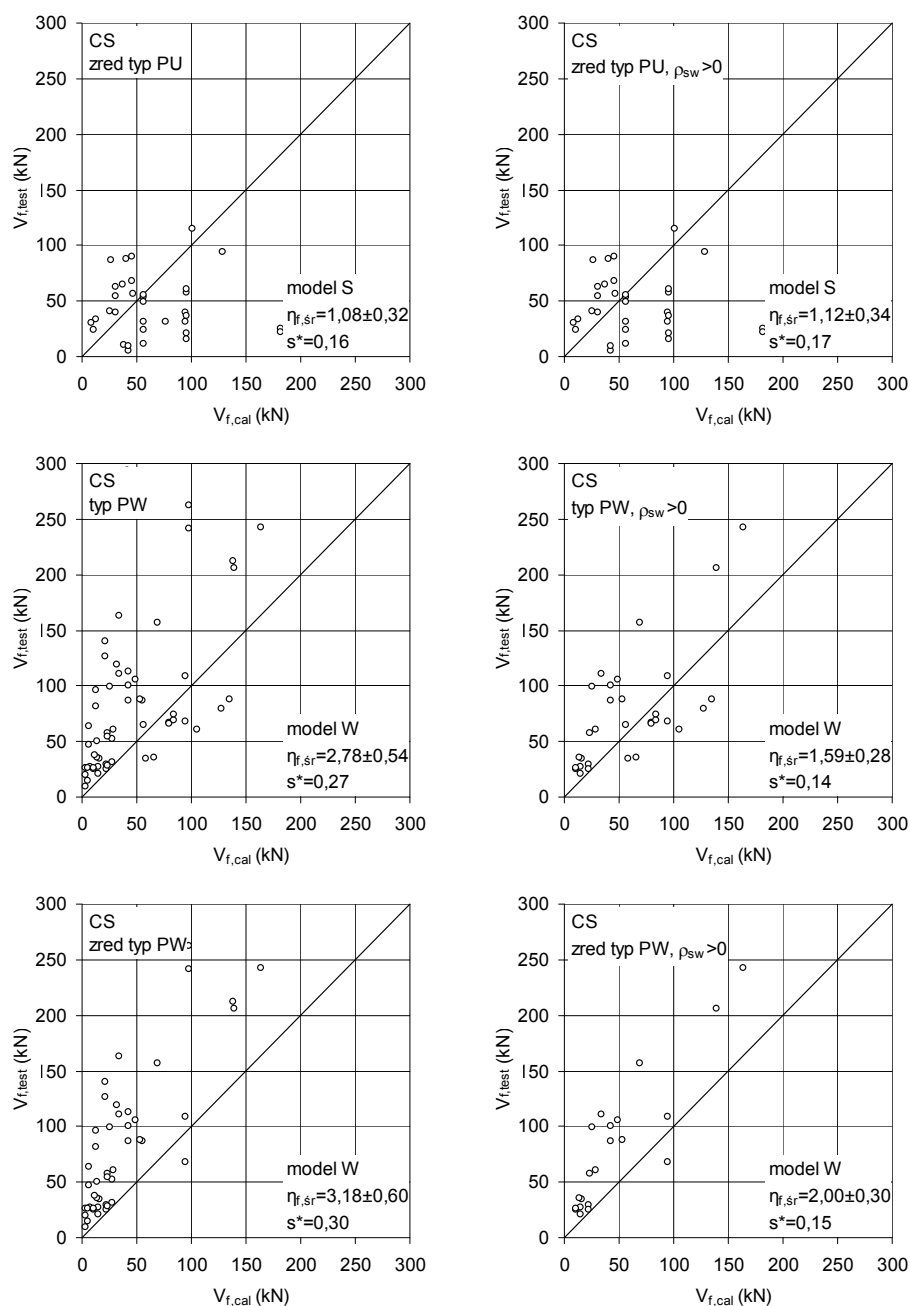
Rys. 8.7. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według fib Bulletin, 2001



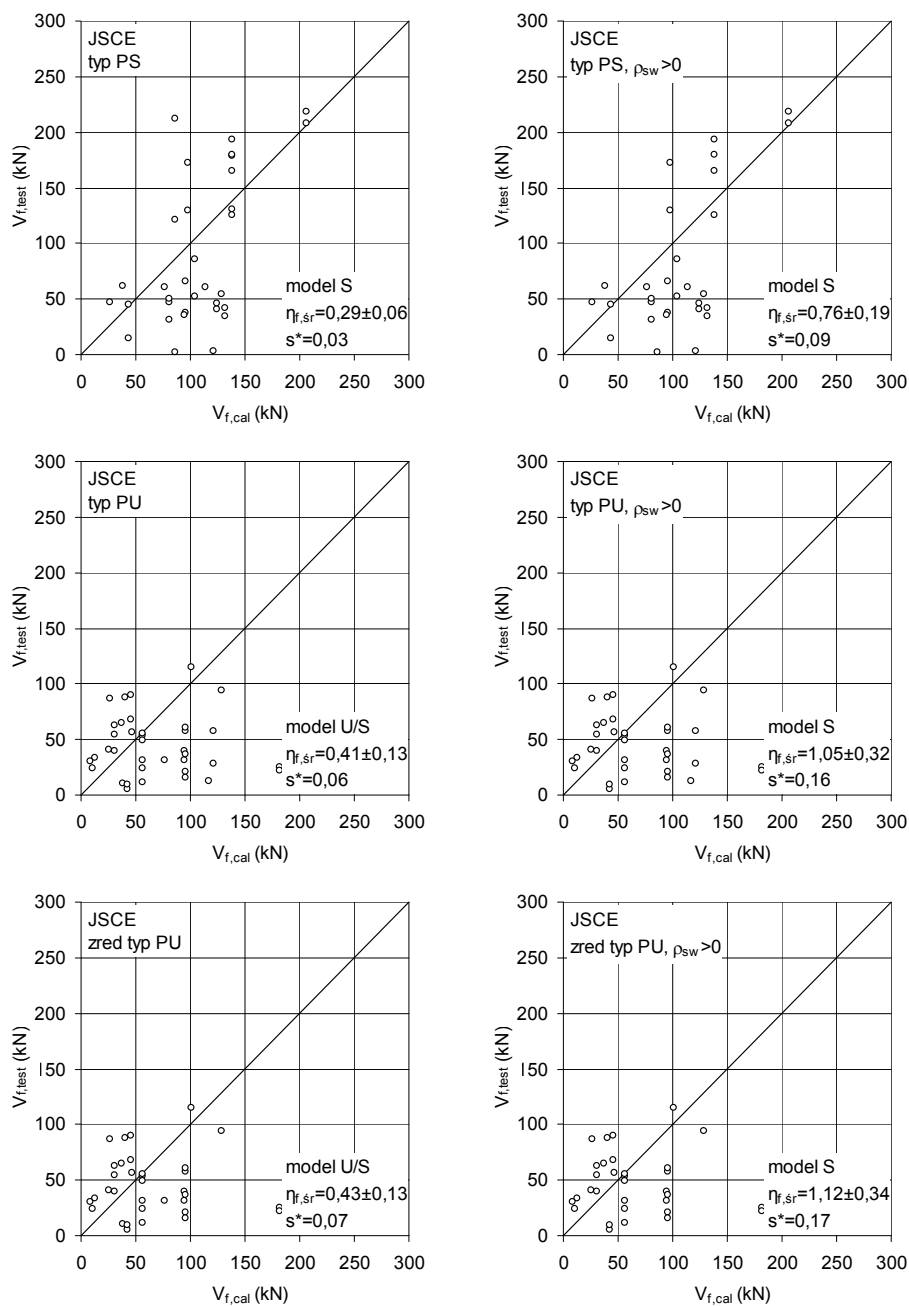
Rys. 8.8. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według fib Bulletin, 2001



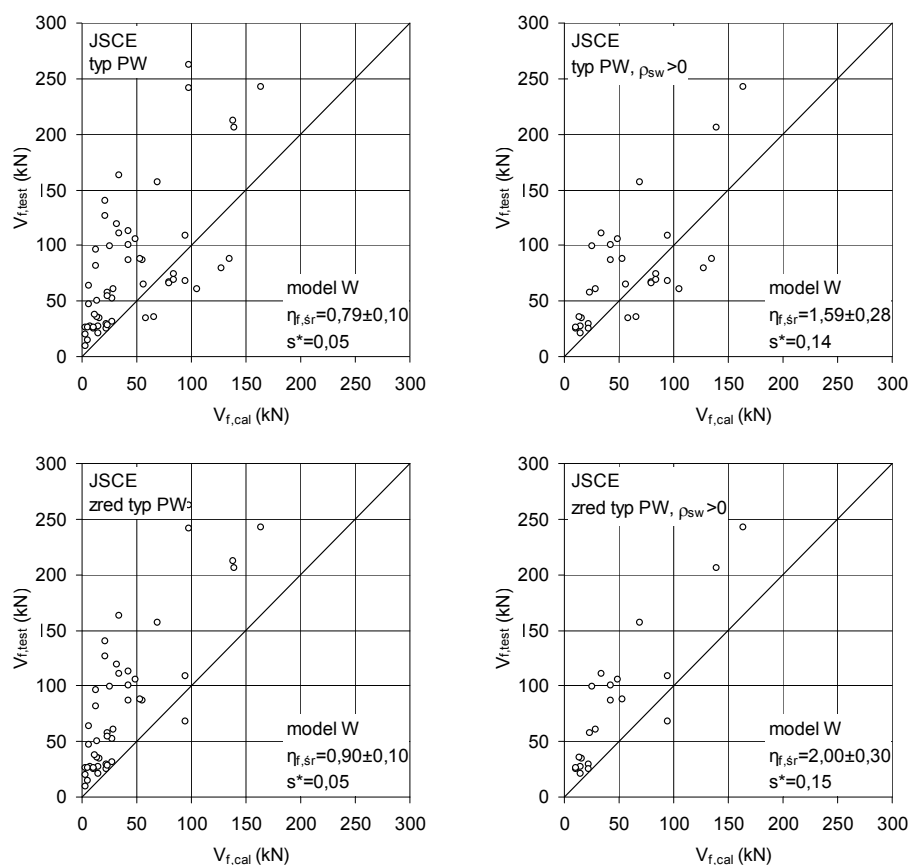
Rys. 8.9. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według zaleceń Concrete Society Report 55, 2004



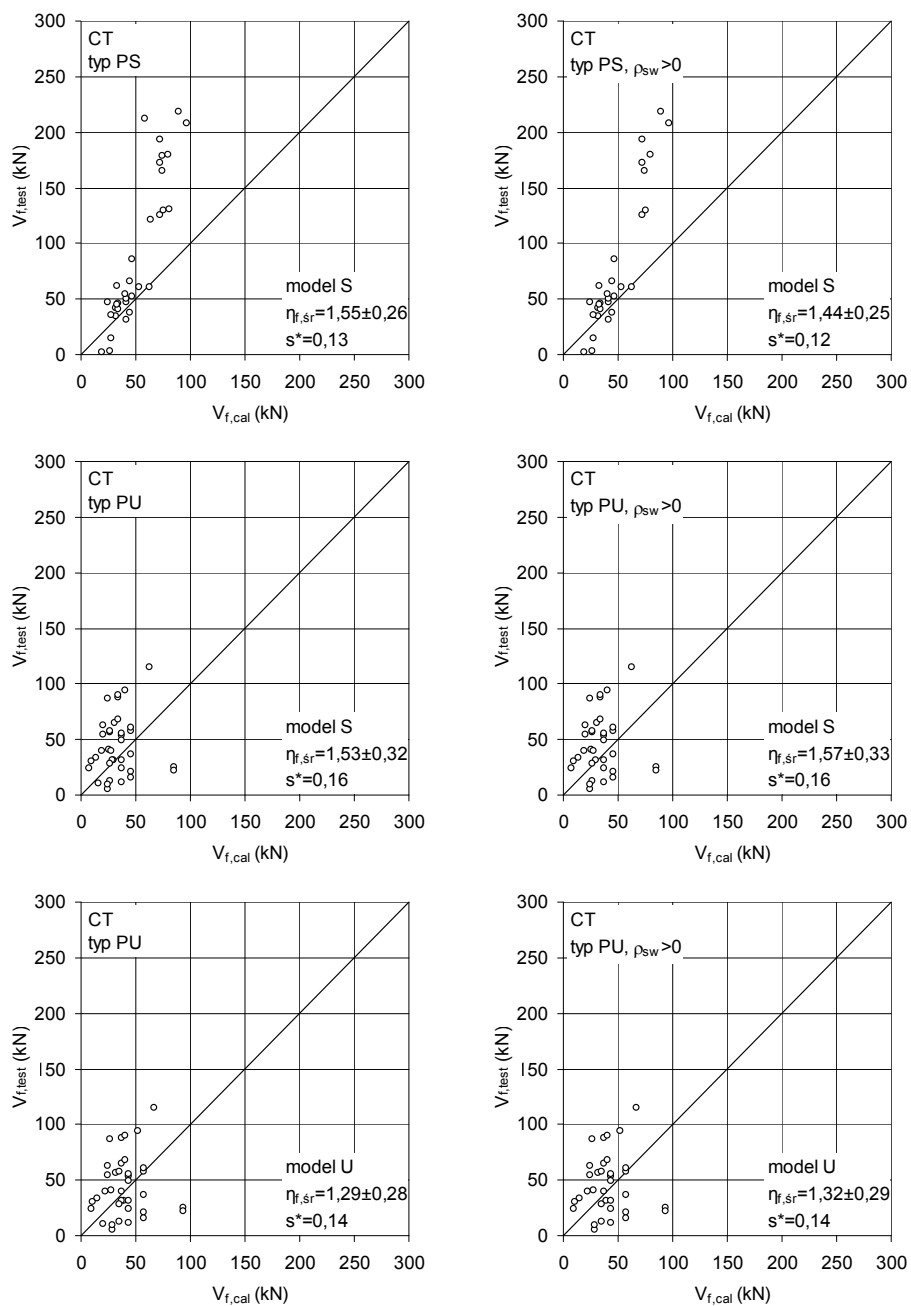
Rys. 8.10. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według zaleceń Concrete Society Report 55, 2004



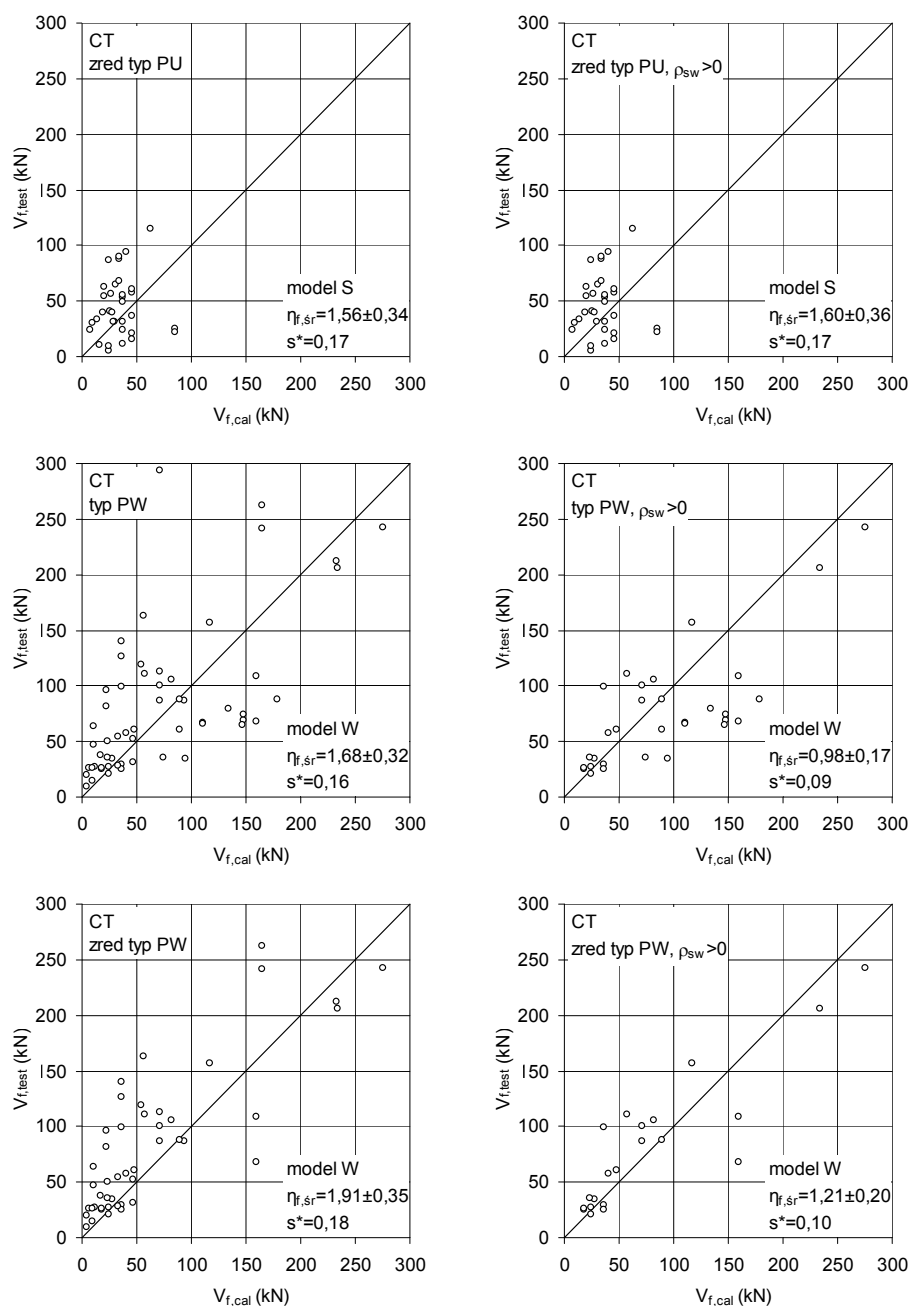
Rys. 8.11. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy JSCE 1997, 2000



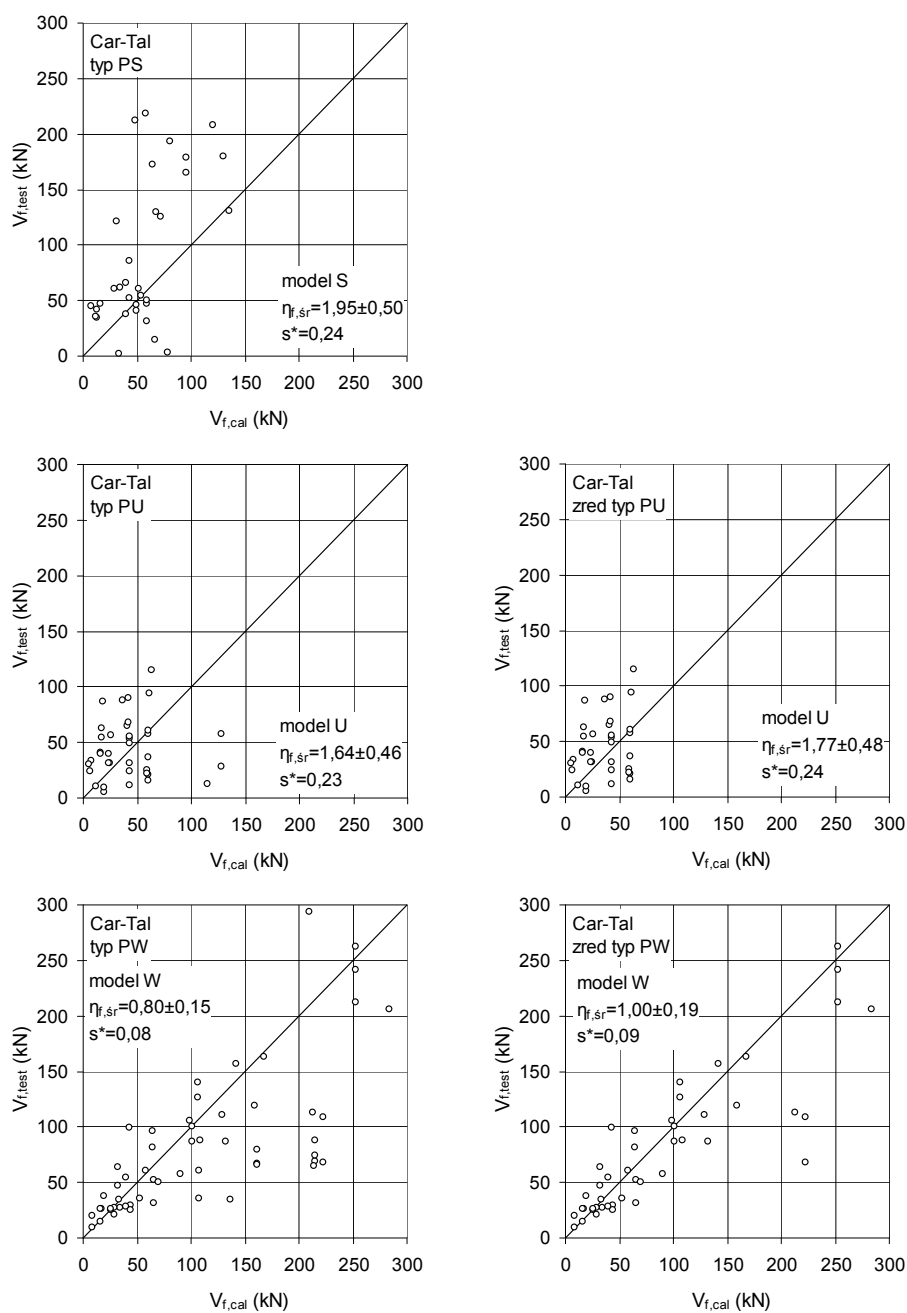
Rys. 8.12. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według normy JSCE 1997, 2000



Rys. 8.13. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według modelu Chena i Tenga, 2003a i b



Rys. 8.14. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według modelu Chena i Tenga, 2003a i b



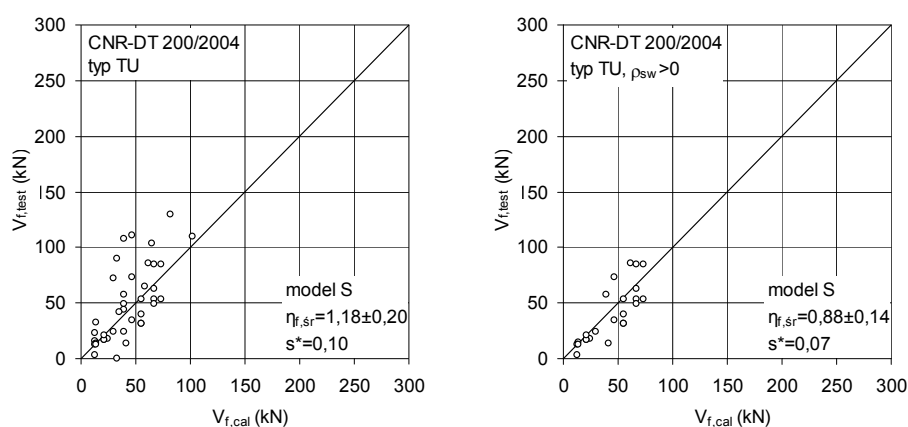
Rys. 8.15. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach prostokątnych według modelu Carolina i Täljstena, 2005 b

Należy jeszcze wyjaśnić, że przy analizie wpływu istniejącego zbrojenia poprzecznego na efektywność wzmocnienia belek na ścinanie pominięto elementy bez poprzecznego zbrojenia strzemionami. Redukcja liczby belek w niewielkim stopniu zmieniła obliczeniowe wyniki nośności kompozytu typu „S” i „U”. Efekt ten jest znacznie bardziej wyraźny w przypadku belek o przekroju prostokątnym, wzmocnionych sposobem „W”.

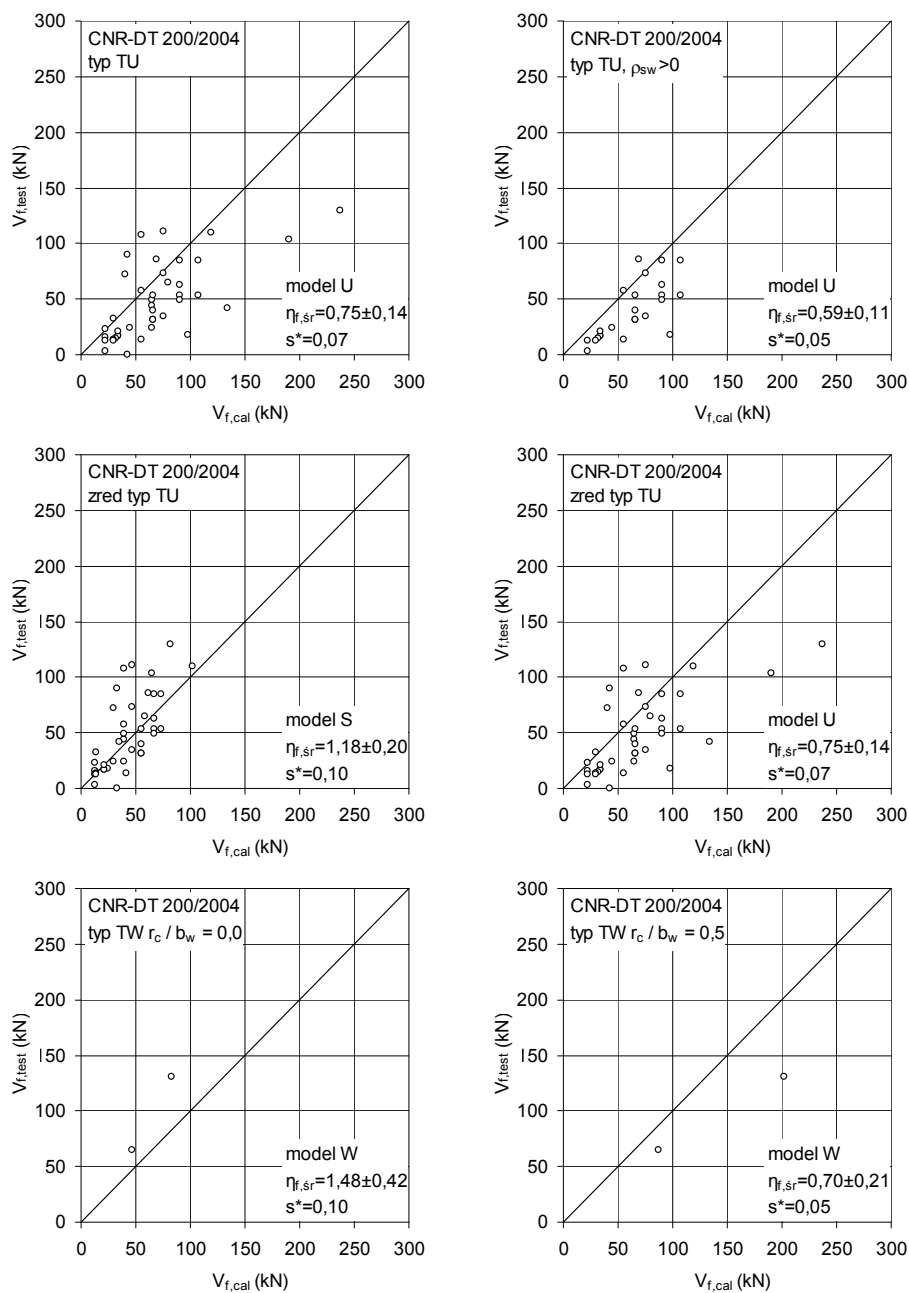
Belki o przekroju teowym

Z belek wybranych do analizy obliczeniowej prawie wszystkie wzmocnione były w sposób „U”, a zaledwie dwie sposobem „W”. Z porównania obliczeniowych i doświadczalnych wartości V_f belek o przekroju teowym wzmocnionych na bocznych i spodniej powierzchni (rys. 8.16 do 8.23) znacznie bardziej korzystne (bezpieczne) wyniki uzyskuje się, stosując model obliczeniowy „S” na podstawie zaleceń CNR-DT 200 oraz fib Bulletin (rys. 8.16, 17, 18), mimo że rzeczywiste wzmocnienie tych belek było typu „U”. Taki wynik świadczy o przeszacowaniu nośności kompozytowego zbrojenia wzmocnienia typu „U”. W wypadku zaleceń ACI 440 i CS propozycje modelu „U” dają wyniki zbliżone do doświadczalnych (przy $\eta_{sr} = 0,75 \pm 0,14$ dla ACI 440), podczas gdy model Chena – Tenga zaniża obliczeniowe wartości nośności zbrojenia kompozytowego ($\eta_{sr} = 1,77 \pm 0,31$).

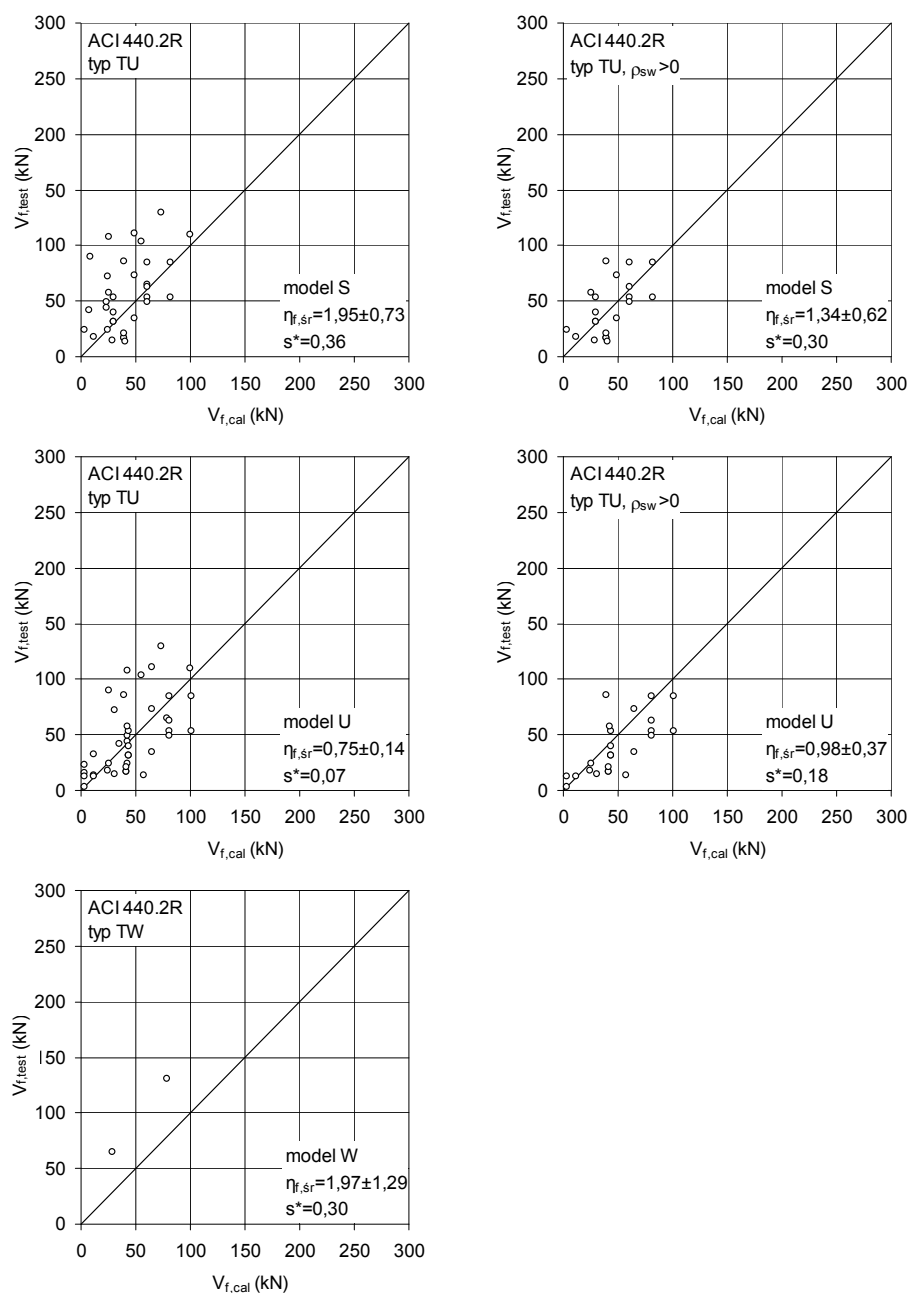
Z uwagi na niewielką liczbę wyników badań belek o przekroju teowym (dwie belki), wzmocnionych zamkniętymi strzemionami kompozytowymi, nie powinno się uogólniać wyników analizy obliczeniowej odpowiadające temu typowi wzmocnienia. Najkorzystniej w tym porównaniu wypadają modele CT i fib Bulletin z wartościami η_{sr} odpowiednio $0,90 \pm 0,45$ (CT) i $1,17 \pm 0,23$ (fib).



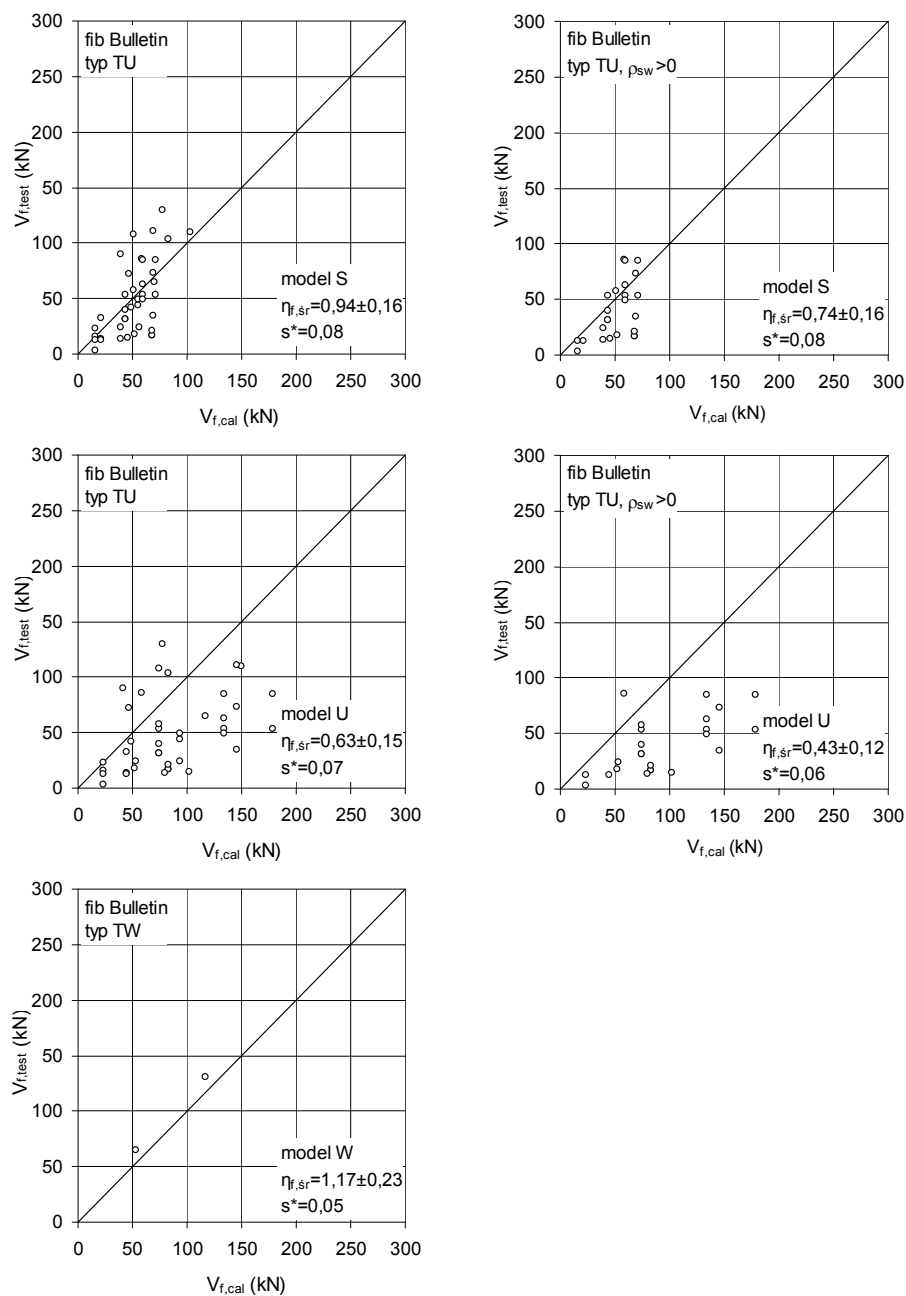
Rys. 8.16. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według normy CNR-DT 200, 2004



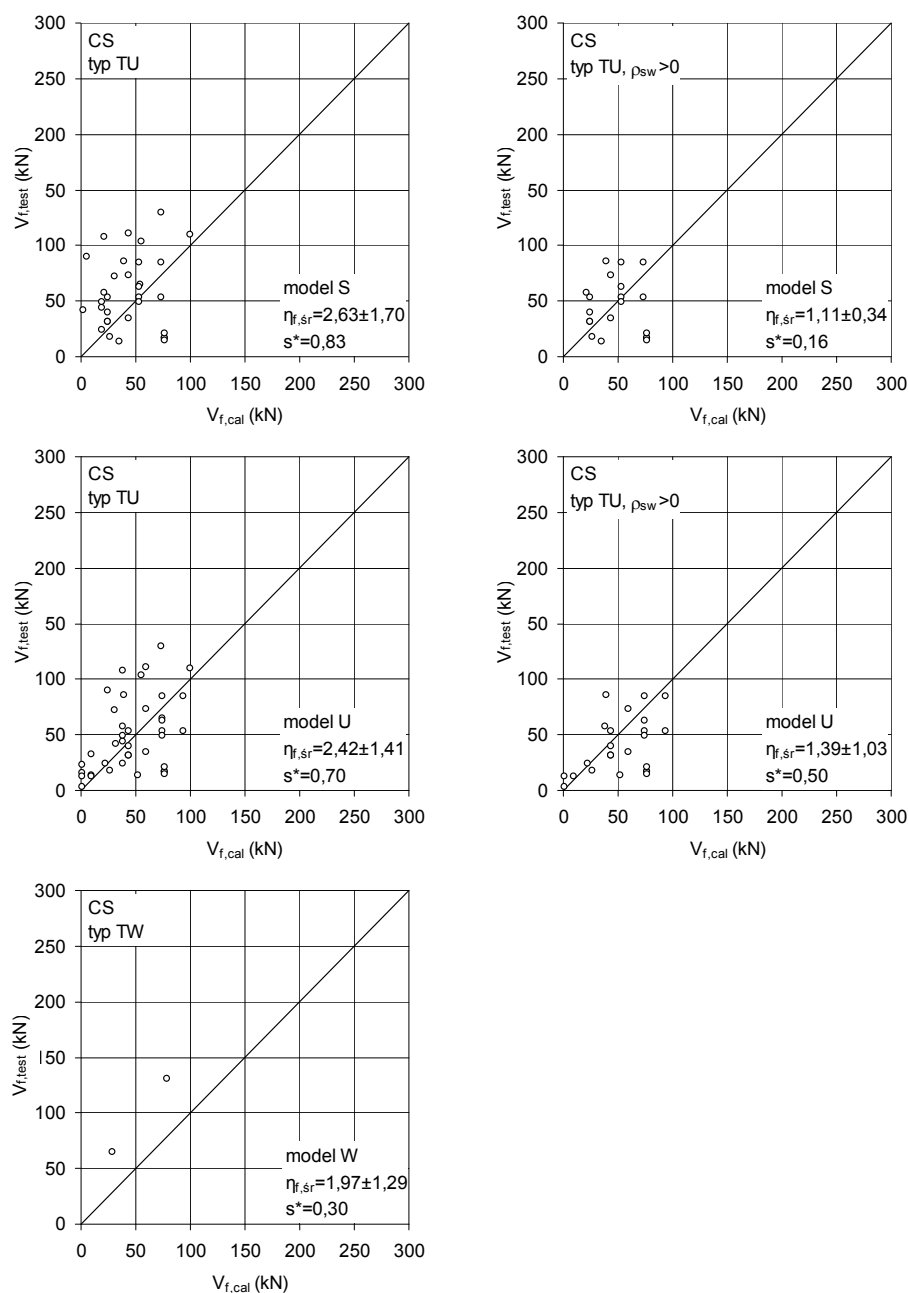
Rys. 8.17. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według normy CNR-DT 200, 2004



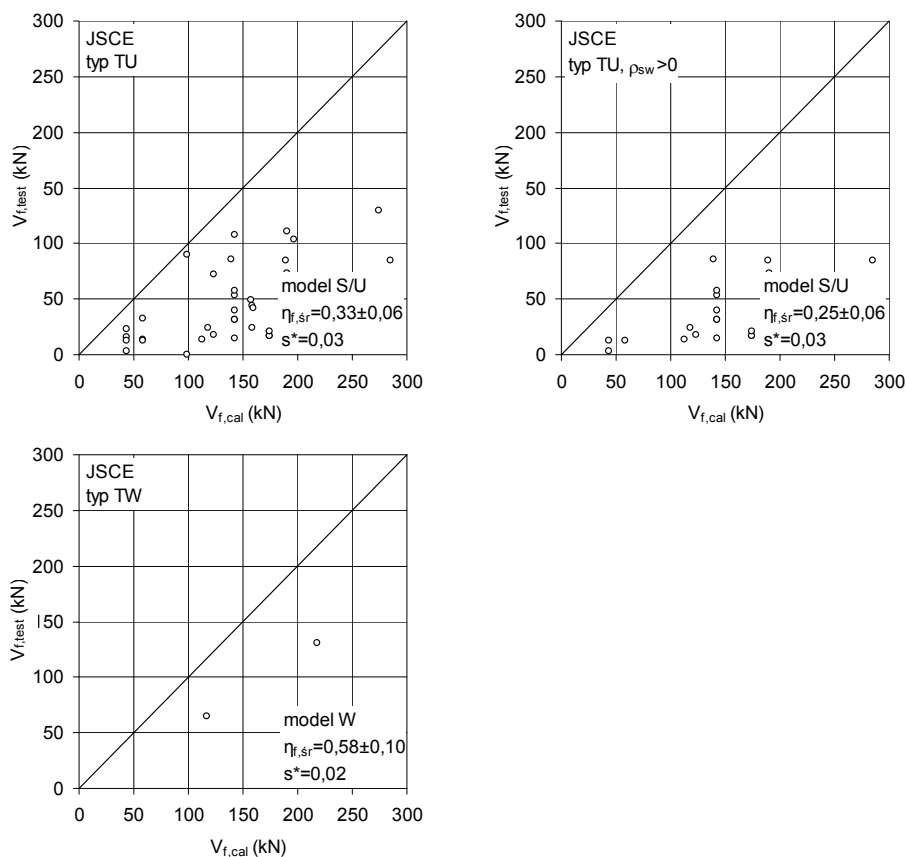
Rys. 8.18. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według normy ACI 440.2R, 2008



Rys. 8.19. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według fib Bulletin, 2001

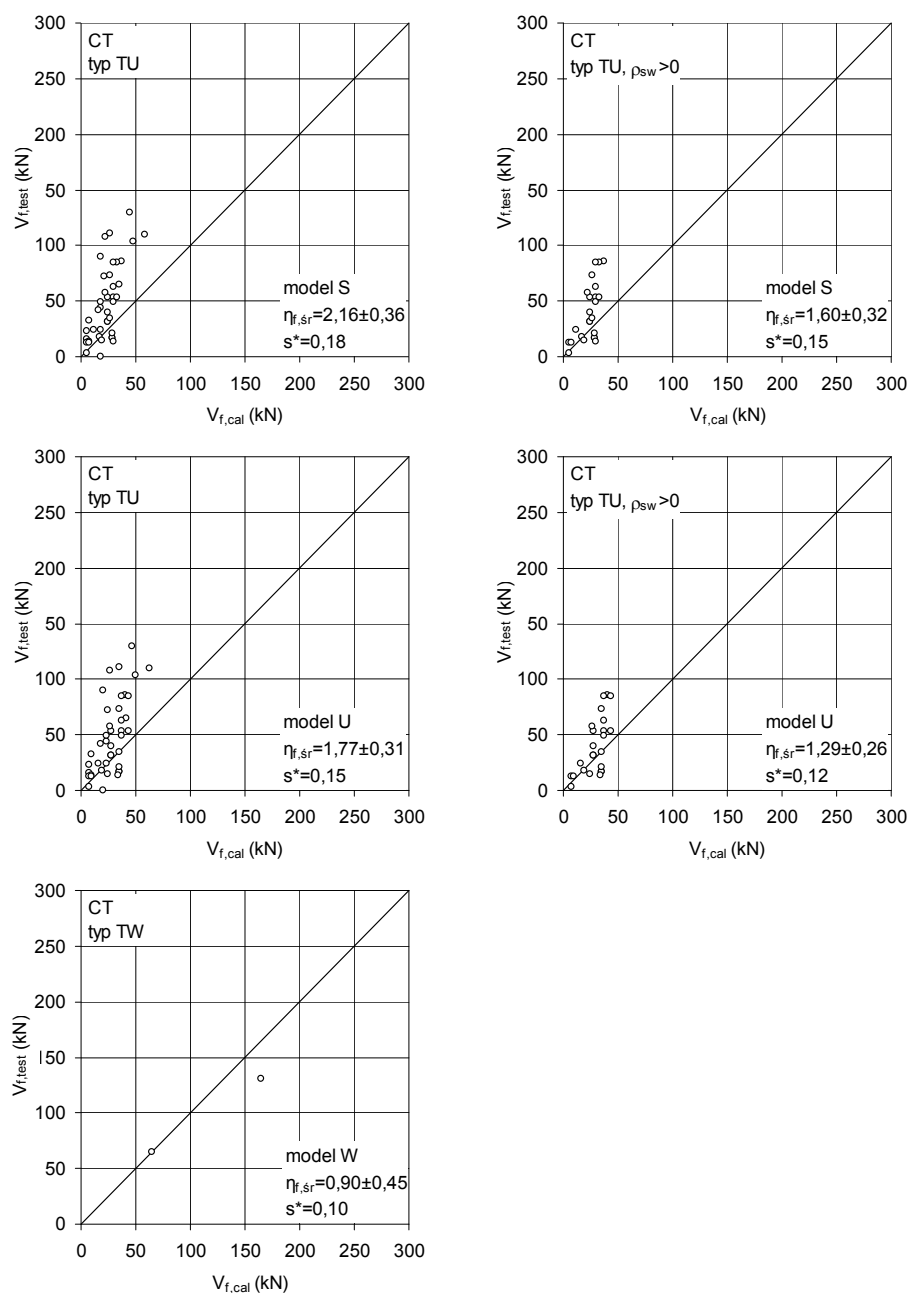


Rys. 8.20. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według zaleceń Concrete Society Report 55, 2004

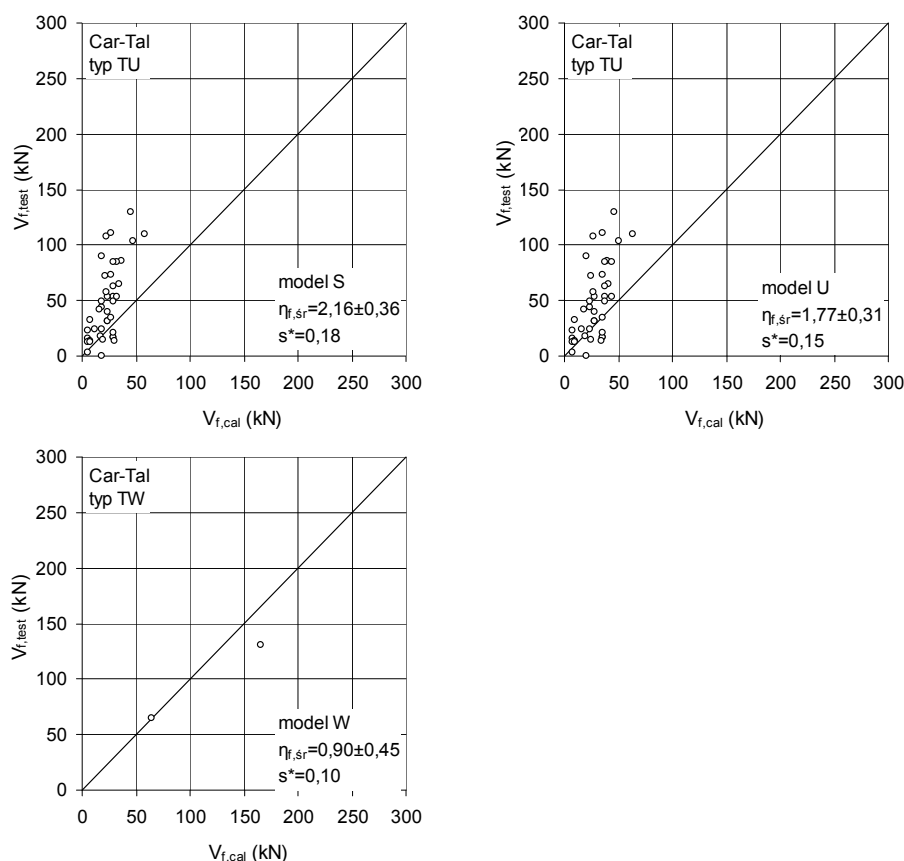


Rys. 8.21. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według normy JSCE, 2000

Pominięcie w analizie belek bez poprzecznego zbrojenia stalowego powoduje znaczące zmniejszenie rozrzutu obliczeniowych i doświadczalnych wartości nośności V_f . Podobny wniosek można sformułować na podstawie wyników badań belek o przekroju teowym (typ „U”). Ograniczenie liczby belek o przekroju teowym wzmocnionych sposobem „U” jedynie do belek z istniejącym zbrojeniem poprzecznym spowodowało zawyżenie średnich wartości $V_{f,cal}$ oraz przesunięcie wyników obliczeniowych w niebezpieczną stronę.



Rys. 8.22. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według modelu Chena i Tenga, 2003 a i b



Rys. 8.23. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S”, „U” i „W” w belkach teowych według modelu Carolina i Täljstena, 2005 b

Efektywne odkształcenia kompozytu

Obliczeniowy udział zbrojenia kompozytowego w nośności zależy przede wszystkim od obliczeniowych efektywnych odkształceń tego zbrojenia ε_{fe} . Zalecenia normowe opisują je w różny sposób, na podstawie modelu wzmocnienia („S”, „U” oraz „W”), lub w pewnych wypadkach (fib Bulletin, 2001) na podstawie prognozowanych mechanizmów zniszczenia (odsłojenie kompozytu od powierzchni betonu lub zerwanie tego zbrojenia).

Z porównania wartości efektywnych odkształceń zbrojenia kompozytowego, obliczonych na podstawie zaleceń normowych (opisanych w rozdziale 7), i odpowiadających im odkształceń tego zbrojenia zarejestrowanych w badaniach, wynikają znaczące różnice. Trzeba mieć na uwadze fakt, że doświadczalne wartości odkształceń mogą być przypadkowe, odpowiadające lokalnemu pomiarowi, a nie maksymalnej wartości odkształcenia, jaka występuje w miejscu przecięcia tego zbrojenia ukośną rysą. Ponadto nie

wszystkie publikowane badania zawierają wyniki pomiarów odkształceń kompozytu w chwili zniszczenia elementu, co też zniekształca wyniki analizy.

Wyniki analizy porównawczej zamieszczono rys. od 8.24 do 8.29.

Odształcenie kompozytu w elementach wzmocnionych sposobem „S” najlepiej opisują zalecenia fib Bulletin ($\eta_{sr} = 0,87 \pm 0,31$) oraz ACI 440.2R ($\eta_{sr} = 1,43 \pm 0,31$), podczas gdy pozostałe zalecenia zaniżają wartości efektywnych odkształceń kompozytu.

W elementach wzmocnionych sposobem „U” znaczącą przewagę nad innymi modelami wykazują zalecenia CNR-200/2004 ($\eta_{sr} = 1,56 \pm 0,20$), w przypadku których wyniki obliczeniowe leżą po stronie bezpiecznej, podobnie jak to ma miejsce w przypadku modelu Chena i Tenga ($\eta_{sr} = 1,74 \pm 0,28$). Dzięki temu, że w obu modelach uwzględnione są różne sposoby wzmocnienia, nierównomierny rozkład naprężeń kompozytu na długości ukośnej rysy oraz warunki przyczepności tego zbrojenia do betonu, wyniki obliczeniowe są znacznie bardziej zbliżone do rzeczywistych, niż w innych metodach obliczeniowych, w których z reguły o wartości obliczeniowego odkształcenia decydował warunek stałej wartości maksymalnej tego odkształcenia równej 6‰ (według fib Bulletin) lub 4‰ (według ACI 440.2R i CS). Należy przy tym zwrócić uwagę, że zalecenia fib Bulletin nie różnicują tych odkształceń dla wzmocnień typu „U” i „S”, a jedynie wprowadzają różnice w obliczaniu efektywnych odkształceń kompozytu z uwagi na możliwy mechanizm zniszczenia (przez odspojenie lub zerwanie kompozytu). Ponadto empiryczne wzory opisujące wartości tych odkształceń zostały zaadaptowane z uproszczonego modelu Triantafyllou – Antonopoulos, który definiuje je na podstawie zależności $\frac{E_f \rho_f}{f_{cm}^{2/3}}$. Należy dodać, że zależność ta powstała na

podstawie niewielkiej liczby wyników badań.

Podobne wnioski można wyciągnąć z analizy efektywnych odkształceń obliczonych według zaleceń ACI 440.2R i CS, które różnicują wartości efektywnych odkształceń we wzmocnieniu typu „U” i „S” w postaci odpowiadających im współczynników redukcji wprowadzonych do granicznych

$$\text{odkształceń } \varepsilon_{fu} \left(k_{2u} = \frac{d_f - L_e}{d_f} \right) \text{ i } \left(k_{2s} = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \right).$$

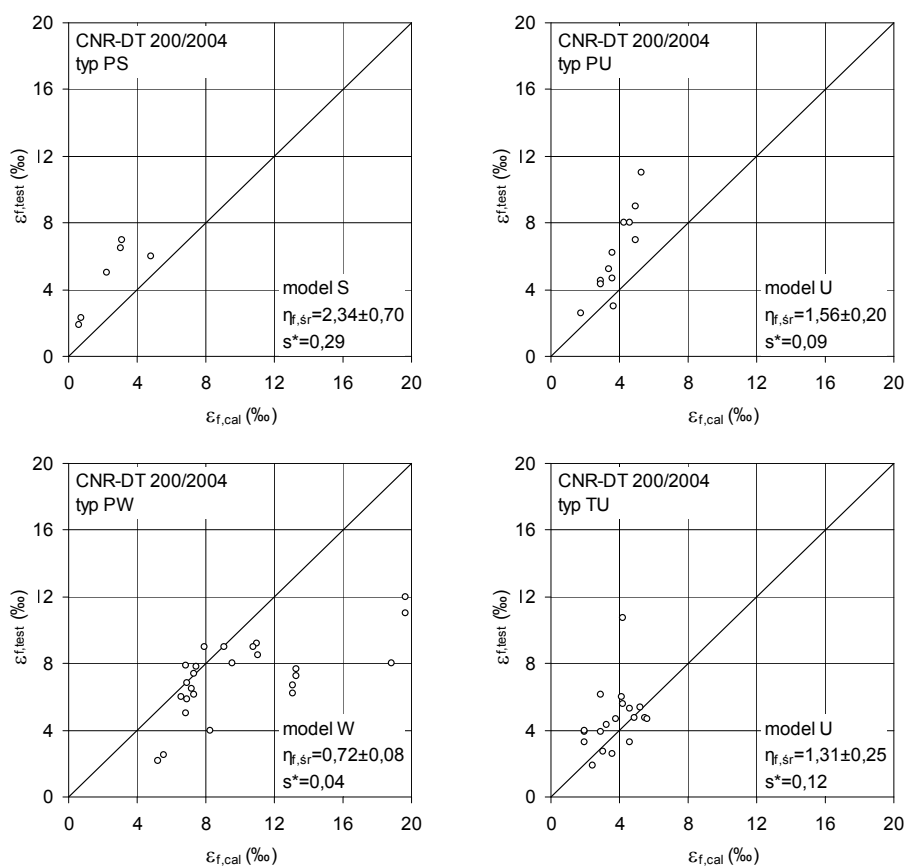
Dość zachowawcze jest podejście przyjęte w zaleceniach ACI i CS, polegające na ograniczeniu efektywnych odkształceń kompozytu do wartości 4‰, niezależnie od modelu wzmocnienia, co nawet w wypadku wzmocnienia zamkniętymi kompozytowymi strzemionami pozwala wykorzystać wytrzymałość tego zbrojenia zaledwie w 30% (por. rys. 5.25, 5.26 i 5.27). Najbardziej niebezpieczne (zawyżone w stosunku do doświadczalnych) wyniki odkształceń zbrojenia kompozytowego uzyskuje się na podstawie zaleceń JSCE

(rys. 8.28), które nie różnicują obliczeniowych odkształceń w zależności od sposobu wzmocnienia.

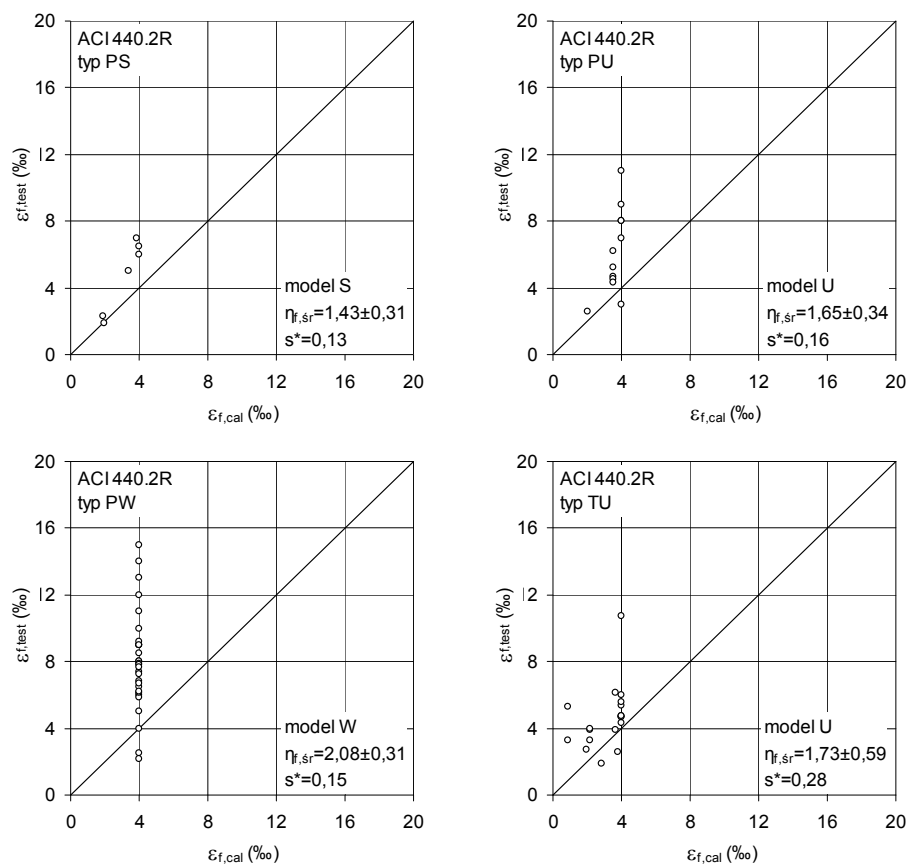
Zaskakuje również wzór służący do obliczania efektywnej długości zakotwienia L_e , proponowany w zaleceniach ACI 440.2R w postaci

$$L_e = \frac{23300}{(E_f t_f)^{0,55}}, \text{ który znacząco odbiega od wyrażen proponowanych w}$$

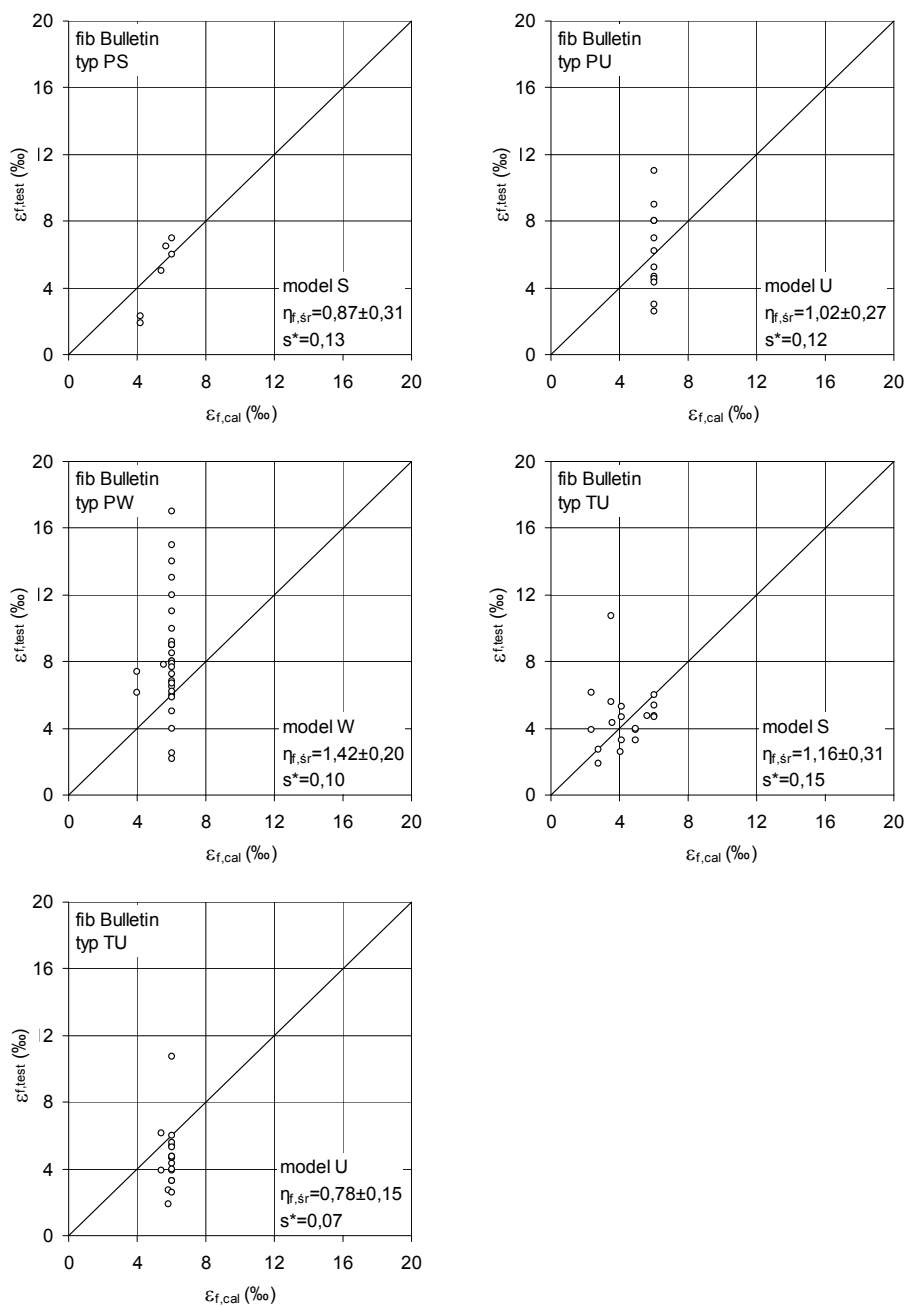
pozostałych zaleceniach.



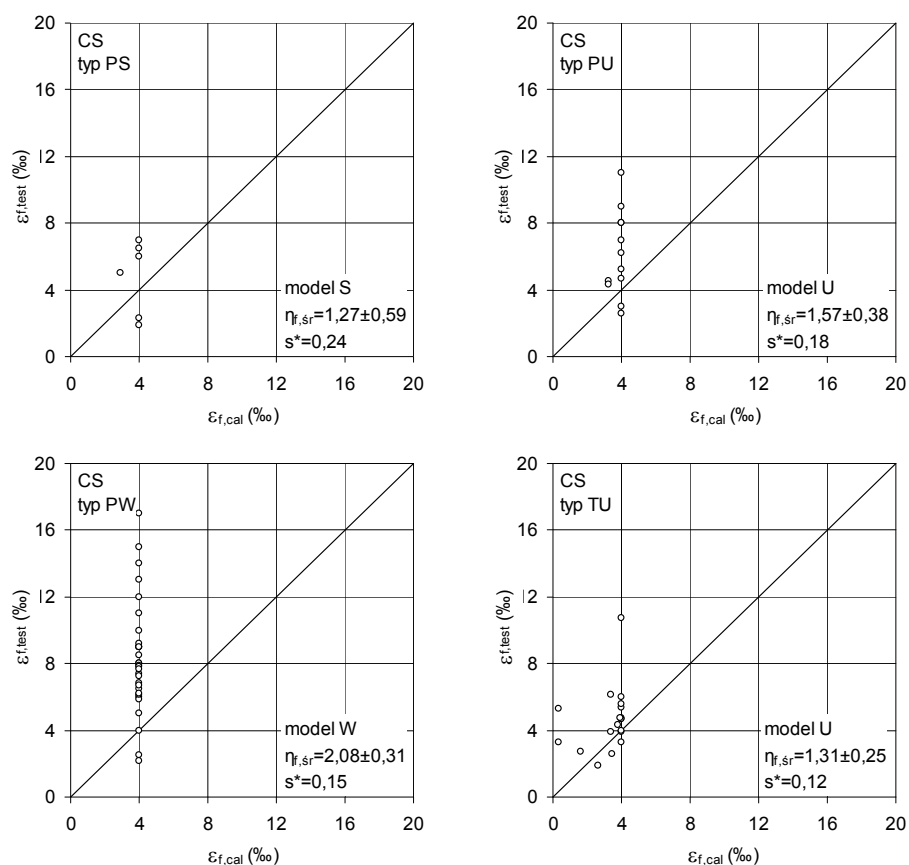
Rys. 8.24. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych efektywnych odkształceń kompozytu typu „S”, „U” i „W” według normy CNR-DT 200, 2004



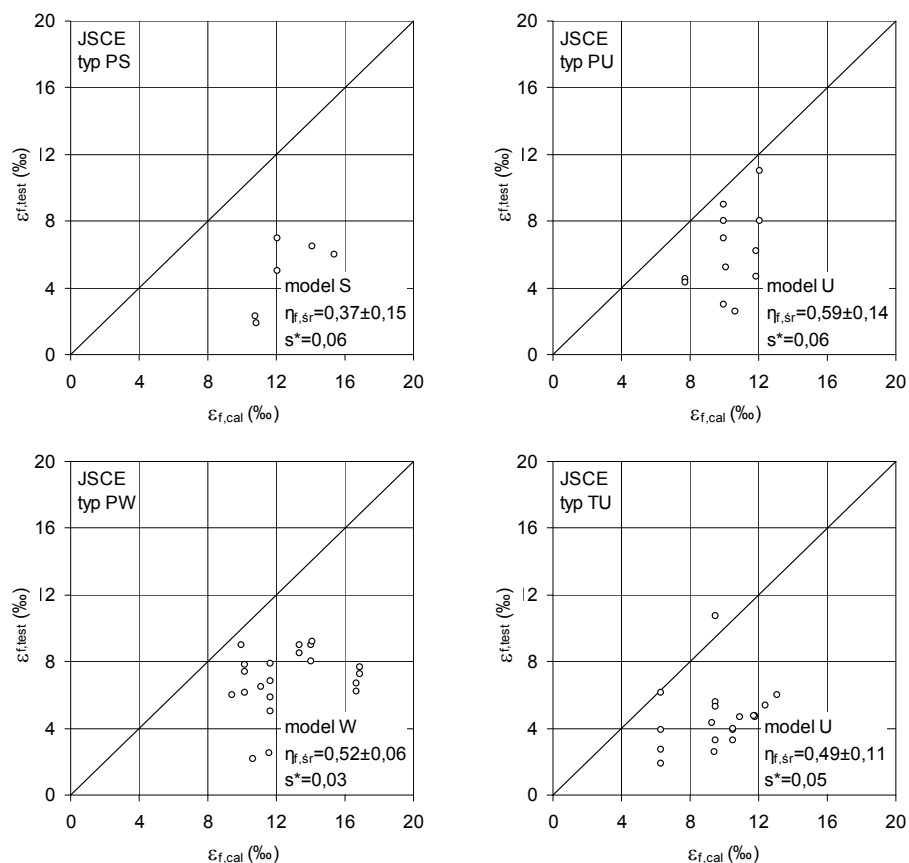
Rys. 8.25. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych efektywnych odkształceń kompozytu typu „S”, „U” i „W” według normy ACI 440.2R, 2008



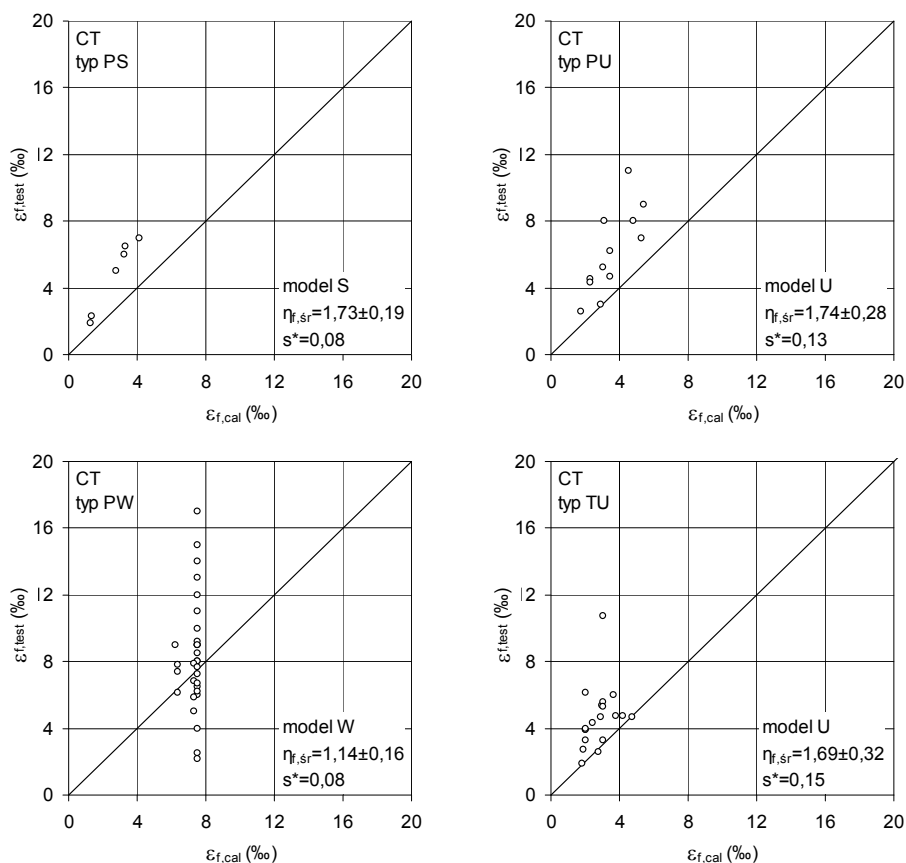
Rys. 8.26. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych efektywnych odkształceń kompozytu typu „S”, „U” i „W” według zaleceń fib Bulletin, 2001



Rys. 8.27. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych efektywnych odkształceń kompozytu typu „S”, „U” i „W” według zaleceń Concrete Society Report 55, 2004



Rys. 8.28. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych efektywnych odkształceń kompozytu typu „S”, „U” i „W” według zaleceń normy JSCE, 2000



Rys. 8.29. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych efektywnych odkształceń kompozytu typu „S”, „U” i „W” według modelu Chena i Tenga, 2003 a i b

8.2. Udział betonu, stali i kompozytu w nośności na ścinanie

Żadne z zaleceń dotyczących obliczania nośności na ścinanie stref przypodporowych wzmocnionych materiałami kompozytowymi, opisanych w rozdziale 5.2, nie uwzględnia wzajemnego oddziaływania poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego w przenoszeniu sił poprzecznych. Z analizy wyników badań doświadczalnych wynika jednak, że ten wpływ jest istotny i wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia stalowego maleje udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie.

W celu rozdzielenia i określenia udziału betonu, poprzecznego zbrojenia stalowego i zewnętrznego zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, autorka przeprowadziła analizę wyników badań doświadczalnych wybranych belek prostokątnych wzmocnionych na ścinanie w laboratorium Katedry

Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej (Kamińska i inni, 2003). Do analizy wybrano belki wzmocnione prostymi odcinkami taśm CFRP na bocznych powierzchniach bez kotwienia ich końców (typ „S”) – BS-T90, BS-T60, belki wzmocnione na bocznych oraz częściowo spodniej i górnej powierzchni (typ „U”) – BS-K90, BS-T90k, BSR-T60 oraz belki, w których zrealizowano obwodowe zamknięte strzemiona kompozytowe (typ „W”) – BSR-0, BSR-K90, BSR-T90k. Udział betonu określono na podstawie obciążenia wywołującego ukośne zarysowanie przypodporowej strefy belek V_{cr} (zarejestrowane w badaniach). W tab. 8.1 zestawiono wartości sił niszczących F_u określone na podstawie badań oraz odpowiadające im wartości sił poprzecznych przy środkowej podporze ($V_{tot, test} = 0,69F_u$) dla zrealizowanego w badaniach schematu statycznego belki dwuprzęsłowej.

Na podstawie uśrednionej wartości obciążenia rysującego określonego na podstawie wykresów odkształceń betonu (rozdz. 5.2, rys. 5.44), dla belek II serii, jako $F_{cr} = 110\text{kN}$, obliczono odpowiadającą siłę poprzeczną przy środkowej podporze $V_c = 0,69 \times 110 = 75,9\text{kN}$. Wartość tej siły określa średni udział betonu w nośności na ścinanie. Nośność porzecznego zbrojenia stalowego obliczono na podstawie Eurocode 2:

$$V_s = \frac{2A_{sw}}{s_s} z f_{ys} \text{ctg}\Theta \quad (8.1)$$

gdzie: f_{ys} – granica plastyczności strzemion, $f_{ys} = 555\text{MPa}$,
 $d = 320\text{mm}$, $z = 288\text{mm}$, $\Theta = 45^\circ$, $\text{ctg}\Theta = 1,0$.

$$V_s = \frac{2 \times 29,3}{300} \times 0,9 \times 0,32 \times 555 = 31,2\text{kN}$$

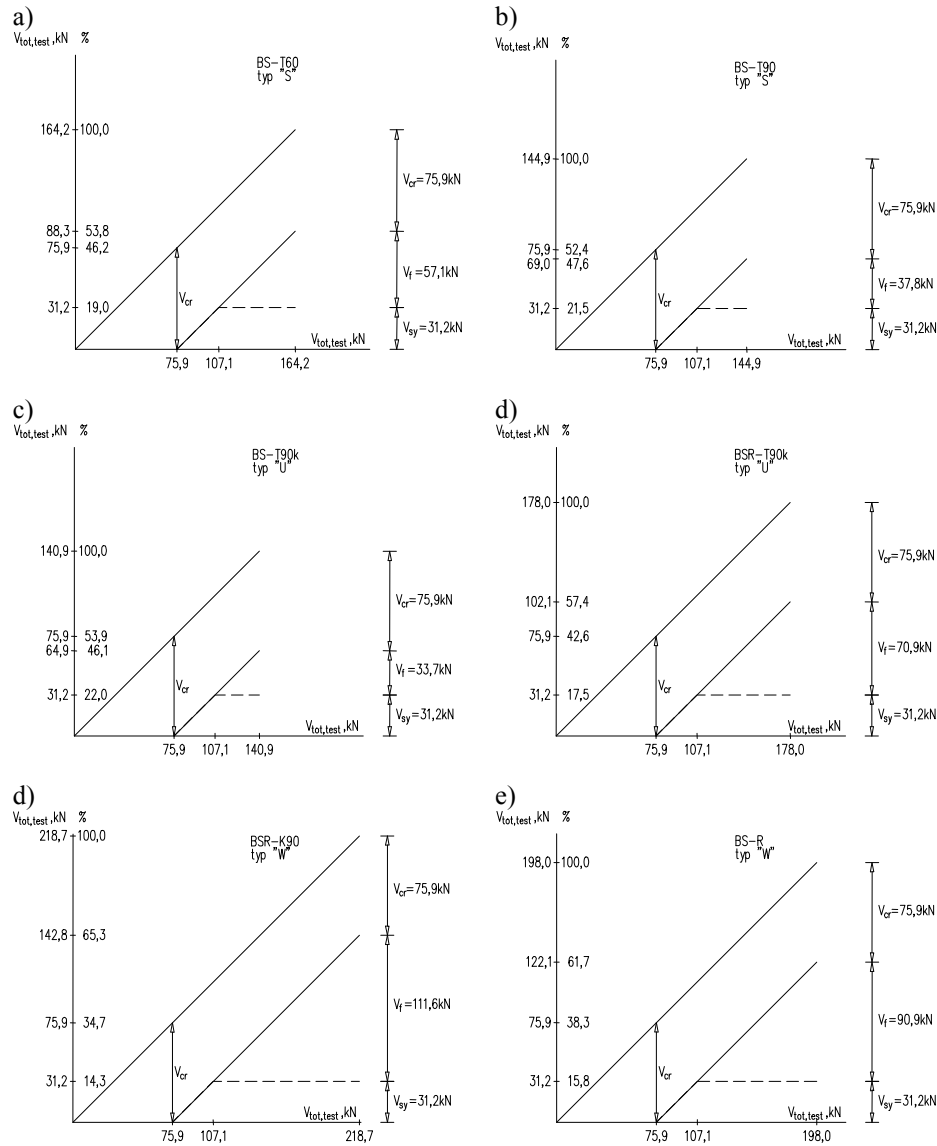
Na podstawie uśrednionych wartości udziału betonu $V_{c, test}$ i stalowych strzemion $V_{s, cal}$ w nośności na ścinanie określono nośność na ścinanie przekroju nie wzmocnionego jako sumę $V_0 = V_{c, test} + V_{s, cal} = 75,9 + 31,2 = 107,1\text{kN}$.

Tablica 8.1. Udział betonu, strzemion i zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie (Sowa, 2004; Waśniewski, 2004)

Belka	$F_{u, test}$, kN	$V_{tot, test}$, kN	$V_{f, test}$, kN	$V_{c, test}$, kN	$V_{s, cal}$, kN
BS-T90	210	144,9	37,8	75,90	31,20
BS-K90	216	149,0	41,9		
BS-T90k	204	140,8	33,7		
BS-T60	238	164,2	57,1		
BSR-0	287	195,0	88,0		
BSR-K90	317	208,0	100,9		
BSR-T90k	258	166,0	58,9		
BSR-T60	295	193,0	85,9		

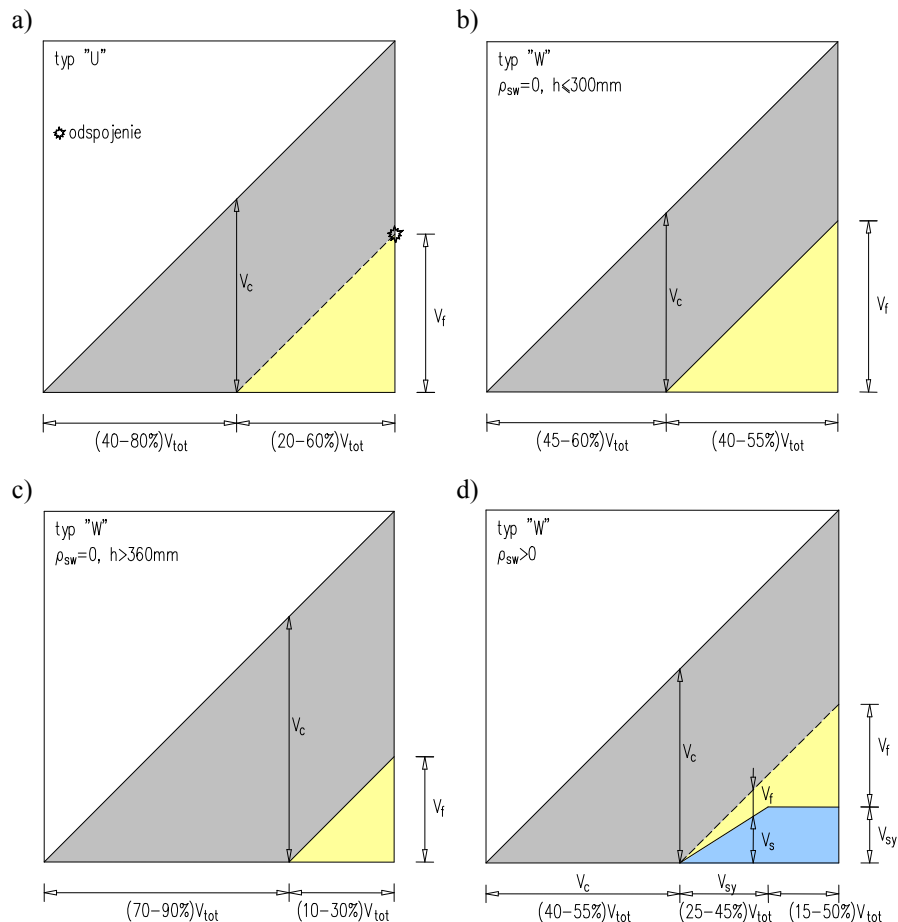
Przyjmując założenie o sumowaniu udziału betonu, poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego w nośności na ścinanie, określono udział zbrojenia kompozytowego $V_{f,test}$ jako różnicę porzecznej siły niszczącej $V_{tot,test}$ i nośności na ścinanie elementu nie wzmocnionego (tabl. 8.1).

$$V_{f,test} = V_{tot,test} - (V_{c,test} + V_{s,cal}) \quad (8.2)$$



Rys. 8.30. Graficzna interpretacja udziału betonu, stali i kompozytu w nośności na ścinanie na podstawie badań (Sowa, 2004; Waśniewski, 2004)

Na rys. 8.30 autorka przedstawiła graficzną interpretację udziału betonu, stalowych strzemion, i zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie. Wykresy wszystkich belek rozpoczynają się w tym samym punkcie ($V_{cr} = 75,9\text{kN}$), odpowiadającym wartości siły poprzecznej, powodującej zarysowanie betonu. Dopiero po ukośnym zarysowaniu do współpracy w przenoszeniu sił poprzecznych włączają się stalowe strzemiona, których nośność $V_{ys} = 31,2\text{kN}$ ograniczona jest uplastycznieniem tego zbrojenia. Pozostały obszar nośności na ścinanie przypada w udziale zbrojeniu kompozytowemu V_f . Jak widać na wykresach (rys. 8.30) udział betonu w nośności na ścinanie waha się od 34,7% w belce BSR-K90 (wzmocnionej zamkniętymi kompozytowymi strzemionami) do 53,9% w belce BS-T90k (wzmocnionej sposobem „U”).

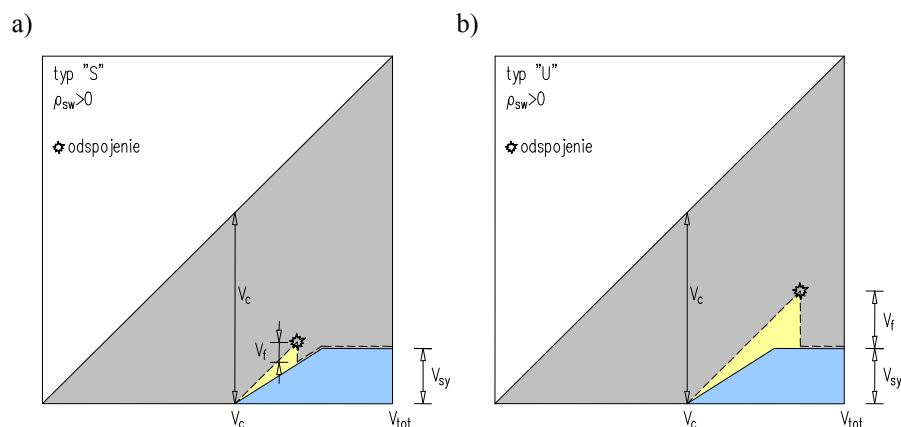


Rys. 8.31. Udział betonu, stali i kompozytu typu „U” i „W” w nośności na ścinanie

W pierwszym przypadku kompozytowe zbrojenie w pełni zabezpieczyło element przed zniszczeniem na ścinanie, podobnie jak w belce BS-R (również

wzmocnionej obwodowo). Udział stalowych strzemion w nośności na ścinanie wahał się od 14,3% (BSR-K90) do 22% (BS-T90k), podczas gdy kompozytowego zbrojenia zewnętrznego był w granicach 23,9 – 51,0%, odpowiednio w belkach BS-T90k i BSR-K90.

Uogólnioną graficzną interpretację udziału betonu, poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego, wykonaną na podstawie wszystkich wzmocnionych elementów zestawionych w tablicach 5.1 i 5.2, przedstawiono na rysunkach 8.31. i 8.32.



Rys. 8.32. Udział betonu, stali i kompozytu typu „S” i „U” w nośności na ścinanie

W przypadku belek bez poprzecznego zbrojenia stalowego (rys. 8.31.a, b, c), w zależności od sposobu wzmocnienia („U” lub „W”) udział betonu w nośności na ścinanie wahał się w granicach 40 – 80% (belki wzmocnione sposobem „U”), 40 – 60% (belki wzmocnione sposobem „W” o wysokości $h \leq 300\text{mm}$) oraz 70 – 90% (belki wzmocnione sposobem „W” o wysokości $h > 360\text{mm}$).

W elementach bez poprzecznego zbrojenia stalowego udział zbrojenia kompozytowego w nośności wynosił 20 – 60% (typ „U”, rys. 8.31.a), 40 – 55% (typ „W”, $h \leq 300\text{mm}$, rys. 8.31.b) oraz 10 – 30% (typ „W”, $h > 360\text{mm}$, rys. 8.31.c).

Te obserwacje potwierdzają wnioski o wpływie sposobu wzmocnienia i wpływie efektu skali na nośność na ścinanie zbrojenia kompozytowego. Udział tego zbrojenia znacząco maleje w elementach z poprzecznym zbrojeniem stalowym wzmocnionych sposobem „W” (rys. 8.31.d.), i waha się w granicach od 15 do 50% nośności na ścinanie.

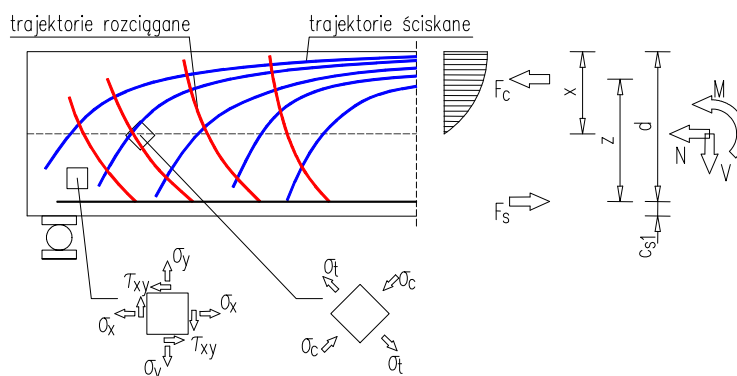
W belkach żelbetowych wzmocnionych sposobem „S” lub „U” do zniszczenia zazwyczaj dochodzi wskutek odspojenia zbrojenia kompozytowego od powierzchni betonu. W wypadku niskich elementów silnie zbrojonych strzemionami, odspojenie zbrojenia typu „S” może wystąpić jeszcze przed

uplastycznieniem zbrojenia poprzecznego (rys. 8.32.a). Wówczas udział zbrojenia kompozytowego jest nieznaczny, co świadczy o bardzo niskiej jego efektywności. W elementach zbrojonych sposobem „U” na ogół zniszczenie wywołane jest odspojeniem nie kotwionych końców kompozytowego zbrojenia przeciętego ukośną rysą, po uplastycznieniu zbrojenia poprzecznego (rys. 8.32.b). W takim wypadku udział zbrojenia FRP jest znacznie wyższy.

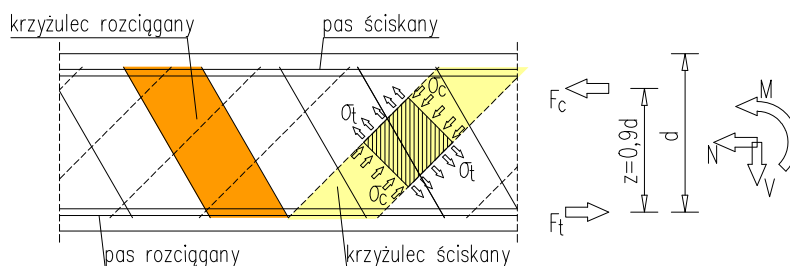
8.3. Analiza naprężeń ścinających

Zgodnie z założeniami kratownicowej analogii Mörscha, po powstaniu rys ukośnych w strefie ścinania złożony stan naprężenia występujący w rozciąganej strefie przekroju można przybliżyć kratownicą zbudowaną z podłużnych pasów oraz ukośnych krzyżulców ściskanych i rozciąganych, nachylonych do podłużnej osi elementu odpowiednio pod kątami 45° i 135° (rys. 8.33).

Siły rozciągające w betonie strefy rozciąganej przenoszone są przez poprzeczne zbrojenie stalowe, a siły ściskające przez wydzielone rysami betonowe krzyżulce (rys. 8.34).



Rys. 8.33. Układ trajektorii naprężeń głównych w belce żelbetowej



Rys. 8.34. Kratownicowy model w przyporowej strefie belki żelbetowej

W kierunku równoległym do osi belki działa naprężenie ścinające τ_0 , wynoszące:

$$\tau_0 = \frac{V}{b_w z} \quad (8.3)$$

gdzie: V – siła poprzeczna,
 τ_0 – maksymalne naprężenie ścinające,
 b_w – szerokość belki (żebra),
 z – ramię sił wewnętrznych, $z = 0,9d$.

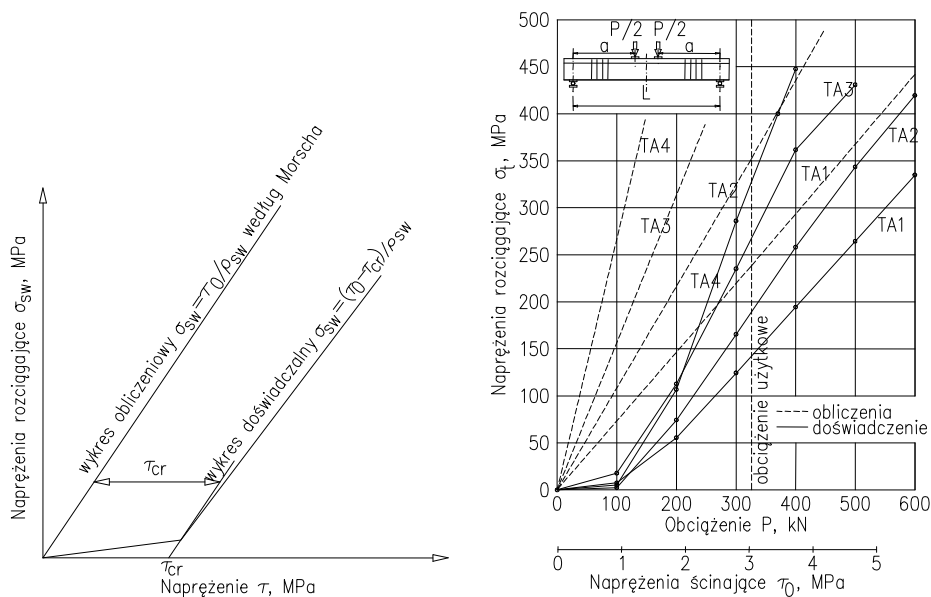
Z badań Leonhardta i Waltera, 1963 wynika (rys. 8.35), że naprężenia $\sigma_{sw} = \varepsilon_{sw} E_s$, policzone na podstawie odkształceń strzemion pomierzonych w badaniach belek o przekroju teowym, są mniejsze niż obliczone z oryginalnej analogii kratownicowej Mörscha (Godycki, 1968), opisane jako:

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau_0}{\rho_{sw}} \quad (8.4)$$

gdzie: ρ_{sw} – stopień zbrojenia poprzecznego

$$\rho_{sw} = \frac{2A_s}{b_w s_s \sin \alpha_s}$$

α_s – kąt nachylenia strzemion do osi belki.



Rys. 8.35. Zależność naprężeń w strzemionach i ścinających naprężeń przekroju (Godycki, 1968)

Uzasadnieniem tego faktu jest udział betonu w przenoszeniu sił poprzecznych, który w chwili zarysowania strefy przypodporowej odpowiada naprężeniom ścinającym:

$$\tau_{cr} = \frac{V_{cr}}{b_w z} \quad (8.5)$$

gdzie: V_{cr} – siła poprzeczna wywołująca zarysowanie,
 τ_{cr} – naprężenia ścinające odpowiadające pojawieniu się pierwszej rysy ukośnej.

Rzeczywiste naprężenia w strzemionach można zatem opisać zależnością:

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau_0 - \tau_{cr}}{\rho_{sw}} \quad (8.6)$$

Do obliczeniowej analizy naprężeń ścinających τ i rozciągających σ_t autorka wybrała belki, wzmocnione odcinkami taśm CFRP przyklejanymi na bocznych powierzchniach elementów. Program badań wykonanych w Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, omówiony szczegółowo w rozdziale 5, obejmował belki o przekroju prostokątnym wzmocnione prostymi odcinkami taśm CFRP bez kotwienia ich końców (typ „S”) – BS-T90, BS-T60, belkę wzmocnioną na bocznych oraz częściowo spodniej i górnej powierzchni (typ „U”) – BS-K90 oraz belkę nie wzmocnioną BS-0.

Na podstawie pomiarów maksymalnych rozciągających odkształceń kompozytu ε_f , wykonanych przy użyciu tensometrów przyklejanych na powierzchni taśm, określono odpowiadające im naprężenia rozciągające σ_f :

$$\sigma_f = \varepsilon_f E_f \quad (8.7)$$

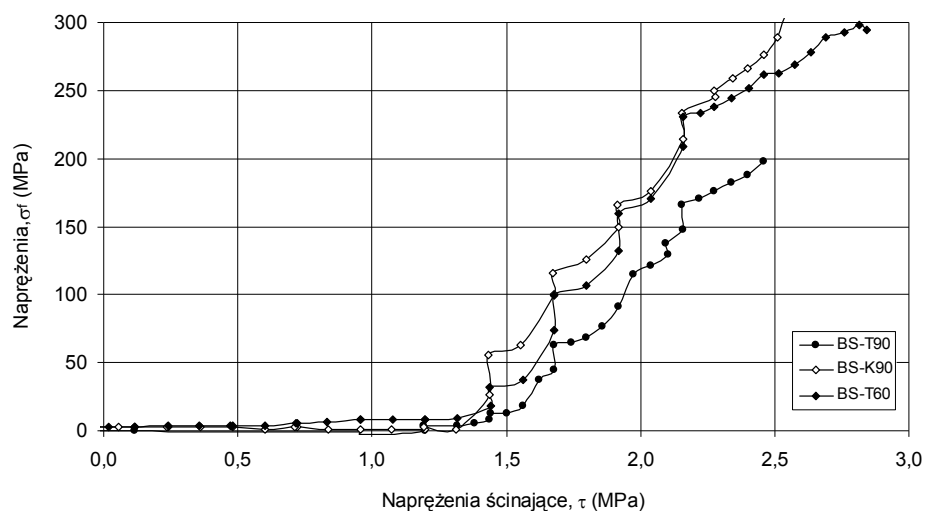
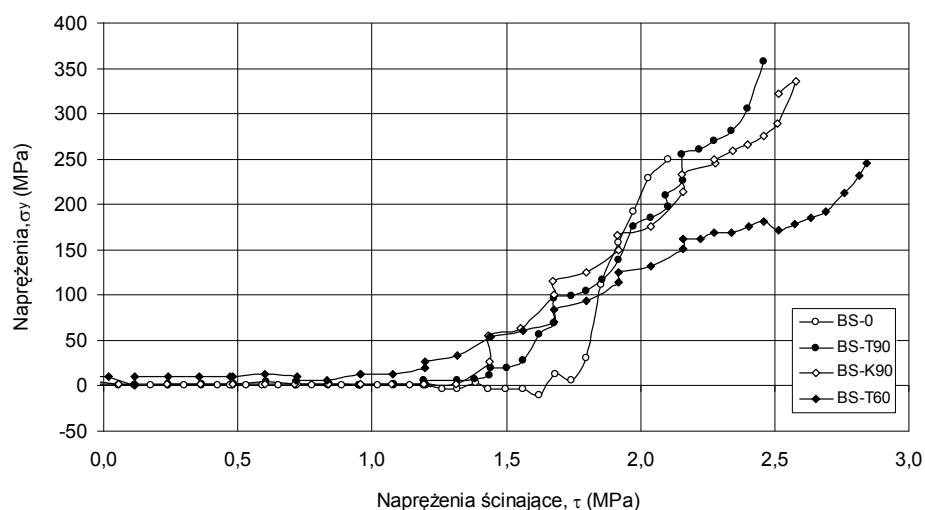
Porównanie zależności $\sigma_f - \tau$ dla tej strefy przypodporowej wzmocnionych belek, która uległa zniszczeniu, pokazano na rys. 8.36.a.

Na rys. 8.36.b pokazano natomiast doświadczalne zależności $\sigma_y - \tau$, przyjmując $\varepsilon_y = \varepsilon_f$ (belki BS-T90 i BS-K90).

W niewzmocnionej belce BS-0 nie było oczywiście pomiarów ε_f , więc odkształcenia ε_y obliczono z pomiarów na trójkątnych rozetach (por. p. 5.35), a naprężenia σ_y na podstawie zależności:

$$\sigma_y = \varepsilon_y E_s \quad (8.8)$$

Tak samo postąpiono w odniesieniu do belki BS-T60.

Rys. 8.36.a. Doświadczalne zależności $\sigma_f - \tau$ dla wybranych belekRys. 8.36.b. Doświadczalne zależności $\sigma_y - \tau$ dla wybranych belek

Wykresy przedstawione na rys. 8.36.a i b pozwalają na stwierdzenie, że kompozyt równie skutecznie jak stal spełnia rolę zbrojenia poprzecznego. Naprężenia rozciągające zaczynają przyrastać po ukośnym zarysowaniu betonu, proporcjonalnie do sztywności zbrojenia poprzecznego. Wyraźnie widoczny jest korzystny efekt ułożenia zbrojenia kompozytowego pod kątem $\alpha = 60^\circ$ (wykres dla belki BS-T60 na rys. 8.36.b) – naprężenia σ_y rosną wolniej niż w pozostałych przypadkach.

Według zmodyfikowanej kratownicowej analogii Mörscha całkowitą siłę przenoszoną przez zbrojenie kompozytowe i stalowe strzemiona określa zależność:

$$V = \frac{zA_s\sigma_s}{s_s} + \frac{zA_f\sigma_f}{s_f} (\operatorname{ctg}\Theta + \operatorname{ctg}\alpha) \sin\alpha \quad (8.9)$$

Przy kącie nachylenia ukośnej rysy do osi podłużnej belki $\Theta = 45^\circ$ różnica naprężeń $\Delta\tau = \tau - \tau_{cr}$ wynosi:

$$\Delta\tau = \tau_0 - \tau_{cr} = \frac{A_s\sigma_s}{b_ws_s} + \frac{A_f\sigma_f(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_ws_f} \quad (8.10)$$

Podstawiając do wzoru (8.10) stopnie zbrojenia stalowego i kompozytowego określone jako $\rho_s = \frac{A_s}{b_ws_s}$ i $\rho_f = \frac{A_f}{b_ws_f \sin\alpha}$ otrzymuje się:

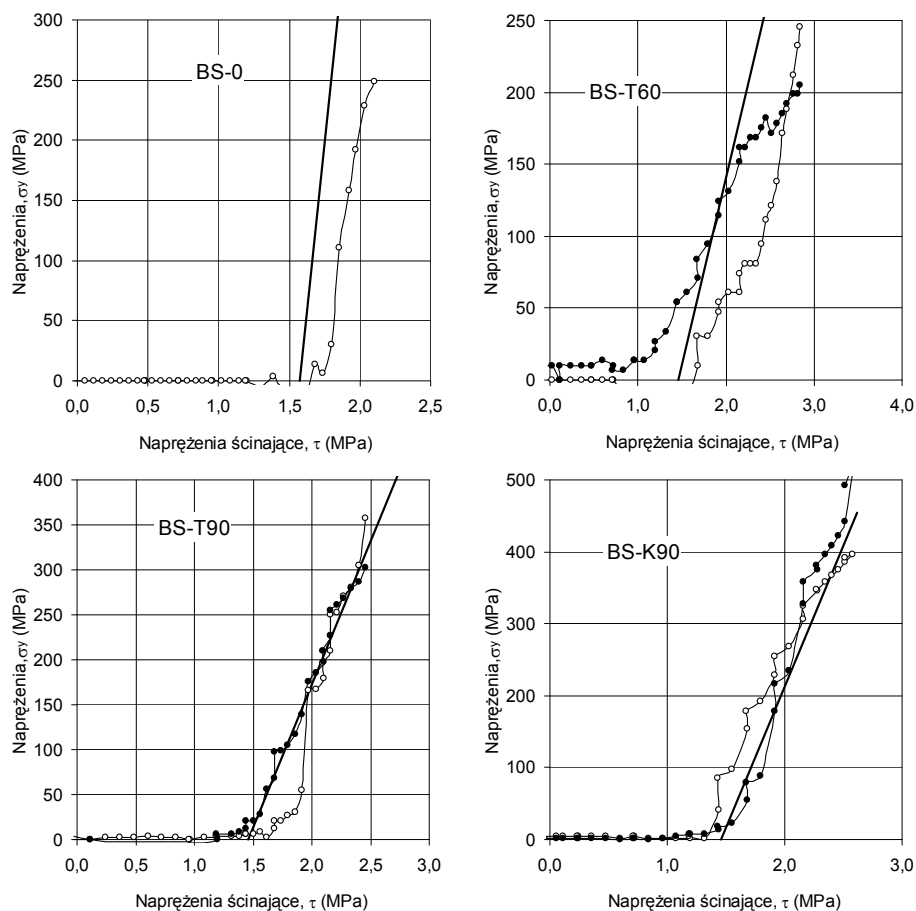
$$\Delta\tau = \tau_0 - \tau_{cr} = \rho_s\sigma_s + \rho_f\sigma_f \sin\alpha (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (8.11)$$

Uwzględniając różnice wartości współczynników sprężystości stali zbrojeniowej E_s i kompozytu E_f , można określić $\Delta\tau$ w funkcji naprężenia σ_y , sprowadzonego do zbrojenia poprzecznego stalowego lub naprężenia σ_f , sprowadzonego do zbrojenia kompozytowego:

$$\sigma_y = \frac{\tau_0 - \tau_{cr}}{\rho_s + \rho_f \frac{E_f}{E_s} (\sin\alpha + \cos\alpha) \sin\alpha} \quad (8.12)$$

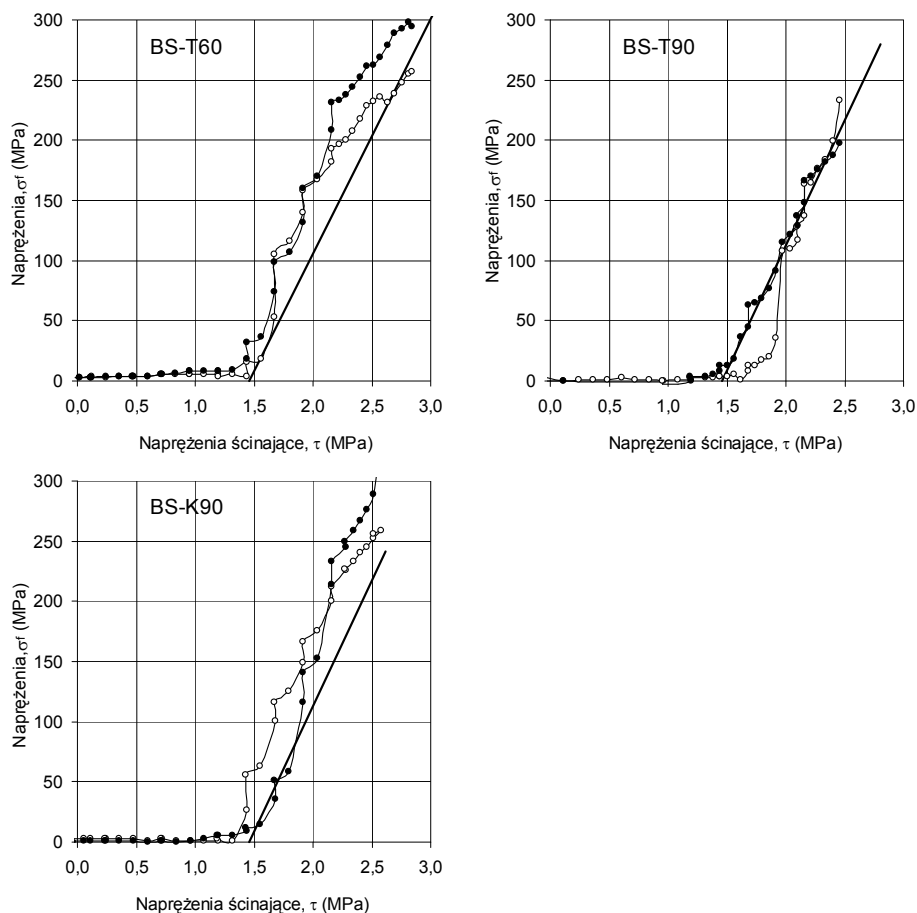
$$\sigma_f = \frac{\tau_0 - \tau_{cr}}{\rho_s \frac{E_s}{E_f} + \rho_f (\sin\alpha + \cos\alpha) \sin\alpha} \quad (8.13)$$

Zależność (8.12) ilustrują wykresy przedstawione na rys. 8.37.a, zależność (8.13) – na rys. 8.37.b.

Rys. 8.37.a. Doświadczalne i obliczeniowe zależności $\sigma_y - \tau$ dla wybranych belek

Naprężenie rysujące τ_{cr} przyjęto na podstawie badań, jako średnie dla wszystkich belek, o wartości $\tau_{cr} = 0,5f_{ctk} = 0,45f_{ct,sp} = 1,46\text{MPa}$, a maksymalne naprężenie ścinające τ_0 odpowiadające sile niszczącej każdej belki określono ze wzoru (8.5).

Z porównania wykresów doświadczalnych i obliczeniowych (rys. 8.37.a i b) wynika, że przyjęte zależności obliczeniowe σ_y i σ_f bardzo dobrze odpowiadają wartościom doświadczalnym, w przypadku belek z kompozytowymi strzemionami ułożonymi pionowo ($\alpha = 90^\circ$). Ta zgodność nie jest już tak dobra w odniesieniu do belki BS-T60, przy $\alpha = 60^\circ$. Wykresy σ_y i τ oraz $\sigma_f - \tau$ wykazują większe pochylenie przy naprężeniach τ bliskich niszczącym. Sugeruje to, że kąt, pod jakim ułożono zbrojenie kompozytowe, ma dodatkowy wpływ na nośność na ścinanie.



Rys. 8.37.b. Doświadczalne i obliczeniowe zależności $\sigma_f - \tau$ dla wybranych belek

8.4. Autorska propozycja obliczania udziału kompozytowego zbrojenia w nośności na ścinanie

Na podstawie analizy wyników badań doświadczalnych omówionych w rozdziale 5.2, autorka przedstawiła własną propozycję obliczania nośności kompozytowego zbrojenia na ścinanie. Podstawowe założenie stanowi mechanizm zniszczenia wzmocnionego elementu dostosowany do sposobu wzmocnienia. O zniszczeniu elementów wzmocnionych sposobem „S” i „U” decyduje odspojenie zbrojenia kompozytowego od betonu. Natomiast w elementach wzmocnionych obwodowymi pętlami (typ „W”) zniszczenie rozpoczyna się odspojeniem kompozytu od bocznych powierzchni belki, co po przekroczeniu jego naprężeń rozciągającym doprowadza do zerwania tego zbrojenia.

W dwóch pierwszych typach wzmocnienia („U” i „S”) obowiązują warunki przyczepności taśmy do betonu na długości jej zakotwienia L_i poza krawędź rysy niszczącej. Natomiast w wypadku wzmocnienia obwodowego (typu „W”) można uznać za poprawne przyjęcie hipotezy kratownicowej.

Na podstawie wyników doświadczalnych badań uzasadnione jest przyjęcie założenia o nierównomierności naprężeń w kompozytowych strzemionach na długości ukośnej rysy. Taka opinia upoważnia autorkę do analizowania warunków przyczepności każdej przeciętej taśmy osobno, odpowiednio do jej długości zakotwienia poza krawędź rysy.

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie

W modelu „S” i „U” analizowane są warunki zakotwienia każdej z taśm przeciętych ukośną rysą niszczącą. W zależności od położenia rysy względem grupy taśm, różna będzie długość ich zakotwienia poza krawędź rysy. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie w modelach „S” i „U” można wyrazić sumą sił P_i przenoszonych przez każdą z taśm przeciętą rysą

$$V_f = 2 \sum_{i=1}^{n_{f \min}} P_i \sin \alpha \quad (8.14)$$

W zależności od wartości kąta Θ nachylenia ukośnej rysy niszczącej oraz kąta α nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi elementu, różna jest liczba przeciętych taśm $n_{f \min}$, opisana zależnością

$$n_{f \min} = \frac{h_{net}}{s_f} (ctg \Theta + ctg \alpha) \quad (8.15)$$

W każdym z modeli „U” i „S” rozważane są dwa możliwe przypadki wzajemnego położenia grupy taśm względem ukośnej rysy (pokazane na rys. 8.38 i 8.39):

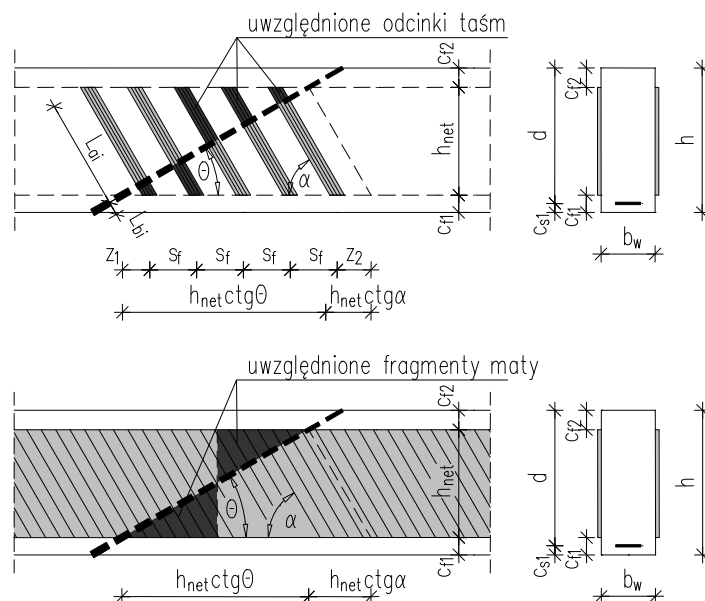
- pierwszy, w miejscu końca przyklejonego zbrojenia $z_1 = z_2 = s_f$, wtedy długość zakotwienia $L_0 = 0$,

$$z_1 = z_2 = \frac{h_{net}(ctg \alpha + ctg \theta) - n_{f \min} s_f}{2} \quad (8.16)$$

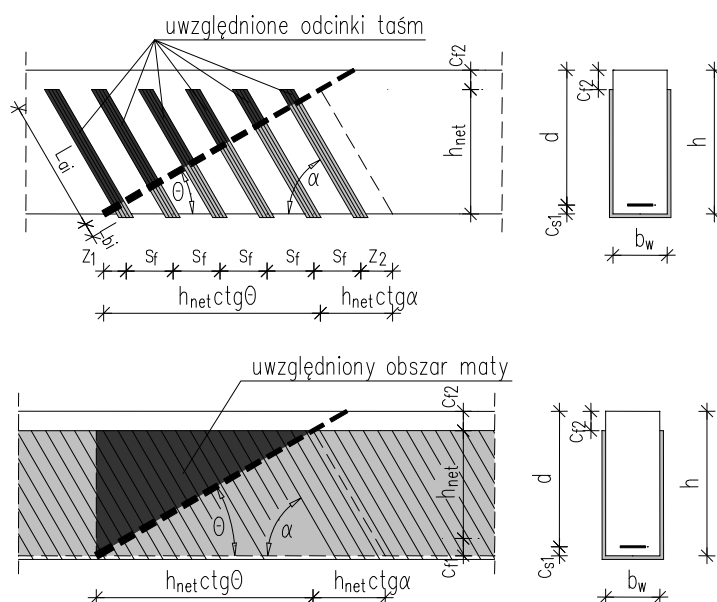
- drugi, kiedy początek rysy znajduje się przed końcem pierwszej taśmy.

Długość L_0 można wyrazić wzorem:

$$L_0 = z_1 \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (8.17)$$



Rys. 8.38. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP przyklejonego na bocznych powierzchniach belki (typ „S”) wzmocnionej (a) taśmami, (b) matami



Rys. 8.39. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP przyklejonego w sposób „U” przy wzmocnieniu (a) taśmami, (b) matami

W każdej z trzech procedur obliczania nośności zbrojenia kompozytowego („S”, „U” i „W”), autorka uwzględnia trzy możliwe wartości kąta nachylenia

ukośnej rysy niszczącej, zależne od stopnia istniejącego stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s :

- $\theta = 35^\circ$ dla $\rho_s < 0,10 \%$
- $\theta = 40^\circ$ dla $0,1 \% \leq \rho_s < 0,2 \%$
- $\theta = 45^\circ$ dla $\rho_s \geq 0,2 \%$

**Metoda obliczania udziału zbrojenia kompozytowego typu „S”
w nośności na ścinanie**

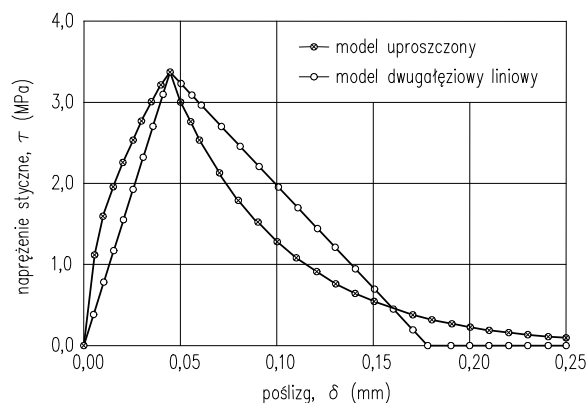
Zgodnie z założeniami pokazanymi na rys. 8.38. w obliczeniach nośności na ścinanie uwzględnia się krótszy z odcinków zakotwienia taśmy poza krawędź ukośnej rysy, opisany zależnością

$$L_{i\min} = \min \begin{cases} L_{ai} = L_o + iL_s \\ L_{bi} = L_f - (L_o + iL_s) \end{cases} \quad (8.18)$$

gdzie: $L_s = \frac{s_f \sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)}$

Każda z przeciętych taśm przenosi siłę rozciągającą P_i zależną od długości odcinka przyklejonej taśmy i określoną na podstawie badań przyczepności kompozytu do betonu.

Do analizy przyczepności taśm przeciętych ukośną rysą autorka zaadaptowała model przyczepności kompozytu do betonu (Lu i inni, 2005), który zakłada dwugąłzową postać wykresu naprężenie styczne – poślizg $\tau - \delta$ (rys. 8.40).



Rys. 8.40. Model przyczepnościowy (Lu i inni, 2005)

Napężenie styczne osiąga wartość maksymalną τ_{max} przy poślizgu równym δ_o .

Funkcję naprężeń stycznych opisuje zależność:

$$\begin{aligned}\tau &= \tau_{max} \left(\sqrt{\frac{\delta}{\delta_o A}} + B^2 - B \right) \quad \text{dla } \delta \leq \delta_o \\ \tau &= \tau_{max} \exp[-\alpha(\delta / \delta_o - 1)] \quad \text{dla } \delta > \delta_o\end{aligned}\quad (8.19)$$

gdzie: $A = (\delta_o - \delta_e)$, $B = \delta_e / 2(\delta_o - \delta_e)$, $\tau_{max} = \alpha_l \beta_w f_{ct}$, $\alpha_l = 1,5$,

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2,0 - b_f / b_c}{1,0 + b_f / b_c}}$$

$$\alpha = \frac{1}{\frac{G_f}{\tau_{max} \delta_o} - \frac{2}{3}}$$

dla taśm $b_c = s_f \sin \alpha$

dla ciągłych mat $\frac{b_f}{b_c} = 1,0$

Uproszczoną postać tego modelu określają wyrażenia:

$$\begin{aligned}\tau &= \tau_{max} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_o}} \quad \text{dla } \delta \leq \delta_o \\ \tau &= \tau_{max} e^{-\alpha \left(\frac{\delta}{\delta_o} - 1 \right)} \quad \text{dla } \delta > \delta_o\end{aligned}\quad (8.20)$$

gdzie: $\delta_o = 0,0195 \beta_w f_{ct}$, $G_f = 0,308 \beta_w^2 \sqrt{f_{ct}}$

Na podstawie modelu przyczepności (Lu i inni, 2005) można określić siłę przenoszoną przez taśmę kompozytową na długości jej zakotwienia, wyrażoną zależnością:

$$P_i = \beta_l b_f \sqrt{2 E_f t_f G_f} \quad (8.21)$$

gdzie: β_l – współczynnik określający warunki przyczepności kompozytu do betonu

$$\beta_l = 1,0 \quad \text{jeśli } L_i > L_e,$$

$$\beta_1 = \sin\left(\frac{\pi L}{2L_e}\right) \text{ jeśli } L_i \leq L_e$$

Efektywna długość zakotwienia kompozytu L_e określa zależność

$$L_e = a + \frac{1}{2\lambda_1} \tan \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \operatorname{tg}(\lambda_2 a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \operatorname{tg}(\lambda_2 a)} \quad (8.22)$$

$$\text{gdzie: } \lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_{\max}}{\delta_o E_f t_f}}, \quad \lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_{\max}}{(\delta_f - \delta_o) E_f t_f}}$$

$$a = \frac{1}{\lambda_2} \arcsin \left[0,99 \sqrt{\frac{\delta_f - \delta_o}{\delta_f}} \right]$$

$$\delta_f = \frac{0,4107}{\sqrt{f_{ct}}}, \quad \delta_o = 0,0195 \beta_w f_{ct}$$

$$G_f = 0,308 \beta_w^2 \sqrt{f_{ct}}$$

W zależności od położenia ukośnej rysy względem grupy taśm, udział zbrojenia kompozytowego można opisać wzorem:

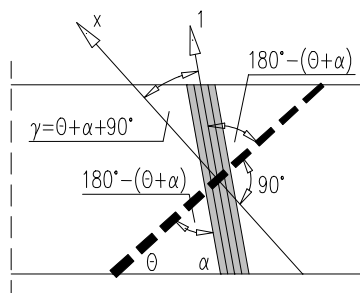
$$V_{f1,2} = 2 \sum_{i=1}^{n_{f \min}} P_i(L_i) \sin \alpha \quad (8.23)$$

Oblicza się dwie wartości udziału zbrojenia kompozytowego V_{f1} i V_{f2} , zależne od wzajemnego położenia rysy i grupy taśm (mat). Pierwsza wartość V_{f1} określa minimalną, a druga V_{f2} maksymalną nośność tego zbrojenia na ścinanie.

Uwzględniając możliwość nieosiowego obciążenia zbrojenia kompozytowego, autorka proponuje uwzględnić redukcję modułu sprężystości podłużnej kompozytu E_f .

Określenie wpływu nachylenia włókien kompozytu do kierunku działania naprężeń rozciągających

Materiały kompozytowe mają budowę ortotropową, co oznacza różne ich warunki wytrzymałościowe w kierunku równoległym i prostopadłym do włókien. Dlatego kierunek działania obciążenia ma decydujące znaczenie na rozciągające siły przenoszone przez zbrojenie przecięte ukośną rysą (rys. 8.41).



Rys. 8.41. Schemat nieosiowego obciążenia włókien kompozytu

Powyższe zagadnienie nie znalazło powszechnego zastosowania w żadnej z opisanych wcześniej metod obliczeniowych. Jedynie wzmiankuje się je w zaleceniach fib Bulletin 14, 2001, a w modelu Carolina i Täljstena, 2005b uwzględniono ten fakt przez wprowadzenie współczynnika $\sin^2(\alpha + \theta)$ przy obliczaniu efektywnym odkształceń przyczepności kompozytu do betonu.

Z analizy wytrzymałościowej materiałów kompozytowych o budowie ortotropowej opisaną w rozdziale 2 (Michalak, 2000; CNR DT200, 2004) wynika, że moduł sprężystości kompozytu w kierunku obciążenia E_x można wyrazić funkcją kąta γ nachylenia włókien do kierunku działającego obciążenia:

$$E_x(\gamma) = E_f \frac{1}{\cos^4 \gamma + k_1 \cdot \sin^4 \gamma + (k_2 - 2\nu) \cos^2 \theta \sin^2 \theta} \quad (8.24)$$

gdzie: $k_1 = \frac{E_1}{E_2}$, $k_2 = \frac{E_1}{G_{12}}$.

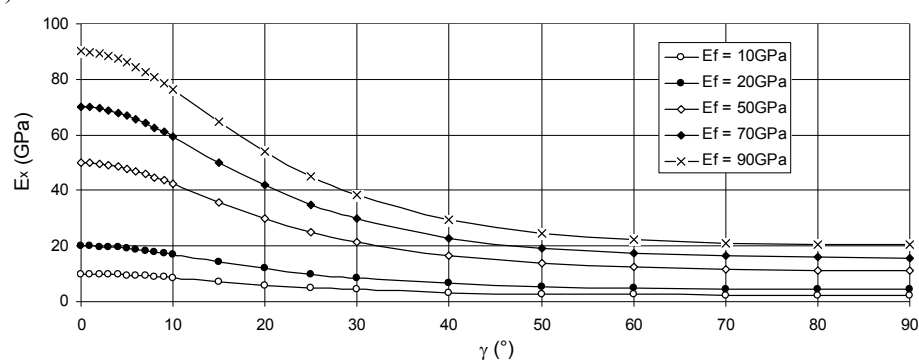
Współczynniki k_1 i k_2 określają odpowiednio wpływ modułu sprężystości podłużnej E_1 i poprzecznej E_2 , a wpływ modułu odkształcenia postaciowego G_{12} oraz współczynnika Poissona przyjętego jako $\nu = 0,35$ (według CNR DT200, 2004).

Graficzną interpretację wpływu rodzaju włókien oraz ich kąta nachylenia do kierunku obciążenia autorka przedstawiła na rysunku 8.42.a do c. W tablicy 8.5 przedstawiono wartości współczynników k_1 i k_2 dla różnych typów włókien.

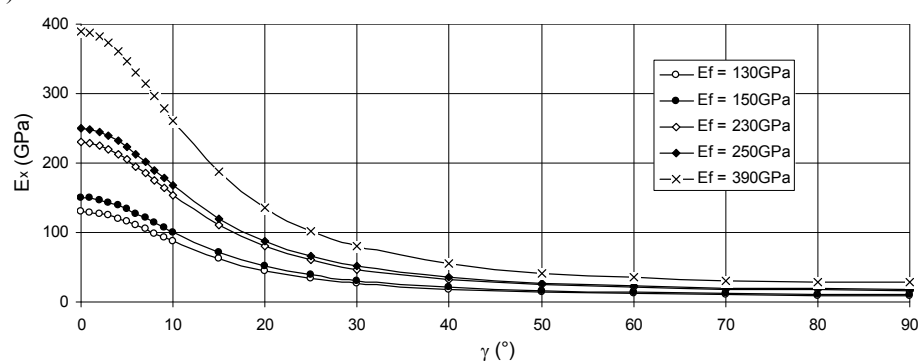
Tablica 8.5. Wartości współczynników k_1 i k_2 (CNR DT200, 2004)

Typ włókien	k_1	k_2
szklane, $E_f \leq 80$ GPa	4,42	8,76
szklane, $E_f > 80$ GPa	2,44	5,06
węglowe	13,6	19,10
aramidowe	15,30	27,80

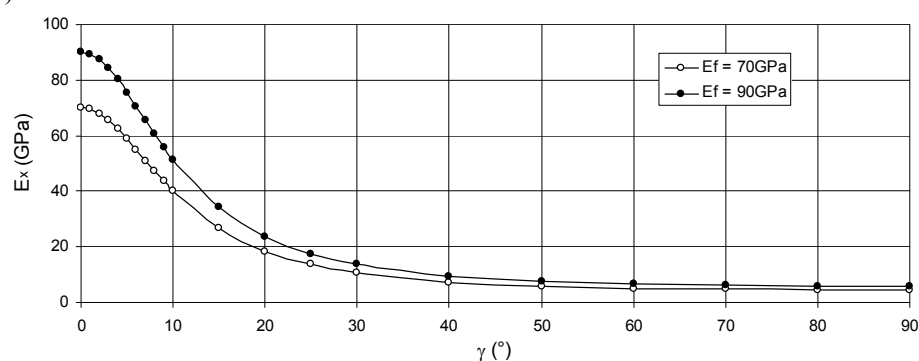
a) włókna GFRP



b) włókna CFRP



c) włókna AFRP



Rys. 8.42. Wpływ nachylenia włókien do osi obciążenia na moduł sprężystości E_x dla włókien: (a) szklanych, (b) węglowych, (c) aramidowych

Dla wybranych podstawowych kątów nachylenia rysy uwzględnianych w obliczeniach jako $\Theta = 35^\circ$, 40° i 45° oraz kątów nachylenia włókien kompozytu do podłużnej osi belki $\alpha = 45^\circ$, 60° i 90° można obliczyć prawdopodobne wartości kątów γ (tabl. 8.6).

Tablica 8.6. Przypadki kątów γ w zależności od wzajemnego nachylenia ukośnej rysy i włókien kompozytu – $\gamma = \Theta + \alpha - 90^\circ$

$\Theta(^{\circ})$	$\alpha(^{\circ})$	$\gamma(^{\circ})$
35	45	10
	60	5
	90	35
40	45	5
	60	10
	90	40
45	45	0
	60	15
	90	45

Metoda obliczania udziału zbrojenia kompozytowego typu „U” w nośności na ścinanie

Zgodnie z rysunkiem 8.39 w obliczeniach uwzględnia się tylko te odcinki taśm, które są położone nad ukośną rysą (po przeciwnej stronie zakotwienia).

Wówczas siłę przenoszoną przez każdą z przeciętych taśm można policzyć jako:

$$P_i = \beta_1 b_f \sqrt{2k_E E_f t_f G_f} \quad \text{dla} \quad L_i \leq L_e \quad (8.25)$$

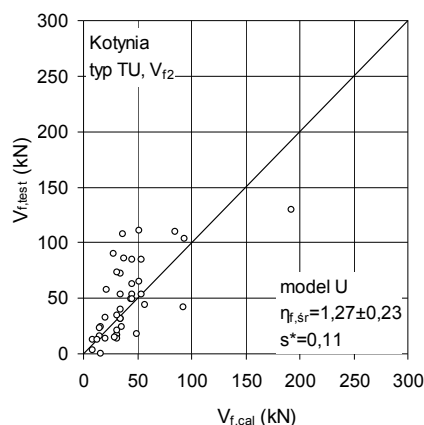
oraz

$$P_i = b_f \sqrt{2k_E E_f t_f G_f} \quad \text{dla} \quad L_i > L_e \quad (8.26)$$

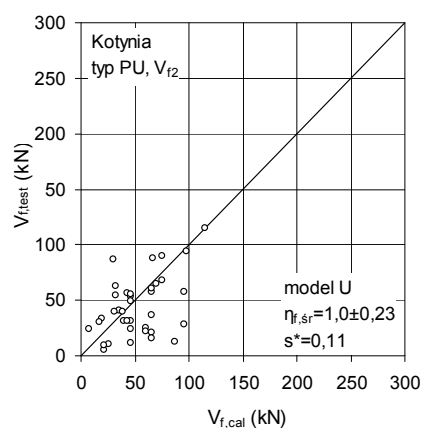
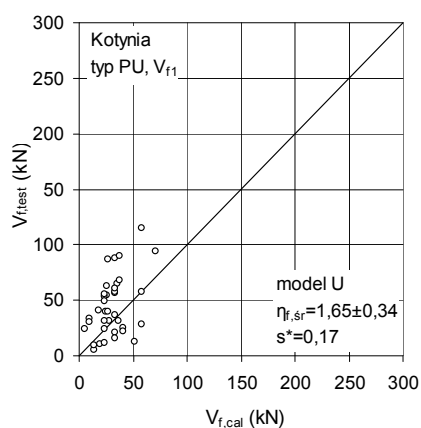
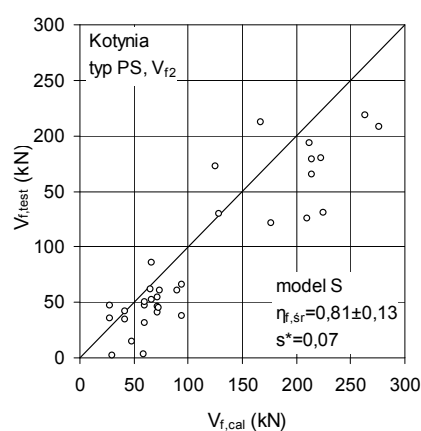
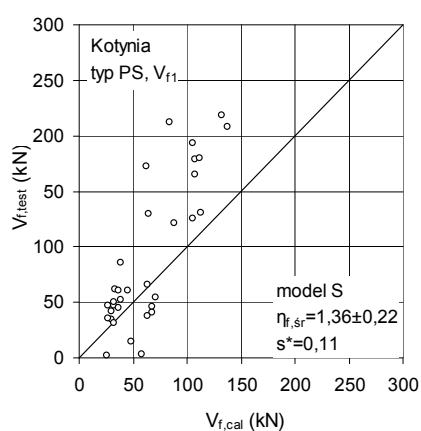
a nośność zbrojenia kompozytowego

$$V_{f1,2} = 2 \sum_{i=1}^{n_{fmin}} P_i(L_i) \sin \alpha \quad (8.27)$$

Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności zbrojenia kompozytowego dla belek wzmocnionych sposobem „S” i „U”, z podziałem na serie o przekroju teowym i prostokątnym zamieszczono odpowiednio na rysunkach 8.43 i 8.44.



Rys. 8.43. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „U” w belkach teowych według modelu autorki



Rys. 8.44. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „S” i „U” na ścinanie w belkach prostokątnych według modelu autorki

Metoda obliczania udziału zbrojenia kompozytowego typu „W” w nośności na ścinanie

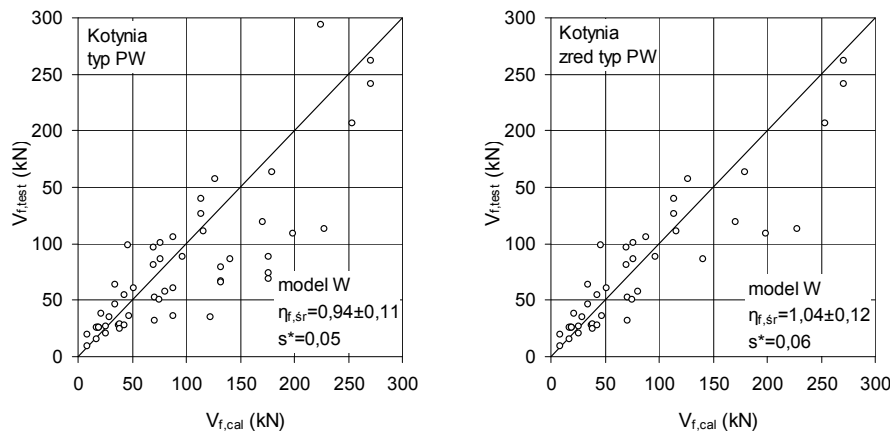
Wyniki badań elementów wzmocnionych sposobem „W” potwierdzają, że po odspojeniu odcinków zbrojenia kompozytowego na bocznych powierzchniach belki, do zniszczenia dochodzi na skutek zerwania tego zbrojenia.

Zatem w pełni uzasadnione jest przyjęcie modelu kratownicowego i wyrażenie nośności kompozytu w podobny sposób, jak poprzecznego zbrojenia stalowego.

$$V_f = \frac{2b_f t_f}{s_f} k f_f z (\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (8.28)$$

Wpływ nieosiowego obciążenia kompozytu oraz braku odpowiednio przygotowanej krawędzi belki autorka uwzględniła w postaci globalnego współczynnika $k = 0,45$. Dokładne określenie wpływu ukośnego działania naprężeń rozciągających σ_x względem kierunku włókien nie jest możliwe, ponieważ po odspojeniu kompozytu na bocznych powierzchniach belki, włókna mat poddają się działaniu obciążenia i układają się w kierunku najbardziej zbliżonym do tego obciążenia. Duże znaczenie odgrywa również sposób zakotwienia zbrojenia kompozytowego. W rozdziale 5.1 omówiono proponowane różne sposoby zakotwienia (przy użyciu dodatkowych pasków mat, mechanicznych zakotwień, zamkniętych pętli wykonanych z mat przyklejanych jedna na drugiej lub w postaci laminatów typu „L” kotwionych w płycie przekroju teowego).

Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności zbrojenia kompozytowego typu „W” zamieszczono na rysunku 8.45.



Rys. 8.45. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu „W” w belkach prostokątnych według modelu autorki

Analiza autorskiej metody obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie

Z porównania wyników nośności zbrojenia kompozytowego w belkach ze wzmocnieniem typu „S” wynika, że wartości średnie $V_{f1}^{(s)}$ i $V_{f2}^{(s)}$, które określają odpowiednio minimalną i maksymalną nośność wynoszą $V_{f1}^{(s)} = 1,36 \pm 0,22$ i $V_{f2}^{(s)} = 0,81 \pm 0,13$, przy niedużym rozrzucie wyników.

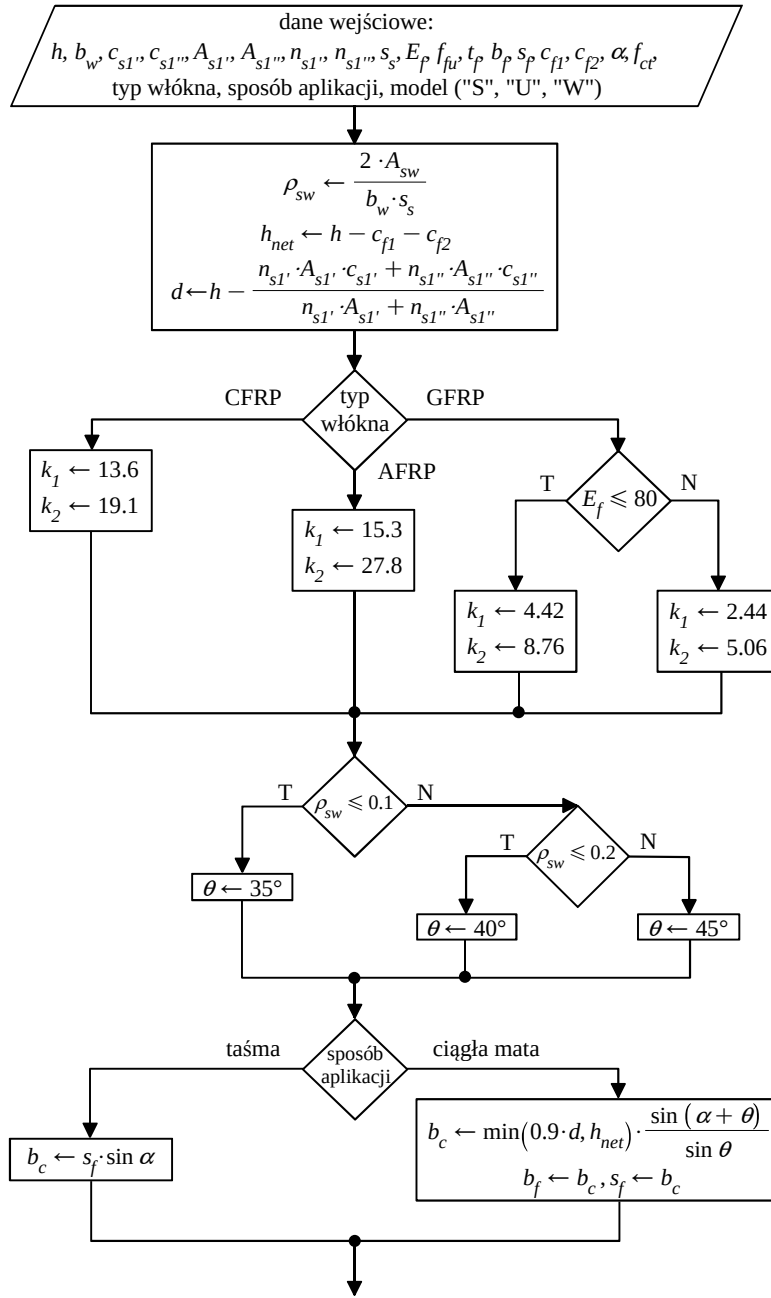
W wypadku belek wzmocnionych sposobem „U”, obliczeniowa nośność V_{f1} jest zaniżona w stosunku do wyników doświadczalnych $V_{f, \text{test}} / V_{f1, \text{cal}}^{(u)} = 1,65 \pm 0,34$, podczas gdy wartość V_{f2} odpowiada tej z badań $V_{f, \text{test}} / V_{f2, \text{cal}}^{(u)} = 1,0 \pm 0,23$.

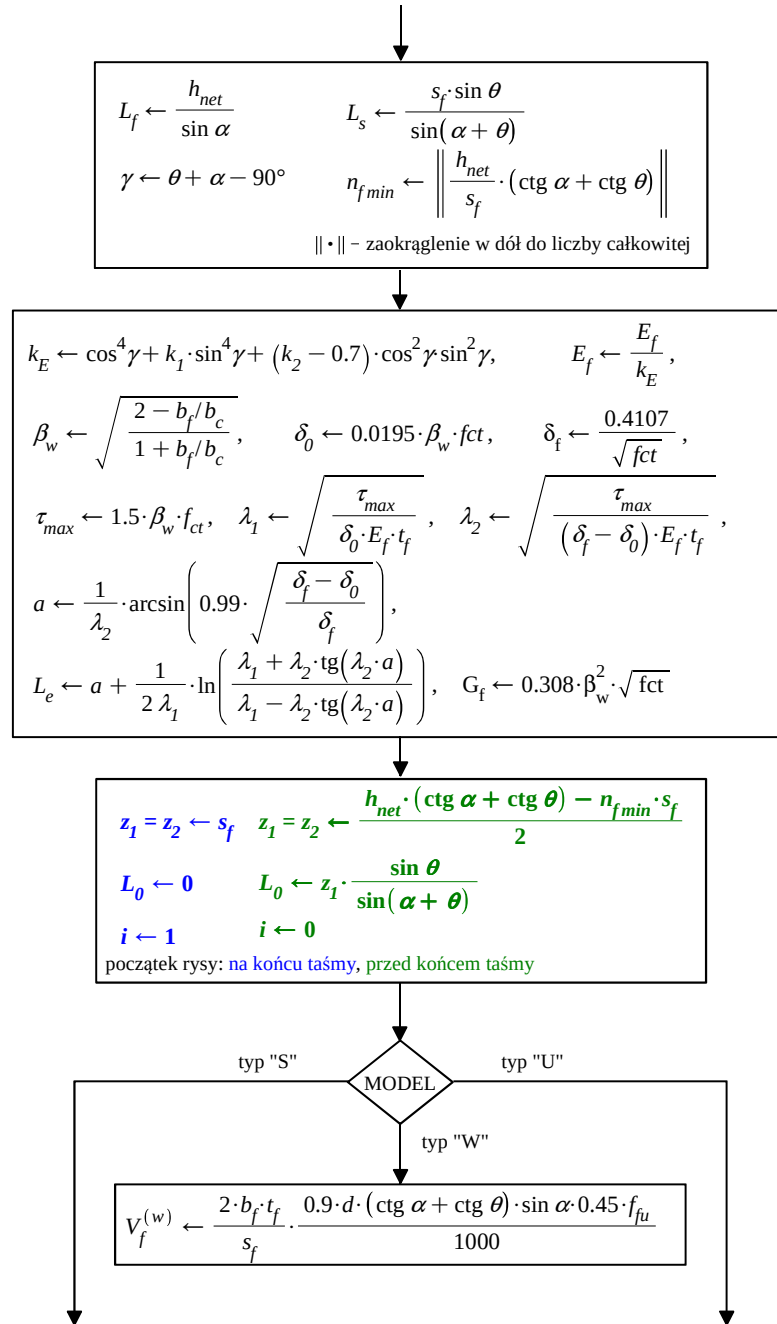
W analizie belek wzmocnionych sposobem „U” autorka wzięła pod uwagę zarówno wszystkie belki w ten sposób wzmocnione na całej długości i części wysokości przekroju oraz grupę wybranych belek, wzmocnionych na całej wysokości przekroju. Dla tej drugiej, zredukowanej liczby belek oznaczonej symbolem „zred” średni stosunek nośności z badań do nośności obliczeniowej zbrojenia kompozytowego wynosił $V_{f2}^{(u)} = 1,06 \pm 0,24$. Taka zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych świadczy o poprawności zaproponowanej przez autorkę metody obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie.

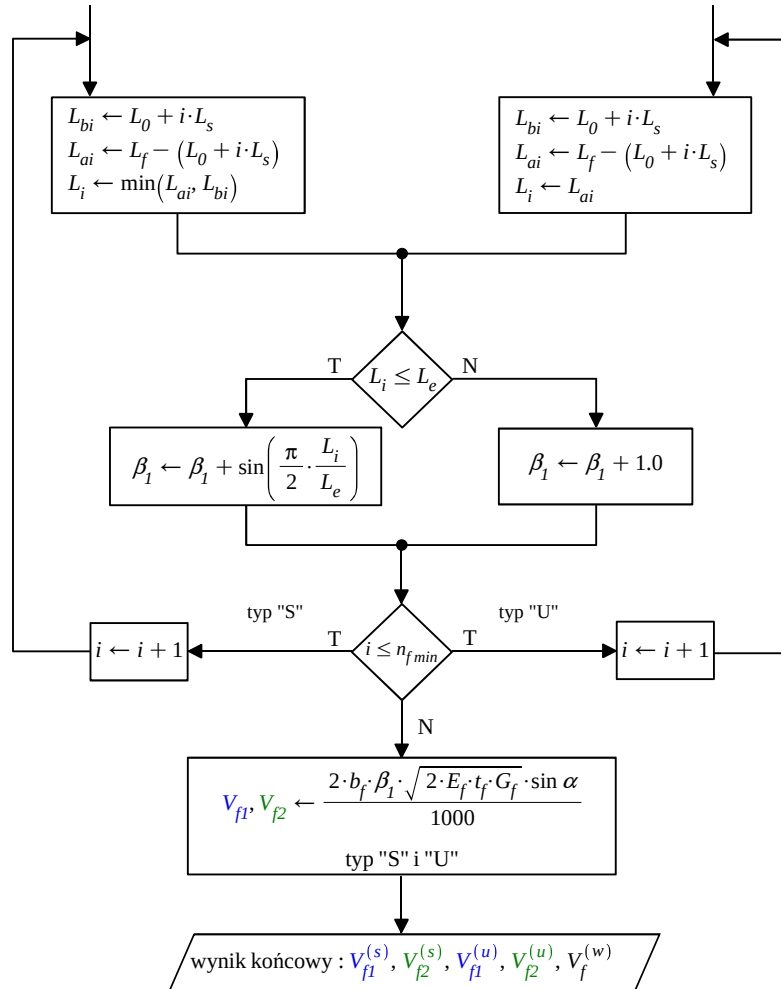
Na uwagę zasługuje fakt, że proponowany model obliczeniowy dla elementów wzmocnionych sposobem „S” i „U” uwzględnia wpływ nieosiowego obciążenia kompozytu, nie analizowany jak dotąd w żadnych oficjalnych zaleceniach.

Analiza porównawcza wyników doświadczalnych i obliczeniowych belek wzmocnionych sposobem „W” również potwierdza poprawność przyjętej metody obliczeniowej zarówno dla wszystkich zestawionych belek $V_{f, \text{test}} / V_{f1, \text{cal}}^{(w)} = 0,94 \pm 0,11$, jak i dla grupy zredukowanej belek wzmocnionych na całej wysokości przekroju $V_{f, \text{test}} / V_{f2, \text{cal}}^{(w)} = 1,04 \pm 0,12$ (zred „W”).

Poprawność zaproponowane metody obliczania nośności zbrojenia kompozytowego na ścinanie skłoniła autorkę do utworzenia programu komputerowego, którego podstawą jest obliczeniowy algorytm pokazany na rys. 8.46.

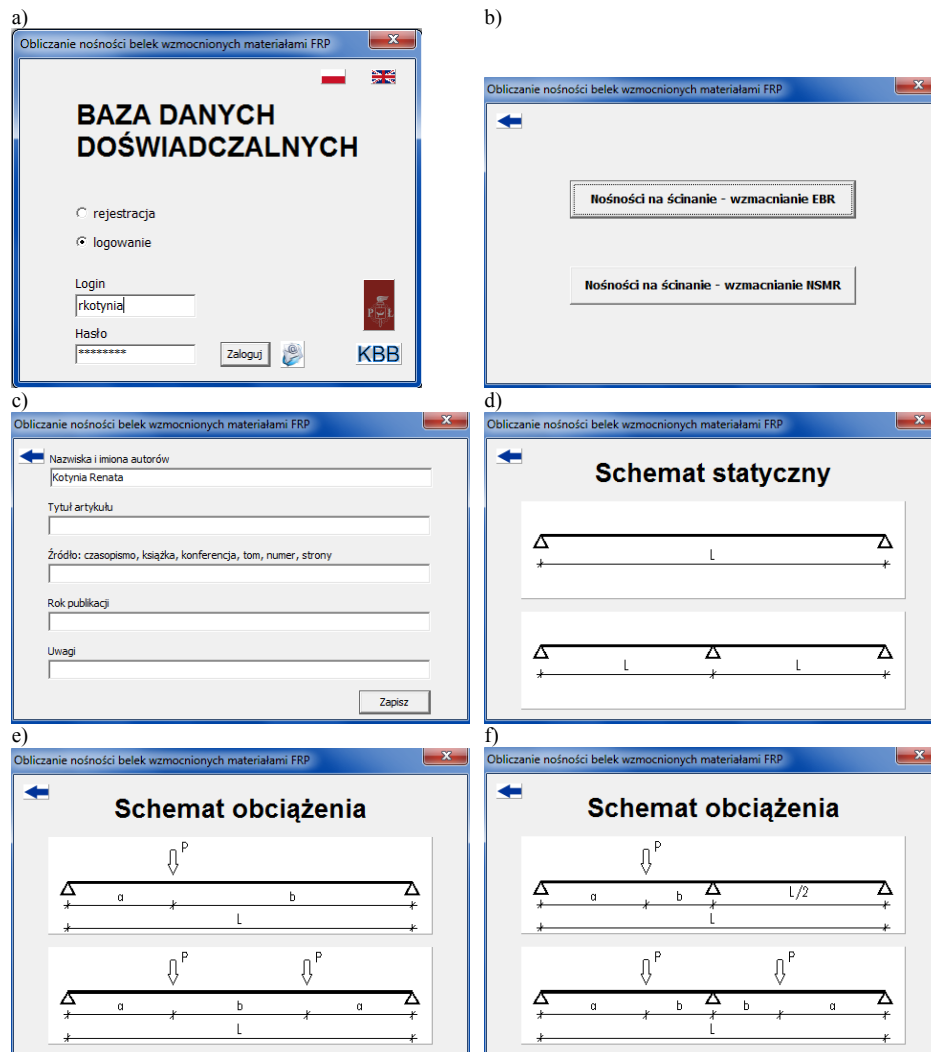






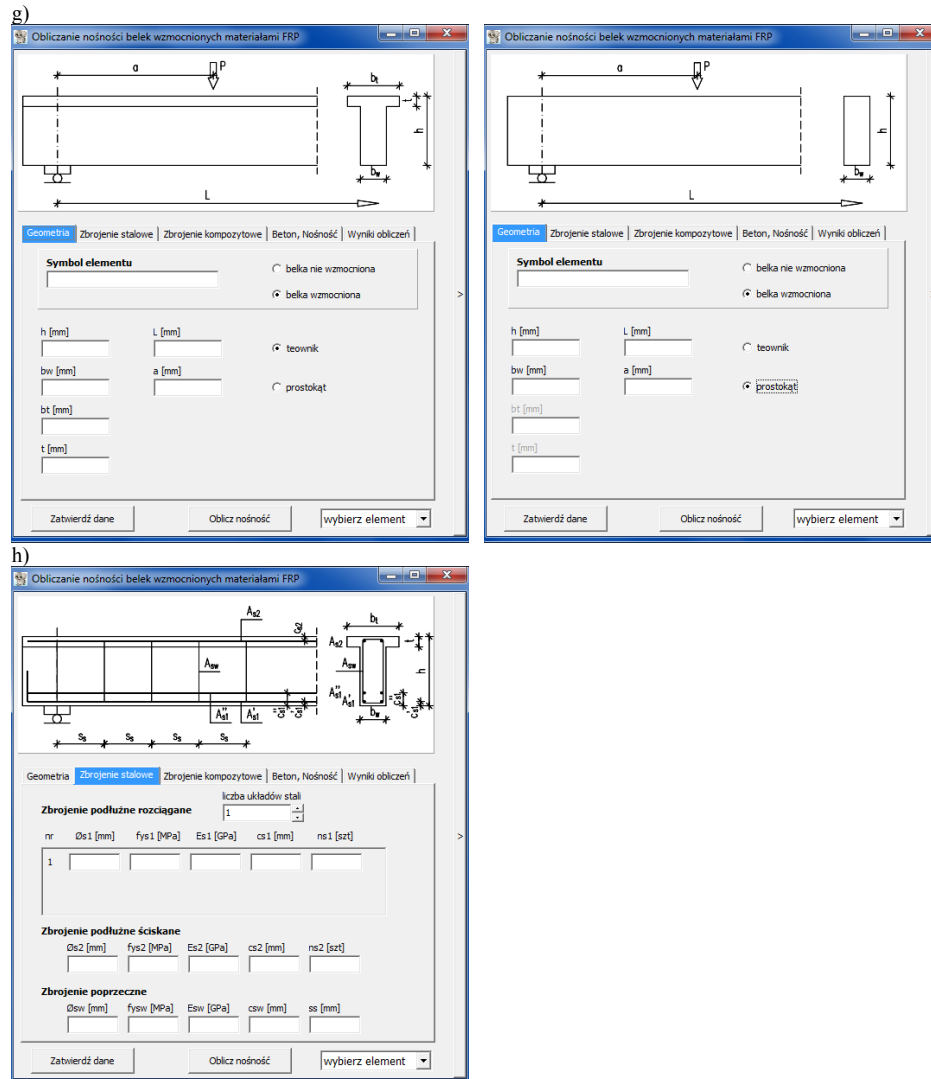
Rys. 8.46. Schemat blokowy – algorytm obliczania nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego EBR

Wizualną stronę programu przedstawiają okna edycji kolejnych kroków wprowadzania danych sprzężone z oknami informacyjnymi, w których objaśnione są wszystkie parametry (rys. 8.47). Ponieważ program służy również do archiwizacji danych doświadczalnych, po jednorazowym wprowadzeniu danych, istnieje możliwość ich wywołania pod wcześniej zapisaną nazwą elementu. Wprowadzenie danych wymaga od użytkownika rejestracji (rys. 8.47.a), która umożliwia wielokrotne korzystanie z bazy po zalogowaniu (rys. 8.47.b). Po wybraniu sposobu wzmocnienia (NSMR lub EBR, rys. 8.47.c) użytkownik zostaje przełączony na wybrany moduł danych, który niezależnie od schematu statycznego (rys. 8.47.d) oraz wybranego schematu obciążenia (rys. 8.47.e lub 8.47.f) rozpoczyna wprowadzanie danych geometrycznych belki.



Rys. 8.47. Wizualna postać programu EBR

W oknie definiowania geometrii (rys. 8.47.g) określa się rodzaj przekroju poprzecznego, symbol elementu. Użytkownik decyduje czy element jest wzmocniony, czy niewzmocniony oraz określa szczegóły geometryczne przekroju i położenie obciążenia skupionego P od osi podpory. Po zatwierdzeniu danych program umożliwia przejście do kolejnego poziomu definiowania istniejącego zbrojenia stalowego (rys. 8.47.h). Użytkownik wprowadza dane dotyczące zbrojenia podłużnego i poprzecznego określając średnice prętów $\varnothing_{s1}$, ich liczbę w jednym poziomie n_{s1} , liczbę poziomów, charakterystykę wytrzymałościową każdego typu zbrojenia (f_{sy} , E_s) oraz położenie osi tego zbrojenia od dolnej i górnej krawędzi przekroju (c_{s1} , c_{s2}).

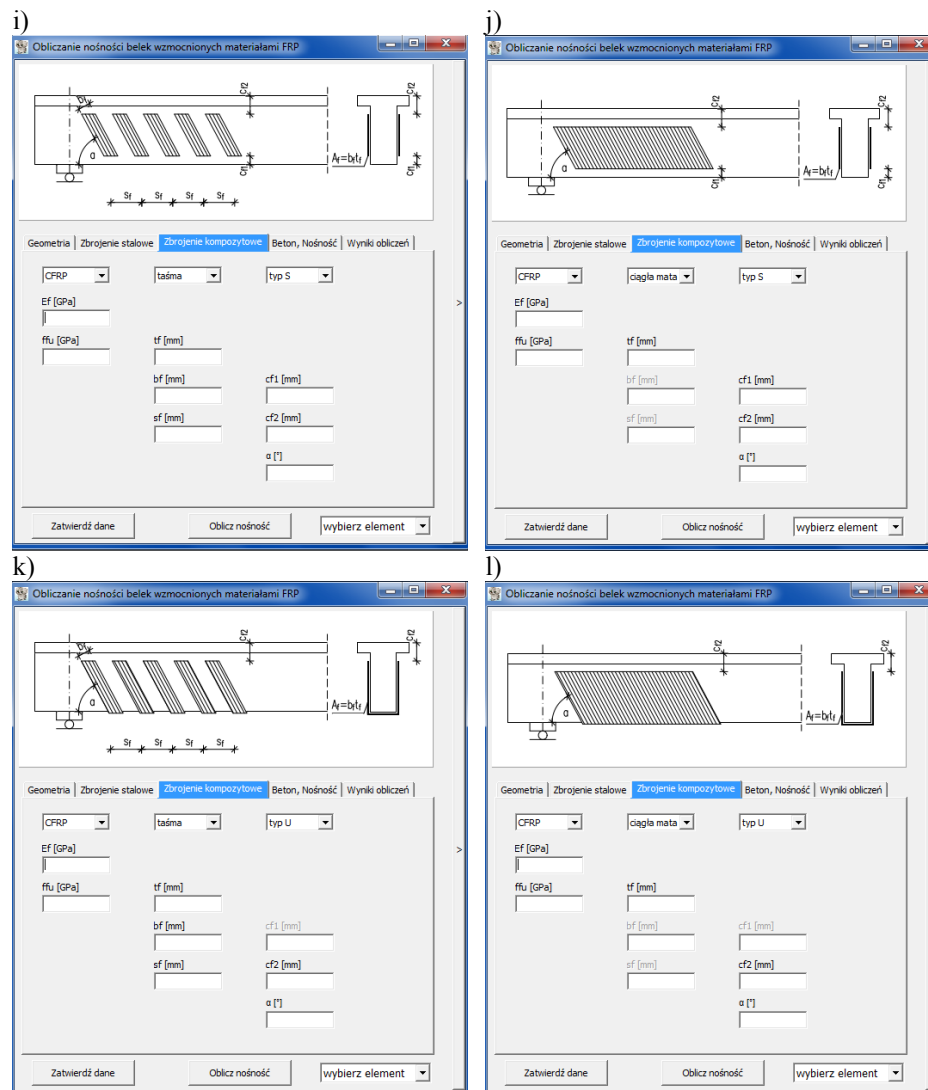


Rys. 8.47. Wizualna postać programu EBR

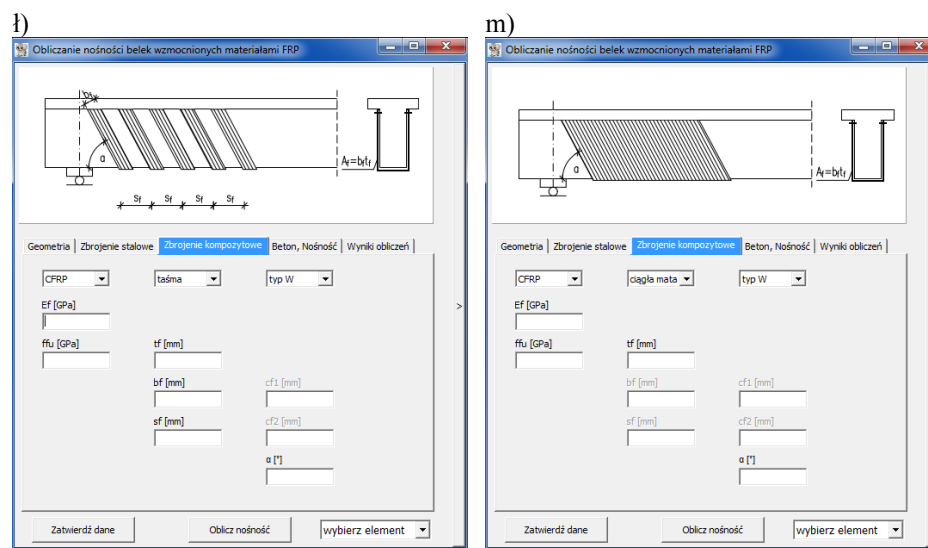
Po zapisaniu danych użytkownik może zdefiniować sposób wzmocnienia („S”, „U”, „W”), rodzaj przyjętego materiału (taśma, mata) oraz rodzaj włókien, z których zbudowany jest kompozyt (CFRP, AFRP, GFRP, BFRP), charakterystykę wytrzymałościową (E_f, f_{fu}), wymiary użytego materiału (b_f, t_f) i jego rozstaw s_f oraz ułożenie na bocznej powierzchni elementu (w przypadku wzmocnienia typu „S” – położenie dolnego i górnego końca taśmy odpowiednio od dolnej i górnej krawędzi elementu (c_{f1}, c_{f2}) oraz kąt nachylenia włókien do wzdłużnej osi belki (α): rys. 8.47.i, 8.47.j – sposób wzmocnienia „S”, rys. 8.47.k, 8.47.l – sposób wzmocnienia „U”, 8.47.l, 8.48.m – sposób wzmocnienia „W”).

Następny poziom umożliwia zdefiniowanie charakterystyki betonu ($f_{c,column}$, $f_{c,cube}$, f_{ct} , E_c). Użytkownik może podać tylko jedną wybraną wartość wytrzymałości, pozostałe wartości zostaną obliczone automatycznie (rys. 8.47.n).

Na tym poziomie wprowadzania danych użytkownik określa doświadczalną siłę niszczącą elementu wzmocnionego (P_{test}) i niewzmocnionego ($P_{0,test}$), wartości doświadczalnych sił poprzecznych odpowiednio wzmocnionego i niewzmocnionego elementu ($V_{tot,test}$, $V_{0,test}$) lub udział zbrojenia kompozytowego $V_{f,test}$. Istnieje możliwość podania pary sił P_{test} i $P_{0,test}$ lub $V_{tot,test}$ i $V_{0,test}$ (rys. 8.47.n).

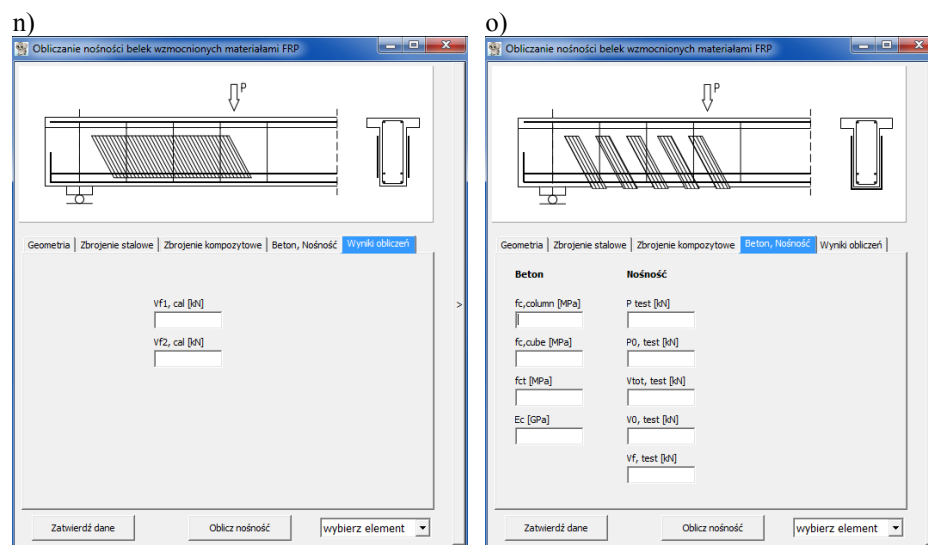


Rys. 8.47. Wizualna postać programu EBR



Rys. 8.47. Wizualna postać programu EBR

Zapisanie danych pozwala wyjść z programu bez wykonywania obliczeń nośności na ścinanie lub na ich wykonanie po kliknięciu klawisza „Oblicz nośność”, co uruchamia moduł obliczeniowy nośności na ścinanie i pozwala określić minimalną V_{f1} i maksymalną V_{f2} wartość nośności (rys. 8.47.o).



Rys. 8.47. Wizualna postać programu EBR

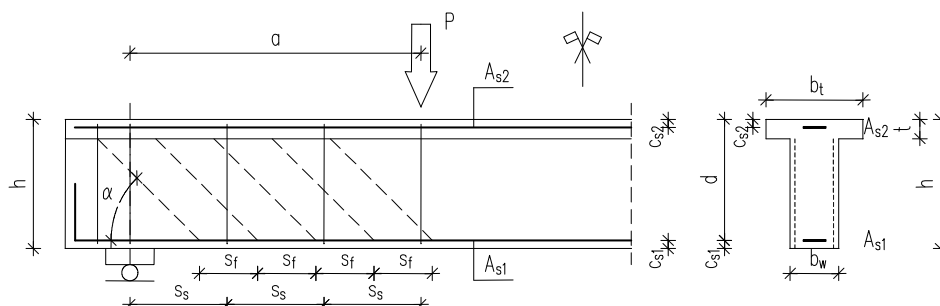
9. Wzmacnianie stref przypodporowych elementów żelbetowych na ścinanie przy użyciu kompozytów wklejanych w betonową otulinę (NSMR)

9.1. Sposoby wzmacniania

Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmacnianych na ścinanie, a właściwie na główne naprężenia rozciągające, metodą EBR wykazały, że choć wytrzymałość kompozytów CFRP nie może być wykorzystana, to obserwuje się zwiększenie nośności stref przypodporowych wzmocnionych elementów. Powodem niskiej efektywności wzmocnienia na ścinanie metodą EBR jest nagłe odspojenie kompozytu od powierzchni betonu wkrótce po pojawieniu się ukośnych rys (patrz rozdział 5.2). O efektywności bezkrotkowego wzmocnienia decyduje sposób ukształtowania zewnętrznego zbrojenia kompozytowego, które może być przyklejone na bocznych powierzchniach elementu, tylko na wysokości środnika lub obejmować tylko dolną powierzchnię środnika jako wzmocnienie typu „U”. W pierwszym wypadku stopień wykorzystania materiałów CFRP jest najmniejszy, jeśli zaś zewnętrzne zbrojenie poprzeczne zostanie zakotwione w półce przekroju teowego lub wykonane jako zamknięte, może nawet dojść do jego zerwania, co oznacza pełne wykorzystanie nośności kompozytu.

W celu zwiększenia stopnia wykorzystania zbrojenia kompozytowego, a tym samym zwiększenia efektywności wzmocnienia na ścinanie, zaproponowano technologię wklejania materiałów kompozytowych w betonową otulinę elementu żelbetowego, znaną pod nazwą *near surface mounted reinforcement* (NSMR). Główną zaletą metody jest zwiększenie powierzchni styku wklejanego kompozytu z betonem, co znacząco opóźnia jego odspojenie. Podstawowym warunkiem zastosowania tej metody jest odpowiednia grubość betonowej otuliny, w którą wklejane jest zbrojenie kompozytowe. Do wzmocnień używane są kompozyty w postaci taśm o szerokości 10 – 20mm i grubości 1,4 – 2,0mm oraz pręty o przekroju okrągłym lub kwadratowym. Zbrojenie to może być wklejane pionowo lub pod kątem do podłużnej osi belki. W celu zwiększenia efektywności wzmocnienia proponuje się wklejanie jednego z końców tego zbrojenia w płytę przekroju teowego (rys. 9.1).

Nieliczne opublikowane wyniki badań żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie metodą NSMR, wykazały wzrost stopnia wykorzystania wytrzymałości na rozciąganie materiału kompozytowego z 35% (w metodzie EBR) do 85% (w metodzie NSM) (Barros i Fortes, 2005; Kotynia, 2006; Barros i Kotynia, 2008), a tym samym znacznie wyższą efektywność tej metody w porównaniu z dotychczas stosowanym wzmacnianiem zewnętrznym (El-Hacha i Rizkalla, 2004).



Rys. 9.1. Schemat belki żelbetowej wzmacnionej na ścinanie metodą NSMR

9.2. Badania doświadczalne

Badania żelbetowych belek wzmacnionych na ścinanie metodą NSMR przeprowadzono w trzech załadowanych ośrodkach na świecie:

- University of Missouri-Rolla – De Lorenzis i Nanni, 2001; Rizzo i De Lorenzis, 2009,
- University of Minho – Barros i Dias, 2006; Dias i Barros, 2010; Dias i inni, 2007,
- Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego – Kotynia, 2007.

Analizowano sposoby zniszczenia elementów, przyrost nośności i odkształcalność elementów wzmacnionych na ścinanie, w aspekcie następujących parametrów zmiennych: stopnia stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s i podłużnego ρ_{sL} , stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f , jego rozstawu s_f , przekroju poprzecznego A_f , kąta nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki α , wymiarów i kształtu elementów żelbetowych (prostokątne, teowe), smukłości strefy ścinania a/d oraz wytrzymałości betonu na ściskanie. Opis oraz zestawienie wyników doświadczalnych badań belek żelbetowych o przekroju prostokątnym i teowym, wzmacnionych na ścinanie, zamieszczono w tabelach 9.1 do 9.4.

Na rysunku 9.1 przedstawiono schemat belki wzmacnionej na ścinanie z opisem wszystkich parametrów zmiennych uwzględnionych w badaniach. We wszystkich badanych belkach smukłość strefy ścinania a/d wahała się między 2,5 i 3,0.

Z uwagi na niewielkie przekroje belek prostokątnych (200×200mm – Rizzo i De Lorenzis, 2009 i 150×150mm – Barros i Dias, 2006) pominięto je w analizie efektywności wzmacnienia na ścinanie, podobnie jak elementy o przekroju 150×300mm (tabl. 9.1), które z powodu niskiego stopnia zbrojenia podłużnego uległy zniszczeniu na zginanie. Ostatecznie do analizy efektów wzmacnienia autorka wybrała tylko belki o przekroju teowym, które zniszczyły się wskutek ścinania.

Tabela 9.1. Charakterystyka belek o przekroju prostokątnym

Tabela 3.1. Charakterystyka sekcji o przekroju prostokątnym										
Symbol	A_{s1} mm ²	ρ_{s1} %	b_w/h mm	d_s/s_s mm	d_f/s_f $b_f/t_f/s_f$ mm	α °	c_{s1}/c_{s2} mm	A_f mm ²	E_f MPa	f_c MPa
Rizzo i De Lorenzis, 2009; $a/d=3,0$, system wzmacnienia typu NSMR: pręty CFRP o średnicy $d_f=7,5$ mm i taśmy CFRP 16×2,0mm										
C	1520	4,39	200 / 201	6 / 160	-	-	37 / 31	-	-	29,3
NB90-73-a					Ø7,5 / 73	90				
NB90-73-b					Ø7,5 / 73	90				
NB90-45-b					Ø7,5 / 45	90				
NB45-146-a					Ø7,5 / 146	45				
NB45-73-a					Ø7,5 / 73	45				
NS90-73-a					16 / 2 / 73	90				
NS45-146-a					16 / 2 / 146	45				
Barros i Dias, 2006; $a/d=2,53$, system wzmacnienia typu NSMR: taśmy CFRP 10×1,4 mm										
A10 R	314	0,75	150 / 300	-	-	-	20 / 18	14	166	49,2
A10 S				6 / 300	-	-				
A10 VL				-	10 / 1,4 / 200	90				
A10 IL					10 / 1,4 / 300	90				
A12 R	452	1,08	150 / 300	6 / 150	-	-				56,2
A12 S				-	10 / 1,4 / 100	90				
A12 VL					10 / 1,4 / 150	45				
A12 IL				-	-	-				
B10 R	314	0,75	150 / 150	6 / 150	-	-				
B10 S				-	10 / 1,4 / 100	45				
B10 VL					10 / 1,4 / 150	45				
B10 IL				-	-	-				
B12 R	452	1,08	150 / 150	6 / 75	-	-				
B12 S				-	10 / 1,4 / 50	60				
B12 VL					10 / 1,4 / 75	60				
B12 IL				-	-	-				

A_{s1} – pole przekroju zbrojenia podłużnego, ρ_{s1} – stopień zbrojenia podłużnego, d_f – średnica pręta kompozytowego, b_f , t_f , s_f – szerokość, grubość i rozstaw zbrojenia kompozytowego, A_f – pole przekroju zbrojenia kompozytowego, α – kąt nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki, E_f – moduł sprężystości zbrojenia kompozytowego, b_w , h_w – szerokość i wysokość przekroju belki, c_{s1}/c_{s2} – położenie osi zbrojenia podłużnego rozciąganego i ściskanego, odpowiednio względem rozciąganej i ściskanej krawędzi przekroju belki, f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie

Tabela 9.2. Wyniki doświadczalnych badań belek o przekroju prostokątnym

Symbol		V_{flex}	V_{test}	$V_{f, test}$	V_{test} / V_{test0}	Θ_{test}	Typ zniszczenia
		kN				°	
Rizzo i De Lorenzis, 2009; $a/d=3,0$, system wzmocnienia typu NSMR: pręty CFRP o średnicy $d_f=7,5\text{mm}$ i taśmy CFRP $16 \times 2,0\text{mm}$							
C	248,25	122,20	-	1,00	36		Ścinanie
NB90-73-a		176,40	54,20	1,44	50		Ścinanie
NB90-73-b		148,60	26,40	1,22	50		Ścinanie
NB90-45-b		150,80	28,60	1,23	50		Odspojenie bocznej otuliny
NB45-146-a		161,30	39,10	1,32	41		Ścinanie
NB45-73-a		150,20	28,00	1,23	50		Odspojenie bocznej otuliny,
NS90-73-a		172,70	50,50	1,41	50		Ścinanie
NS45-146-a		154,90	32,70	1,27	41		Odspojenie bocznej otuliny, zginanie
Barros i Dias, 2006; $a/d=2,53$ System wzmocnienia typu NSMR: taśmy CFRP $10 \times 1,4\text{mm}$							
A10 R	61,19	50,20	-	1,00	Brak rejestracji rys		Ścinanie
A10 S		84,68		1,69			Zginanie
A10 VL		79,32		1,58			Zginanie
A10 IL		78,95		1,57			Zginanie
A12 R	108,62	58,25	-	1,00			Ścinanie
A12 S		107,52		1,85			Ścinanie
A12 VL		117,56		2,02			Zginanie
A12 IL		131,19		2,25			Zginanie
B10 R	56,82	37,01	-	1,00			Ścinanie
B10 S		60,32		1,63			Zginanie
B10 VL		65,61		1,77			Zginanie
B10 IL		60,22		1,63			Zginanie
B12 R	99,92	37,85	-	1,00			Ścinanie
B12 S		79,55		2,10			Ścinanie
B12 VL		69,60		1,84			Ścinanie
B12 IL		74,25		1,96			Ścinanie

V_{flex} – nośność belki na zginanie,

V_{test} , $V_{0,test}$ – doświadczalna nośność na ścinanie, odpowiednio belki wzmocnionej i nie wzmocnionej

$V_{f,test}$ – udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, $V_{f,test} = V_{test} - V_{0,test}$

Θ_{test} – kąt nachylenia rysy niszczącej

W tabelach 9.2 i 9.4 zamieszczono porównanie obliczeniowych sił poprzecznych odpowiadających nośności na zginanie z nośnościami tych belek na ścinanie, co w kilku wypadkach potwierdza mechanizm ich zniszczenia ze względu na zginanie. Dla każdej z belek podano również stopień wzmocnienia, wyrażony stosunkiem nośności na ścinanie belki wzmocnionej i nie wzmocnionej, który wahał się od 1,22 (Rizzo i De Lorenzis, 2009) do 2,25 (Barros i Dias, 2006), dla belek prostokątnych oraz od 1,04 (Dias i Barros, 2010) do 2,06 (De Lorenzis i Nanni, 2001), dla belek teowych.

Tabela 9.3. Charakterystyka belek o przekroju teowym

Tabela 9.5: Charakterystyka sekcji przekroju testowych										
Symbol	A_{sI} mm ²	ρ_{sI} %	$b_w/h/b_t/h_t$ mm	d_s/s_s mm	$d_f/s_f/b_f/t_f/s_f$ mm	α_f °	c_{s1}/c_{s2} mm	A_f mm ²	E_f MPa	f_c MPa
Rizzo i De Lorenzis, 2001; $a/d = 3,0$, system wzmocnienia typu NSMR: pręty CFRP o średnicy $d_f=9,5$ mm										
BV	1293	2,38	153/407/ 281 /102	-	-	-	50,8/0	-	-	31,0
B90-7					Ø9,5 / 178	90		70,85	104,8	
B90-5					Ø9,5 / 127	90				
B90-5A					Ø9,5 / 127	90				
B45-7					Ø9,5 / 178	45				
B45-5					Ø9,5 / 127	45				
BSV			9,5/ 356	-	-	50,8/40	-	-		
BS90-7A				Ø9,5 / 178	90		70,85	104,8		
Dias i Barros, 2008; $a/d = 2,53$, system wzmocnienia typu NSMR: taśmy CFRP 10×1,4mm										
2S-R	1874	2,92	180/400/ 450/100	6 / 300	-	-	44 / 24	-	-	31,1
2S-3LV					10 / 1,4 / 267	90		14	166	
2S-5LV					10 / 1,4 / 160	90				
2S-8LV					10 / 1,4 / 100	90				
2S-3LI45					10 / 1,4 / 367	45				
2S-5LI45					10 / 1,4 / 220	45				
2S-8LI45					10 / 1,4 / 138	45				
2S-3LI60					10 / 1,4 / 325	60				
2S-5LI60					10 / 1,4 / 195	60				
2S-7LI60					10 / 1,4 / 139	60				
Dias i inni, 2007; $a/d = 2,50$, system wzmocnienia typu NSMR: taśmy CFRP 10×1,4mm										
2S-R'	1809	2,79	180/400/ 450/100	6 / 300	-	-	40 / 25	-	-	18,6
2S-7LV					10 / 1,4 / 114	90		14	166	
2S-4LI45					10 / 1,4 / 275	45				
2S-7LI45					10 / 1,4 / 157	45				
2S-4LI60					10 / 1,4 / 243	60				
2S-6LI60					10 / 1,4 / 162	60				
4S-R				6 / 180	-	-		-	-	
4S-7LV					10 / 1,4 / 114	90		14	166	
4S-4LI45					10 / 1,4 / 275	45				
4S-7LI45					10 / 1,4 / 157	45				
4S-4LI60					10 / 1,4 / 243	60				
4S-6LI60					10 / 1,4 / 162	60				
Dias i Barros, 2010; $a/d = 2,50$, system wzmocnienia typu NSMR: taśmy CFRP 10×1,4 mm										
2S-R''	1809	2,79	180/400/ 450/100	6 / 300	-	-	40 / 25	-	-	39,7
2S-4LV					10 / 1,4 / 180	90		14	171	
2S-7LV					10 / 1,4 / 114	90				
2S-10LV					10 / 1,4 / 80	90				
2S-4LI45					10 / 1,4 / 275	45				
2S-7LI45					10 / 1,4 / 157	45				
2S-10LI45					10 / 1,4 / 110	45				
2S-4LI60					10 / 1,4 / 243	60				
2S-6LI60					10 / 1,4 / 162	60				
2S-9LI60					10 / 1,4 / 108	60				

cd. Tabela 9.3. Charakterystyka belek o przekroju teowym, c.d.

Tablica 3.5. Charakterystyka belek o przekroju łukowym, c.d.										
Symbol	A_{sI} mm ²	ρ_{sI} %	$b_w/h/b_t/h_t$ mm	d_s/s_s mm	$d_f/s_f/b_f/t_f/s_f$ mm	α_f °	c_{sI}/c_{s2} mm	A_f mm ²	E_f MPa	f_c MPa
Kotynia, 2007; $a/d=2,54$, system wzmocnienia typu NSMR: taśmy CFRP 15×1,4mm i 15×2,4mm										
BI-1	1256	2,66	150/360 / 286/60	6 / 200	-	-	45 / 25	-	-	39,5
BI-2/3A					15 / 1,4 / 210	45		21	170	39,0
BI-2/3B					15 / 2,4 / 360			36	163	39,0
BI-3/5A					15 / 2,4 / 210			36	163	38,5
BI-3/5B					15 / 1,4 / 120			21	170	38,5
BI-4/7A					15 / 1,4 / 80			21	170	40,0
BI-4/7B					15 / 2,4 / 140			36	163	40,0
BI-s4/5A					15 / 1,4 / 120			21	170	41,9
BI-s4/5B					15 / 2,4 / 140			36	163	41,9

s – belki ze strzemionami stalowymi przeciętymi podczas aplikacji kompozytów

Tabela 9.4. Wyniki doświadczalnych badań belek o przekroju teowym

Belki teowe	V_{flex}	V_{tot}	V_f	V_{tot}/V_{tot0}	Θ	Typ zniszczenia
	(kN)		(-)		(°)	
De Lorenzis i Nanni, 2001; $a/d=3,0$, system wzmocnienia typu NSMR: pręty CFRP o średnicy $d_f=9,5\text{mm}$						
BV	165,60	90,29	-	1,00	-	Ścinanie
B90-7		115,20	24,91	1,28	45	Ścinanie
B90-5		127,66	37,37	1,41	48	Ścinanie
B90-5A		185,70	95,41	2,06	45	Odspojenie bocznej otuliny, zginanie
B45-7		165,47	75,18	1,83	43	Ścinanie
B45-5		177,92	87,63	1,97	41	Odspojenie bocznej otuliny, zginanie
BSV		153,23	0,00	1,00	45	Ścinanie
BS90-7A		206,83	53,60	1,35	55	Odspojenie bocznej otuliny, zginanie
Dias i Barros, 2008; $a/d = 2,53$, system wzmocnienia typu NSMR: taśmy CFRP $10\times 1,4\text{mm}$						
2S-R	296,61	189,00	-	1,00	35	Ścinanie
2S-3LV		189,60	0,60	1,00	38	Ścinanie
2S-5LV		214,20	25,20	1,47	43	Ścinanie
2S-8LV		237,60	48,60	1,63	42	Ścinanie
2S-3LI45		196,80	7,80	1,35	43	Ścinanie
2S-5LI45		230,40	41,40	1,58	38	Ścinanie
2S-8LI45		229,20	40,20	1,57	45	Ścinanie
2S-3LI60		224,40	35,40	1,54	41	Ścinanie
2S-5LI60		235,20	46,20	1,61	43	Ścinanie
2S-7LI60		243,60	54,60	1,67	42	Ścinanie

cd. Tabela 9.4. Wyniki doświadczalnych badań belek o przekroju teowym, c.d.

Dias i inni, 2007; $a/d = 2,50$, system wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 10×1,4mm						
2S-R'	455,85	135,90	-	1,00	39	Ścinanie
2S-7LV		164,22	28,32	1,21	40	Ścinanie
2S-4LI45		169,80	33,90	1,25	40	Ścinanie
2S-7LI45		183,90	48,00	1,35	49	Ścinanie
2S-4LI60		168,96	33,06	1,24	38	Ścinanie
2S-6LI60		178,62	42,72	1,31	56	Ścinanie
4S-R		182,28	-	1,00	40	Ścinanie
4S-7LV		189,18	6,90	1,04	40	Ścinanie
4S-4LI45		208,32	26,04	1,14	43	Ścinanie
4S-7LI45		213,84	31,56	1,17	41	Ścinanie
4S-4LI60		207,36	25,08	1,14	47	Ścinanie
4S-6LI60		217,38	35,10	1,19	41	Ścinanie
Dias i Barros, 2009; $a/d = 2,50$, system wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 10×1,4mm						
2S-R''	471,62	182,28	-	1,00	38	Ścinanie
2S-4LV		202,44	20,16	1,11	41	Ścinanie
2S-7LV		224,46	42,18	1,23	45	Ścinanie
2S-10LV		238,50	56,22	1,31	43	Ścinanie
2S-4LI45		235,68	53,40	1,29	50	Ścinanie
2S-7LI45		253,02	70,74	1,39	38	Ścinanie
2S-10LI45		267,90	85,62	1,47	40	Ścinanie
2S-4LI60		231,84	49,56	1,27	35	Ścinanie
2S-6LI60		236,64	54,36	1,30	42	Ścinanie
2S-9LI60		247,62	65,34	1,36	42	Ścinanie
Kotynia, 2007; $a/d=2,54$, system wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 15×1,4mm i 15×2,4mm						
BI-2	215,87	111,95	-	1,00	38	Ścinanie
BI-2/3A		208,25	96,3	1,66	42	Ścinanie
BI-2/3B		176,59	64,64	1,58	42	Ścinanie
BI-3/5A		212,60	100,65	1,69	43	Ścinanie
BI-3/5B		234,10	-	-	48	Zginanie
BI-4/7A		216,52	-	-	50	Zginanie
BI-4/7B		216,52	-	-	49	Zginanie
BI-s4/5A		220,93	-	-	43	Zginanie
BI-s4/5B		220,93	-	-	43	Zginanie

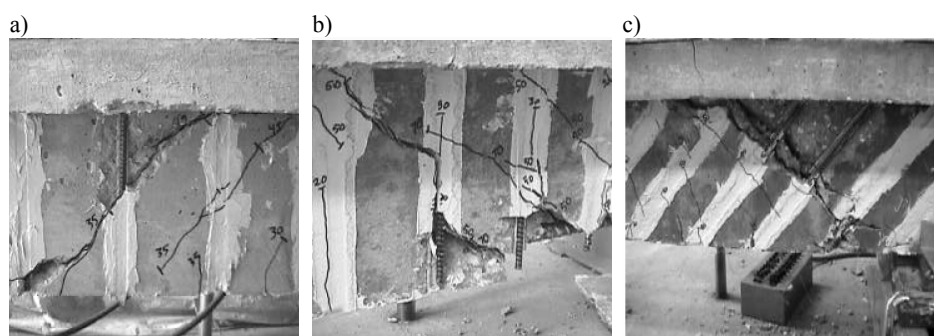
9.3. Analiza wyników badań

9.3.1. Mechanizmy zniszczenia wskutek ścinania

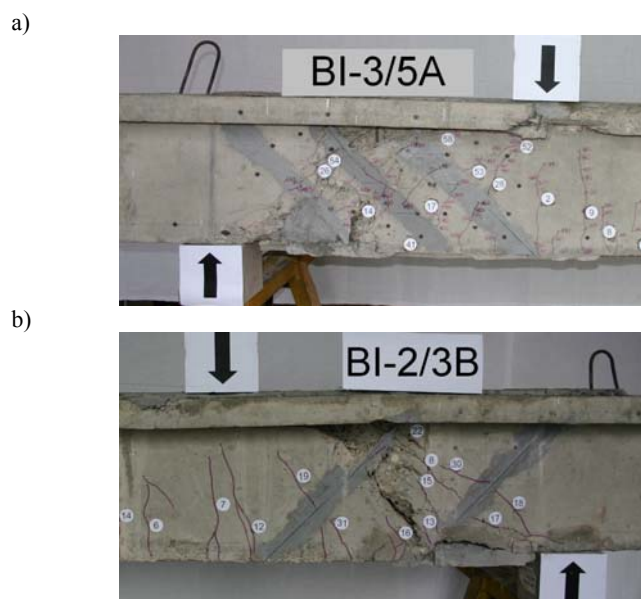
Badania elementów wzmacnionych wklejanymi prętami zbudowanymi z włókien węglowych (CFRP), wykazały występowanie trzech podstawowych mechanizmów zniszczenia na ścinanie. W pierwszym belki niszczyły się na ogół na skutek odspojenia prętów CFRP (De Lorenzis i Nanni, 2001). To odspojenie poprzedzone było utratą przyczepności prętów do zaprawy klejowej i ukośnym zarysowaniem otaczającego je betonu (rys. 9.2, 9.3). Tego sposobu zniszczenia można uniknąć zmniejszając rozstaw prętów kompozytowych, wklejając je pod

kątem do podłużnej osi elementu (De Lorenzis i Nanni, 2001, Kotynia, 2007) (rys. 9.2.c i 9.3.a i b) lub kotwiąc ich końce w półce przekroju teowego (De Lorenzis i Nanni, 2001), co znacząco poprawia warunki zakotwienia pręta przeciętego ukośną rysą.

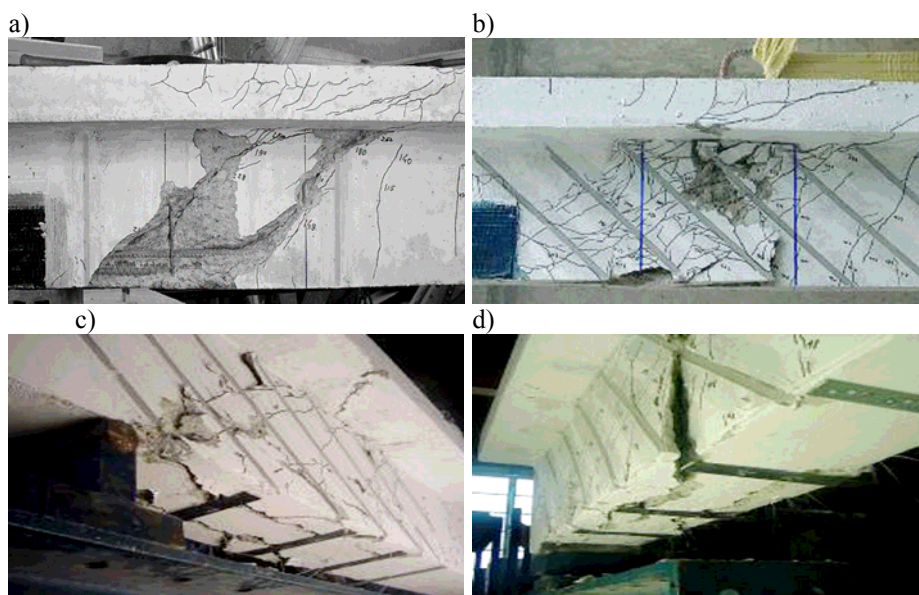
Drugi mechanizm zniszczenia wystąpił w przypodporowej strefie belek o niskim stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego. Na skutek dużego rozstawu poprzecznego zbrojenia, ukośna (w środkowej części wysokości belki) rysa niszcząca w bezpośrednim sąsiedztwie podpory w ostatniej fazie obciążenia zmieniła swoje pochylenie na prawie poziome wzdłuż rozciąganego zbrojenia podłużnego. Doprowadziło to do odspojenia betonowej otuliny wzdłuż tego zbrojenia (rys. 9.3.b, 9.4.a).



Rys. 9.2. Widok zniszczonych belek teowych (De Lorenzis i Nanni, 2001)



Rys. 9.3. Widok zniszczonych belek teowych (Kotynia, 2007)



Rys. 9.4. Widok zniszczonych belek teowych (Dias i Barros, 2008; Dias i inni, 2007)

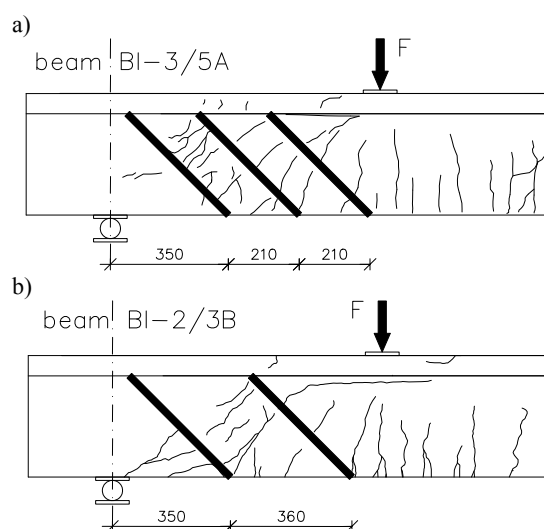
Trzeci sposób zniszczenia, typowy dla belek wzmocnionych taśmami CFRP w bardzo małym rozstawie, charakteryzowało obustronne odspojenie grupy wklejonych prętów, wraz z otaczającą betonową otuliną, od rdzenia belki ograniczonego stalowymi strzemionami (Dias i Barros, 2008). Taki sposób zniszczenia wskazuje na negatywny wpływ zmniejszenia rozstawu wklejonego zbrojenia kompozytowego poniżej granicznego (minimalnego) rozstawu, co prowadzi właśnie do nieoczekiwanego odspojenia obu bocznych warstw betonowej otuliny wraz z grupą wklejonych prętów (rys. 9.4.b, c, d).

Teoretycznie jest jeszcze możliwy czwarty mechanizm zniszczenia w przypadku obustronnego zakotwienia wklejonego zbrojenia kompozytowego, nie obserwowany jak dotychczas w badaniach doświadczalnych. Powinien się on charakteryzować zerwaniem zbrojenia kompozytowego w miejscu przecięcia ukośną rysą niszczącą.

9.3.2. Układ rys

Rozwój zarysowania w strefach przypodporowych belek wzmocnionych kompozytami wklejanymi w betonową otulinę wykazał wpływ rozstawu tego zbrojenia na układ ukośnego zarysowania belek. Pierwsza rysa ukośna pojawiła się na odcinku ścinania w połowie wysokości przekroju, a następnie rozwijała się w stronę dolnej i górnej krawędzi belki. W belkach z taśmami CFRP wklejonymi w rozstawie przekraczającym 200 mm, ukośna rysa napotykając na zbrojenie kompozytowe, w chwili zniszczenia omijała górny koniec tego

zbrojenia zmieniając swoje pochylenie na poziome, co doprowadzało do zmiżdżenia betonu w górnej strefie przekroju, w miejscu położenia obciążenia skupionego (rys. 9.5.a). W wypadku belek bardzo słabo zbrojonych na ścinanie i równie słabo wzmocnionych, ukośna rysa rozwijając się w kierunku dolnej krawędzi belki, na wysokości rozciąganego zbrojenia podłużnego zmieniała położenie na równoległe do tego zbrojenia, co w chwili zniszczenia doprowadzało do odspojenia betonowej otuliny wzdłuż tego zbrojenia zarówno na bocznych, jak i na dolnej powierzchni (rys. 9.5.b).



Rys. 9.5. Układ rys w chwili zniszczenia belek o niskim stopniu zbrojenia poprzecznego (Kotynia, 2007)

9.3.3. Odkształcalność graniczna zbrojenia kompozytowego

Odkształcenia graniczne wklejonego zbrojenia kompozytowego przy jego odspojeniu określono na podstawie pomiarów tensometrycznych, wykonywanych bezpośrednio na powierzchni tego zbrojenia (De Lorenzis i Nanni, 2001; Dias i inni, 2007), lub za pośrednictwem czujników indukcyjnych, mierzących odkształcenia betonu w bezpośrednim sąsiedztwie wklejonych taśm (Kotynia, 2007). Należy zwrócić uwagę, że takie pomiary obarczone są pewnym błędem, gdyż nie zawsze udaje się wykonanie pomiaru odkształceń kompozytu dokładnie w miejscu przecięcia go ukośną rysą niszczącą. Na podstawie zebranych wyników pomiarów określono graniczne odkształcenia prętów CFRP o przekroju okrągłym w zakresie $2,25 \div 2,86\text{‰}$ (De Lorenzis i Nanni, 2001), o przekroju prostokątnym $15 \times 1,4\text{mm}$ i $15 \times 2,4\text{mm}$ w zakresie $3,0 \div 4,5\text{‰}$ (Kotynia, 2007) oraz o przekroju prostokątnym $10 \times 1,4\text{mm}$ w zakresie $4,0 \div 6\text{‰}$ (Dias i inni, 2007). Z analizy pomierzonych odkształceń wynika, że stopień

wykorzystania wytrzymałości na rozciąganie laminatów CFRP o przekroju prostokątnym jest znacznie wyższy niż prętów o przekroju kołowym. Poziom odkształceń rozciągających, zarejestrowanych w badaniach wzmocnionych stref przypodporowych belek żelbetowych, świadczy o uplastycznieniu stalowych strzemion przeciętych ukośną rysą niszczącą, a więc o pełnym wykorzystaniu tego zbrojenia w przenoszeniu naprężeń rozciągających. Nierównomierność pomierzonych odkształceń świadczy natomiast o wpływie na efektywność kompozytu następujących parametrów: rozstawu zbrojenia kompozytowego, jego pola powierzchni przekroju, nachylenia do podłużnej osi belki oraz wytrzymałości betonu na ściskanie.

Interesująca jest obserwacja zachowania się belki BIs-4/5, w której przecięto wszystkie stalowe strzemiona w trakcie montażu taśm kompozytowych. Nie zaobserwowano wpływu przerwania tego zbrojenia ani na nośność, ani na odkształcalność belki. Oczywiście, z uwagi na fakt, że opinia dotyczy tylko jednej belki, uogólnienie jej wymaga doświadczalnej weryfikacji na większej liczbie w ten sposób wzmocnionych elementów z przerwany zbrojeniem poprzecznym.

9.3.4. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie a stopień stalowego zbrojenia poprzecznego

Udział zbrojenia CFRP w nośności na ścinanie V_f został obliczony jako różnica nośności belki wzmocnionej V_{test} i nie wzmocnionej $V_{test,0}$.

Badania wykazały wpływ na nośność na ścinanie zarówno stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f (9.1), jego modułu sprężystości, jak i stopnia zbrojenia stalowego ρ_s (9.2), co potwierdzają wykresy pokazane na rysunku 9.6. Podział wykresów na serie różniące się kątami nachylenia wklejonego zbrojenia, rodzajem tego zbrojenia i stopniem zbrojenia stalowego, pozwala wyodrębnić wpływ każdego z parametrów na nośność zbrojenia kompozytowego. Wyniki potwierdzają silniejszy wpływ stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego na tę nośność, niż wpływ kąta nachylenia kompozytów. Z analizy wpływu stopnia nachylenia wklejonego zbrojenia wynika, że najbardziej efektywne okazało się wzmocnienie pod kątem 45° , jest to szczególnie widoczne w belkach bez poprzecznego zbrojenia stalowego, wzmocnionych prętami CFRP o przekroju kołowym.

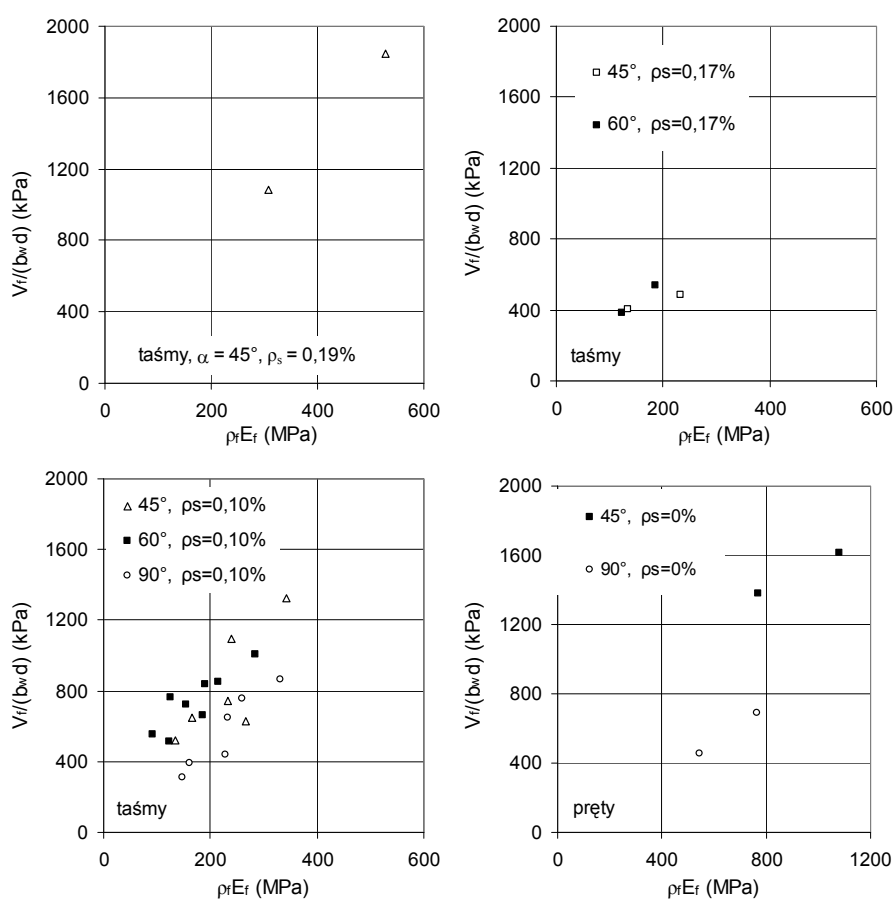
Ponieważ nośność na ścinanie należy rozważać z jednoczesnym uwzględnieniem stopnia zbrojenia stalowego $\rho_s E_s$ i kompozytowego $\rho_f E_f$, w dalszej analizie nośności zostanie uwzględniony całkowity, sprowadzony stopień zbrojenia poprzecznego ρ_{tot} (9.3), podobnie jak to zrobiono w rozdziale 5. przy analizie belek wzmocnionych metodą EBR.

$$\rho_f = \frac{2A_f}{b_w s_f \sin \alpha} \quad (9.1)$$

$$\rho_s = \frac{2A_s}{b_w s_s} \quad (9.2)$$

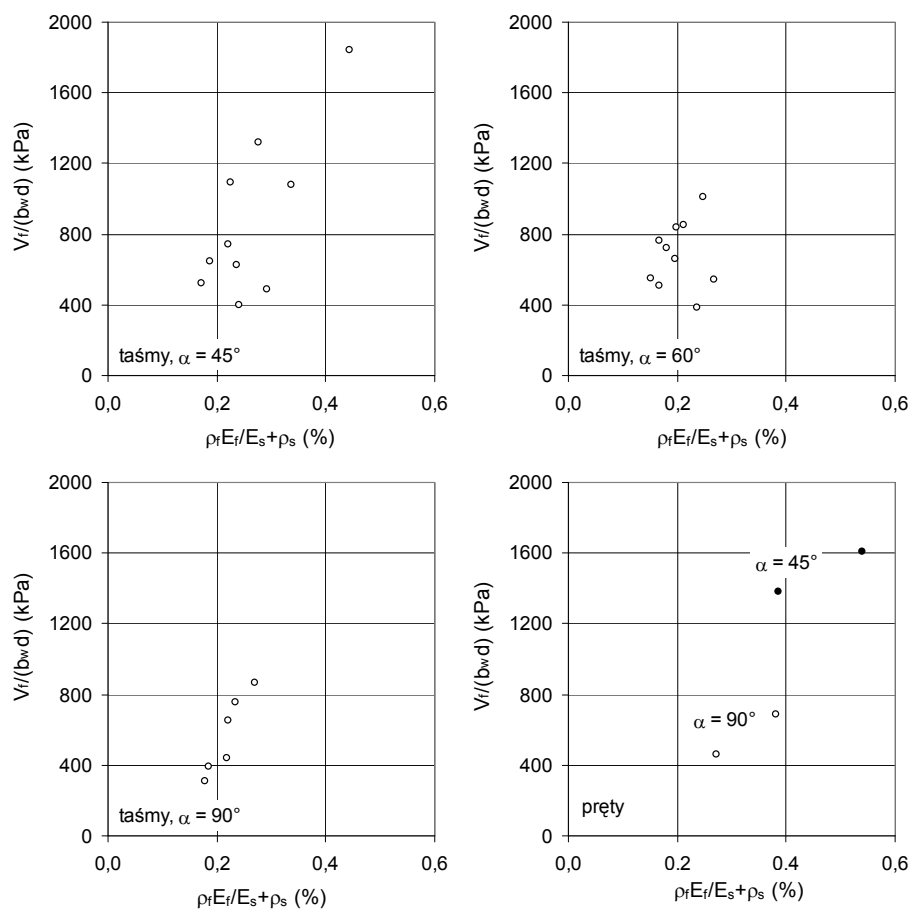
$$\rho_{tot} = \rho_s + \rho_f \frac{E_f}{E_s} \quad (9.3)$$

gdzie: b_w – szerokość przekroju belki,
 s_f, s_s – rozstaw poprzecznego zbrojenia kompozytowego, stalowego,
 A_f, A_s – pole przekroju zbrojenia kompozytowego, stalowego,
 α – kąt nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki,
 E_f, E_s – moduł sprężystości zbrojenia kompozytowego, stalowego.



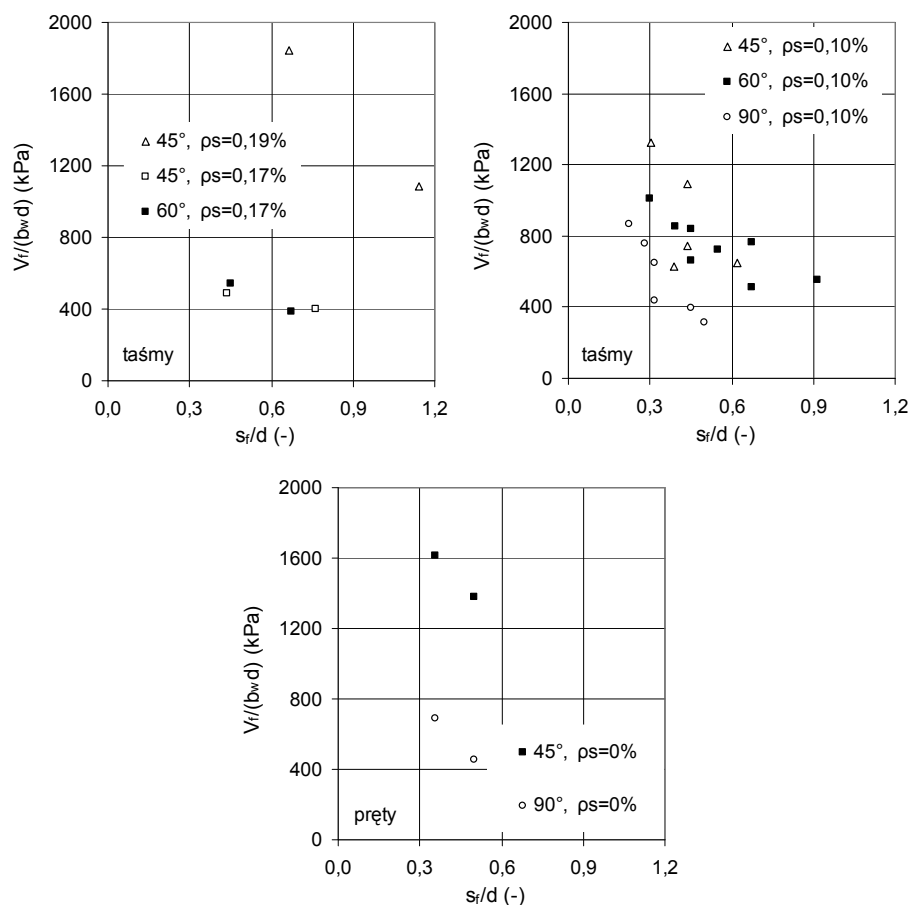
Rys. 9.6. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na jego sprowadzoną nośność

Wraz ze wzrostem całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego ρ_{tot} , rośnie nośność przekroju na ścinanie (rys. 9.7).



Rys. 9.7. Wpływ stopnia zbrojenia poprzecznego na sprowadzoną nośność zbrojenia CFRP

Wyniki badań wykazały również wyraźny spadek siły przenoszonej przez zbrojenie kompozytowe wraz ze wzrostem rozstawu tego zbrojenia mierzonego wzdłuż podłużnej osi belki (rys. 9.8).



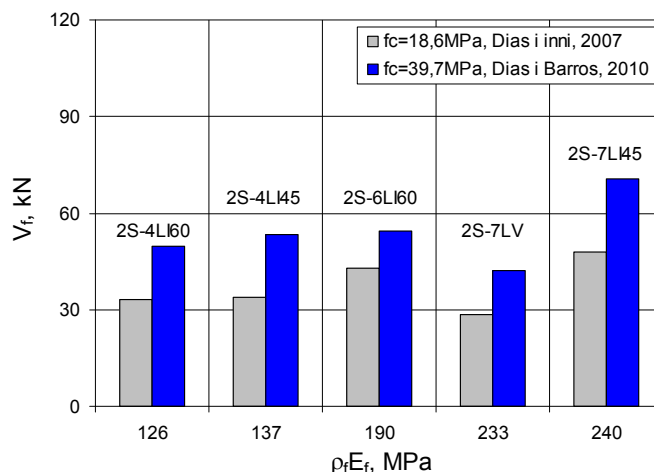
Rys. 9.8. Wpływ rozstawu zbrojenia CFRP na udział tego zbrojenia w nośności na ścinanie

9.3.5. Wytrzymałość betonu

Wytrzymałość betonu belek o przekroju teowym wahała się od 31MPa (Rizzo i De Lorenzis, 2001) do 40MPa (Kotynia, 2007), jedynie w badaniach (Dias i inni, 2007) była znacznie niższa, bo zaledwie 18,6MPa. Analiza wyników badań dwóch serii belek opublikowanych w (Dias i inni, 2007; Dias i Barros, 2010) o tym samym stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego ($\varnothing 6$ co 300mm), wzmocnionych w ten sam sposób taśmami CFRP, ale różniących się wytrzymałością betonu na ściskanie $f_c=18,6\text{MPa}$ (Dias i inni, 2007); $f_c=39,7\text{MPa}$, (Dias i Barros, 2010), wykazała oczywisty wpływ tej wytrzymałości na siłę poprzeczną przenoszoną przez zbrojenie kompozytowe (rys. 9.9, tab. 9.5), jak i na nośność belek na ścinanie. Wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie z 18.6MPa do 39,7MPa, spowodował wzrost nośności

zbrojenia kompozytowego w zakresie od 1,47 do 1,58. Jedynie w belce 2S-6LI60 ten wzrost wyniósł zaledwie 1,27.

Niewielkie różnice w wartościach $\rho_f E_f$ wynikają z zastosowania taśm różniących się nieznacznie modulem sprężystości.



Rys. 9.9. Wpływ wytrzymałości betonu na udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie

Tabela 9.5. Porównanie nośności ścinania dwóch serii belek (Dias i inni, 2007; Dias i Barros, 2010)

Seria	Belka	f_c MPa	$\rho_s E_s$ MPa	$\rho_f E_f$ MPa	V_c kN	V_s kN	V_f kN	V_{f1} / V_{f2}
1	2S-4LI60	18,6	209,33	123,18	88,2	47,7	33,06	1,50
2		39,7		126,36	124,2	58,1	49,56	
1	2S-4LI45	18,6		133,33	88,2	47,7	33,90	1,58
2		39,7		136,77	124,2	58,1	53,40	
1	2S-5LI60	18,6		184,78	88,2	47,7	42,72	1,27
2		39,7		189,55	124,2	58,1	54,36	
1	2S-7LV	18,6		227,33	88,2	47,7	28,32	1,49
2		39,7		233,20	124,2	58,1	42,18	
1	2S-7LI45	18,6		233,53	88,2	47,7	48,00	1,47
2		39,7		239,56	124,2	58,1	70,74	

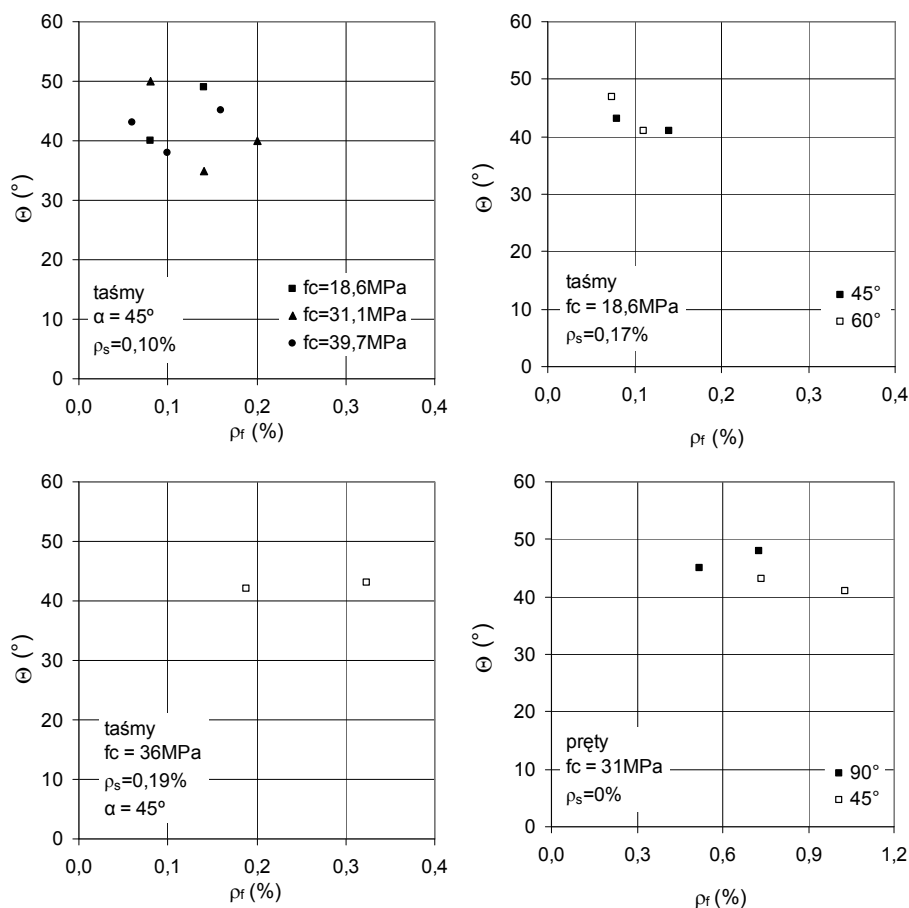
V_{f1} ; V_{f2} – nośność zbrojenia kompozytowego belek dwóch serii

Analizę kątów nachylenia ukośnych rys niszczących w belkach wykonano na podstawie dokumentacji zdjęciowej zamieszczonej w literaturze, co z uwagi na niewystarczającą jakość niektórych fotografii było kłopotliwe. Ukośna rysa niszcząca we wzmocnionych elementach kształtowała się pod kątem od 38° do 56° .

Wartości kątów θ we wszystkich zbadanych belkach o przekroju teowym zamieszczono w tabeli 9.4, a na rysunku 9.10 pokazano wartości tych kątów w

funkcji stopnia zbrojenia kompozytowego, z podziałem na serie różniące się stopniem zbrojenia stalowego, kątem wklejonego zbrojenia i wytrzymałością betonu na ściskanie.

Wykresy nie wskazują na żadną wyraźną prawidłowość, należy jednak zauważyć, że kąty Θ są zbliżone do 45° .



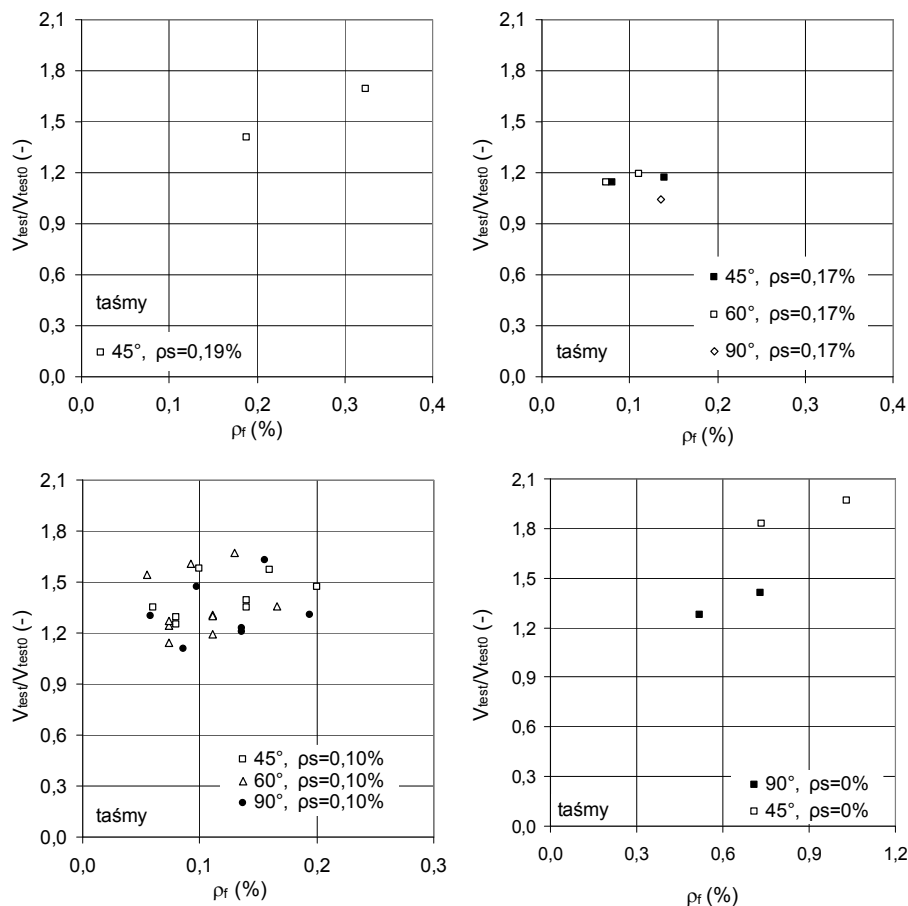
Rys. 9.10. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na kąt nachylenia rysy niszczącej

9.3.6. Stopień wzmocnienia

Miarą efektywności wzmocnienia (stopnia wzmocnienia) na ścinanie jest stosunek nośności elementu wzmocnionego do niewzmocnionego

$$\eta = V_{test}/V_{test0} \quad (9.4)$$

Efekt wzmocnienia zależy przy tym od stopnia stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s i stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f , który w belkach z wklejonymi taśmami wahał się w przedziale od 4 do 69%. Zależność stopnia wzmocnienia od stopnia zbrojenia kompozytowego przedstawiono na rys. 9.11.

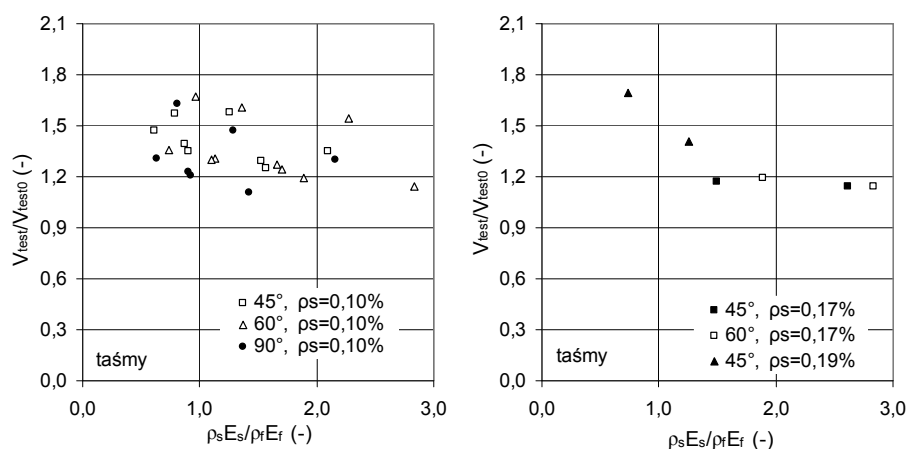


Rys. 9.11. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na efektywność wzmocnienia na podstawie zebranych wyników badań

Oczywisty jest wniosek, że elementy o niższym stopniu zbrojenia stalowego $\rho_s = 0.10\%$, wykazały wyższy stopień wzmocnienia $\eta = 1.11 \div 1.69$, niż elementy silniej poprzecznie zbrojone stałą $\rho_s = 0.17\%$, dla których efektywność wzmocnienia wahała się w granicach zaledwie 1.04 do 1.19. Wyjątek od tej zasady zaobserwowano w elementach BI-2/3 B i BI-3/5A o bardzo wysokim stopniu zbrojenia kompozytowego $\rho_f = 0.323\%$ i średniej efektywności wzmocnienia $\eta = 1.67$. Wyniki tej właśnie serii belek (Kotynia,

2007) pozwoliły na sprecyzowanie innego, bardzo istotnego, a nie publikowanego dotychczas wniosku, dotyczącego efektywności wzmocnienia metodą NSM. Mianowicie na efektywność wzmocnienia znacznie większy wpływ ma głębokość wklejonego zbrojenia (tzn. jego szerokość), niż pole powierzchni jego przekroju. Potwierdziły to szczególnie wyniki badań łódzkich (Kotynia, 2007), w których zastosowano taśmy o szerokości 15mm, wklejone zatem głębiej niż w belkach innych serii. Jest to oczywiste, gdyż w tym przypadku przyczepność kompozytu do betonu jest wyższa, niż w przypadku wąskich taśm o odpowiednio większej grubości. Zbyt jednak głębokie osadzenie zbrojenia kompozytowego w betonowej otulinie pociąga za sobą niebezpieczeństwo przecięcia stalowych strzemion, zatem o głębokości wklejenia każdorazowo powinna decydować grubość istniejącej betonowej otuliny.

Badania wykazały korzystny wpływ nachylenia kąta wklejonego zbrojenia do podłużnej osi elementu na nośność na ścinanie, która w belkach (De Lorenzis i Nanni, 2001) ze zbrojeniem o przekroju okrągłym, wklejonym pod kątem 45° , wzrosła średnio o 56% w porównaniu z belkami wzmocnionymi pionowymi prętami (porównaj rys. 9.11 i tab. 9.4). W belkach wzmocnionych taśmami o tym samym rozstawie i przekroju prostokątnym $10 \times 1,4 \text{ mm}$, wklejonymi pod kątem 60° , zarejestrowano średnio 10% wzrost nośności na ścinanie, w porównaniu z elementami, które wzmocniono ukośnymi taśmami pod kątem 45° . Słabszy wpływ nachylenia laminatów o przekroju prostokątnym – w porównaniu z prętami o przekroju okrągłym – na nośność na ścinanie, jest wywołany pięciokrotnie mniejszym polem przekroju tych pierwszych w porównaniu z drugimi.



Rys. 9.12. Wpływ $\rho_s E_s / \rho_f E_f$ na efektywność wzmocnienia

Najwyższą efektywność wzmocnienia równą 2,06 (w belce bez poprzecznego zbrojenia stalowego), uzyskano kotwiąc wklejone zbrojenie w

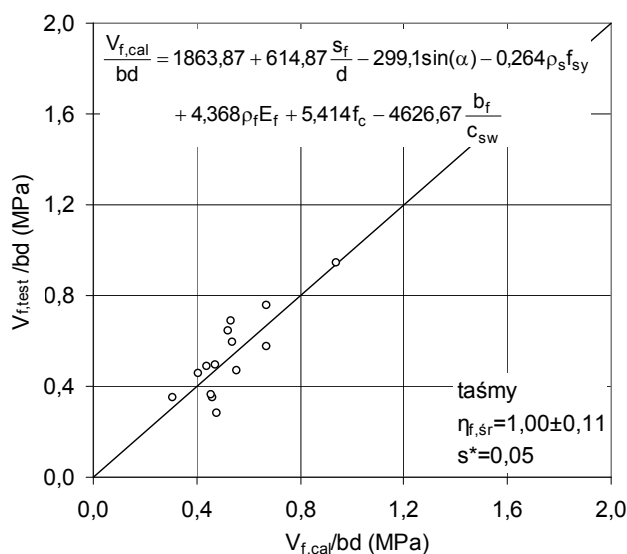
półce przekroju teowego (tab. 5.3.4). Z porównania wpływu stosunku $\rho_s E_s / \rho_f E_f$ na efektywność wzmocnienia, na ogół wynika, że wzrost tego parametru obniża stopień wzmocnienia (rys. 9.12).

Na podstawie analizy wyników badań doświadczalnych potwierdzono wpływ następujących parametrów zmiennych na wartość siły porzecznej przenoszonej przez zbrojenie kompozytowe: rozstaw podłużny zbrojenia kompozytowego s_f , kąt jego nachylenia α , stopień zbrojenia stalowego ρ_s , stopień zbrojenia kompozytowego ρ_f oraz wytrzymałość betonu na ściskanie f_c .

Zależność sprowadzonej nośności poprzecznego zbrojenia kompozytowego V_f/bd od wymienionych parametrów zmiennych określono wielomianem tych zmiennych (9.5), a porównanie wartości doświadczalnych i obliczonych na podstawie zaproponowanej funkcji przedstawiono na rysunku 9.13. Wielomian opisano jako sumę wyrazów wyrażonych iloczynami określonej stałej (współczynnika) i odpowiadającego jej parametru zmiennego.

$$\begin{aligned} \frac{V_{f,cal}}{bd} = & 1863,87 + 614,58 \frac{s_f}{d} - 299,1 \sin \alpha - 0,264 \rho_s f_{sy} + \\ & + 44,36 \rho_f E_f + 5,414 f_c - 4626,67 \frac{b_f}{c_{sw}} \end{aligned} \quad (9.5)$$

Z uwagi na liczbę wyników doświadczalnych obliczeniowej analizie (rys. 9.13) poddano jedynie belki teowe wzmocnione taśmami kompozytowymi.



Rys. 9.13. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych wartości sprowadzonej nośności taśm CFRP według (9.5)

Jak widać na rysunku 9.13, zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych jest bardzo dobra (średnia $\eta_{sr} = V_{f, test} / V_{f, cal} = 1,00 \pm 0,11$, przy odchyleniu standardowym $s^* = 0,05$).

9.4. Podsumowanie

Na podstawie analizy wyników doświadczalnych badań belek wzmocnionych na ścinanie przy użyciu zbrojenia kompozytowego klejanego w betonową otulinę (NSMR) można wysnuć następujące wnioski:

- technologia wzmacniania na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych klejanych w głąb betonowej otuliny jest bardziej efektywna, niż wzmacnianie przy użyciu taśm lub mat przyklejanych na powierzchni elementów żelbetowych,
- stopień wzmocnienia zależy przede wszystkim od rozstawu kompozytowych strzemion, ich położenia na długości odcinka ścinania i kąta ich nachylenia,
- najbardziej efektywne okazało się pochylenie klejonych materiałów kompozytowych pod kątem 45° ,
- efektywność wzmocnienia rośnie wraz ze zwiększeniem głębokości klejonego zbrojenia, a więc zastosowania taśm kompozytowych o większej szerokości np. 15mm lub 20 mm, o ile pozwoli na to grubość istniejącej betonowej otuliny,
- największy przyrost efektywności wzmocnienia można osiągnąć przez wklejenie zbrojenia kompozytowego w półkę przekroju teowego,
- przecięcie stalowych strzemion przy wycinaniu bruzd nie wpłynęło na zmianę nośności wzmocnionego elementu, choć uogólnienie tego wniosku wymaga doświadczalnej weryfikacji na większej liczbie elementów żelbetowych o różnych stopniach poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego.
- ukośna rysa niszcząca we wzmocnionych elementach kształtowała się pod kątem od 38° do 56° ,
- bardziej efektywne (z uwagi na nośność na ścinanie) okazało się zbrojenie kompozytowe w postaci taśm CFRP, niż prętów o przekroju kołowym,
- na podstawie pomiarów odkształceń betonu na odcinku ścinania lub odkształceń zbrojenia kompozytowego, graniczne wartości odkształceń przy odspojeniu taśm, można określić na 3 – 6‰ dla taśm i ponad 2‰ dla prętów o przekroju kołowym,
- wzrost rozstawu kompozytowego zbrojenia, mierzonego wzdłuż poziomej osi belki, powoduje spadek siły przenoszanej przez to zbrojenie, lecz zależy od kąta nachylenia tego zbrojenia i stopnia wewnętrznego zbrojenia stalowego,

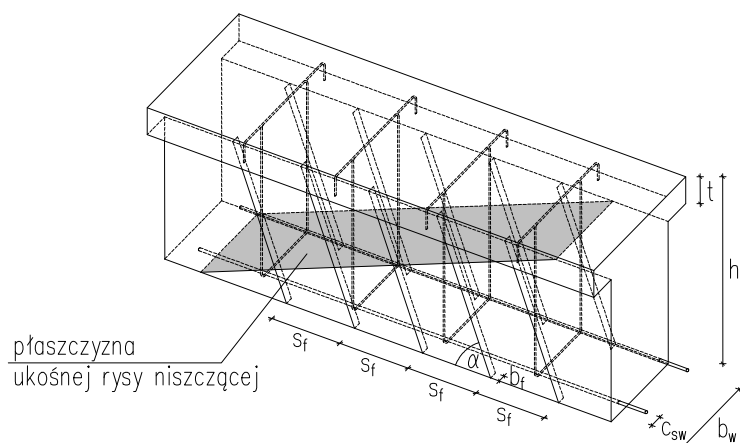
- wytrzymałość betonu na ściskanie ma wpływ na nośność kompozytowego zbrojenia; wzrost tej wytrzymałości z 18,6MPa do 39,7MPa spowodował wzrost nośności tego zbrojenia w zakresie 47,4% ÷ 57,5%,
- efektywność wzmocnienia na ścinanie wahała się w granicach 1,04 ÷ 1,69 i zależała od wzajemnego stopnia zbrojenia kompozytowego i stalowego, jedynie w wypadku zakotwienia wklejonych prętów kompozytowych w półkę przekroju teowego uzyskano najwyższą efektywność rzędu wzmocnienia 2,06.

10. Przegląd ważniejszych modeli i metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego NSMR w nośności na ścinanie

10.1. Metodologia obliczeń

Obowiązujące normy dotyczące wzmacniania konstrukcji żelbetowych materiałami FRP uwzględniają jedynie sposoby wzmacniania zewnętrznego, czyli przez przyklejanie kompozytów na powierzchni betonu. Nie opublikowano dotąd oficjalnych zaleceń projektowych, dotyczących wzmacniania żelbetowych belek na zginanie i ścinanie metodą wklejania zbrojenia kompozytowego w betonową otulinę.

Jest oczywiste, że stalowe strzemiona wewnętrzne przenoszą siły poprzeczne odpowiadające uplastycznieniu tego zbrojenia. Natomiast udział zbrojenia kompozytowego jest ograniczony „kruchym” zniszczeniem wywołanym utratą przyczepności tego zbrojenia do betonu albo do zaprawy klejowej. W wypadku obustronnego zakotwienia zbrojenia kompozytowego możliwy jest jeszcze jeden mechanizm zniszczenia – na skutek zerwania tego zbrojenia. W żadnym jednak wypadku zbrojenie kompozytowe nie pozwala na plastyczną pracę przypodporowego przekroju belki. Z tego powodu zagadnienie obliczania nośności na ścinanie zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych przy użyciu zbrojenia kompozytowego wklejonego w betonową otulinę jest skomplikowane i wymaga uwzględnienia wielu parametrów zmiennych: rozstawu zbrojenia kompozytowego wzdłuż podłużnej osi belki s_f , kąta jego nachylenia α , głębokości wklejenia b_f (rys. 10.1), stopnia zbrojenia stalowego ρ_s , stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f oraz wytrzymałości betonu na ściskanie f_c .



Rys. 10.1. Schemat wzmocnienia żelbetowej belki na ścinanie przy użyciu taśm FRP wklejanych w betonową otulinę

Proponowane w publikacjach modele obliczeniowe dotyczące ścinania stref przypodporowych zginanych elementów żelbetowych zakładają, że nośność elementu wzmocnionego na ścinanie jest sumą trzech składników: udziału betonu V_c , poprzecznego zbrojenia stalowego V_s i zbrojenia kompozytowego V_f :

$$V = V_c + V_s + V_f \quad (10.1)$$

Siła poprzeczna przenoszona przez beton, uwzględnia mechanizm klockujący i naprężenia w niezarysowanym betonie krzyżulca rozciąganego w przekroju. Udział zarówno stalowych, jak i kompozytowych strzemion, w nośności na ścinanie jest uwzględniany przy założeniu, że oba typy zbrojenia spinają ukośną rysę. Wartości sił w betonie i stalowym zbrojeniu poprzecznym można wyznaczyć z obowiązujących norm dotyczących konstrukcji żelbetowych na podstawie kratownicowej analogii Mörscha. Udział kompozytowych strzemion został jak dotąd zaproponowany w kilku modelach obliczeniowych, które wciąż podlegają modyfikacjom.

Pierwszy model jest adaptacją zaleceń dotyczących wzmocnień przy użyciu laminatów lub mat przyklejanych na zewnętrznej powierzchni betonu wg *fib* Bulletin 14, 2001. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie definiowany jest podobnie do nośności poprzecznego zbrojenia stalowego. Drugi i trzeci model według De Lorenzis i Nanni, 2001 oraz Nanni i inni, 2004, określa nośność zbrojenia FRP na podstawie warunków przyczepności zbrojenia przeciętego ukośną rysą niszczącą do otaczającego betonu, na długości zakotwienia tego zbrojenia. Model proponowany przez Rizzo i De Lorenzis, 2009 jest uogólnieniem modelu drugiego. Czwarty model wg Bianco i inni, 2009 definiuje udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie na podstawie „stożkowego” mechanizmu zniszczenia betonu otaczającego, pojedynczy pręt wklejony w betonową otulinę.

10.2. Zalecenia projektowe oparte na *fib* Bulletin 14, 2001

Udział zbrojenia kompozytowego wklejonego w betonową otulinę został zaadaptowany z wytycznych *fib* Bulletin 14, 2001 zbrojenia przyklejanego na powierzchni betonu (EBR). Nośność na ścinanie poprzecznego zbrojenia kompozytowego we wzmocnionych elementach żelbetowych, obliczana jest podobnie do nośności elementów żelbetowych, przy założeniu klasycznej teorii kratownicowej:

$$V_f = \frac{A_f \varepsilon_{f,b} E_f}{s_f} z (\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (10.2)$$

gdzie: s_f – poziomy rozstaw strzemion kompozytowych,

- $\varepsilon_{f,b}$ – odkształcenie kompozytu w chwili zniszczenia elementu na ścinanie (na skutek odspojenia zbrojenia kompozytowego),
- A_f – pole przekroju poprzecznego jednego ramienia strzemiona kompozytowego,
- E_f – moduł sprężystości podłużnej strzemion kompozytowych,
- z – ramię sił wewnętrznych, $z=0,9d$,
- θ – kąt nachylenia krzyżulca ściskanego do podłużnej osi belki,
- α – kąt nachylenia strzemion kompozytowych do podłużnej osi belki.

Wartość odkształceń kompozytowych strzemion ε_f przy ich odspojeniu od powierzchni belki, można określić na podstawie badań doświadczalnych belek wzmocnionych tą metodą. Wyniki tych badań zaprezentowane w tab. 5.1 i 5.2 dowodzą, że w belkach wzmocnionych klejonymi taśmami CFRP o przekroju prostokątnym, wartość średnich odkształceń kompozytu wahała się w zakresie 3 – 6‰, zaś w wypadku belek wzmocnionych prętami o przekroju kołowym ponad 2‰. Do obliczeniowej analizy udziału kompozytowych strzemion w nośności na ścinanie autorka przyjęła wartości odkształceń granicznych tych strzemion równe 4‰ i 2‰, odpowiednio dla taśm i prętów CFRP.

10.3. Model De Lorenzis i Nanniego, 2001 oraz De Lorenzis, 2002

Wyniki badań doświadczalnych przeprowadzone przez autorów na żelbetowych belkach wzmocnionych na ścinanie przy użyciu prętów o przekroju kołowym z włókien węglowych klejanych w betonową otulinę, pozwoliły sformułować sposób obliczania nośności stref przypodporowych wzmocnionych elementów. Nośność na ścinanie liczona jest na podstawie normy ACI 318-08, przy założeniu częściowych współczynników bezpieczeństwa 0,85 dla betonu i stali oraz 0,72 dla kompozytu

$$V_{Rd} = 0,85(V_s + V_c + 0,85V_f) \quad (10.3)$$

Autorzy przyjęli oryginalną propozycję ograniczenia udziału zbrojenia kompozytowego i stalowego, określoną dla wzmocnień zewnętrznych typu EBR przez Khalifę i innych, 1998:

$$V_f \leq 0,33\sqrt{f_{ck}}b_wd \quad (10.4)$$

$$V_s + V_f \leq 0,66\sqrt{f_{ck}}b_wd \quad (10.5)$$

gdzie: f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,

- b_w – szerokość środka belki,
 d – wysokość użyteczna przekroju belki.

Warunek (10.4) ma na celu bezpieczne projektowanie wzmocnień w odniesieniu do wzmacnianego betonu, drugi warunek (10.5) ogranicza wzrost nośności na ścinanie z uwagi na łączny wpływ poprzecznego zbrojenia kompozytowego i stalowego.

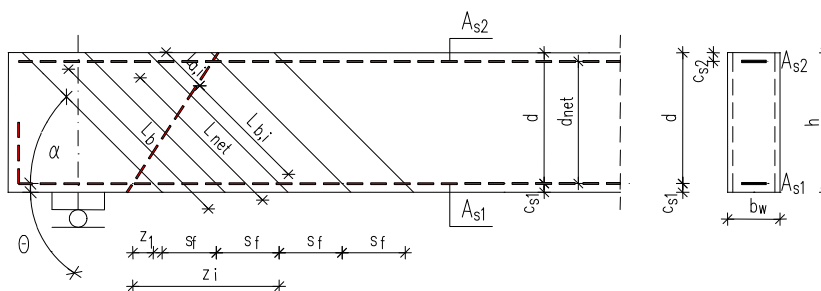
Udział zbrojenia kompozytowego w proponowanym modelu został określony jako mniejsza z dwóch wartości nośności V_f , wyznaczonych w pierwszym przypadku na podstawie warunków przyczepności kompozytowych prętów do betonu V_{f1} , a w drugim przypadku V_{f2} , przy założeniu maksymalnych odkształceń tego zbrojenia, określonych na poziomie 4‰. Ograniczenie odkształceń zbrojenia kompozytowego ma na celu zabezpieczenie przed zniszczeniem na skutek odspojenia (wyrwania) kompozytowego zbrojenia, przeciętego ukośną rysą, z betonowej otuliny.

Autorzy proponują ponadto redukcję wysokości wklejonego zbrojenia o grubość dolnej i górnej betonowej otuliny podłużnego zbrojenia. Redukcja długości wklejonego zbrojenia ma na celu spełnienie założenia o długości rozciąganego krzyżulca w umownej kratownicy Mörscha (rys. 10.2):

$$d_{net} = d_r - 2c \quad (10.6)$$

Nośność V_f obliczana jest przy założeniu:

- nachylenia ukośnej rysy niszczącej do wzdłużnej osi elementu pod kątem 45° ,
- równomiernego rozkładu naprężeń na długości odcinka zakotwienia wklejonego zbrojenia (nawet przy długościach do 24 średnic wklejonego zbrojenia),
- osiągnięcia granicznych naprężeń przyczepności przez wszystkie pręty przecięte ukośną rysą.



Rys. 10.2. Schemat obliczania długości zakotwienia prętów przeciętych rysą niszczącą

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie V_{fI} określony jest na podstawie założenia, że z grupy prętów przeciętych ukośną rysą w przenoszeniu sił poprzecznych uczestniczą jedynie te pręty, które spełniają warunki zakotwienia w betonie po obu stronach rysy:

$$V_{fI} = 2 \sum A_i f_i = 2 \pi d_f \tau_b L_{tot,min} \quad (10.7)$$

gdzie: A_i – nominalne pole przekroju jednego ramienia kompozytowego pręta,

f_i – naprężenie rozciągające w kompozytowym pręcie,

$L_{tot,min}$ – całkowita minimalna efektywna długość zakotwienia wszystkich kompozytowych strzemion przeciętych ukośną rysą (rys. 10.2),

$$L_{tot,min} = \sum_i L_{i,min}$$

b_f, t_f – wymiary boków przekroju poprzecznego taśmy (grubość i szerokość),

d_f – nominalna średnica strzemienia kompozytowego,

τ_b – średnie naprężenie styczne na styku taśmy (pręta) i betonu lub taśmy i zaprawy klejowej - wartość przyjęta na podstawie badań przyczepności kompozytu do betonu, $\tau_b = 6,81 \text{ MPa}$ oraz $\varepsilon_{fb} = 4,0\%$ (De Lorenzis, 2002) lub $\tau_b = 16,1 \text{ MPa}$ oraz $\varepsilon_{fb} = 5,9\%$ (Sena-Cruz i inni, 2006).

Całkowita minimalna długość zakotwienia $L_{tot,min}$ zależy od zredukowanej wysokości d_{net} , rozstawu strzemion wzdłuż podłużnej osi belki s_f , ich nachylenia do tej osi α i w zależności od wzajemnego położenia ukośnej rysy i strzemion można ją policzyć następująco:

- w przypadku pionowych prętów kompozytowych

$$\text{jeżeli } \frac{d_{net}}{3} \leq s_f \leq d_{net} \quad \text{to} \quad L_{tot,min} = d_{net} - s_f \quad (10.8)$$

$$\text{jeżeli } \frac{d_{net}}{4} \leq s_f \leq \frac{d_{net}}{3} \quad \text{to} \quad L_{tot,min} = 2d_{net} - 4s_f \quad (10.9)$$

- w przypadku prętów kompozytowych wklejonych pod kątem 45°

$$\text{jeżeli } \frac{d_{net}}{3} \leq s_f \leq 2d_{net} \quad \text{to} \quad L_{tot,min} = (2d_{net} - s_f) \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (10.10)$$

$$\text{jeżeli } \frac{d_{net}}{2} \leq s_f \leq \frac{2d_{net}}{3} \quad \text{to} \quad L_{tot,min} = 2\sqrt{2}(d_{net} - s_f) \quad (10.11)$$

Nośność V_{f2} jest górnym oszacowaniem udziałem zbrojenia kompozytowego w nośności przekroju przy założeniu, że z grupy prętów przeciętych ukośną rysą uczestniczą tylko te, których maksymalna efektywna długość zakotwienia wynosi $\bar{L}_f$, przy założeniu warunków przyczepności do betonu $\tau_b = 6,81\text{MPa}$ i $\varepsilon_{fb} = 4,0\text{‰}$ (De Lorenzis, 2002) lub $\tau_b = 16,1\text{MPa}$ i $\varepsilon_{fb} = 5,9\text{‰}$ (Sena-Cruz i inni, 2006).

Efektywną długość kompozytowego pręta przeciętego ukośną rysą $\bar{L}_f$ można wyrazić wzorem:

$$\bar{L}_f = 0,001 \frac{d_f E_f}{\tau_b} \quad (10.12)$$

Maksymalna efektywna długość tego pręta jest równa:

$$\bar{L}_f = \frac{d_{net}}{2} \quad \text{– pionowe pręty} \quad (10.13)$$

$$\bar{L}_f = \frac{d_{net}}{\sqrt{2}} \quad \text{– pręty wklejone pod kątem } 45^\circ \quad (10.14)$$

Jeśli długość pręta przekroczy wartość efektywnej długości, do obliczeń należy przyjąć wartość $\bar{L}_f$, jako graniczną długość, zabezpieczającą pręt przed odspojeniem. Z powyższego wynika:

$$d_{net} < 0,002 \frac{d_f E_f}{\tau_b} \quad \text{– pionowe pręty} \quad (10.15)$$

$$d_{net} < 0,001\sqrt{2} \frac{d_f E_f}{\tau_b} \quad \text{– pręty wklejone pod kątem } 45^\circ \quad (10.16)$$

Przy wklejeniu prętów pod kątem 45° , obliczanie nośności V_{f2} nie jest wymagane, ponieważ o nośności decyduje wartość V_{f1} . Aby policzyć najmniejszą wartość nośności na ścinanie V_{f2} , należy rozważyć najbardziej niekorzystne położenie rysy i wklejonego zbrojenia kompozytowego:

- w przypadku pionowych prętów kompozytowych

$$V_{f2} = 2\pi d_f \tau_b \bar{L}_f \quad \text{dla} \quad \frac{d_{net}}{2} \leq s_f \leq d_{net} \quad (10.17)$$

$$V_{f2} = 2\pi d_f \tau_b \bar{L}_f \frac{3d_{net} - 4s_f}{d_{net}} \quad \text{dla} \quad \frac{d_{net}}{4} \leq s_f \leq \frac{d_{net}}{3} \quad (10.18)$$

- w przypadku prętów kompozytowych wklejonych pod kątem 45°

$$V_{f2} = 2\pi d_f \tau_b \bar{L}_f \quad \text{dla} \quad \frac{d_{net}}{2} \leq s_f \leq 2d_{net} \quad (10.19)$$

$$V_{f2} = 2\pi d_f \tau_b \bar{L}_f \frac{3d_{net} - 2s_f}{d_{net}} \quad \text{dla} \quad \frac{d_{net}}{2} \leq s_f \leq d_{net} \quad (10.20)$$

10.4. Model Nanniego i innych, 2004

Na podstawie wyników badań belek sprężonych wzmocnionych na ścinanie przy użyciu wklejanych taśm z włóknami węglowymi, zespół Nanni i inni, 2004 adaptując podejście zaproponowane przez De Lorenzis, 2002, zmodyfikował nieco sposób obliczania nośności i efektywnej długości zakotwienia taśm przeciętych ukośną rysą. To podejście określa udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie na podstawie założenia, że z grupy prętów przeciętych ukośną rysą w przenoszeniu sił poprzecznych uczestniczą jedynie te, które spełniają warunki zakotwienia w betonie po obu stronach rysy (rys. 6.3.22). Podstawowym założeniem jest nachylenie ukośnej rysy niszczącej do wzdłużnej osi belki pod kątem $\theta=45^\circ$. Nośność na ścinanie wklejonego zbrojenia FRP określają wzory:

$$V_f = 4 (b_f + t_f) \tau_b L_{tot,min} \quad (\text{prostokątne taśmy}) \quad (10.21)$$

$$V_f = 2 \pi d_f \tau_b L_{tot,min} \quad (\text{pręty o przekroju kołowym}) \quad (10.22)$$

gdzie: b_f, t_f – wymiary boków przekroju poprzecznego taśmy (grubość i szerokość),

τ_b – naprężenie styczne na styku taśmy(pręta) i betonu lub taśmy i zaprawy klejowej - wartość przyjęta na podstawie badań przyczepności kompozytu do betonu $\tau_b = 6,81\text{MPa}$ i $\varepsilon_{fb}=4,0\%$ lub $\tau_b = 16,1\text{MPa}$ i $\varepsilon_{fb} = 5,9\%$,

$L_{tot,min}$ – całkowita efektywna (minimalna) długość zakotwienia wszystkich kompozytowych strzemion przeciętych ukośną

ryś (rys. 10.3 i 10.4), $L_{tot,min} = \sum_{i=1}^n L_i$.

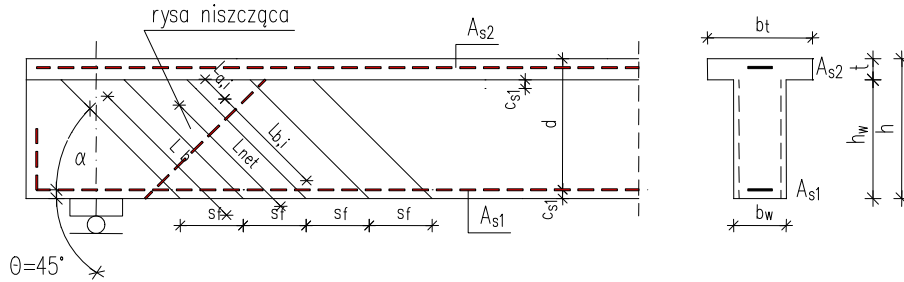
Ukośna rysa niszcząca przecina całkowitą liczbę kompozytowych taśm n_f dzieląc każdą taśmę na dwie części o długościach $L_{b,i}$ i $L_{a,i}$, usytuowanych odpowiednio pod rysą i nad rysą (rys. 10.3). Minimalną długości zakotwienia taśmy, powyżej i poniżej rysy niszczącej określają wzory:

$$\begin{aligned} L_{b,i} &= \frac{s_f}{\cos \alpha + \sin \alpha} i \leq L_{max} & i = 1; \dots; \frac{n_f}{2} \\ L_{a,i} &= L_{net} - \frac{s_f}{\cos \alpha + \sin \alpha} i \leq L_{max} & i = (\frac{n_f}{2} + 1); \dots; n_f \end{aligned} \quad (10.23)$$

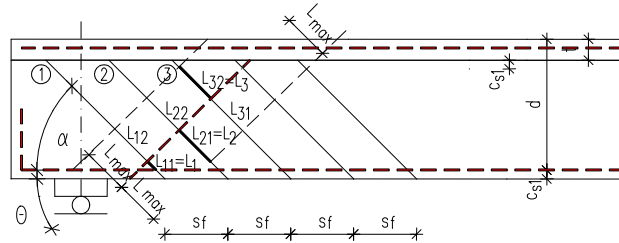
gdzie: n_f – całkowita liczba (zaokrąglona w dół) kompozytowych strzemion przeciętych ukośną rysą, współpracujących w przenoszeniu naprężeń rozciągających, określona wzorem (10.26), kiedy $n = 2,8 \Rightarrow n = 2$.

L_f – całkowita długość wklejonej taśmy,

L_{max} – maksymalna długość zakotwienia (rys. 10.4), określona wzorem (10.28).



Rys. 10.3. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP przeciętego rysą niszczącą (Nanni i inni, 2004)



①②③ taśmy CFRP przecięte rysą

Rys. 10.4. Ograniczenie długości zakotwienia zbrojenia kompozytowego (Nanni i inni, 2004)

Nanni i inni proponują redukcję długości wklejonego zbrojenia o wartość c (odległość osi podłużnego zbrojenia rozciąganego od dolnej krawędzi przekroju c_{sl}) zgodnie z rys. 10.3, co w chwili wklejenia taśm na całej wysokości środka wiąże się z redukcją odpowiadającą:

$$h_{net} = h_w - 2c \quad (10.24)$$

$$L_{net} = \frac{h_{net}}{\sin \alpha} \quad (10.25)$$

$$n_f = \frac{h_{net}(1 + \cot \alpha)}{s_f} \quad (10.26)$$

$$L_{max} = \varepsilon_{f,b} \frac{b_f t_f}{2(b_f + t_f)} \frac{E_f}{\tau_b} = 0,002 \left(\frac{b_f t_f}{b_f + t_f} \right) \frac{E_f}{\tau_b} \quad (\text{prostokątne taśmy}) \quad (10.27)$$

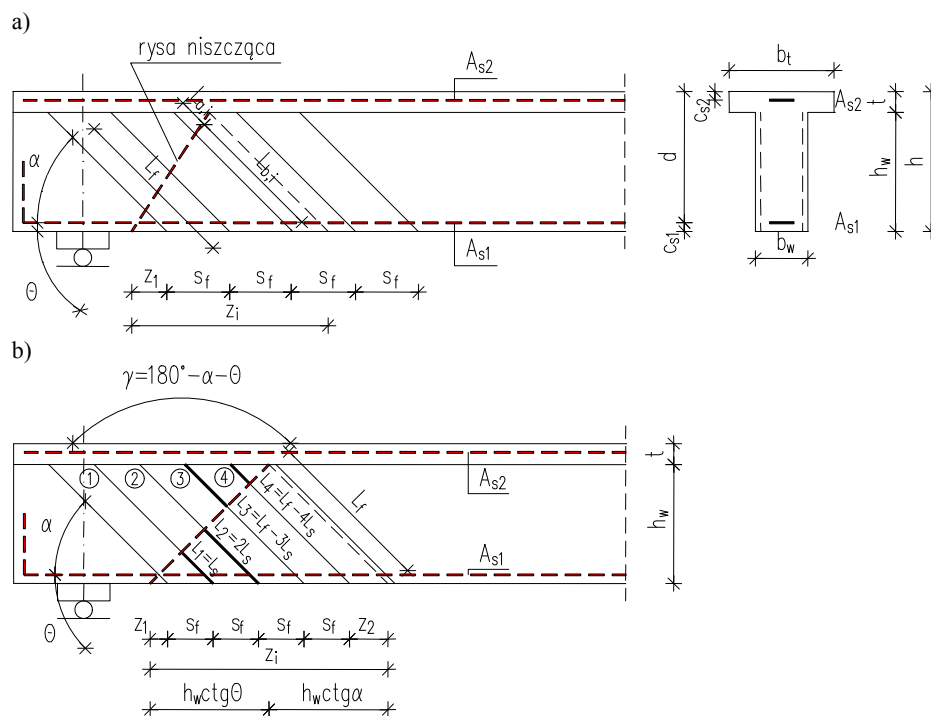
$$L_{max} = \varepsilon_{f,b} \frac{d_f E_f}{4\tau_b} = 0,001 \frac{d_f E_f}{\tau_b} \quad (\text{pręty o przekroju kołowym}) \quad (10.28)$$

gdzie: L_{max} - maksymalna długość zakotwienia wg rys. 10.4.

Graniczną wartość długości zakotwienia taśmy, poza przekrój przecięty ukośną rysą L_{max} , oblicza się według (10.28), przyjmując warunki przyczepności zbrojenia kompozytowego do betonu, określone granicznym naprężeniem przyczepności kompozytu do betonu τ_b i odpowiadającym mu odkształceniem kompozytu $\varepsilon_{f,b}$, przy którym dochodzi do jego odspojenia od powierzchni betonu. Na podstawie doświadczalnych badań przyczepności, przyjęto następujące dwie wartości określające warunki przyczepności: $\tau_b = 6,81 \text{ MPa}$ i $\varepsilon_{f,b} = 4,0\%$ lub $\tau_b = 16,1 \text{ MPa}$ i $\varepsilon_{f,b} = 5,9\%$.

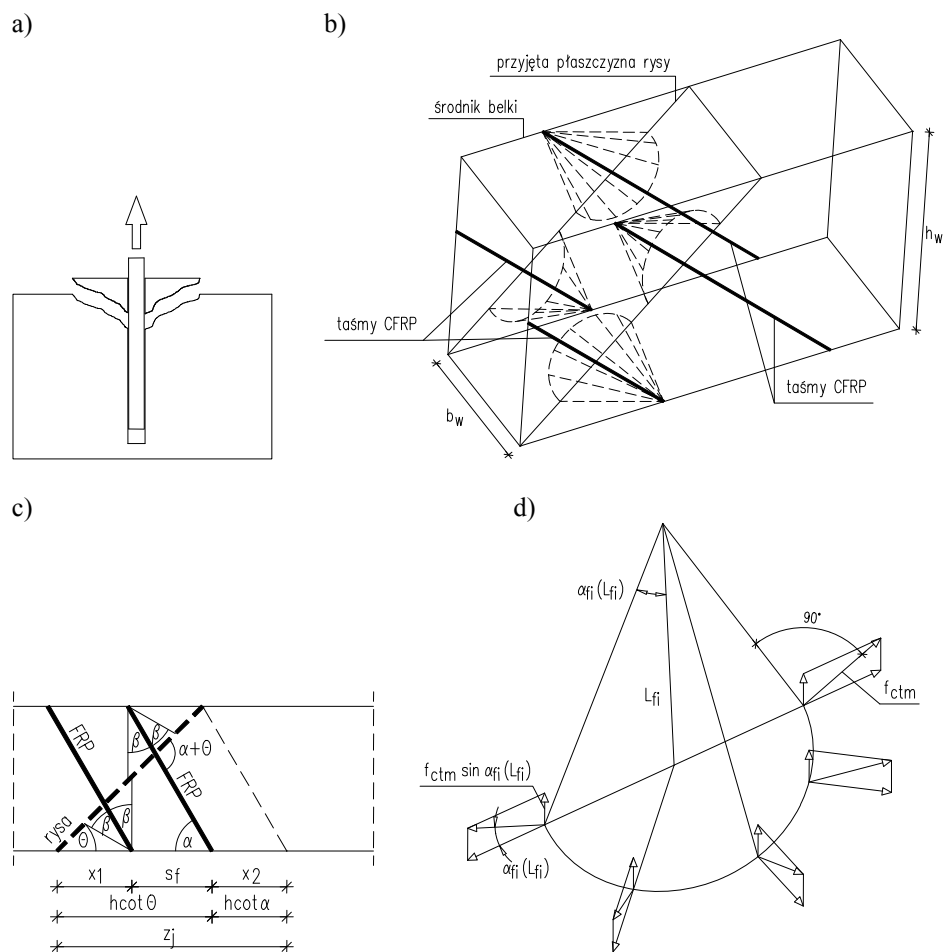
10.5. Model Bianco i innych, 2009

Podstawowe założenie o udziale zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie pozostaje takie samo, jak w poprzednich podejściach, tzn. że jedynie te strzemiona kompozytowe przenoszą siły rozciągające w przypodporowej strefie belki, które spełniają warunki przyczepności do betonu (rys. 10.5.a, b).



Rys. 10.5. Schemat obliczania długości zakotwienia prętów przeciętych rysą niszczącą (Bianco i inni, 2009)

Model Bianco i innych, 2009 wprowadza natomiast inny sposób określania warunków przyczepności kompozytu do betonu. Rozważane są trzy sposoby zniszczenia wzmocnionego przekroju: odspojenie kompozytu na granicy zaprawy epoksydowej, zerwanie wklejonego zbrojenia oraz mechanizm utraty przyczepności kompozytu do betonu polegający na odspojeniu kompozytu wskutek zniszczenia betonu w płaszczyźnie „półstożka” wydzielonego z betonu (rys. 10.6). Do takiego zniszczenia może dojść wówczas, gdy naprężenia w betonie na poboczniczy tej bryły osiągną wartość równą wytrzymałości betonu na rozciąganie



Rys. 10.6. Schemat uwzględniania efektywnej długości zakotwienia zbrojenia kompozytowego przeciętego ukośną rysą oraz mechanizm zniszczenia betonu na pobocznicę wyrwanego półstożka otaczającego zbrojenie (Bianco i inni, 2009)

Model Bianco i innych, 2009 określa nośność na ścinanie zbrojenia kompozytowego wklejonego po obu stronach przekroju w betonową otulinę, jako sumę sił przenoszonych przez przecięte kompozytowe strzemiona:

$$V_f = \pi f_{ct} \sin \alpha \sum_{i=1}^{n_f} L_{i,\min}^2 \operatorname{tg}^2 \beta_i \quad (10.29)$$

gdzie: f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie,
 L_i – całkowita efektywna długość wklejonej taśmy,

$\Sigma_i L_{i,min}$ – całkowita minimalna efektywna długość zakotwienia wszystkich kompozytowych strzemion przeciętych ukośną rysą (patrz rys. 10.5),
 β_i – kąt nachylenia tworzącej „półstożka” do osi zbrojenia kompozytowego, (rys. 10.6).

Na podstawie wyników badań przyczepności taśm wykonanych z włókien węglowych wklejonych w betonowe próbki (badanie „pull-out”) autorzy określili następującą zależność kąta β_i od długości wklejonego zbrojenia L_i :

$$\beta_i = \begin{cases} 32.21^\circ & L_i \leq 30mm \\ 33.973^\circ - 0.0587L_i & 30mm < L_i \leq 150mm \\ 25.17^\circ & L_i > 150mm \end{cases} \quad (10.30)$$

Podstawiając wartości kątów β_i w funkcji efektywnej długości każdego zakotwienia pojedynczego pręta kompozytowego (10.30), oblicza się sumy pól powierzchni „półstożków” utworzonych podczas wyrwania każdego wklejonego strzemienia oraz nośność tego zbrojenia na ścinanie.

10.6. Model Rizzo i De Lorenzis, 2009

Korzystając z wcześniejszej wersji modelu De Lorenzis i Nanni, 2001 autorzy wprowadzili zmianę w sposobie obliczania minimalnej długości zakotwienia L_{min} . W zmodyfikowanej wersji Rizzo i De Lorenzis proponują obliczenie całkowitej długości zakotwienia wszystkich taśm zgodnie z:

$$L_{tot,min} = \left[n^* (ctg\Theta + ctg\alpha) - n^* \frac{s_f}{h_{net}} \right] \frac{\sin\Theta}{\sin(\alpha + \Theta)} h_{net} \quad (10.31)$$

gdzie: n^* – połowa wszystkich taśm przeciętych ukośną rysą

$$n^* = \left\lfloor r^* \right\rfloor - \left\lfloor \frac{r^*}{2} \right\rfloor \quad \left\lfloor \right\rfloor \text{ oznacza przybliżenie do liczby całkowitej}$$

$$r^* = (ctg\Theta + ctg\alpha) \frac{h_{net}}{s_f}$$

W modelu określono górną granicę długości zakotwienia zbrojenia kompozytowego poza ukośną rysę jako $\bar{L}_f$:

$$\bar{L}_f = \frac{A_f E_f \varepsilon_{f,max}}{p \tau_b} \quad (10.32)$$

gdzie: A_f – pole powierzchni przekroju zbrojenia kompozytowego,

$A_f = b_f t_f$ dla prostokątnych taśm

$A_f = \frac{\pi d_f^2}{4}$ dla prętów o przekroju kołowym

p – obwód powierzchni styecznej kompozytu z betonem

$p = \pi d_f$ dla prętów o przekroju kołowym i średnicy d_f

$p = 2(b_f + t_f)$ dla taśm o przekroju prostokątnym

$L_{b,max}$ maksymalna długość zakotwienia kompozytu poza ukośną rysą niszczącą:

$$L_{b,max} = \frac{h_{net}}{2 \sin \alpha} \left[1 - (-1)^{\lfloor r^* \rfloor} \right] + (-1)^{\lfloor r^* \rfloor} \frac{n^* s_f}{\sin \alpha (ctg \Theta + ctg \alpha)} \leq \bar{L}_f \quad (10.33)$$

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie określa zależność:

$$V_f = 2 p L_{tot,min} \tau_{f,red} \sin \alpha \quad (10.34)$$

Wprowadzenie zredukowanej wartości naprężeń przyczepności τ ma na celu ograniczenie długości zakotwienia taśm (prętów) do wartości $L_{b,max}$. Podobnie jak w poprzednich modelach obliczenia warunki przyczepności określają: $\varepsilon_{f,max} = 4,0\%$ i $\tau_b = 6,81 \text{ MPa}$ (De Lorenzis, 2002a) oraz $\varepsilon_{f,max} = 5,9\%$ i $\tau_b = 16,10 \text{ MPa}$ (Sena-Cruz i inni, 2006).

Porównawczą analizę prezentowanych w pracy modeli obliczeniowych autorka monografii przedstawiła w punkcie 11.1, a w punkcie 11.3 zaproponowała autorską metodę obliczania nośności zbrojenia kompozytowego na ścinanie.

11. Obliczeniowa analiza nośności przekroju wzmocnionego metodą NSMR na ścinanie

11.1. Analiza porównawcza metod obliczeniowych

W analizie uwzględniono belki o przekroju teowym, opisane w rozdziale 9.2, które zniszczyły się na ścinanie. Pominęto belki ze zbrojeniem kotwionym w płycie przekroju teowego oraz dwie belki, w których udział zbrojenia kompozytowego określony w badaniach był zaskakująco mały, co nie znajduje żadnego logicznego uzasadnienia. Obliczenia podzielono na dwie części pod względem wklejanego zbrojenia (prostokątne taśmy i pręty o przekroju kołowym).

Wyniki obliczeń zamieszczono na rys. 11.1 do 11.23. Wielkości statyczne podane na wykresach obliczono w sposób opisany w p. 8.1.

W przypadku belek wzmocnionych przy użyciu zbrojenia wklejonego w rozstawie nie większym niż 139mm (przy $s_f / d \leq 0,39$), które zniszczyły się przedwcześnie przez grupowe odspojenie wklejonego zbrojenia wraz z otaczającą otuliną, nośność na ścinanie zbrojenia kompozytowego jest bardzo mała. Ponieważ żaden z proponowanych modeli nie uwzględnia warunku minimalnego rozstawu wklejonego zbrojenia FRP, obliczeniowe nośności tego zbrojenia znacząco przekraczają wartości uzyskane w badaniach.

Z porównania wartości obliczeniowych i doświadczalnych nośności na ścinanie wklejonego zbrojenia w postaci taśm z włókien węglowych wynika, że zalecenia *fib* Bulletin, 2001 na ogół zawyżają nośność zbrojenia kompozytowego, a wartość średnia stosunku nośności doświadczalnych do

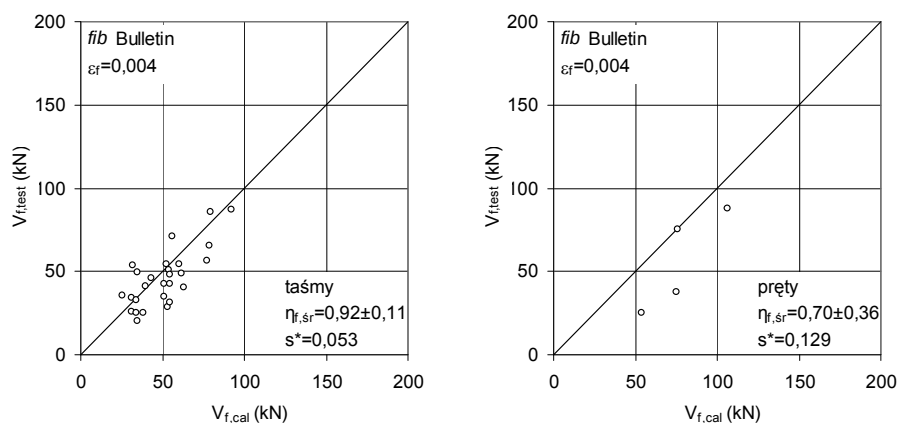
wartości obliczeniowej $\eta_{f, sr} = \frac{V_{f, test}}{V_{f, cal}}$ wynosi $0,92 \pm 0,11$ dla belek

wzmocnionych taśmami oraz $0,70 \pm 0,36$ dla belek wzmocnionych prętami o przekroju kołowym.

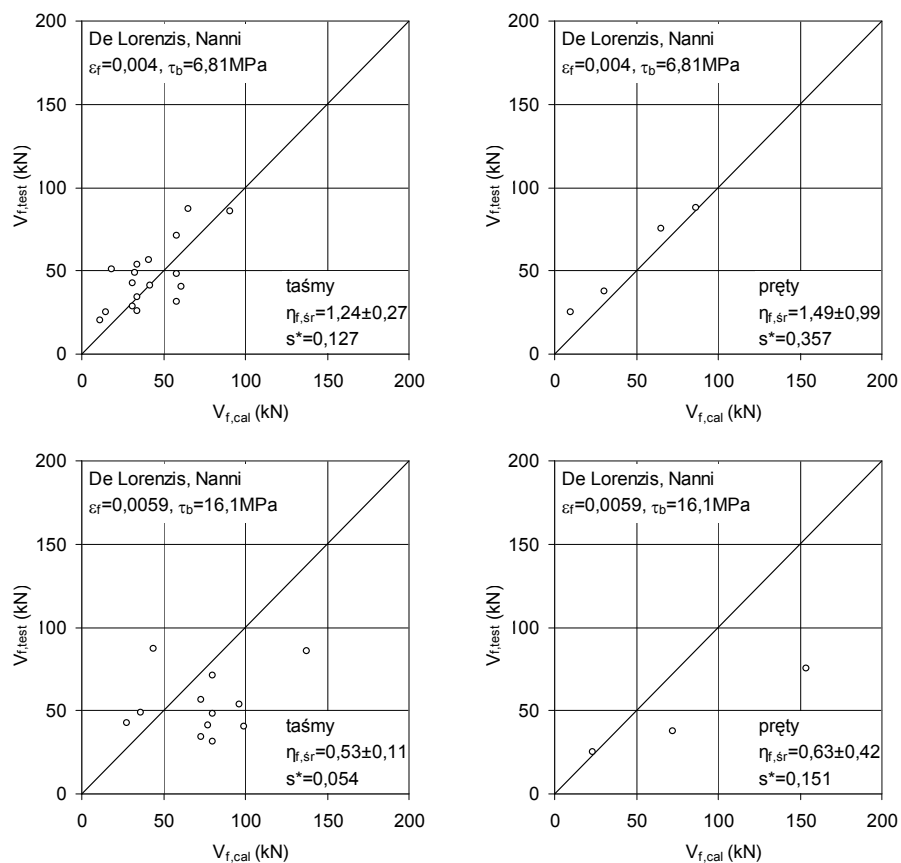
Uproszczone podejście według De Lorenzis i Nanniego, 2001 podobnie, jak model Nanniego i innych, 2004 zakłada ograniczenie efektywnej długości wklejonego zbrojenia kompozytowego o dwukrotną grubość betonowej otuliny. Takie ostrożne podejście sprawia, że efektywne długości wklejonego zbrojenia mają znacznie mniejsze wartości, co może powodować zaniżenie wartości nośności na ścinanie w stosunku do wyników doświadczalnych. Wpływ ten jest szczególnie widoczny w belkach żelbetowych z dużą grubością betonowej otuliny zbrojenia podłużnego. Przyjęcie warunków przyczepności zbrojenia kompozytowego do betonu określonych parametrami: $\varepsilon_{fb} = 4\text{‰}$ i $\tau_b = 6,81\text{MPa}$ (De Lorenzis, 2002a) w modelach De Lorenzis i Nanniego, 2001 oraz Rizzo i De Lorenzis, 2009, pozwala uzyskać wartości obliczeniowych nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego bardziej zbliżone do wartości nośności otrzymanych z badań, niż wypadku przyjęcia warunków przyczepności: $\varepsilon_{fb} = 5,9\text{‰}$ i

$\tau_b=16,1\text{MPa}$ (Sena-Cruz i inni, 2006). W pierwszym wypadku uzyskane wartości udziału zbrojenia kompozytowego są zaniżone, a drugim wypadku znacząco zawyżone w porównaniu z wartościami doświadczalnymi, co odpowiada $\eta_{f, \dot{s}r} = 1,24 \pm 0,27$ i $1,38 \pm 0,16$ w pierwszym wypadku, odpowiednio dla modeli De Lorenzis, Nanni i Rizzo, De Lorenzis, oraz zaledwie $\eta_{f, \dot{s}r} = 0,53 \pm 0,11$ i $\eta_{f, \dot{s}r} = 0,63 \pm 0,10$ w drugim wypadku, odpowiednio dla tych samych modeli.

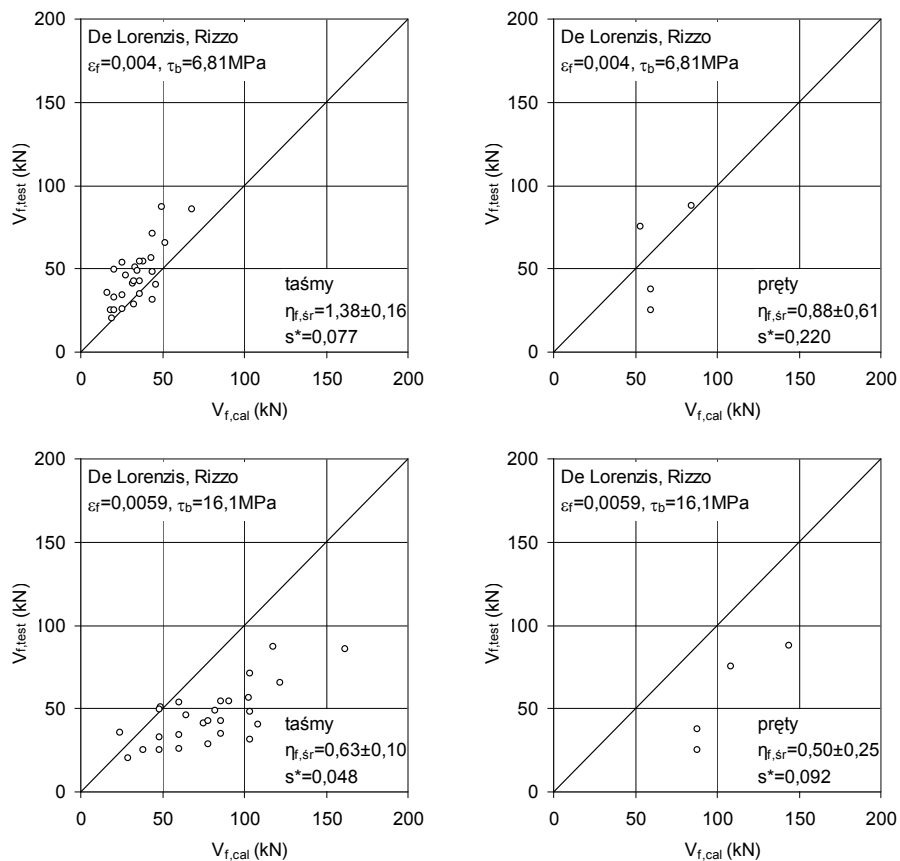
Dla porównania, model Nanniego i innych, 2004 daje wartości udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie bliższe doświadczalnym przy założeniu warunków przyczepności $\varepsilon_{f,b} = 5,9\text{‰}$ i $\tau_b = 16,1\text{MPa}$, choć uzyskane wyniki mają bardzo duży rozrzut (rys. 11.5).



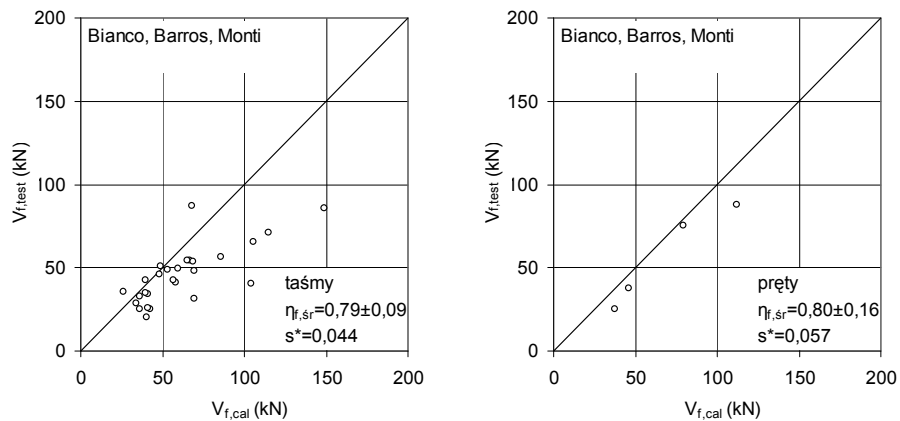
Rys. 11.1. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności kompozytu na ścinanie według fib Bulletin, 2001



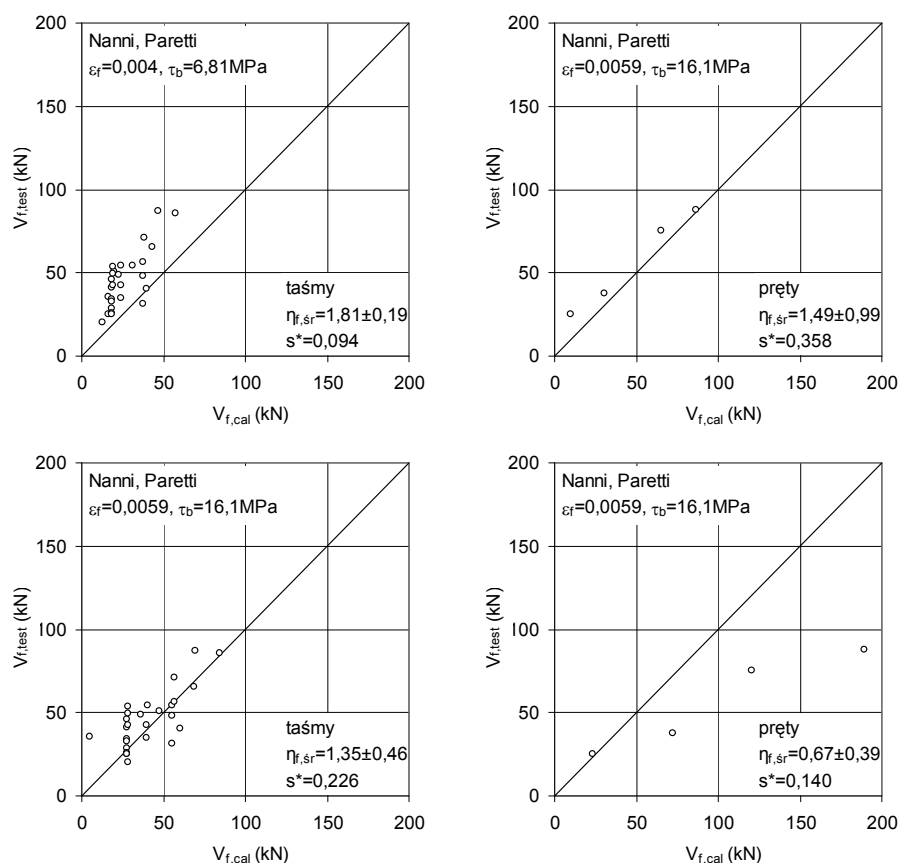
Rys. 11.2. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności kompozytu na ścinanie według De Lorenzis i Nanni, 2001



Rys. 11.3. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności kompozytu na ścinanie według De Lorenzis i Rizzo, 2009



Rys. 11.4. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności kompozytu na ścinanie według Bianco i innych, 2009



Rys. 11.5. Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności kompozytu na ścinanie według Nanni i Paretti, 2004

Podstawowym powodem znacznych rozbieżności udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie obliczonych na podstawie powyższych trzech modeli, jest zaniżona efektywna (obliczeniowa) długość zbrojenia kompozytowego przeciętego ukośną rysą. Efekt ten jest jeszcze bardziej wyraźny w wypadku belek wzmocnionych wklejonymi prętami o przekroju kołowym, w których obliczeniowe nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego są bardzo zawyżone, a uzyskane wyniki charakteryzuje również duży rozrzut.

11.2. Propozycja skorygowania założeń modelu Bianco i innych, 2009

Model Bianco i innych, jako dotychczas jedyny opisuje mechanizm zniszczenia przekroju wzmocnionego na ścinanie na podstawie zasad mechaniki pęknięcia betonu. Wartości udziału zbrojenia kompozytowego w nośności belek na ścinanie są średnio o 20% wyższe od tych z badań doświadczalnych, zarówno w elementach wzmocnionych przy użyciu taśm, jak i prętów o przekroju kołowym.

Z obserwacji płaszczyzny zniszczenia w belkach wzmocnionych na ścinanie (p. 9.2) oraz w badaniach przyczepności kompozytu wklejonego w betonowe próbki, wynika, że zasięg odspojonej wraz z kompozytem betonowej otuliny nie przekracza 30 mm w próbkach betonowych oraz grubości betonowej otuliny we wzmocnionych elementach żelbetowych (20-25 mm). Przy założeniu modelu Bianco i inni, 2009 autorka obliczyła zasięg zniszczenia betonu na pobocznicy „półstożka” r_i , przy założeniu kątów β_i przyjętych zgodnie z (10.30). W zależności od długości wklejonego odcinka taśmy lub pręta, ten zasięg można wyrazić:

$$r_i = \begin{cases} 0,630L_i & L_i \leq 30\text{mm} \\ L_i [\text{tg}(33,973^\circ - 0,0587L_i)] & 30\text{mm} < L_i \leq 150\text{mm} , \\ 0,470L_i & L_i > 150\text{mm} \end{cases} \quad (11.1)$$

co odpowiada wartościom $r_i \leq 19\text{mm}$ (dla $L_i \leq 30\text{mm}$), $19\text{mm} < r_i \leq 70,44\text{mm}$ (dla $30\text{mm} < L_i \leq 150\text{mm}$) oraz $r_i > 70,44\text{mm}$ (dla $L_i > 150\text{mm}$), które przekraczają grubość betonowej otuliny.

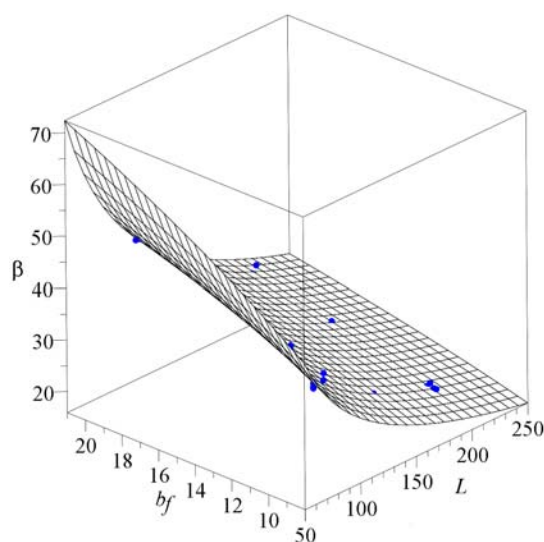
Ponadto wyniki badań własnych autorki opisane w rozdziale 9.2, skłaniają do uwzględnienia istotnego wpływu głębokości wklejonego zbrojenia na jego nośność. Wpływ ten dotychczas nie był uwzględniany w żadnym z proponowanych modeli obliczeniowych.

Z powodu niezgodności przyjętego modelu „półstożka” z zasięgiem strefy zniszczenia betonu w elementach wzmocnionych na ścinanie, autorka podjęła próbę znalezienia własnej zależności kąta β od długości zakotwienia wklejonego zbrojenia kompozytowego, uwzględniając ponadto wpływ głębokości wklejonego zbrojenia na warunki przyczepności tego zbrojenia do betonu. Do analizy autorka wykorzystwała wyniki badań przyczepności (Sena-Crus i inni, 2004; Seracino i inni, 2007), zestawione w tablicy 11.1, dla których wartość kąta β między poboczną stożka a osią wklejonego zbrojenia określono w postaci funkcji dwóch zmiennych: długości zakotwienia taśmy L i jej szerokości b_f . pisaną zależnością (11.2) i przedstawioną graficznie na rysunku 11.6 i w tabeli 11.1.

Autorka przyjęła, że taśma o szerokości b_f i grubości t_f wklejona jest w bruzdę o głębokości $\Delta b_f = b_f + 3\text{mm}$ i szerokości $\Delta t_f = t_f + 3\text{mm}$. Takie założenie oznacza, że początek odspojenia (wyrwania taśmy z betonu) nastąpi na krawędzi bruzdy (Δb_f , Δt_f). Na podstawie badań przyczepnościowego kompozytu do betonu (tab. 11.1) autorka zaproponowała zależność kąta β postaci przedstawioną graficznie na rys. 11.6.

$$\beta = 182,219L^{-0,634}b_f^{0,512} \quad (11.2)$$

Z porównania wartości kątów β obliczonych zgodnie z zależnością (10.35) (zamieszczonych w tabeli 11.1) wynika, że zmieniają się one w zakresie od 25° do 54° w zależności od długości wklejonego kompozytu z przedziału od 200mm do 60mm. Ponadto dla tych samych długości wklejonego kompozytu, ale różnych głębokości wklejenia widoczny jest znaczący wpływ głębokości wklejenia na warunki przyczepności zbrojenia do betonu, co potwierdza wcześniejsze obserwacje autorki.



Rys. 11.6. Postać kąta β w funkcji zmiennych L i b_f

Z analizy obliczeniowych modeli do określania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie wynika, że propozycja Bianco i inni, 2009 najlepiej odzwierciedla nośność belki wzmocnionej w strefie przypodporowej. Brak możliwości uwzględnienia głębokości wklejonego zbrojenia oraz prawdopodobnie inny kształt powierzchni zniszczenia betonu w obszarze wklejonego zbrojenia, skłoniły autorkę do zaproponowania własnego modelu obliczeniowego. Przedstawionego w punkcie 11.4.

Tabela 11.1. Wyniki badań przyczepności taśm CFRP do betonu

Symbol	L	b_f	t_f	Δb_f	Δt_f	E_f	f_{ct}	f_{ck}	F_u
	(mm)					(GPa)	(MPa)		(kN)
Seracino i inni, 2007; taśmy CFRP									
30 MPA-100-10c	100	10,0	1,20	13,0	4,20	161,8	3,1	30,0	3,57
30 MPA-100-10	100	10,0	1,22	13,0	4,22	161,8	3,1	30,0	3,55
30 MPA-100-20	100	20,0	1,20	23,0	4,20	162,3	3,1	30,0	5,95
53 MPA-100-20	100	20,2	1,25	23,2	4,25	162,3	4,0	53,0	5,88
30 MPA-150-10	150	10,3	1,23	13,3	4,23	161,8	3,1	30,0	3,55
30 MPA-200-10	200	10,5	1,22	13,5	4,22	161,8	3,1	30,0	3,55
42 MPA-200-10	200	10,3	1,27	13,3	4,27	161,8	3,1	41,8	3,51
30 MPA-200-20	200	20,0	1,20	23,0	4,20	162,3	3,1	30,0	5,95
65 MPA-200-10	200	10,1	2,88	13,1	5,88	144,6	4,9	64,8	2,55
65 MPA-200-10	200	19,8	2,97	22,8	5,97	144,6	4,9	64,8	4,19
53 MPA-200-10	200	10,2	1,24	13,2	4,24	161,8	4,3	52,8	3,54
53 MPA-200-10	200	10,4	1,30	13,4	4,30	161,8	4,0	53,0	3,49
33 MPA-200-15	200	15,7	1,26	18,7	4,26	162,3	3,2	33,4	4,69
65 MPA-200-10	200	10,0	2,90	13,0	5,90	144,6	4,9	64,8	2,54
33 MPA-200-20	200	20,0	1,20	23,0	4,20	162,3	3,2	33,4	5,95
30 MPA-100-10c	100	10,0	1,20	13,0	4,20	161,8	3,1	30,0	3,57
Sena-Cruz i inni, 2004; taśmy CFRP									
fcm45 Lb60	60	9,3	1,39	12,3	3,30	158,3	3,6	41,4	4,55
fcm70 Lb60	60	9,3	1,39	12,3	3,30	158,3	5,1	70,3	4,55
fcm35 Lb80	80	9,3	1,39	12,3	3,30	158,3	3,3	37,2	4,55
fcm45 Lb80	80	9,3	1,39	12,3	3,30	158,3	3,9	47,1	4,55
fcm70 Lb80	80	9,3	1,39	12,3	3,30	158,3	5,1	69,2	4,55

11.3. Analiza naprężeń ścinających na podstawie badań własnych

Analiza żelbetowych belek wzmocnionych na ścinanie w obszarach stref przypodporowych przedstawiona w rozdziale 8.4 opracowania wykazała, że hipoteza, uwzględniająca zdolności przenoszenia naprężeń rozciągających w przypodporowej strefie elementu przez siły działające w zbrojeniu podłużnym i poprzecznym, nie może być stosowana do elementów wzmocnionych przy użyciu bezkrotnego systemu EBR, montowanego na bocznych powierzchniach elementu (typ „S” i „U”).

W celu sprawdzenia przydatności zmodyfikowanej kratownicowej analogii Mörscha w odniesieniu do belek wzmocnionych materiałami CFRP wklejanymi w betonową otulinę, autorka poddała analizie wyniki własnych badań pięciu belek o przekroju teowym, zbadanych w laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej. Podstawowe wyniki badań tych belek zostały wcześniej omówione w punkcie 5.2 (Kotynia, 2007).

Opis autorskich badań

Wszystkie badane belki żelbetowe miały identycznie stalowe zbrojenie podłużne i poprzeczne. Rozciągane zbrojenie podłużne stanowiły cztery pręty o

nominalnej średnicy 20mm ułożone w dwóch warstwach (warstwa dolna 2Ø20mm ze stali BSt500 – $f_y = 545\text{MPa}$, warstwa górna 2Ø20mm ze stali 34GS – $f_y = 425\text{MPa}$), zbrojenie górne stanowiły cztery pręty o nominalnej średnicy 12mm ze stali 34GS – $f_y = 493\text{MPa}$. Zbrojenie poprzeczne belek wykonano w postaci dwuciętych strzemion o średnicy 6mm, rozmieszczonych w dwóch rozstawach 200mm i 250mm odpowiednio na odcinkach ścinania i w obszarze czystego zginania. W celu sprawdzenia wpływu przypadkowego przecięcia strzemion podczas montażu taśm, w jednej z belek (BIs - 4/5) bruzdy pod taśmy CFRP wykonano na głębokości przekraczającej grubość betonowej otuliny, co oznacza, że na całej długości wklejenie taśmy przecięło pionowe strzemiona stalowe. Zbrojenie i wzmocnienie belek zaprojektowano tak, aby jednocześnie osiągnięto ich nośność na zginanie i ścinanie. Sposób zbrojenia oraz schemat statyczny bely pokazano na rysunku 11.1, a w tablicach 9.3 i 9.4 zamieszczono szczegóły zbrojenia, wzmocnienia i podstawowe wyniki badań belek.

Charakterystyki wytrzymałościowe materiałów zestawiono w tablicach 11.2 i 11.3. Smukłość strefy ścinania była dla wszystkich belek jednakowa i wynosiła 2,54.

Belka o symbolu BI-2 pełniła rolę belki kontrolnej, cztery pozostałe elementy wzmocniono na ścinanie przy użyciu taśm CFRP o przekroju poprzecznym 15×1,4mm oraz 15×2,4mm wklejanych w bruzdy o wymiarach 19×4,5mm i 19×5,5mm (odpowiednio dla taśm 15×1,4mm, oraz 15×2,4mm), wycięte w betonowej otulinie pod kątem 45°. Zgodnie z założeniem o jednakowej nośności na ścinanie obu przyporowych stref każdej z belek, rozstawy taśm dobrano odpowiednio do pola ich przekroju poprzecznego. W tym celu, gdy przy jednej podporze zastosowano taśmy kompozytowe 15×2,4mm w większym rozstawie, przy przeciwległej podporze wklejono taśmy cieńsze 15×1,4mm w mniejszym rozstawie. Sposób wzmocnienia belek pokazano na rysunku 11.8. Belki obciążano dwiema siłami skupionymi (rys. 11.7) z pięciokrotnym cyklem odciażenie – obciążenie w celu określenia wartości odkształceń trwałych.

Tablica 11.2. Charakterystyka wytrzymałościowa zbrojenia stalowego i taśm CFRP

Materiał	Rodzaj	Wymiary Średnica (mm)	Przekrój (mm ²)	E (GPa)	f_{sy} (MPa)	f_u (MPa)	ε_u (‰)
Stal	Zbrojenie podłużne	(34GS) 20	311,6	200	425	669	240
		(BSt500) 20	312,5	203	545	631	252
		(34GS) 12	120,0	205	493	688	126
	Strzemiona	6	30,19	206	420	540	140
CFRP	Taśmy 1514	1,4×15	21,0	172	-	2924	17
	Taśmy 1524	2,4×15	36,0	163	-	2249	14

E – moduł sprężystości podłużnej, f_{sy} – granica plastyczności stali, f_u – wytrzymałość na rozciąganie,

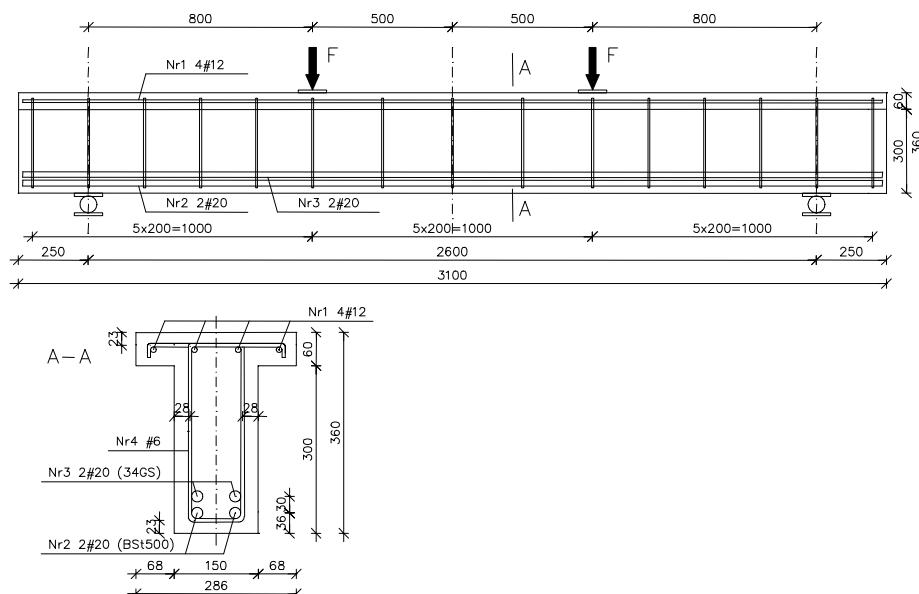
ε_u – odkształcenia graniczne przy zerwaniu

Tablica 11.3. Charakterystyka betonu (Kotynia, 2007)

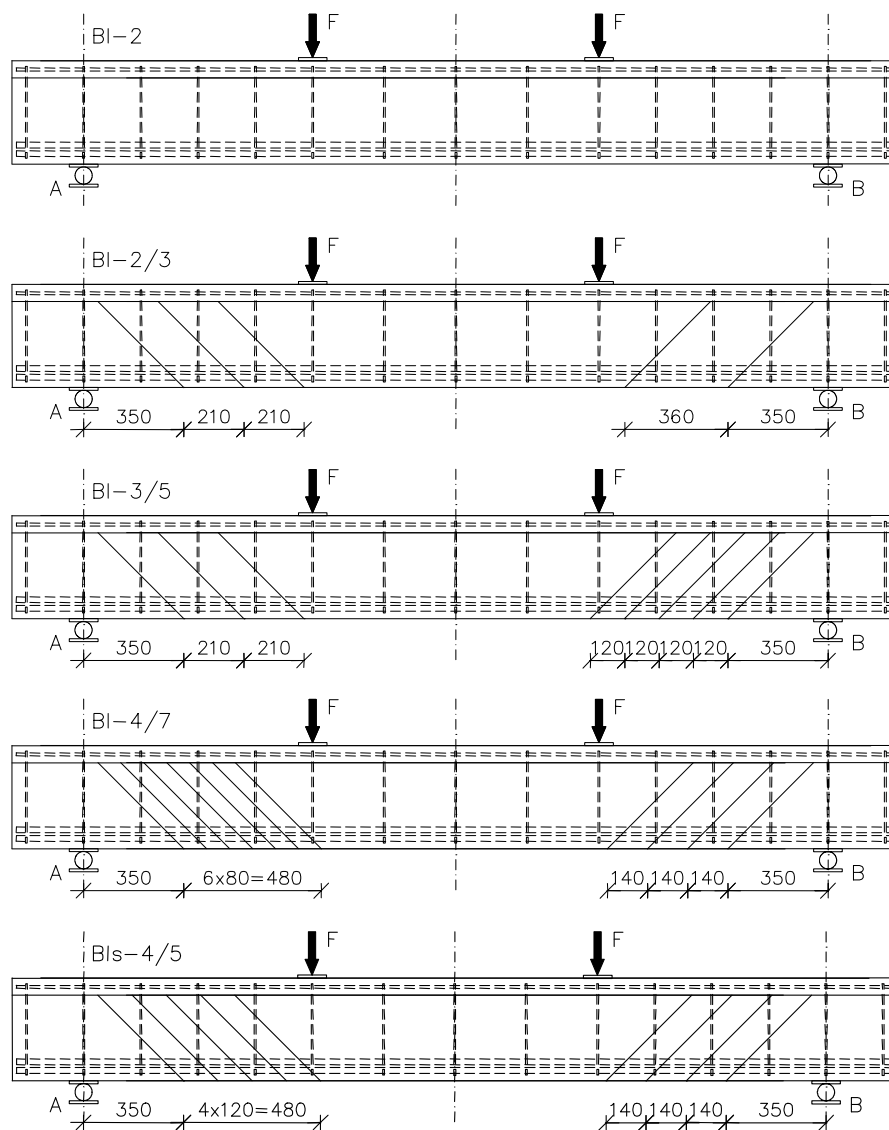
Belka	Wiek betonu (dni)	E_c (GPa)	f_c (MPa)	$f_{c,cube}$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_c/f_{c,cube}$
BI-2	67	27,8	31,0	38,0	3,1	0,82
BI-2/3	88	28,2	39,0	45,3	3,7	0,86
BI-3/5	63	27,6	38,5	47,3	3,5	0,86
BI-4/7	86	28,3	40,0	46,0	3,9	0,81
BI-4/5	153	29,9	41,9	48,7	3,5	0,86

E_c – moduł sprężystości betonu, $f_{c,cube}$, $f_{ct,sp}$ – wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie badana na kostkach 150×150mm, f_c – wytrzymałość na ściskanie badana na walcach 150×300mm

Po zniszczeniu jednej ze stref przypodporowych, ta część belki została wzmocniona stalowymi profilami podłużnymi w postaci dwóch ceowników obejmujących przekrój teowy od góry i od dołu oraz pionowymi prętami łączącymi oba profile stalowe z obu stron przekroju belki (rys 11.9).



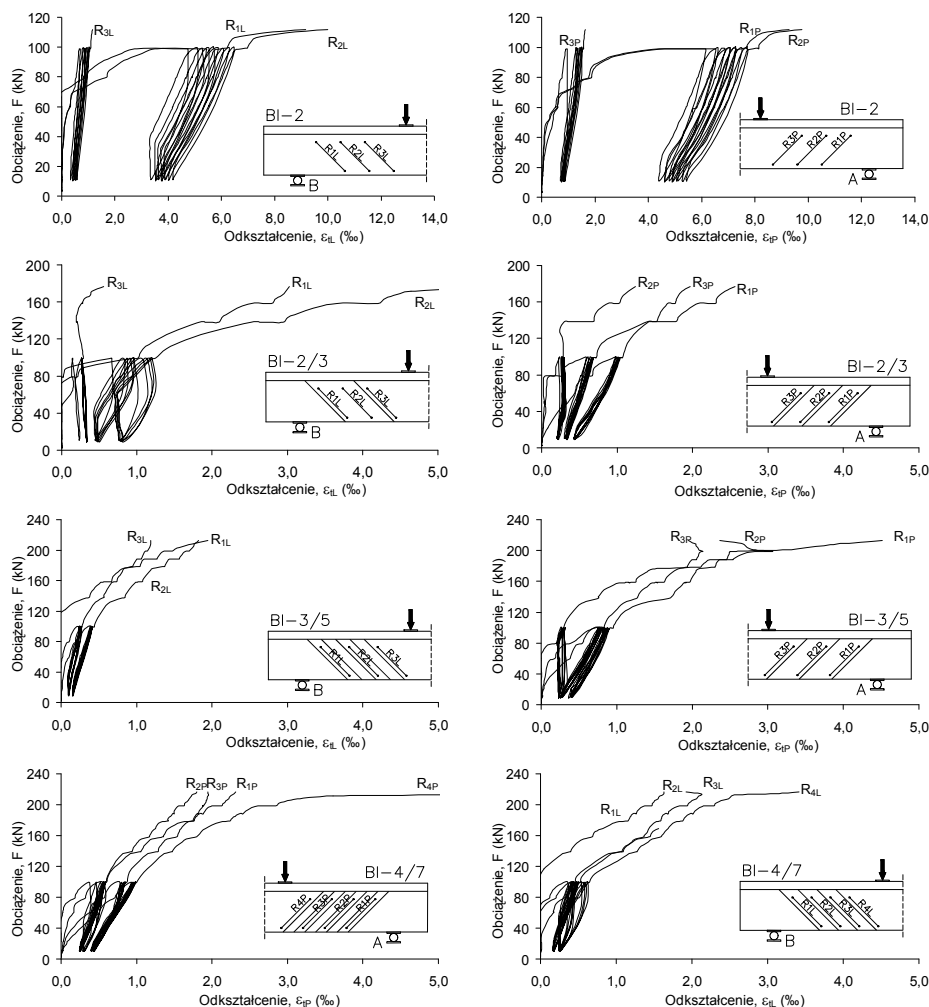
Rys. 11.7. Sposób zbrojenia belek (Kotynia, 2007)



Rys. 11.8. Sposoby wzmocnienia (Kotynia, 2007)



Rys. 11.9. Sposób wzmocnienia jednej z podpór po zniszczeniu na ścinanie (Kotynia, 2007)



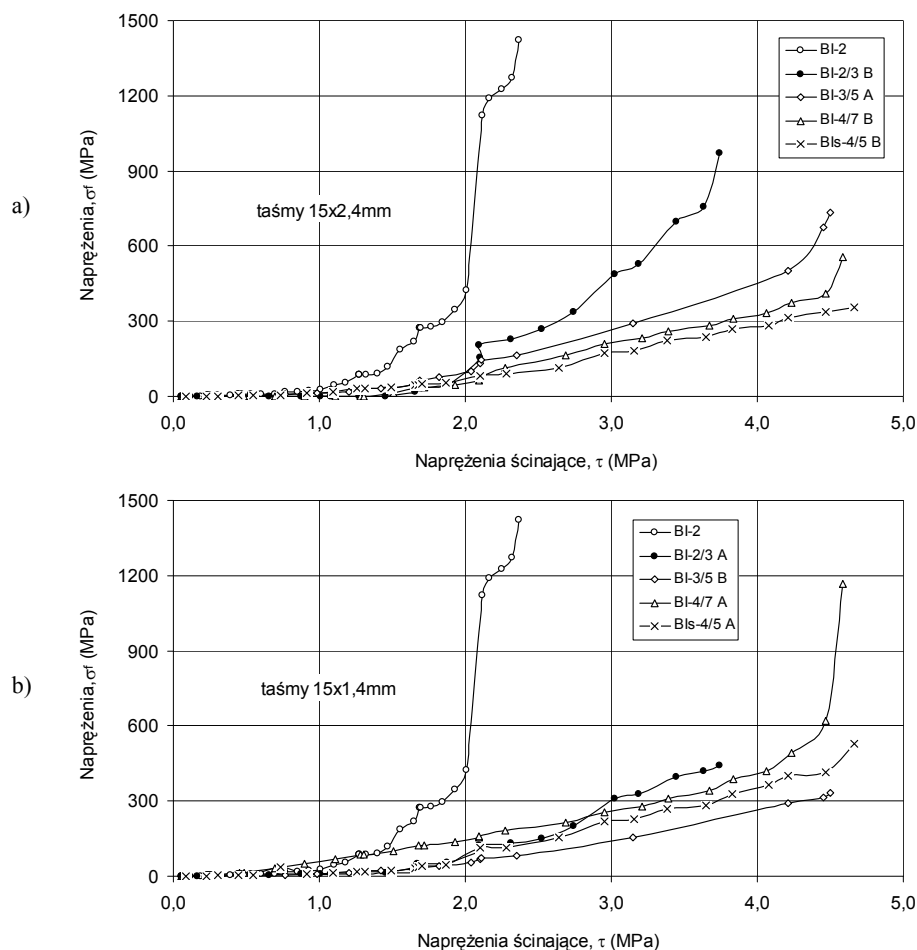
Rys. 11.10. Rozciągające odkształcenia betonu
w przypodporowych strefach belek (Kotynia, 2007)

Po wzmocnieniu zniszczonej strefy, badanie kontynuowano aż do zniszczenia przy przeciwległej podporze. Dodatkowo w belce BIs-4/5 badano wpływ przecięcia wszystkich strzemion na nośność elementu wzmocnionego.

Spośród pięciu badanych belek trzy zniszczyły się wskutek ścinania, a dwie wzmocnione taśmami w rozstawie nie większym niż 140mm, uległy zniszczeniu wskutek zginania. Na podstawie pomiarów odkształceń betonu wykonanych przy użyciu przetworników przemieszczeń liniowych na bazach o długości 300mm (rys. 11.4), określono maksymalne odkształcenia rozciągające przypodporowych stref każdej z belek. Na podstawie pomiarów maksymalnych odkształceń rozciągających ε_t , wykonanych w kierunku równoległym do

wklejonego zbrojenia (pod kątem 45°), określono odpowiadające naprężenia rozciągające $\sigma_f = \varepsilon_f E_F$.

Porównanie doświadczalnych zależności naprężeń $\sigma_f - \tau$ dla obu przypodporowych stref wszystkich belek pokazano na rysunku 11.11, z podziałem na strefy przypodporowe wzmocnione taśmami o wymiarach przekroju $15 \times 2,4 \text{ mm}$ i $15 \times 1,4 \text{ mm}$.



Rys. 11.11. Doświadczalne zależności $\sigma_f - \tau$ dla obu stref przypodporowych belek wzmocnionych taśmami (a) $15 \times 2,4 \text{ mm}$, (b) $15 \times 1,4 \text{ mm}$

Należy podkreślić, że w przypodporowych strefach wzmocnionych taśmami grubszymi $15 \times 2,4 \text{ mm}$ ich rozstaw jest większy niż w strefach wzmocnionych taśmami $15 \times 1,4 \text{ mm}$.

Wykresy potwierdzają znaczący wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na ścinające naprężenia τ , co w miarę wzrostu tego stopnia objawia się mniejszym pochyleniem wykresów.

Różnice wytrzymałości betonu belek były przyczyną różnego przesunięcia początku pochyłonej części wykresów, określonego naprężeniem rysującym τ_{cr} .

Obecność zbrojenia kompozytowego uwzględniono, jak w rozdziale 8, w sprowadzonym stopniu zbrojenia poprzecznego ρ_{tot} jako:

$$\rho_{tot} = \rho_s \frac{E_s}{E_f} + \rho_f (\sin \alpha + \cos \alpha) \sin \alpha \quad (11.3)$$

przy czym: $\rho_s = \frac{A_{sw}}{b_w s_s}$

$$\rho_f = \frac{A_{fw}}{b_w s_f \sin \alpha}$$

Naprężenia rozciągające σ_f wyrażono wzorem:

$$\sigma_f = \frac{\tau_0 - \tau_{cr}}{\rho_{tot}} \quad (11.4)$$

gdzie: τ_0 – naprężenie ścinające od obciążenia

$$\tau_0 = \frac{V}{bz}$$

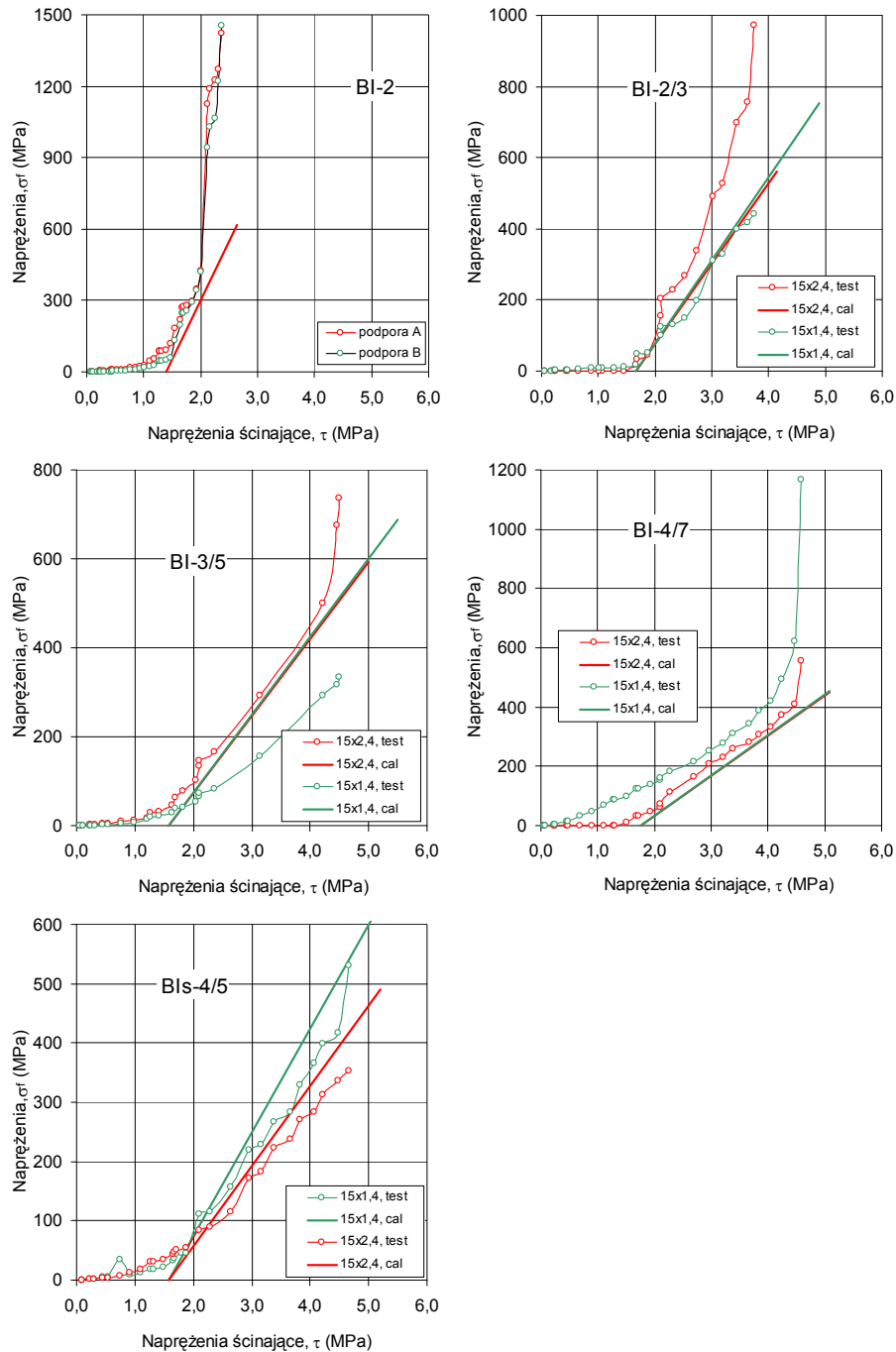
τ_{cr} – naprężenie ścinające odpowiadające zarysowaniu strefy przypodporowej

$$\tau_{cr} = 0,5 f_{ctk}, \quad f_{ctk} = 0,9 f_{ct,sp}$$

ρ_{tot} – sprowadzony stopień zbrojenia poprzecznego.

Z porównania doświadczalnych i obliczeniowych wykresów $\sigma_f - \tau$ (rys. 11.12) wynika, że przyjęta zależność $\sigma_f - \tau$ na podstawie sprowadzonego stopnia zbrojenia ρ_{tot} bardzo dobrze odpowiada wartościom doświadczalnym. Nachylenia wykresów doświadczalnych zależą jednak nie tylko od ρ_{tot} .

Drugim istotnym czynnikiem jest odległość między kompozytowymi strzemionami, czyli rozproszenie tego zbrojenia. Jest to wyraźnie widoczne na wykresach odnoszących się do belek B-2/3 i B-3/5, które zniszczyły się na ścinanie. W obu przypadkach szybciej rosły odkształcenia w tych obszarach ścinania, w których kompozytowe strzemiona miały większe pole przekroju i tym samym odpowiednio większy rozstaw. Należy tu przypomnieć, że w każdej z belek ρ_{tot} przy obu podporach było jednakowe, więc różnice odkształceń i naprężeń należy przypisać stopniowi rozproszenia zbrojenia.

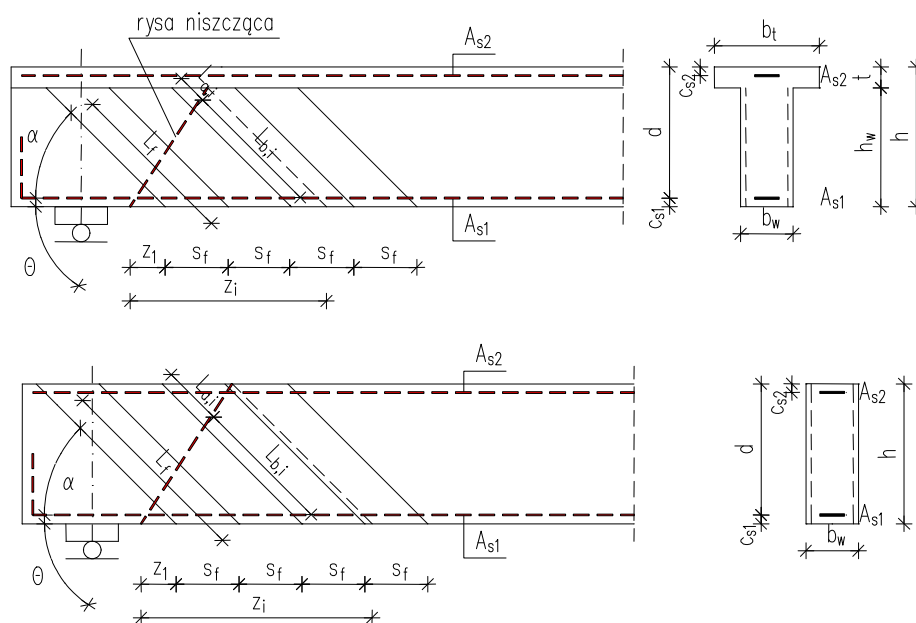


Rys. 11.12. Doświadczalne i obliczeniowe zależności $\sigma_f - \tau$ dla obu stref przypodporowych belek

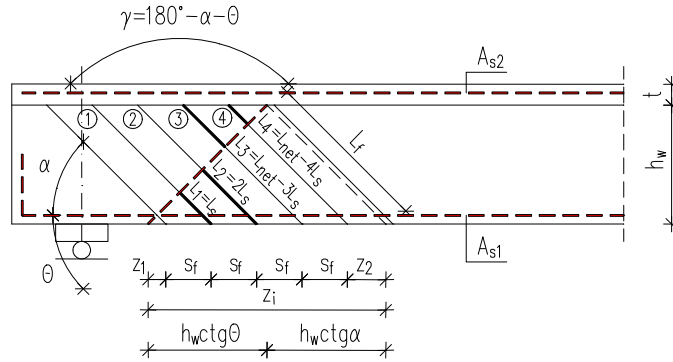
Taki efekt nie ujawnia się już w belce B-4/7, która zniszczyła się na zginanie. Efekt różnego rozproszenia kompozytowego zbrojenia poprzecznego nie ujawnia się również w belce B-4/5, która też uległa zniszczeniu na zginanie.

11.4. Autorska propozycja obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie

Z analizy metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie wynika, że propozycja Bianco i innych, 2009 najlepiej odzwierciedla nośność belki wzmocnionej. Z powodu jednak nieścisłości tego modelu w kontekście kształtu płaszczyzny zniszczenia oraz chęci uwzględnienia wpływu rozstawu zbrojenia kompozytowego na jego obliczeniową nośność, autorka zaproponowała własną metodę obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie. Metodologia uwzględniania liczby taśm lub prętów przeciętych ukośną rysą, a zatem współpracujących w przenoszeniu sił poprzecznych jest podobna do proponowanej przez Bianco z zespołem. Autorka rozważa jedynie dwa przypadki położenia ukośnej rysy względem układu wklejonych taśm (rys. 11.13 i 11.14), dla których należy policzyć liczbę prętów przeciętych rysą.



Rys. 11.13. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP przeciętego rysą niszczącą w propozycji autorskiej



Rys. 11.14. Ograniczenie długości zakotwienia zbrojenia kompozytowego

Pierwszy przypadek rozważa położenie początku rysy w miejscu końca tego zbrojenia $z_1 = z_2 = s_f$. Wówczas długość zakotwienia pierwszej taśmy równa jest $L_0 = 0$ (rys. 11.13).

$$z_1 = z_2 = \frac{h_{net}(ctg\alpha + ctg\theta) - n_{fmin}s_f}{2} \quad (11.5)$$

gdzie: h_{net} – wysokość wklejonego zbrojenia kompozytowego.

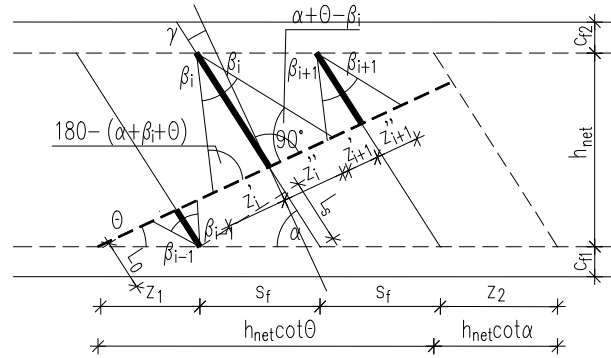
W drugim przypadku początek rysy znajduje się przed końcem pierwszej taśmy. Długość L_0 w tym wypadku wynosi:

$$L_0 = z_1 \frac{\sin\theta}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (11.6)$$

Minimalną liczbę przeciętych prętów określa wyrażenie:

$$n_{fmin} = \frac{h_{net}}{s_f}(ctg\alpha + ctg\theta) \quad (11.7)$$

W szczególnym przypadku, kiedy zbrojenie kompozytowe nie jest wklejone na całej wysokości, a jedynie na wysokości c_{f2} poniżej górnej oraz c_{f1} powyżej dolnej krawędzi, liczbę przeciętych prętów i wzajemne położenie względem rysy przedstawia rys. 11.15.



Rys. 11.15. Schemat obliczania długości zakotwienia zbrojenia FRP wklejonego na części wysokości belki

Minimalną długość zakotwienia zbrojenia FRP poza ukośną rysą należy policzyć jako najkrótszą długość każdego pręta pod lub nad rysą:

$$L_{i,min} = \min \begin{cases} L_{ai} = L_0 + iL_s \\ L_{bi} = L_f - (L_0 + iL_s) \end{cases} \quad (11.8)$$

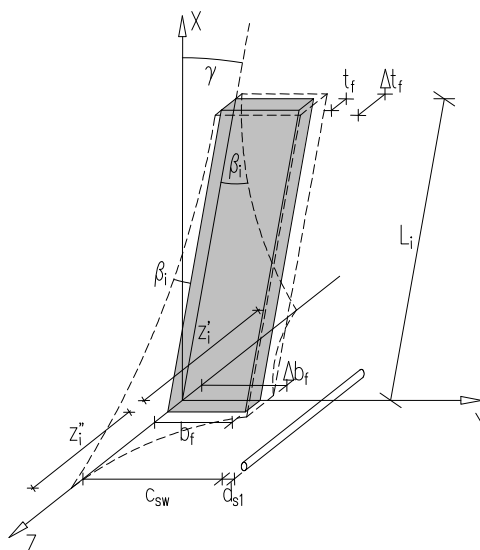
gdzie: $L_s = \frac{s_f \sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)}$

Na podstawie analizy badań przyczepnościowych wykonanych przez Seracino i innych, 2007 oraz Sena-Cruz i innych, 2004 (tab. 11.1) autorka określiła minimalną długość zakotwienia wklejanego zbrojenia jako $L_{min} = 40\text{mm}$, dlatego wszystkie pręty, których długość zakotwienia $L_{i,min}$ jest mniejsza od 40mm nie będą uwzględniane w obliczeniach. W podobny sposób określono maksymalną długość zakotwienia taśmy jako $L_{i,max} = 200\text{mm}$.

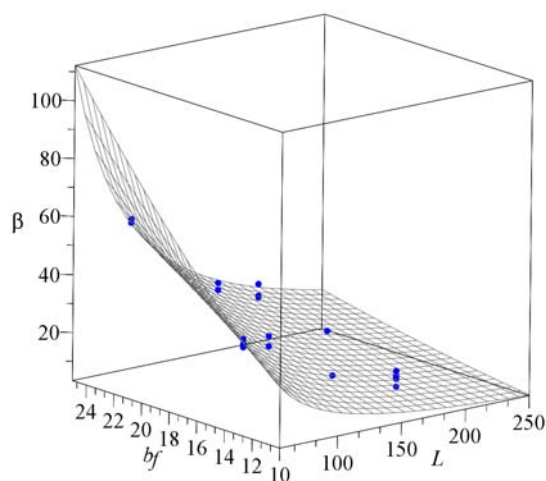
Zakładając, że do wyrwania wklejonej taśmy dojdzie w betonowej otulinie, a powierzchnia zniszczenia będzie tworzyła bryłę krzywoliniowego graniastosłupa (rys. 11.16), dla grupy badań przyczepności (Sena-Cruz i inni, 2004; Seracino i inni, 2007) o długości zakotwienia $40 \leq L_i \leq 200\text{mm}$ autorka określiła zależność kąta β nachylenia krzywoliniowej powierzchni zniszczenia do bocznej płaszczyzny taśmy, w funkcji długości taśmy L_i i jej szerokości b_f :

$$\beta_i = 78,028 L_i^{-1,25} b_f^{1,67} \quad (11.9)$$

Graficzną interpretację kąta β_i w funkcji długości i szerokości wklejonej taśmy FRP przedstawia rys. 11.17.



Rys. 11.16. Schemat zniszczenia betonu w postaci krzywoliniowej powierzchni graniastostłupa



Rys. 11.17. Postać kąta β w funkcji zmiennych L i b_f dla krzywoliniowego graniastostłupa

Opis dwóch krzywoliniowych powierzchni S_z' , S_z'' , względem wklejonej taśmy przedstawiono w schemacie blokowym algorytmu obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie (rys. 11.19). Aby uniknąć zniszczenia na skutek odspojenia grupy wklejonych prętów, autorka zaproponowała wprowadzenie warunku minimalnego rozstawu taśm, przy którym mogłoby dojść do takiego zniszczenia. W tym celu na podstawie

zależności geometrycznych długości zakotwienia taśmy $L_i(\beta_i)$, kąta β_i oraz kątów α i Θ autorka określiła długości odcinków z'_i i z''_i (rys. 11.9).

$$z'_i = \frac{L_i \sin \beta_i}{\sin(\alpha + \Theta + \beta_i)} \quad (11.10)$$

$$z''_i = \frac{L_i \sin \beta_i}{\sin(\alpha + \Theta - \beta_i)} \quad (11.11)$$

Całkowite pole powierzchni krzywoliniowego graniastosłupa należy policzyć jako sumę dwóch bocznych jego powierzchni określonych funkcjami S_z i $S_{z''}$ oraz pola wąskiej części wklejonej taśmy (rys. 11.10). Ponieważ przy pochyleniu wklejonych taśm pod kątem $\alpha = 90^\circ$ pola powierzchni zniszczenia betonu znacząco się różnią, autorka przyjmuje do obliczeń mniejsze z nich. Na podstawie zdefiniowanych z'_i i z''_i można określić minimalny rozstaw taśm, który pozwoli uniknąć odspojenia grupy taśm wskutek połączenia ich powierzchni zniszczenia betonu

$$s_{fmin} = \max\{z''_i + z'_{i+1} + t_f\} \quad (11.12)$$

Udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie określa przedział dwóch wartości V_{f1} i V_{f2} obliczonych odpowiednio dla dwóch wcześniej przyjętych położeń ukośnej rysy w stosunku do grupy wklejonych prętów FRP, przy spełnieniu warunku minimalnego rozstawu taśm s_{fmin} .

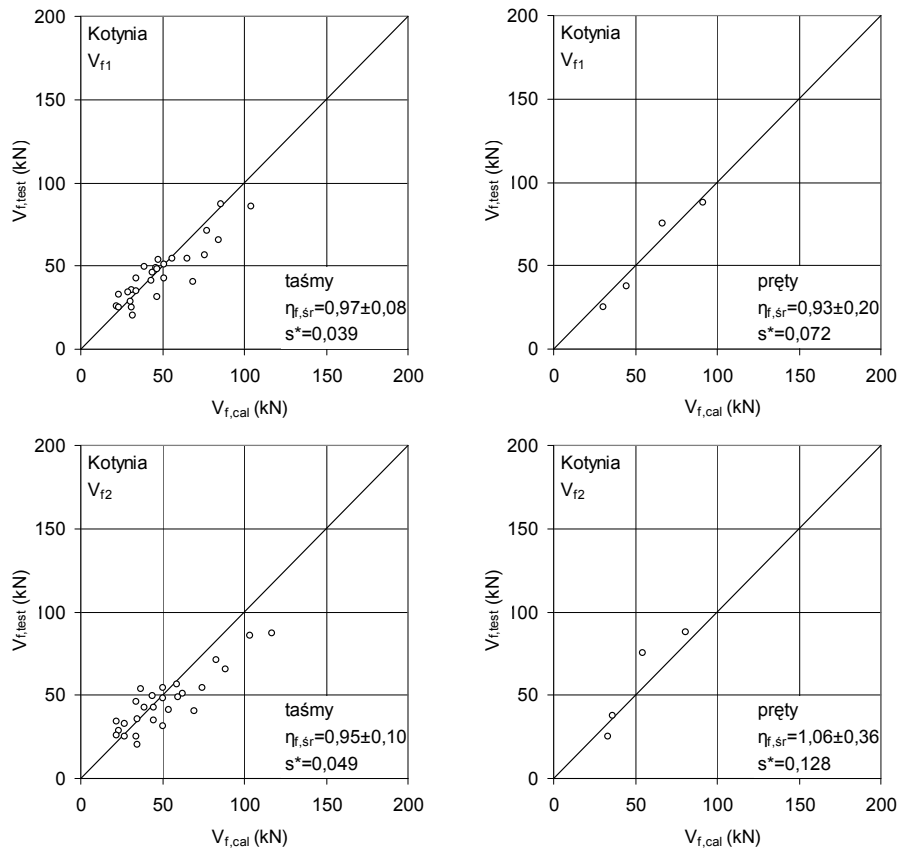
$$V_{f1}, V_{f2} = 2f_{ct} \sin \alpha \frac{A_{z'} + A_{z''} + A_b}{1000} \quad (11.13)$$

gdzie: f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie,
 $A_{z'}, A_{z''}$ – pola krzywoliniowych powierzchni zniszczenia betonu odpowiednio po stronie odcinka z' i z'' – algorytm na rys. 11.19
 A_b – pole bocznej powierzchni zniszczenia betonu – algorytm na rys. 11.19

$$s_{fmin} = \max\{z''_i + z'_{i+1} + t_f\} \quad (11.14)$$

Dodatkowo autorka proponuje uwzględnić wpływ zmiennego kąta θ dla obliczeń nośności V_f , określonego w zależności od wzajemnego rozstawu poprzecznego zbrojenia stalowego s_s i zbrojenia kompozytowego s_f następująco:

$$\begin{aligned} &\text{dla } \frac{s_s}{d} \geq 0,8 \quad \rightarrow \quad \theta = 45^\circ \\ &\text{dla } \frac{s_s}{d} < 0,8 \quad \begin{cases} \frac{s_f}{d} > 0,9 & \rightarrow \quad \theta = 35^\circ \\ \frac{s_f}{d} \leq 0,9 & \rightarrow \quad \theta = 40^\circ \end{cases} \end{aligned} \quad (11.15)$$



Rys. 11.18. Obliczeniowe i doświadczalne nośności kompozytu na ścinanie

Porównanie obliczeniowych i doświadczalnych nośności zbrojenia kompozytowego na ścinanie zamieszczono na rys. 11.18. Wyniki obliczeń potwierdzają bardzo dobrą zgodność modelu autorskiego ($\eta_{f, sr} = 0,97 \pm 0,08$ dla

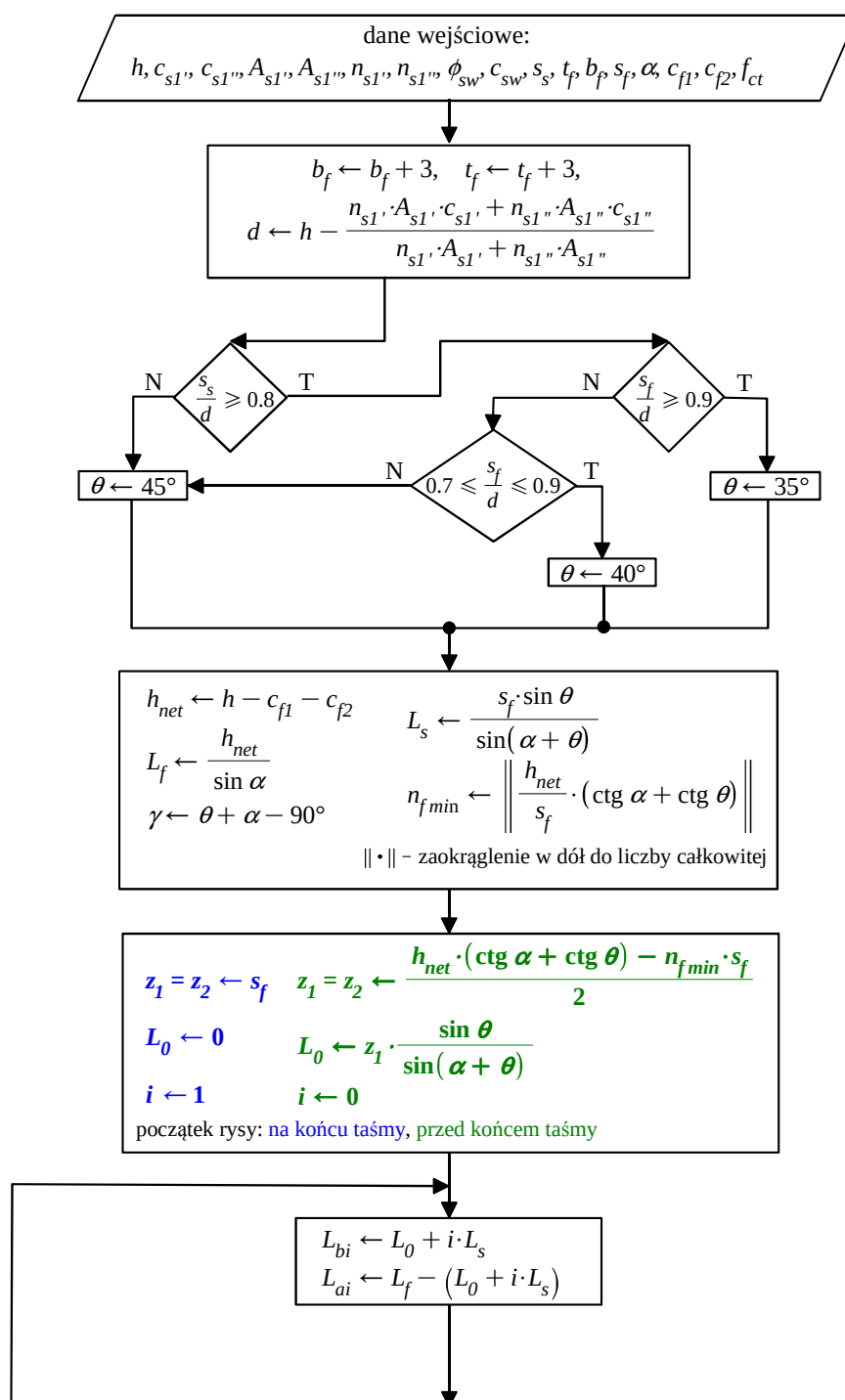
V_{f1} i $\eta_{f,sr} = 0,95 \pm 0,10$ dla V_{f2}) dla wszystkich belek analizowanych, zarówno tych wzmocnionych taśmami, jak i tych wzmocnionych prętami FRP.

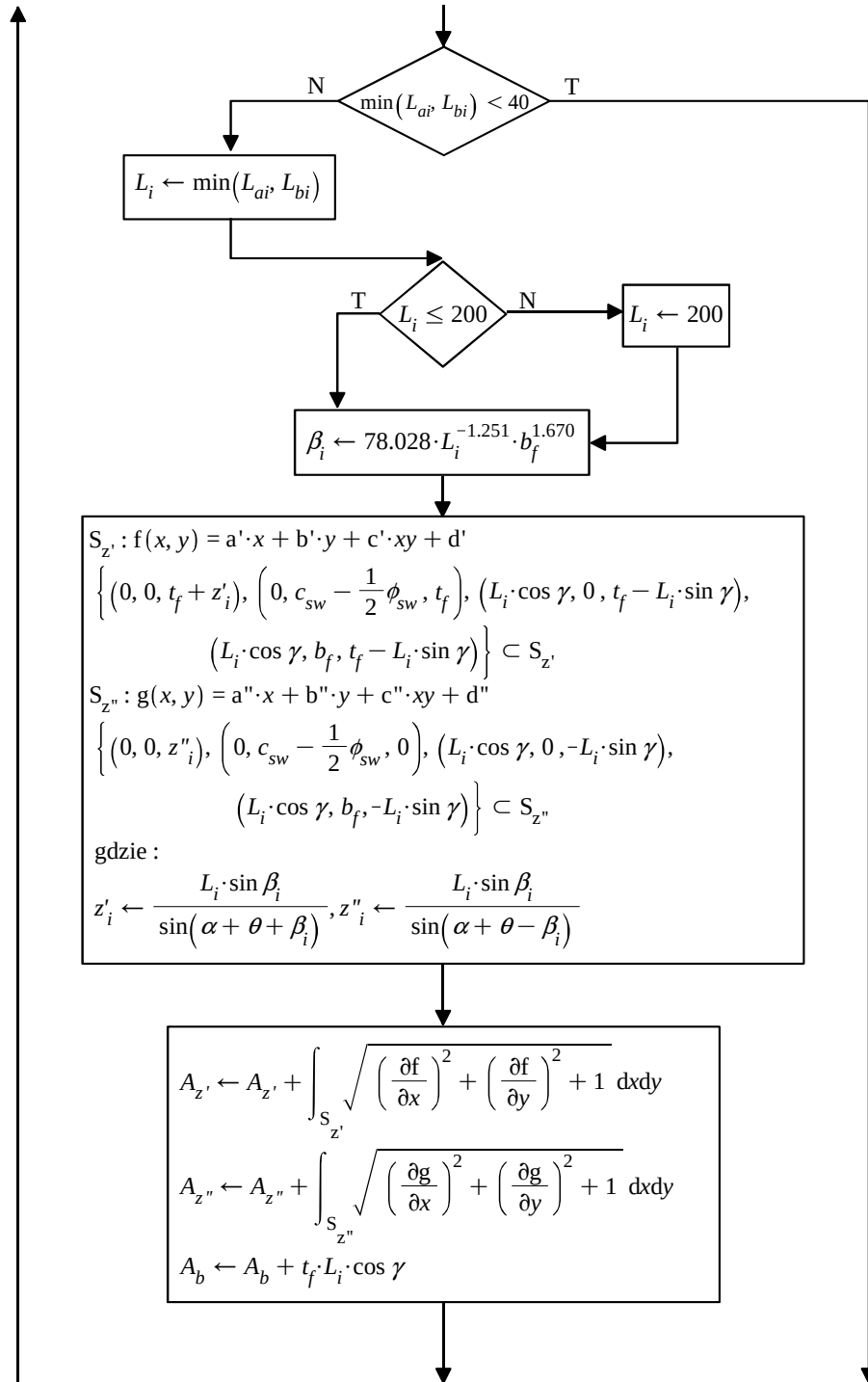
Podwójne wykresy wykonane dla taśm i prętów odnoszą się do dwóch przypadków obliczania V_{f1} i V_{f2} w zależności od położenia ukośnej rysy. Należy podkreślić, że rozrzut wyników jest bardzo mały przy odchyleniu standardowym s^* równym zaledwie 0,039 lub 0,049 dla taśm oraz 0,072 i 0,128 dla prętów. Z praktycznego punktu widzenia w projektowaniu wzmocnień typu NSMR na ścinanie bardziej zachowawcze będzie przyjęcie mniejszej wartości z dwóch policzonych V_{f1} i V_{f2} .

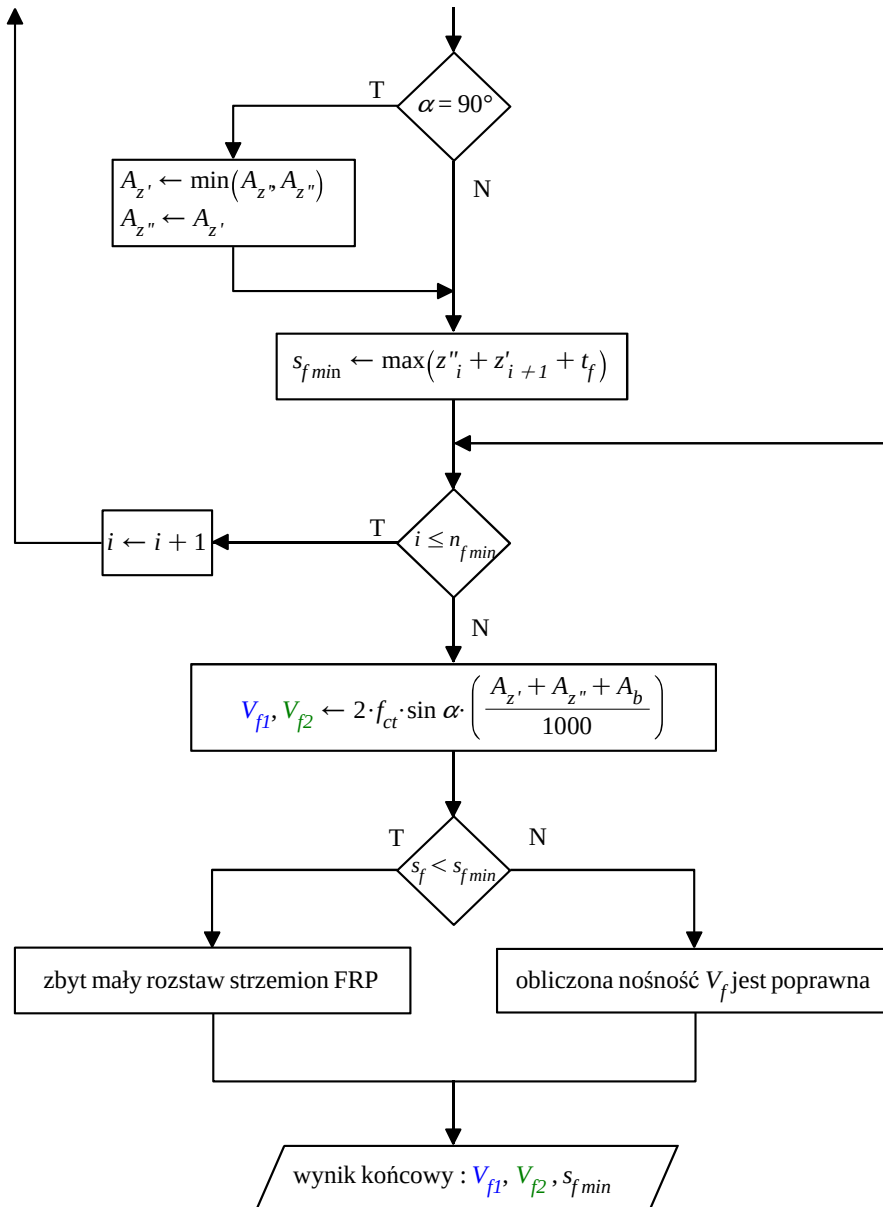
Zgodność zaproponowanej metody obliczania nośności na ścinanie belek wzmocnionych metodą NSMR z wynikami doświadczalnymi skłoniła autorkę do rozbudowy programu komputerowego prezentowanego w punkcie 8 o pakiet odpowiadający belkom wzmocnionym sposobem NSMR.

Program pozwala jednocześnie tworzyć bazę danych elementów wzmocnionych metodą NSMR, jak i wykonywać obliczenia nośności na ścinanie na podstawie algorytmu pokazanego na rys. 11.19. Sposób wprowadzania danych jest podobny jak w module EBR z możliwością wprowadzenia zbrojenia kompozytowego w postaci taśm lub prętów o przekroju kołowym. Program oblicza dwie wartości nośności V_{f1} i V_{f2} , odpowiadające dwóm przypadkom położenia ukośnej rysy niszczącej względem układu wklejonych kompozytowych strzemion.

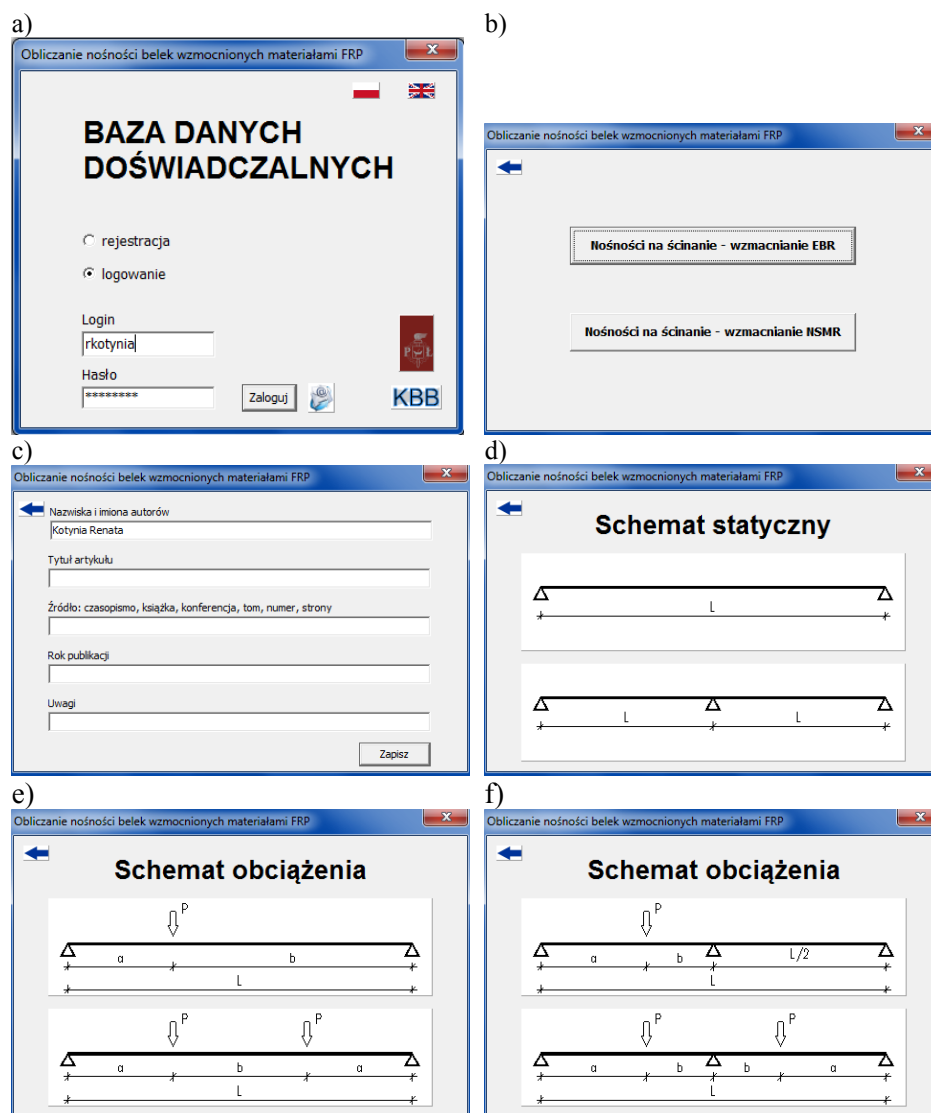
Jednocześnie program oblicza minimalny rozstaw tego zbrojenia s_{fmin} wzdłuż podłużnej osi belki i sygnalizuje problem, jeżeli zastosowane zbrojenie kompozytowe ma mniejszy rozstaw niż minimalne określone obliczeniowo. Na rys. 11.20 pokazano wizualną postać programu NSMR.



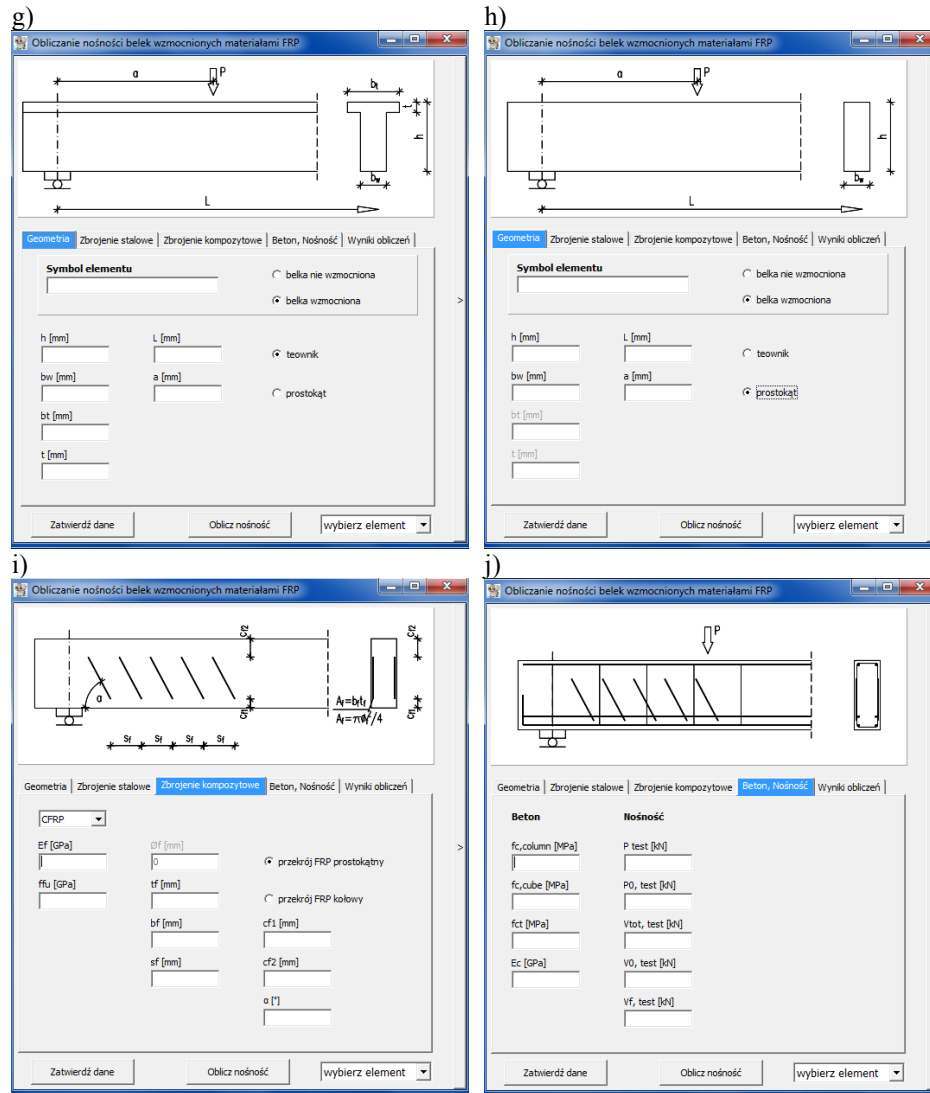




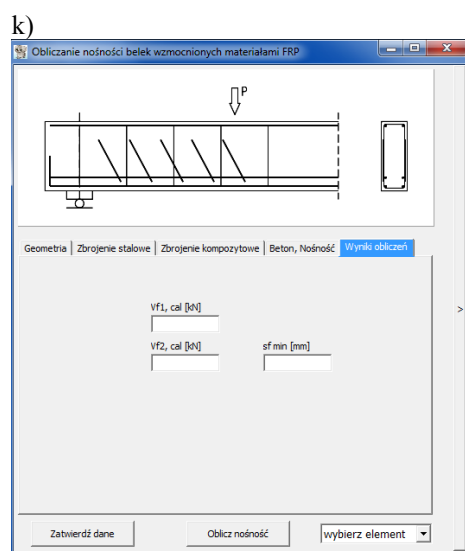
Rys. 11.19. Schemat blokowy obliczania nośności na ścinanie zbrojenia kompozytowego typu NSMR



Rys. 11.20. Wizualna postać programu NSMR



Rys. 11.20. Wizualna postać programu NSMR



Rys. 11.20. Wizualna postać programu NSMR

12. Podsumowanie

Podstawowym celem pracy było utworzenie kompleksowej bazy danych, obejmującej wyniki doświadczalnych badań elementów wzmocnionych na ścinanie za pomocą różnych kompozytów polimerowych, zastosowanych w dwóch podstawowych systemach wzmocnień. Pierwszy system obejmuje przypadki wzmocnień zewnętrznych, w których kompozyty przyklejane są na powierzchni betonu (EBR – *Externally Bonded Reinforcement*). Drugi system (NSMR – *Near Surface Mounted Reinforcement*) polega na wklejaniu zbrojenia kompozytowego w betonową otulinę belek w specjalnie nacięte szczeliny.

Baza wyników badań doświadczalnych umożliwiła z kolei przeprowadzenie szczegółowej analizy efektywności wzmocnienia w zależności od wybranych parametrów: stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego, cech wytrzymałościowych zbrojenia, wytrzymałości betonu, smukłości strefy ścinania a/d i sposobu wzmocnienia.

W przypadku wzmocnienia EBR najbardziej efektywne okazało się zastosowanie zamkniętych, obwodowych strzemion kompozytowych (sposób wzmocnienia „W”) lub taśm i mat kotwionych na obu ich końcach.

Belki wzmocnione sposobem „S” (jedynie na bocznych powierzchniach) wykazały najniższą efektywność wzmocnienia z wyjątkiem tych elementów, których wysokość była na tyle duża, że kompozytowa przyklejona taśma miała wystarczającą długość zakotwienia poza miejscem skrzyżowania z ukośną rysą, rozwijającą się pod nią.

Z analizy zestawionych w pracy badań wynika, że efektywność wzmocnienia typu „U” istotnie zależy od wysokości przekroju belki i rośnie wraz ze wzrostem tej wysokości. Nie potwierdzają tej zależności wyniki badań belek wzmocnionych sposobem „W”, w których stopień wzmocnienia był niewrażliwy na wysokość przekroju belki.

Stopień wzmocnienia na ścinanie, zarówno sposobem EBR, jak i NSMR, zależał przede wszystkim od stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego i był tym wyższy, im słabsze było zbrojenie strzemionami.

Badania obu typów wzmocnień – EBR i NSMR – potwierdziły korzystny wpływ wytrzymałości betonu na stopień wykorzystania nośności kompozytowego zbrojenia. Odspaja się ono tym później, im wyższa jest wytrzymałość betonu. Należy to przypisać mniejszym odkształceniom, zwłaszcza poprzecznym, charakteryzującym betony o wyższej wytrzymałości.

Technika wzmocnień NSMR jest przy tym wyraźnie bardziej efektywna niż wzmacnianie przy użyciu taśm lub mat kompozytowych przyklejanych bezkotiowo na powierzchni elementów żelbetowych. Jest to spowodowane dużo korzystniejszymi warunkami przyczepności, gdyż powierzchnia klejonej spoiny jest dwukrotnie większa niż w przypadku systemu EBR.

Autorskie badania przeprowadzone na belkach wzmocnionych taśmami CFRP wklejanymi w betonową otulinę, dostarczyły ciekawych obserwacji

dotyczących wpływu rozstawu wklejanego zbrojenia i jego położenia na długości odcinka ścinania. Bardziej skuteczne okazało się zastosowanie taśm o mniejszej grubości i o mniejszym rozstawie, niż użycie taśm grubszych rozstawionych rzadziej, przy takim samym stopniu zbrojenia kompozytowego.

Te same badania pozwoliły na sprecyzowanie innego bardzo interesującego wniosku, iż głębokość wklejania zbrojenia ma większy wpływ na efektywność wzmocnienia niż pole powierzchni jego przekroju. Taśmy o większej szerokości, wklejone głębiej w betonową otulinę, wykazały bowiem lepszą przyczepność do betonu (określoną stosunkiem pola powierzchni przekroju kompozytu do długości obwodu tego przekroju), niż wąskie i grube taśmy oraz pręty, wklejane w otulinę płycej.

Ponad połowa belek wzmocnionych zewnętrznymi analizowanymi w pracy miała smukłość strefy ścinania między 2,5 a 3,0, co nie wymaga uwzględnienia efektu łukowo – ściągowego. Nieliczną grupę stanowiły belki o smukłości strefy ścinania w granicach od 1,0 do 1,5. Wyniki badań potwierdziły wpływ smukłości strefy ścinania na naprężenia ścinające belek wzmocnionych sposobem EBR. Najwyższe wartości współczynnika naprężeń $\tau / (v_{fck})$ w belkach o przekroju prostokątnym, bez poprzecznego zbrojenia stalowego, osiągnięto przy smukłości strefy ścinania $a/d = 1,5$ przy $\tau / (v_{fck}) = 0,45$. Wraz ze wzrostem tej smukłości względne naprężenia τ zmniejszyły się do poziomu bliskiego 0,1 (dla $a/d = 3,0$). Jest to właśnie efekt łukowo – ściągowy, który przy proporcjach geometryczno – statycznych belki $a/d = 1,5$ spowodował bezpośrednie przekazywanie sił poprzecznych na podporę przez ściśniętą strefę belki. W belkach o przekroju prostokątnym w ten sposób wzmocnionych i o smukłości strefy ścinania $a/d > 2,0$, zbrojonych poprzecznie stalą, współczynnik naprężeń ścinających był w zasadzie niewrażliwy na stopień poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego.

Wyniki badań belek o przekroju teowym potwierdzają wpływ smukłości strefy ścinania na graniczne naprężenia ścinające, które wraz ze wzrostem tej smukłości maleją. Ponadto wrażliwość tych naprężeń na smukłość strefy ścinania jest mniejsza dla $a/d \geq 2,0$ oraz w elementach silnie zbrojonych poprzecznie stalowymi strzemionami.

Obszerny zbiór danych zgromadzony w pracy, obejmujący oba systemy wzmocnień EBR i NSMR, pozwolił na przeprowadzenie porównawczej analizy obliczeniowej i doświadczalnej nośności zbrojenia kompozytowego.

Analiza ta, poparta komentarzem, dostarczyła wielu informacji o poprawności założeń przyjętych w modelach obliczeniowych proponowanych w różnych źródłach, które często się różnią. Wnioski z badań doświadczalnych i analizy obliczeniowej skłoniły autorkę do zaproponowania dwóch metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności belek na ścinanie, odpowiadających dwóm systemom wzmocnień – EBR i NSMR.

Pierwszy model, dotyczący wzmocnień zewnętrznych (EBR), pozwala na obliczenie nośności zbrojenia kompozytowego w zależności od sposobu wzmocnienia: „S” – na bocznych, „U” – na bocznych i spodniej powierzchniach belki oraz „W” – w postaci zamkniętych zewnętrznych strzemion.

W przypadku wzmocnienia belki sposobem „S” lub „U” podstawą modelu autorskiego są warunki przyczepności kompozytu do betonu oraz redukcja modułu sprężystości zbrojenia kompozytowego, spowodowana nieosiowym obciążeniem jego włókien w obszarze skrzyżowania z ukośną rysą. Takie założenie stanowi nowatorski sposób projektowania wzmocnień typu „S” i „U”. Podstawą obliczeń sposobu wzmocnienia „W” jest natomiast powszechnie stosowana metoda kratownicowa.

Drugi model, zaproponowany przez autorkę, dotyczy wzmocnień NSMR. Podstawowe jego założenie stanowi warunek przyczepności kompozytu wklejonego w betonową otulinę, zaproponowany przez autorkę na podstawie wyników obcych badań przyczepności kompozytów do betonu.

Analiza porównawcza obu metod obliczania nośności zbrojenia kompozytowego na ścinanie, poparta weryfikacją wyników doświadczalnych, świadczy o poprawności przyjętych przez autorkę założeń i upoważnia do ich praktycznego stosowania przy projektowaniu tego typu wzmocnień.

Chęć połączenia dwóch podstawowych celów pracy, jakimi są utworzenie bazy doświadczalnych danych belek wzmocnionych na ścinanie i metod ich obliczania, skłoniła autorkę do opracowania programu komputerowego, który będzie wykorzystywany jednocześnie do rejestracji i archiwizacji danych doświadczalnych (moduł bazy danych) oraz do obliczania nośności na ścinanie zarejestrowanych wcześniej elementów (moduł obliczeniowy). Program powstał przy współudziale mgr inż. Jacka Filipczaka i mgr Łukasza Sobczyka.

Baza danych doświadczalnych i obliczeniowych obejmuje obecnie wszystkie analizowane w pracy elementy badawcze. Dzięki modułowi internetowego wprowadzania danych istnieje możliwość rozbudowy istniejącej bazy o nowe wyniki doświadczalne i obliczeniowe, wykonywane na podstawie zaproponowanego modelu obliczeniowego. Dostęp do bazy będzie możliwy za pośrednictwem strony Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej.

Literatura

1. Aiello M.A., Frigione M., Acierno D. (2002) Effects of environmental conditions on the performances of polymeric adhesives for the restoration of concrete structures, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 4 (2), ASCE, s.185-189.
2. Ajdukiewicz A., Hulimka J. (2010) Strengthening and rehabilitation of a heating plant chimney in Poland. *Case Studies of Rehabilitation, Repair, Retrofitting, and Strengthening - Series: Structural Engineering Documents*, Vol. 12, Chapter 6, , IABSE, Zurich, s. 81-94.
3. Al-Sulaimani G.J., Sharif A., Basunbul I.A., Baluch M.H., Ghaleb B.N. (1994) Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding. *ACI Structural Journal*, Vol. 91 (3), s. 458-464.
4. An W., Saadatmanesh H., Ehsani M. (1991) RC Beams Strengthened with GFRP Plates: Part II: Analysis and Parametric Study. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117 (11), s. 3433-3455.
5. Andrä H. P., König G., Maier M. (2002) First applications of CFRP tendons in Germany, *IABSE Symposium Melbourne*, Australia, CD.
6. Araki N., Matsuzaki Y., Nakano K., Kataoka T., Fukuyama H. (1997) Shear capacity of retrofitted RC members with continuous fiber sheets, *Proc. of Third Symposium Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan, Vol. 1, s. 515-522.
7. Arduini M., Nanni A. (1996) Behavior of pre-cracked rc beams strengthened with carbon FRP sheets. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 1 (2), s. 63-70.
8. Bank L. C., Borowicz D.T., Arora D., Lamanna A.J., Ray J.C., Velazquez G.I. (2004) Strengthening of concrete beams with fasteners and composite material strips – scaling and anchorage issues. *Report ERDC/GSL TR-04-5*, US Army Corps of Engineers, ss. 154.
9. Barnes A.R., Mays C.G. (1999) Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 3 (2), s. 63-72.
10. Barros J.A.O., Dias S.J.E. (2006) Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams. *Journal Cement and Concrete Composites*, 28 (3), s. 276-292.
11. Barros J.A.O., Dias S.J.E., Lima J.L.T. (2007) Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams. *Journal Cement and Concrete Composites*, 29(3), s. 203-217
12. Barros J.A.O., Fortes A.S. (2005) Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits. *Cement & Concrete Composites*, 27, s. 471–480.
13. Barros, J.A.O., Kotynia R. (2008) Possibilities and challenges of NSM for the flexural strengthening of RC structures, *Proc. of Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE2008*, Zurich, Switzerland, CD.
14. Bartosik T., Kałuża M., (2006) Wzmacnianie konstrukcji z betonu materiałami na bazie włókien węglowych, szklanych i aramidowych, rodzaje produktów, zasady projektowania, technologia wykonywania i kontrola jakości robót. *XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Szczyrk, s. 1-38.

15. Bartosik T., Kałuża M. (2010) Wzmacnianie żelbetowych konstrukcji budowlanych materiałami CFRP, wybrane przykłady realizacji. *XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*, Szczyrk, CD.
16. Berset J. (1992) *Strengthening of reinforced concrete beams for shear using FRP composites*. MSC Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
17. Bianco V., Barros J.A.O., Monti G. (2009) Bond model in the context of NSM-CFRP shear strengthening of RC beams. *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 135, No. 6, s. 619-631.
18. Bisby L. A. (2003) *Fire behaviour of FRP reinforced or confined concrete*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston.
19. Bisby L.A., Green M.F., Kodur V.K.R. (2005) Modeling the behavior of fiber reinforced polymer-confined concrete columns exposed to fire. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9, No. 1, s. 15-24.
20. Bisby M.F., Green M.F. (2002) Resistance to freezing and thawing of fiber-reinforced polymer-concrete bond, *ACI Structural Journal*, Vol. 99, Issue 2.
21. Blanksvärd T., Täljsten B., Carolin A. (2009) Shear strengthening of concrete structures with the use of mineral-based composites. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 13(1), s. 25-34.
22. Blaschko M. (2001) *Zum tragverhalten von betonbauteilen mit in schlitze eingeklebten CFK-lamellen*. Bericht 8/2001 aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU München, ss. 147.
23. Blasi C., Coisson E., Ferretti D. (2004) The use of carbon fibers in restoring the stables of the Medici Villa of Poggio a Caiano-Florence. *Proc. of First International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration*, Lecca, Italy, Vol. 2, 643-652.
24. Borisański M.S. (1946) Rasczot otognutych stierzni i chumotow w izgibajemych żelzobetonnych elemientach po stadii rozruszenia, Strojizad, Moskwa.
25. Bousselham A., Chaallal O. (2006a) Effect of transverse steel and shear span on the performance of RC beams strengthened in shear with CFRP. *Composites, Part B*, 37(1), s. 37-46.
26. Bousselham A., Chaallal O. (2006b) Behavior of RC T-beams strengthened in shear with CFRP: An experimental study. *ACI Structural Journal*, 103 (3), s. 339-347.
27. Brandt A.M. (1996) O zastosowaniu uzbrojenia i sprężania konstrukcji prętami, cięgnami taśmami z materiałów kompozytowych. *XLII Konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Komitetu Nauki PZiTb*, Kraków – Krynica, s. 169-174.
28. Buchanan A. H. (2001) *Structural design for fire safety*, Chichester, UK, John Wiley and Sons, Ltd.
29. Campione G., Miraglia N. (2003) Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, 25, s. 31-41.
30. Cao S.Y., Chen J.F., Teng J.G, Hao Z., Chen J. (2005) Debonding in RC beams shear strengthened with complete FRP wraps. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9 (5), s. 417-428.

31. Carolin A., Täljsten B. (2005a) Experimental study of strengthening for increased shear bearing capacity. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9 (6), s. 488-496.
32. Carolin A., Täljsten B. (2005b) Theoretical study of strengthening for increased shear bearing capacity. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9 (6), s. 497-506.
33. Casadei P., Galati N., Parretti R., Nanni A. (2003) Strengthening of a bridge using two FRP technologies. *Field application of FRP reinforcement: Case Studies*, ACI Convention, Boston, Rizkalla, S., and Nanni A., Editors, *ACI Special Publication*, No. 215, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, s. 219-237.
34. Ceroni F., Pecce M., Matthys S., Taerwe L. (2008) Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets. *Composites: Part B*, 39, s. 429-441.
35. Chaallal O., Nollet M.J., Perraton D. (1998) Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 2(2), s. 111-113.
36. Chaallal O., Shahawy M., Hassan M. (2002) Performance of reinforced concrete T-girders strengthened in shear with carbon fiber-reinforced polymer fabric. *ACI Structural Journal*, s. 335-343.
37. Chajes M.J., Thomson T.A.Jr., Farschman C.A. (1995) Durability of Composite beams externally reinforced with composite fabrics. *Construction and Building Materials*, Vol. 9 (3), s. 141-148.
38. Chen J.F., Teng J.G. (2001) Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127 (7), s. 784-91.
39. Chen J.F., Teng J.G. (2003a) Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Construction and Building Materials*, 17, s. 27-41.
40. Chen J.F., Teng J.G. (2003b) Shear capacity of fiber reinforced polymer-strengthened reinforced concrete beams: Fiber reinforced polymer rupture. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129 (5), s. 615-625.
41. Cichocki M. (1999) Odkształcalność i nośność zarysowanych belek żelbetowych wzmocnionych taśmami kompozytowymi CFRP. *Inżynieria i Budownictwo* nr 12/1999.
42. Cichocki M. (2001) Uwarunkowania wytrzymałościowe wzmacniania zarysowanych dźwigarów żelbetowych taśmami z włókien węglowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 10/2001.
43. Ciesielski J (1976) *Łączenie i naprawa konstrukcji betonowych za pomocą żywic epoksydowych*. Arkady, Warszawa.
44. Curtis P.T. (1989) The fatigue behavior of fibrous composite materials, *Journal of Strain Analysis*, London, Vol. 24 (4), s. 235-244.
45. Czaderski C. (2002) Shear strengthening with prefabricated CFRP L-shaped plates. Test beams S1 to S6, EMPA. Report No. 116/7; Switzerland.
46. Czaderski C., Motavalli M. (2004) Fatigue behaviour of CFRP L-shaped plates for shear strengthening of RC T-beams. *Composites: Part B*, 35, s. 279-290.
47. Czarnecki L., Emmons P.H. (2002) *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*. Polski Cement, Kraków.

48. Czkwianianc A., Furmańczyk S. (2002) Zastosowanie betonu samozagęszczalnego do renowacji zabytkowego kościoła. XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna, Jadwisin, s. 61-68.
49. Davies J.M., Wang Y.C., Wong P.M.H. (2004) Polymer composites in fire. *Proc. of the Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction*, Cambridge, UK, Woodhead Publishing Ltd., s. 3-17.
50. De Lorenzis L. (2002) *Strengthening of RC structures with near-surface mounted FRP rods*. PhD Thesis in Civil Engineering, Università Degli Studi di Lecce, Italy.
51. De Lorenzis L., Nanni A. (2001) Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods. *ACI Structural Journal*, 98 (1), s. 60-68.
52. De Lorenzis L., Nanni A. (2002) Bond between near surface mounted FRP rods and concrete in structural strengthening. *ACI Structures Journal*, Vol. 99 (2), s. 123-133.
53. De Lorenzis L., Teng J.G. (2007) Near-surface mounted FRP reinforcement: an emerging technique for structural strengthening. *Composites: Part B*, Vol. 38, s. 119-143.
54. Debaiky A.S., Green M.F., Hope B.B. (2002) Carbon fiber-reinforced polymer wraps for corrosion control and rehabilitation of reinforced concrete columns. *ACI Materials Journal*, Vol. 99 (2), s. 129-137.
55. Deniaud C., Cheng J.J.R. (2001) Shear behavior of reinforced concrete T-Beams with externally bonded fiber-reinforced polymer sheets. *ACI Structural Journal*, Vol. 98 (3), s. 386- 394.
56. Derkowski W. (2005) *Trwałość zmęczeniowa zginanych przekrojów żelbetowych wzmocnionych taśmami z włókien węglowych*, Praca doktorska, Politechnika Krakowska.
57. Deuring M. (1993) *Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen*, Eidgenössische Material prüfungs und Forschungsanstalt EMPA, EMPa - Bericht Nr. 224, Dübendorf, Switzerland (po niemiecku).
58. Deuring M. (1994) *Brandversuche an nachtraglich verstärkten tragern aus beton*. *Research Report EMPA No. 148'795*, Dubendorf: Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research.
59. Dias S.J.E., Barros J.A.O. (2008) Shear strengthening of T cross section reinforced concrete beams by near surface mounted technique, *Journal Composites for Construction*, 12 (3), 300-311.
60. Dias S.J.E., Barros J.A.O. (2010) Performance of reinforced concrete T beams strengthened in shear with NSM CFRP. *Engineering Structures* 32, s. 373-384.
61. Dias S.J.E., Bianco V., Barros J.A.O., Monti G. (2007) Low strength T-cross section RC beams shear-strengthened by NSM technique. *Proc. of Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture*, CD.
62. El-Hacha R. (2000) *Prestressed CFRP sheets for strengthening concrete beams at room and low temperatures*, Ph.D. Thesis, Queen's University, Department of Civil Engineering, Kingston, Ontario, Canada, ss. 525.

63. El-Hacha R., Rizkalla S.H. (2004) Near-surface-mounted fiber reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures. *ACI Structural Journal*, 101 (5), s. 717–726.
64. El-Hacha R., Wight R.G., Green M.F. (2001) Prestressed fiber-reinforced polymer laminates for strengthening structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 3, s. 111-121.
65. Funakawa I., Shimono K., Watanabe T., Asada S., Ushijima S. (1997) Experimental study on shear strengthening with continuous fiber reinforcement sheet and methyl methacrylate resin. *Proc. of the Third Internat. Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 1, s. 475-482.
66. Garden H.N., Hollaway L.C., Thorne A.M. (1998) The Strengthening and Deformation Behavior of Reinforced Concrete Beams Upgraded Using Prestressed Composite Plates. *Materials and Structures*, Vol. 31 (208), s. 247-258.
67. Godycki-Ćwirko T. (1968) *Ścinanie w żelbecie*. Arkady, Warszawa.
68. Godycki-Ćwirko T. (1982) *Mechanika betonu*. Arkady, Warszawa.
69. Górski M. (2005) *Doświadczalno-teoretyczne podstawy wzmacniania elementów żelbetowych poddanych zginaniu, ścinaniu i skręcaniu, z zastosowaniem nakładek zbrojonych włóknami węglowymi*. Praca doktorska. Wydział Budownictwa Pol. Śl., Gliwice.
70. Górski M., Krzywoń R., Hulimka J., Ajdukiewicz A., Majewski S. (2002): Opracowanie zasad obliczania wzmocnień konstrukcji betonowych za pomocą mat z włókien węglowych. Raport końcowy z realizacji projektu badawczego nr 7 T07E 011 18. Gliwice, 2002.
71. Grace N.K., Sayed G.A. (2003) Construction and evaluation of full-scale CFRP prestressed concrete DT-girder. *Proc. of Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, Singapore, s. 1281-1290.
72. Green, M. F.; Dent, A.; and Bisby, L. A., 2003, "Effect of freeze-thaw cycling on the behaviour of reinforced concrete beams strengthened in flexure with FRP sheets," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 30, No. 6, pp. 1081-1088.
73. Greenwood, M., 2002, "Creep-rupture testing to predict long-term performance," *Proc. 2nd Intl. Conf. on Durability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction*, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Quebec, 2003, pp. 212.
74. Gutowski T., Łagoda G., Łagoda M. (2003) Wzmocnienia konstrukcji metodą wstępnie naprężonych taśm kompozytowych z włókien węglowych. *Materiały Budowlane*, nr 7, s. 55-56.
75. Hazen J.R., Bassett S. McDoneel V.P., Dawson D., Morals L., Reque K., Comar G. (1998) Composites for infrastructures: A guide for engineers. *Ray Publishing*, Wheat Ridge, CO, s. 64-65.
76. Heffernan J.P. (1997) *Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates*. Ph.D. Dissertation, Dep. of Civil Engineering, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, ss. 157.
77. Heffernan P.J., Erki M.A. (1996) Equivalent capacity and efficiency of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced plastic sheets. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, No.1, s. 21-29.

78. Hogue T., Cornforth R.C., Nanni A. (1999) Myriad convention center floor system reinforcement, *Proc. of the FRPRCS-4*, C.W. Dolan, S. Rizkalla and A. Nanni, Editors, ACI, Baltimore, MD, s. 1145-1161.
79. Hollaway L.C., Leeming M.B. (1999) *Strengthening of reinforced concrete structures using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering*. CRC Press, England.
80. Ichimatsu H., Maruyama M., Watanabe H., Hirose T. (1993) RC Slabs strengthened by bonded carbon FRP plates Part 2- Application. *International Symposium on Fiber-Reinforced-Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, ACI Publication SP 138-25, Detroit, Michigan, USA, eds. Nanni, A. and Dolan, C.W., s. 957-970.
81. Jasieńko J., Leszczyński J. (1990) Examination of ferro-concrete beams strengthen with externally bonded reinforcement in compressed zone. *Proc. Int. Seminar Structural Repairs/Strengthening by the Plate Bonding Technique*, University of Sheffield, s 6.
82. Jones R., Swamy N. (1983) *In situ strengthening of concrete structural members using epoxy bonded steel plates*. Department of Civil & Structural Engineering, University of Sheffield, UK, s. 251–255.
83. Kachlakev D.I., Barnes W.A. (1999) Flexural and shear performance of concrete beams strengthened with fiber reinforced polymer laminates. *Proc. of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, (FRPRCS-4), Baltimore, Maryland, s. 959-972.
84. Kaiser H.P. (1989) *Strengthening of reinforced concrete with epoxy bonded carbon fibre plastics*. Doctoral Thesis, Diss. ETH nr 8918, ETH, Zurich Ch-8092 Zurich/Switzerland.
85. Kałuża M. (2004) Wybrane problemy wzmacniania konstrukcji żelbetowych sprężonymi taśmami z włókien węglowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej* z. 102, Gliwice, s.93-200.
86. Kałuża M., Ajdukiewicz A. (2008) Comparison of behaviour of concrete beams with passive and active strengthening by means of CFRP strips. *Architecture Civil Engineering Environment*, Vol. 1 (2), s. 51—64.
87. Kamińska M.E., Kotynia R. (1998) Tests of RC beams strengthened with CFRP Plates. *IABSE - Colloquium, Saving Buildings in Central and Eastern Europe*, Berlin, Germany.
88. Kamińska M.E., Kotynia R. (2000) *Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych taśmami CFRP*, (*Experimental Research on RC beams strengthened with CFRP strip*), Zeszyt Nr 9, ISSN 1230-6010, Katedra Budownictwa Betonowego, Politechnika Łódzka.
89. Kamińska M.E, Kotynia R., Sowa Ł., Waśniewski T. (2003) Efektywność wzmocnienia belek żelbetowych na ścinanie materiałami kompozytowymi CFRP. *XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Krynica 2003*, s. 49-56.
90. Kamiński M., Trapko T., Bywalski Cz. (2006) Wzmacnianie konstrukcji żelbetowej przez konstrukcję żelbetową, *XXI ogólnopolska konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji*, Ustroń.

91. Kamiński M., Wydra W. (1998) Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych za pomocą włókien węglowych z uwzględnieniem wymagań ochrony przeciwpożarowej. *XIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji*, Ustroń.
92. Katsumata H., Kimura K., Murahashi H. (2001) Experience of FRP strengthening for Japanese historical structures. *Proc. Intern. Conf. FRP Composites in Civil Eng.*, Elsevier Science, New York, V. 2, s. 1001-1008.
93. Katz, A.; Berman, N.; and Bank, L. C. (1999) Effect high temperature on the bond strength of FRP rebars, *Journal of Composites for Construction*, V. 3 (2), s. 73-81.
94. Khalifa A. (1999) *Shear performance of beams strengthened with advanced composites*. Ph.D. thesis. Alexandria University, Egypt, Structural Engineering Department.
95. Khalifa A., Alkhrdaji T., Nanni A., Lansburg A. (1999) Anchorage of surface mounted FRP reinforcement. *Concrete International*, ACI, s. 49-54.
96. Khalifa A., Gold W., Nanni A., Abdel-Aziz M.I. (1998) Contribution of externally bonded FRP to the shear capacity of RC flexural members. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 2 (4), s. 195-202.
97. Khalifa A., Nanni A. (2000) Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. *Cement Concrete Composites*, Vol. (22), s. 165-174.
98. Kim Y.J., Heffernan P.J. (2008) Fatigue behavior of externally strengthened concrete beams with fiber-reinforced polymers: State of the Art, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 12 (3), s. 246-256.
99. Kotynia R. (1999). *Odkształcalność i nośność zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych taśmami z włókien węglowych*, Rozprawa doktorska, Politechnika Łódzka.
100. Kotynia R. (2006) Analysis of reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted FRP reinforcement. *Archives of Civil Engineering*, LII 2, s. 305-317.
101. Kotynia R. (2007) Shear strengthening of RC beams with NSM CFRP laminates, *Proc. 8th Inter. Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8)*, Patras, Greece, CD.
102. Kotynia R., Abdel Baky H.M., Neale K.W., Ebead U.A. (2008) Flexural strengthening of RC beams with externally bonded CFRP systems: test results and 3-D nonlinear FE analysis, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 12(2), s. 190-201.
103. Kotynia R., Biesiada M. (2006) Pręty FRP do zbrojenia konstrukcji żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo* nr 11, s. 586-590.
104. Kotynia R., Kamińska M.E. (2003) *Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami CFRP, (Ductility and failure mode of RC beams strengthened for flexure with CFRP)*, Zeszyt Nr 13, ISSN 1230-6010, Katedra Budownictwa Betonowego, Politechnika Łódzka.
105. Kotynia R., Meier U. (2006) Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych wstępnie naprężonymi materiałami kompozytowymi FRP, *Inżynieria i Budownictwo*, nr 11, str. 596-599.

106. Kotynia R., Walendziak R., Stöcklin I., Meier U. (2011) Slabs strengthened with prestressed and gradually anchored CFRP strips under monotonic and cyclic loading. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15 (2), s. 168-180.
107. Kubica J., Hulimka J., Kałuża M. (2010) Specyfika wzmacniania konstrukcji betonowych i murowych materiałami kompozytowymi. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 5-6, s. 260-267.
108. L'Hermite R.L., Bresson J. (1967) Beton Arme' par Collage des Amatures. *RILEM Int. Symp., Resin in Building Construction*, Part 2, Papis, s. 175 ÷203.
109. Labossière P., Neale K.W., Martel S. (1997) Strengthening with composite materials practical applications in Quebec. *Proc. of the US-Europe Workshop on Recent Advances in bridge Engineering: Advanced Rehabilitation, Durable Materials, Non-destructive Evaluation, and Management*, eds. Meier, U., and Betti, R., Dubendorf and Zurich, (11), s. 89-96.
110. Labossière P., Neal K.W., Rochette P., Demers M., Lamothe P., Lapierre P., Desgagne G. (2000) Fiber reinforced polymer strengthening of Sainte-Emilie-de-l'Energie Bridge: design, instrumentation, and field testing. *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 27, No. 5, pp. 916-927
111. Lamanna A.J., Bank L.C., Scott D.W. (2004) flexural strengthening of RC beams by mechanically attaching FRP strips. *Journal of Composites for Construction*, ASCE Vol. 8 (3), s. 203-210.
112. Lechman M. (2002) Zastosowanie taśm i mat z włókna węglowego do wzmacniania kominów przemysłowych. *Konferencja naukowo-techniczna Budownictwo w energetyce*, Szklarska Poręba.
113. Leone M., Aiello M.A., Matthys S. (2009). Effect of elevated service temperature on bond between FRP EBR systems and concrete. *Composites Part B: Engineering*, Vol. 40(1), s. 85-93.
114. Leonhardt F., Walther R., Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Scubbewehrung, DAFSt, Heft 156/1963
115. Leung Ch. K. Y., Chen Z., Lee S., Ng M., Xu M., Tang J. (2007) Effect of size on the failure of geometrically similar concrete beams strengthened in shear with FRP strips. *Journal Of Composites For Construction*, ASCE, Vol. 11(5), s. 487-496.
116. Lu X.Z., Chen J.F., Ye L.P., Teng J.G., Rotter J.M. (2009) RC beams shear-strengthened with FRP: Stress distributions in the FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*. Vol. 23, s.1544–1554.
117. Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J. (2005) Bond-slip models for FRP sheets/plates externally bonded to concrete. *Engineering Structures*, Vol. 27 (6), s. 938-950.
118. Łagoda M. (2002) *Zalecenia dotyczące wzmacniania konstrukcji mostowych przez przyklejanie zbrojenia zewnętrznego*. IBDIM. Warszawa.
119. Łagoda M. (2005) *Wzmacnianie mostów przez doklejanie elementów*. Monografia 322, seria Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, Kraków.
120. Maeda T., Asano Y., Sato Y., Ueda T., Kakuta Y. (1997) "A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet," *Proc. of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Japan, s. 279-286.

121. Masłowski E., Spizewska D. (2000) *Wzmacnianie konstrukcji budowlanych*, Arkady, Warszawa.
122. Matthys S., Taerwe L., Janssens J. (2004) Repair and strengthening of reptile building of the Antwerp zoo. *Proc. of First International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration*, V. 2, Lecca, Italy, s. 653-663.
123. Meier U. (1992) Carbon fibre-reinforced polymers: Modern materials in bridge engineering. *Structural Engineering International*, 2, s. 7-12.
124. Meier U. (1995a) Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Construction and Building Materials*, 9(6), s. 341-351.
125. Meier U. (1995b) *Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen*, SIA/EMPA Dokumentation D 0128, Editor: Swiss Society of Engineers and Architects (SIA), Zürich, Switzerland (po niemiecku).
126. Meier U. (1997) Bridge repair with high performance composite materials. *Material und Technik*, Vol. 4, 1987, s. 125-128.
127. Meier U., Deuring M., Meier H., Schwegler G. (1993). *Strengthening of structures with advanced composites. alternate materials for the reinforcement and prestressing of concrete*, J.L. Clarke, editor, Blackie Academic and Professional, Glasgow.
128. Menegotto M., Monti G. (2005) strengthening concrete and masonry with FRP – A new code of practice in Italy. *Proc. of the Int. 5th AMCM2005 Conference*, Gliwice-Ustron, Poland CD.
129. Michalak B. (2000) w monografii pod redakcją Cz. Woźniaka *Mechanika sprężystych płyt i powłok*, Warszawa, PWN, autor rozdziałów: *Płyty kompozytowe*, s.543-568, *Płyty strukturalne*, s. 569-575.
130. Monti G., Liotta M.A. (2007) Tests and design equations for FRP-strengthening in shear. *Journal of Construction and Building Materials*. Vol. 21 (4), s. 799-809.
131. Mossakowski P. (2006) Pręty z kompozytów polimerowych z włóknami do zbrojenia betonowych konstrukcji inżynierskich. *Drogi i mosty*, s. 35-52.
132. Naaman A. (1999) *Repair and strengthening of reinforced concrete beams using CFRP laminates*. Testing and Research Section, Construction and Technology Division, Research Project No. RC-1372, University of Michigan, Department of Civil and Environmental Engineering.
133. Nanni A. (1993) Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) reinforcement for concrete structures: properties and applications, *Developments in Civil Engineering*, Vol. 42, Elsevier, Amsterdam, The Netherland, s. 450.
134. Nanni A. (1995) Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement: Examples from Japan, *Concrete International*, s. 23.
135. Nanni A., Di Ludovico M., Parretti R. (2004) Shear strengthening of a PC bridge girder with NSM CFRP rectangular bars. *Advanced Structural Engineering*, Vol. 7 (4), s. 97-109.
136. Nordin H., Täljsten B., Carolin A. (2001) concrete beams strengthened with prestressed near surface mounted reinforcement. *Proc. of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Hong Kong, China*, s. 1067-1075.

137. Pantazopoulou S.J., Bonacci, J.F., Sheikh S., Thomas, M.D.A. Hearn, N. (2001) Repair of corrosion-damaged columns with FRP wraps. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 5(1), s. 3-11.
138. Papakonstantinou, C.G., Petrou, M.F., and Harries, K.A. (2001) Fatigue of reinforced concrete beams strengthened with GFRP sheets, *Journal of Composites in Construction*, ASCE Vol. 5 (4), s. 246-253.
139. Papanicolaou C., Triantafillou T.C., Karlos K., Papathanasiou M. (2007) Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in plane cyclic loading, *Materials and Structures*, 40, 1081-1097 (DOI: 10.1617/s11527-006-9207-8).
140. Pellegrino C., Modena C. (2002) FRP Shear strengthening of RC beams with transverse steel reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 6 (2), s. 104-111.
141. Pellegrino C., Modena C. (2006) Fibre-reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams: Experimental study and analytical modeling. *ACI Structural Journal*, Vol. 103 (5), s. 720-728.
142. Pellegrino C., Modena C. (2008) An experimentally based analytical model for the shear capacity of FRP-strengthened reinforced concrete beams. *Mechanics of Composite Materials*, Vol. 44 (3), s. 231-244.
143. Popov E.P. (1990) *Engineering mechanics of solids*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
144. Prota A., Nanni A., Manfredi G., Cosenza E. (2001) Design criteria for RC beam-column joints seismically upgraded with composites, *Proc. of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2001*, J.-G. Teng, Ed., Hong Kong, China, Vol. 1, s. 919-926.
145. Radomski W. (2005) Wzmacnianie betonowych konstrukcji mostowych za pomocą wyrobów z polimerów zbrojonych włóknami. *Materiały Budowlane*, nr 4.
146. Rizzo A., De Lorenzis L. (2009) Behaviour and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*, Vol. 23, s. 1555-1567.
147. Rostasy F., Neubauer U., Nothnagel R. (2004) Strengthening of historic cast iron girders with bonded CFRP plates. *Proc. of the FRP Composites in Civil Engineering-CICE 2004*, Adelaide, Australia, s. 725-731.
148. Runkiewicz L., Szymański J., Plechawski S. (1996) Wzmacnianie żelbetowych stropów prefabrykowanych przy renowacji obiektów budowlanych. *Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy remontowe w budownictwie ogólnym*, s. 131-140.
149. Rüschi H. (1964) Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken, Ehrenbuch Prof. Ing. F. Camus, Amicet Alumni.
150. Saadatmanesh H, Ehsani MR. (1991) RC beams strengthened with GFRP plates. I. Experimental study. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117 (11), s. 3417-33.
151. Sato Y., Ueda T., Kakuta Y., Tanaka T. (1996) Shear reinforcing effect of carbon fiber sheet attached to side of reinforced concrete beams. *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, edited by El-Badry M.M., s. 621-627.

152. Schwegler G. (1994) Verstärken von Mauerwerk mit Hochleistungsfaserverbundwerkstoffen, Dissertation, EMPA - Bericht Nr 229.
153. Schwegler G., Breset T. (2002) Methods for Strengthening Reinforced Concrete Structures. *Proc. of IABSE Symposium*, Melbourne, Australia.
154. Sen R., Shahawy M., Sukumar S., Rosas J. (1998) Durability of carbon pretensioned elements in a marine environment, *ACI Structural Journal*, Nov-Dec, s. 716 – 724.
155. Sena-Cruz J.M., Barros J.A.O., Azevedo A.F.M., Gettu R. (2006) Bond behavior of near-surface mounted CFRP laminate strips under monotonic and cyclic loading. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 10 (4), s. 295-303.
156. Seracino R., Jones N.M., Page M.W., Ali M.S.S., Oehlers D.J. (2007) Bond strength of near-surface mounted FRP-to-concrete joints. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 11 (4), s. 401-409.
157. Sieńko R., Dyduch K., Derkowski W. (2006) Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych przez sprężenie. *XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Szczyrk, s. 27-63.
158. Siwowski T. (1997) Technologia wzmacniania mostów żelbetowych taśmami kompozytowymi. *Konferencja Naukowo-Techniczna Mosty w drodze do XXI wieku*, Gdańsk-Jurata, s. 743 - 752.
159. Siwowski T., Radomski W. (1998) Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 7, s. 382 – 388.
160. Sowa Ł. (2004) Principal and shape deformation of shear strengthened RC beams with CFRP composites. *The Fifth Int. PhD Symposium in Civil Engineering*, Walraven, Blauwendraad, Scarpas & Snijder (eds), s. 1163 – 1170.
161. Stöcklin I., Meier U. (2003) Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored CFRP strips. *Proc. 6th Int. Symp. FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-6*, K. H. Tan ed., World Scientific, Singapore, s. 1321-1330.
162. Swamy R.N., Lynsdale C.J., Mukhopadhyaya P. (1996) Effective strengthening with ductility: use of externally bonded plates of non-metallic composite materials. *Proc. of Second International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, ACMBS II*, ed. El-Badry, M.M., Montréal, Canada, s. 481-488.
163. Taerwe L., Khalil H., Matthys S. (1997) Behaviour of RC beams strengthened in shear by external CFRP sheets. *Proc. of the Third International Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement For Concrete Structures*, Vol. 1, s. 483–90.
164. Täljsten B. (1997) Strengthening of concrete structures for shear with bonded CFRP fabrics. *Recent Advances in Bridge Engineering*, U. Meier and R. Betti, s. 67-74.
165. Täljsten B. (1994) *Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics*. Doctoral Thesis, 1994:152, Luleå University of Technology, ss. 290.
166. Täljsten B. (2003) Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets. *Construction and Building Materials*, Vol. 17 (1), s. 15–26.
167. Täljsten B., Carolin A., Nordin H. (2003) Concrete structures strengthened with near surface mounted

168. Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L. (2001) *FRP-strengthened RC structures*. UK: John Wiley & Sons.
169. Triantafillou T.C., (1998) Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded frp composites, *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 2, s. 107-115.
170. Triantafillou T.C., Antonopoulos C.P. (2000) Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP, *Journal of Composites for Constructions*, Vol. 4 (4), s. 198–205.
171. Triantafillou T.C., Deskovic N. (1991) Innovative Prestressing with FRP Sheets: Mechanics of Short-Term Behavior, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 117 (7), s. 1652-1672.
172. Triantafillou T.C., Papanicolaou C.G. (2006) Shear strengthening of rc members with textile reinforced mortar (TRM) jackets, *Materials and Structures*, RILEM, 39 (1), s. 85-93.
173. Triantafillou T.C., Plevris N. (1990) Flexural Behavior of Concrete Structures Strengthened with Epoxy-Bonded Fiber Reinforced Plastics. *International Seminar on Structural Repairs/Strengthening by the Plate Bonding Technique*, University of Sheffield, England, s. 152-161.
174. Triantafillou T.C., Plevris N. (1992) Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials. *Materials and Structures Journal*, Vol. 25, s. 201-211.
175. Triantafillou T.C., Plevris N. (1995) Reliability analysis of reinforced concrete beams strengthened with cfrp laminates. *Proc. of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, *RILEM Proceedings 29 "Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Ghent, Belgium, ed. Taerwe, L., s. 576-583.
176. Uji K. (1992) Improving Shear capacity of existing reinforced concrete members by applying carbon fiber sheets. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol. 14, s. 253-266.
177. Umezu K, Fujita M., Nakai H., Tamaki K. (1997) Shear behavior of RC beams with aramid fiber sheet. *Proc. of the III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Vol. 1 s. 491–498.
178. Urban T. (1996) Badania eksperymentalne stref ścinania wzmocnionych zbrojeniem wklejanym XLII Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica'96.
179. Walser R., Steiner W. (1997) Strengthening a bridge with advanced materials. *Structural Engineering International*, Journal of International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), No.2, pp. 110-112.
180. Wan B. (2002) *Study of the Bond Between FRP Composites and Concrete*. Ph.D. Dissertation, University of South Carolina, Department of Civil and Environmental Engineering
181. Waśniewski T. (2004) Shear capacity of RC beams strengthened with CFRP composites. *The Fifth Int. PhD Symposium in Civil Engineering*, Walraven, Blauwendraad, Scarpas & Snijder (eds), s. 1153 – 1161.
182. Wen, L., Jijiang, C., Yinglie, H. 2003. "Improvement in the alkali resistance of E-glass fibres 18 using a new 15CaO.15BaO.20SiO2.50TiO2 coating" *Glass Technology*, 44(5), 195-198.

183. Wight R.G. (1998) *Strengthening concrete beams with prestressed fiber reinforced polymer sheets*, Ph.D. Thesis, Queen's University, Kingston.
184. Wight R.G., Green M.F., Erki M.A. (2001) Strengthening concrete beams with prestressed FRP sheets, *Journal of Composites for Construction* (ASCE), Vol. 5, No. 4, pp. 214-220.
185. Yamaguchi T., Kato Y., Nishimura T., Uomoto T. (1997) Creep rupture of FRP rods made of aramid, carbon, and glass fibers, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structure, *Proc. of Third International Symposium*, Vol. 2, Sapporo, Japan, JCI, s. 179 – 186.

Normy i zalecenia

1. ACI Committee 215 (1997). *Consideration for Design of Concrete Structure Subjected to Fatigue Loading*. ACI Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Detroit, MI
2. ACI 440.1R-08(2008) ACI Committee 440, *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
3. ACI 440.2R-08 (2008) ACI Committee 440, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute, Detroit, MI.
4. ACI Committee 318, (1995) *Building code requirements for structural concrete*, ACI 318-95, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA.
5. ACI Committee 440, (2008) *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan,
6. ACI 440L (440YR0) (2011) *Guide to Accelerated Conditioning Protocols for Durability of Internal and External Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete*, (dokument nie publikowany)
7. CNR DT 200 (2004). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*, National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction.
8. Concrete Society (2004). *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*, Technical Report No. 55, 2nd Edition, UK.
9. fib Technical Report, Bulletin No 14 (2001) *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*.
10. JSCE (2000). Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets, Research Committee on Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets, Japanese Society of Civil Engineers.
11. Instrukcja ITB nr 323 (1993). *Ocena stanu technicznego i wzmacnianie kominów żelbetowych i murowych*, Warszawa.
12. Instrukcja ITB nr 327 (1994). *Ocena stanu technicznego i wzmacnianie silosów żelbetowych na materiały sypkie*, Warszawa.

13. Instrukcja ITB nr 405 (2004). *Wzmocnienia i naprawy szkieletowych konstrukcji żelbetowych*, Warszawa.
14. S&P Reinforcement (2011) Materiały informacyjne, karty techniczne.
15. Sika®CarboDur® CFRP (2004) Structural Strengthening with Prestressed Sika®CarboDur® CFRP Plate - materiały informacyjne.

Strony internetowe

1. <http://aslanfrp.com> (rys. 2.7)
2. http://www.aslanfrp.com/Aslan200/Aslan200_CFRP_bar.html (rys. 2.8, 4.8)
3. <http://altusprecast.com> (rys. 2.8)
4. <http://www.fyfeco.com> (rys. 2.8)
5. <http://www.germes-online.com/catalog/17/24/7000/198329/glass-fiber-rowing> (rys. 2.2)
6. <http://www.lyjinli.com> (rys. 2.2)
7. <http://nataliaallen.wordpress.com/2009/05/11/carbon-fiber-textiles/> (rys. 2.5)
8. http://www.solarnavigator.net/carbon_fiber.htm (rys. 2.5)
9. <http://www.texbas.eu> (rys. 2.2)

Streszczenie

Monografia przedstawia zagadnienie nośności na ścinanie stref przyporowych w belkach żelbetowych, które ze względu na niedobór nośności istniejącego zbrojenia poprzecznego wymagają wzmocnienia.

Praca jest efektem analizy obcych i własnych badań doświadczalnych, które umożliwiły autorce ocenę efektywności wzmocnienia w zależności od wybranych parametrów badawczych: stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego, cech wytrzymałościowych zbrojenia, wytrzymałości betonu, smukłości strefy ścinania i sposobu aplikacji kompozytu.

Podstawowym celem pracy było utworzenie kompleksowej bazy danych, obejmującej wyniki doświadczalnych badań elementów wzmocnionych na ścinanie za pomocą różnych kompozytów polimerowych, zastosowanych w dwóch podstawowych systemach wzmocnień. Pierwszy system obejmuje przypadki wzmocnień zewnętrznych, w których kompozyty przyklejane są na powierzchni betonu (EBR – Externally Bonded Reinforcement). Drugi system (NSMR – Near Surface Mounted Reinforcement) polega na wklejaniu zbrojenia kompozytowego w betonową otulinę belek w specjalnie nacięte szczeliny.

Praca obejmuje dwanaście rozdziałów, z których pierwszy wprowadza w tematykę wzmocniania konstrukcji żelbetowych, określa aktualny stan wiedzy w dziedzinie badań doświadczalnych i praktycznych zastosowań. Dwa następne rozdziały dostarczają informacji na temat budowy materiałów kompozytowych, ich właściwości, charakterystyk wytrzymałościowych oraz trwałości w aspekcie różnych typów oddziaływań atmosferycznych i obciążeń długotrwałych.

Zasadniczy podział pracy na dwa systemy wzmocnień na ścinanie przy użyciu technologii kompozytów przyklejanych na powierzchni betonu (metoda EBR) i wklejanych w betonową otulinę (metoda NSMR) autorka wprowadziła od rozdziału 5. Zgodnie z tym podziałem rozdziały 5 i 9 dotyczą wzmocnień stref przyporowych na ścinanie przy użyciu systemów odpowiednio EBR i NSMR. Autorka szczegółowo omawia w nich badania doświadczalne dokonując syntezy wiedzy na podstawie wybranych najbardziej poznawczych wyników badań wraz z analizą efektywności wzmocnienia w aspekcie wybranych parametrów zmiennych.

W rozdziałach 6 i 7 oraz 10 autorka przedstawia przegląd ważniejszych modeli i metod obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, odpowiednio EBR i NSMR. Obliczeniowa analiza nośności przekroju wzmocnionego na ścinanie metodami EBR i NSMR przedstawiona w rozdziałach 8 i 11, obejmuje porównanie wyników obliczeniowych i doświadczalnych na podstawie wybranych metod i zaleceń normowych. Autorka zaproponowała w pracy dwie własne metody obliczania udziału zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie elementów wzmocnionych odpowiednio sposobem EBR i NSMR, poparte komentarzem i doświadczalną weryfikacją.

Praca stanowi dotychczas jedyny krajowy syntetyczny materiał naukowy dotyczący wzmacniania belek żelbetowych na ścianie przy użyciu materiałów kompozytowych.

Opracowany przez autorkę program komputerowy będzie wykorzystany jednocześnie do rejestracji i archiwizacji danych doświadczalnych oraz do obliczania nośności na ścinanie wzmocnionych belek.

Dzięki modułowi internetowego wprowadzania danych istnieje możliwość rozbudowy autorskiej bazy o nowe wyniki doświadczalne, które pozwolą na obliczeniową weryfikację autorskiego modelu obliczeniowego.

Summary

The monograph presents a problem of shear capacity of the support regions in reinforced concrete (RC) beams, which due to deficiency of the capacity need strengthening.

The work is the result of the analysis of the other and author's experimental studies, which enabled the author to evaluate the strengthening effectiveness, depending on the chosen investigated parameters: degree of transversal steel and composite reinforcement, strength characteristics of steel and composites, concrete strength, shear span to depth ratio and composite applications.

The fundamental objective of the study was to create a comprehensive database, which includes the results of the experimental studies of the RC members shear strengthened with different fiber reinforced polymer (FRP) composites, used in two main systems. The first one includes cases of the externally bonded reinforcement (EBR) made of FRPs glued on the surface of concrete. The second system named near surface mounted reinforcement (NSMR) relies on bonding FRP reinforcement into slots cut in the concrete cover of the RC beams.

The work includes twelve chapters. The first one introduces the theme of strengthening of RC structures with FRP materials, determines the current state of knowledge in the field of experimental and practical applications. The next two chapters provide information on the construction of composite materials, their properties, strength characteristics and durability in terms of different types of atmospheric interactions and long-term loadings.

The main division of the monograph into two shear strengthening systems of EBR and NSMR, the author introduced from chapter 5. According to this division, chapters 5 and 9 relate to shear strengthening with EBR and NSM systems, respectively. The author discusses in detail the experimental research making a synthesis of knowledge based on the selected and the most cognitive test results with the analysis of the strengthening efficiency in terms of the investigated parameter.

In chapters 6, 7 and 10 the author presents an overview of the major models and calculation methods of the EBR and NSMR FRP shear contribution to the shear capacity, respectively. Computational analysis of the shear capacity of the EBR and NSMR strengthened RC beams shown in chapters 8 and 11, includes a comparison of computational and experimental results based on selected methods and design recommendations.

The author proposed in the monograph two own calculation methods of the shear FRP contribution corresponding to EBR and NSMR systems, confirmed by commentary and experimental verification.

The work is so far the only national synthetic scientific publication on the shear strengthening RC beams with composite materials.

The computer program developed by the author will be used simultaneously for recording and archiving of the experimental data and for calculating of the shear capacity of strengthened RC beams.

The online data input module enables to develop the author's experimental database, which allows for computational verification of proposed by the author model.

