

POLITECHNIKA KOSZALIŃSKA

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA I INŻYNIERII ŚRODOWISKA
KATEDRA KONSTRUKCJI BETONOWYCH I TECHNOLOGII BETONU

mgr inż. Mariusz Staszewski

ROZPRAWA DOKTORSKA

*Nośność, zarysowanie i ugięcia zginanych elementów
żelbetowych wzmocnionych taśmami węglowymi*

Promotor:

dr hab. inż. Wiesława Głodkowska - prof nzw.

KOSZALIN

- 2012 -

Spis treści

WYKAZ PODSTAWOWYCH OZNACZEŃ I SYMBOLI	3
1 GENEZA, PRZEDMIOT, CEL I TEZY PRACY	5
2 RODZAJE WZMOCNIEŃ KONSTRUKCJI Z BETONU.....	8
3 ZNACZENIE KOMPOZYTU FRP W WZMOCNIENIACH KONSTRUKCJI Z BETONU	23
3.1 OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA KOMPOZYTÓW FRP.....	23
3.2 TRWAŁOŚĆ KOMPOZYTÓW FRP	30
4 STAN ZAGADNIENIA W ZAKRESIE PRZEDMIOTU PRACY	34
4.1 PRZYCZEPNOŚĆ KOMPOZYTU FRP DO BETONU W ELEMENTIE ZGINANYM.....	34
4.1.1 Rozkład naprężeń przyczepności na długości kompozytu FRP.....	36
4.1.2 Analityczny opis przyczepności kompozytu FRP do betonu w strefie zakotwienia.....	40
4.2 MODELE ZNISZCZENIA UKŁADU: KOMPOZYT FRP – BETON	43
4.2.1 Mechanizm utraty przyczepności kompozytu FRP do betonu	43
4.2.2 Modele opisujące mechanizm zniszczenia na skutek odspojenia końca kompozytu FRP... ..	48
4.2.3 Modele opisujące mechanizm zniszczenia poza odcinkiem zakotwienia kompozytu FRP ..	53
4.3 WYTYCZNE DO ANALIZY STANÓW GRANICZNYCH NOŚNOŚCI BELEK WZMOCNIONYCH POPRZEC DOKLEJENIE KOMPOZYTU FRP	56
4.3.1 Współczynniki bezpieczeństwa	56
4.3.2 Stan graniczny nośności.....	57
4.3.3 Równania równowagi przekroju wzmocnionego.....	58
4.3.4 Przyczepność zbrojenia kompozytowego FRP do betonu.....	59
4.4 ANALIZA STANÓW GRANICZNYCH UŻYTKOWALNOŚCI ELEMENTÓW WZMOCNIONYCH ZBROJENIEM KOMPOZYTOWYM FRP Z UWAGI NA ZGINANIE.....	64
4.4.1 Weryfikacja ugięć	64
4.4.2 Weryfikacja zarysowania.....	66
5 PROGRAM I ZAKRES BADAŃ.....	69
5.1 CHARAKTERYSTYKA UŻYTYCH MATERIAŁÓW	72
5.2 WYKONANIE I PIELĘGNACJA ELEMENTÓW PRÓBNYCH.....	75
6 METODYKA BADAŃ	81
6.1 BADANIA WIODĄCE – ANALIZA STANU GRANICZNEGO NOŚNOŚCI I UŻYTKOWALNOŚCI BELEK WZMOCNIONYCH TAŚMĄ CFRP	81
6.2 BADANIA UZUPEŁNIAJĄCE - CHARAKTERYSTYKA TECHNICZNA MATERIAŁÓW	85
7 ANALIZA BADAŃ UZUPEŁNIAJĄCYCH.....	89
7.1 BADANIA CECH BETONU	90
7.2 BADANIA CECH KLEJU EPOKSYDOWEGO	92
7.2.1 Wytrzymałość na ściskanie	92
7.2.2 Wytrzymałość na osiowe rozciąganie.....	93
7.2.3 Odształcenie graniczne i moduł sprężystości przy osiowym rozciąganiu.....	94
7.2.4 Współczynnik rozszerzalności termicznej.....	96
7.2.5 Skurcz utwardzania	97
7.3 TRWAŁOŚĆ UKŁADU BETON-KLEJ EPOKSYDOWY-TAŚMA CFRP	98
7.3.1 Wytrzymałość na osiowe rozciąganie kleju epoksydowego.....	98

7.3.2	Odształcenie graniczne i moduł sprężystości przy osiowym rozciąganiu	99
7.3.3	Przyczepność normalna kleju epoksydowego do betonu	102
7.3.4	Przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania	103
7.3.5	Ocena trwałości układu: beton-klej epoksydowy-taśma CFRP	105
7.4	STAL ZBROJENIOWA	108
7.5	TAŚMA CFRP	109
8	ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ WIODĄCYCH	110
8.1	ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE	110
8.2	NOŚNOŚĆ BELEK WZMOCNIONYCH TAŚMĄ CFRP	112
8.2.1	Weryfikacja nośności przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu	115
8.2.2	Weryfikacja zakotwienia zbrojenia kompozytowego	118
8.2.3	Weryfikacja przyczepności kompozytu poza obszarem zakotwienia	118
8.2.4	Nośność z uwzględnieniem możliwości utraty przyczepności	125
8.3	ZARYSOWANIE BELEK WZMOCNIONYCH TAŚMĄ CFRP	127
8.4	UGIĘCIE BELEK WZMOCNIONYCH TAŚMĄ CFRP	137
8.5	PODSUMOWANIE	142
9	WNIOSKI	144
	LITERATURA	145
	STRESZCZENIE	160
	SUMMARY	161

Wykaz podstawowych oznaczeń i symboli

Małe litery łacińskie

- b_a - szerokość warstwy kleju,
 b_c - szerokość belki, szerokość wzmocnionej belki żelbetowej,
 b_f - szerokość kompozytu FRP,
 d - wysokość użyteczna przekroju żelbetowego,
 d_s - średnica prętów zbrojenia rozciąganego,
 f_{Ao} - przyczepność normalna kleju epoksydowego do betonu,
 f_{As} - przyczepność w warunkach ścinania kleju epoksydowego do betonu,
 f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie,
 f_{ctk} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie,
 f_{ctm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie,
 f_{ct}^{spl} - wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu,
 f_f - wytrzymałość na rozciąganie kompozytu FRP,
 f_{ft} - wytrzymałość na rozciąganie taśmy CFRP,
 f_p - wytrzymałość na ściskanie kleju,
 f_{pt} - wytrzymałość na rozciąganie kleju,
 f_s - wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej,
 f_y - granica plastyczności stali,
 l_b - długość zakotwienia kompozytu FRP,
 $l_{b,max}$ - efektywna (maksymalna) długość zakotwienia kompozytu FRP,
 s_{rm} - średni rozstaw rys,
 t_a - grubość warstwy kleju,
 t_f - grubość kompozytu FRP,
 u_s - obwód zbrojenia głównego,
 u_f - obwód przekroju czynnego taśmy przenoszący siły przyczepności,
 w_m - średnia szerokość rozwarcia rys prostopadłych,
 w_{max} - maksymalna szerokość rozwarcia rys prostopadłych,

Duże litery łacińskie

- A_{sI} - pole przekroju zbrojenia rozciąganego,
 A_f - pole przekroju kompozytu FRP,
 A_{ct} - pole powierzchni strefy rozciąganej przekroju wzmocnionego,
 E_a - moduł sprężystości kleju,
 E_c - moduł sprężystości betonu przy ściskaniu,
 E_{cm} - średni moduł sprężystości betonu przy ściskaniu,
 E_f - moduł sprężystości kompozytu FRP,
 E_{ft} - moduł sprężystości przy rozciąganiu taśmy CFRP,
 E_o - moduł sprężystości osnowy (matrycy),
 E_{pt} - moduł sprężystości przy rozciąganiu kleju epoksydowego,
 E_s - moduł sprężystości stali zbrojeniowej,

- E_w - moduł sprężystości włókien,
 F_N - siła niszcząca,
 F_{td} - siła podłużna w zbrojeniu zwykłym i taśmie CFRP,
 $F_{td,max}$ - obliczeniowa nośność na rozciąganie zbrojenia zwykłego i taśmy CFRP,
 G_a - moduł sprężystości poprzecznej kleju,
 G_f - energia pęknięcia betonu,
 $I_{II,0}$ - moment bezwładności przekroju zarysowanego przed wzmocnieniem,
 $I_{I,S}$ - moment bezwładności niezarysowanego przekroju wzmocnionego kompozytem FRP,
 $I_{II,S}$ - moment bezwładności zarysowanego przekroju wzmocnionego kompozytem FRP,
 M_{cr} - moment rysujący,
 M_k - charakterystyczny moment zginający dla którego obliczane jest ugięcie,
 M_{Rd} - nośność na zginanie,
 M_{Sd} - obliczeniowy moment zginający,
 M_0 - początkowy moment zginający (przed wzmocnieniem),
 Q_{exp} - maksymalne obciążenie belki uzyskane w eksperymencie
 $Q_{cal.db}$ - maksymalne teoretyczne obciążenie belki z uwzględnieniem możliwości odspojenia kompozytu FRP,
 $Q_{cal.u}$ - maksymalne teoretyczne obciążenie belki przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu FRP,
 T_f - siła jaka może zostać przekazana ze zbrojenia kompozytowego FRP na beton,
 $T_{f,max}$ - maksymalna siła jaka może zostać przekazana ze zbrojenia kompozytowego FRP na beton,
 V_{Rd1} - nośność na ścinanie odcinków pierwszego rodzaju,
 V_o - objętość osnowy w kompozycie FRP,
 V_w - objętość włókien w kompozycie FRP,

Małe litery greckie

- α_{pt} - współczynnik rozszerzalności termicznej kleju,
 ε_0 - odkształcenie początkowe krawędzi rozciąganej przekroju żelbetowego,
 ε_f - odkształcenie kompozytu FRP,
 $\varepsilon_{f,lim}$ - graniczne odkształcenie kompozytu FRP przy odspojeniu od powierzchni wzmocnionego elementu,
 ε_{ft} - odkształcenie taśmy CFRP przy zerwaniu,
 ε_{fu} - odkształcenie kompozytu FRP przy zerwaniu,
 ε_{ps} - skurcz utwardzania kleju,
 ε_{pt} - odkształcenie graniczne przy rozciąganiu kleju,
 $\varepsilon_{r,m,r}$ - średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego z uwzględnieniem efektu „tension stiffening”,
 ρ_s - stopień zbrojenia przekroju żelbetowego,
 τ_f - naprężenia przyczepności kompozytu FRP do betonu,
 τ_{sm} - średnie naprężenia przyczepności stali zbrojeniowej do betonu,
 τ_{fm} - średnie naprężenia przyczepności kompozytu FRP do betonu.

1 Geneza, przedmiot, cel i tezy pracy

Konstrukcje z betonu dominują w wielu dziedzinach budownictwa komunikacyjnego, komunalnego, hydrotechnicznego i przemysłowego. Są użytkowane w warunkach oddziaływań mechanicznych, termicznych, chemicznych i biologicznych. Od chwili wykonania konstrukcje te stopniowo podlegają wpływom różnych destrukcyjnych zjawisk. W wyniku oddziaływania środowiska, w którym się znajdują, w miarę upływu czasu, następuje pogarszanie właściwości użytkowych obiektu [1÷8]. Zmiana warunków użytkowania, często także zwiększenie obciążeń użytkowych konstrukcji, błędy popełnione na etapie projektowania i wykonawstwa oraz niewłaściwe użytkowanie i brak konserwacji powodują stale rosnącą liczbę uszkodzeń budowli [9÷17]. Błędne opinie rzeczoznawców, a czasem presja inwestorów, szukających oszczędności w czasie i w wydatkach na zamierzoną realizację, prowadzą do zagrożeń awaryjnych w toku prac modernizacyjnych obiektów budowlanych [1, 18]. Uszkodzenia wykazują również obiekty nowo wybudowane [21]. Ponadto, wiele istniejących budowli zbliża się do końca projektowanego czasu ich użytkowania [2, 4, 18, 20]. Analizy, które niegdyś prowadzono na etapie projektowania konstrukcji z betonu, pozwalające na określenie przyszłego wpływu otoczenia i warunków konserwacji, należały w większości przypadków do wyjątków [22]. Przyczyną było najprawdopodobniej uznanie tych konstrukcji, jako niewymagających konserwacji. Dodatkowym powodem był również brak rozeznania na etapie projektowania wpływu wielu zmiennych czynników otoczenia (brak odpowiedniej metody oceny wpływu tych czynników) na trwałość konstrukcji. Dopiero norma PN-B-03264:2002. „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie” [23] wprowadza, w zależności od warunków środowiskowych, sześć klas środowiska. Norma ta wymusza taki sposób projektowania konstrukcji z betonu, aby w zadanych warunkach środowiskowych konstrukcja przez cały przewidywany okres użytkowania odpowiadała założonemu w projekcie przeznaczeniu.

Wymienione przyczyny uszkodzeń konstrukcji z betonu powodują konieczność wzmocnienia bądź naprawy obiektów budowlanych [19]. Decyzje odnośnie przeprowadzenia tego typu działań podejmuje się biorąc pod uwagę wymagania eksploatacyjne, stan techniczny obiektu oraz koszt sposobu wzmocnienia lub naprawy w porównaniu z kosztem nowej konstrukcji.

Problem napraw i wzmocnień konstrukcji z betonu nabiera, więc coraz to większego znaczenia, tak ze względu na wiek budowli z betonu, jak i stale zwiększającą się agresywność chemiczną środowiska zewnętrznego. Świadczy o tym tematyka sympozjów i konferencji krajowych [25÷28] oraz zagranicznych [29÷32] poświęconych tym zagadnieniom.

Obecnie, coraz częściej, do wzmocnienia konstrukcji z betonu stosowane są taśmy węglowe (CFRP), które zastępują mało praktyczną metodę wzmocnień polegającą na doklejeniu płaskowników stalowych do powierzchni betonu [33÷37]. Taśmy węglowe należą do szerokiej grupy kompozytów włóknistych (FRP), w których włókna pełnią rolę nośną, a matryca (na ogół żywica epoksydowa) spaja kompozyt w prefabrykowaną kształtkę, jednocześnie ochraniając włókna i zapewniając ich współpracę pod wpływem obciążenia [38, 39].

O atrakcyjności tej metody decyduje głównie łatwość i szybkość aplikacji taśm CFRP, mała waga kompozytu oraz praktycznie nieograniczone możliwości w doborze ich długości oraz powierzchni pola przekroju poprzecznego. System wzmocnień CFRP charakteryzuje się ponadto bardzo dużą wytrzymałością na rozciąganie i wytrzymałością zmęczeniową oraz możliwością pokrywania taśm zaprawami i powłokami malarskimi.

Pierwsze wzmocnienia konstrukcji z betonu w Polsce przy użyciu nowoczesnych materiałów kompozytowych wykonanych z polimeru i niemetalicznych włókien ciągłych (ang. FRP – *fibre reinforced plastics*) pojawiły się w pierwszej połowie lat 90. Początkowo do wzmocniania konstrukcji stosowano liny z włókien węglowych lub aramidowych [40÷42]. Obecnie stosowane są taśmy z włókien węglowych (ang. CFRP – *carbon fibre reinforcement polimer*). Należy jednak nadmienić, że wzmocnianie konstrukcji z betonu kompozytami CFRP w Polsce jest mniej popularne niż poza jej granicami. Świadczy o tym wiele wdrożeń inżynierskich na świecie [37, 43], informacji zawartych w materiałach międzynarodowych konferencyjnych naukowych [29÷32], czy też publikacjach zagranicznych [40, 44÷50].

Z uwagi na swe właściwości taśmy CFRP znalazły, więc zastosowanie do wzmocniania stref rozciąganych i ścinanych w elementach zginanych, przy wzmocnianiu elementów ściskanych osiowo i mimośrodowo, elementów skręcanych oraz zwiększenia odporności sejsmicznej konstrukcji z betonu. W takich zastosowaniach użycie taśm CFRP może mieć charakter biernego [13, 14] lub aktywnego [51, 54] wzmocnienia elementu konstrukcji (por. rozdz. 2). Wzmocnienia bierne są najczęściej stosowane, jednakże stopień wykorzystania wytrzymałości taśm CFRP w takich zastosowaniach jest nieporównywalnie mniejszy w stosunku do taśm CFRP wstępnie naprężonych. W wzmocnieniu aktywnym taśma CFRP stanowi zbrojenie czynne i przenosi obciążenia od razu po jej naciągnięciu, bez konieczności wystąpienia dalszych odkształceń konstrukcji. Z uwagi na utrudniony sposób kotwienia taśm CFRP wstępnie naprężonych, nie w każdym przypadku wzmocnienia elementu rozwiązanie to może być zastosowane. Przykłady z praktyki [13, 14, 55] i badania naukowe [37, 55, 56] wskazują, że bierne wzmocnianie elementów konstrukcji jest też efektywną metodą zwiększenia lub przywrócenia pierwotnej nośności elementów obiektu oraz ich trwałości poprzez ograniczenie szerokości rys oraz zmniejszenie ugięcia.

Tematyka niniejszej pracy jest zgodna z aktualnymi tendencjami badawczymi, a jej popularność wynika głównie z aspektu praktycznego, a mianowicie konieczności utrzymania i modernizacji obiektów budowlanych na całym świecie. Świadczy o tym dorobek czterech dużych konferencji międzynarodowych „*International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*” w Szwajcarii, „*Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures*” w Hong-Kongu, „*Proceedings International Conference on Composites in Infrastructure*” w Tuscon, „*Proceedings of Advanced Composite Materials in Bridges and Structures: International Conference*” Sherbroke. Prezentowane badania skoncentrowane są głównie na analizie nośności zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych taśmami CFRP [40,57÷62] w sposób bierny, jak i aktywny. Wraz ze znaczną liczbą wyników badań opracowano wiele metod pozwalających na określenie nośności takich elementów [33÷35, 63÷65]. W znacznie mniejszym zakresie przeanalizowano stany graniczne

użytkowości: ugięć i zarysowania [33, 35, 67–69]. Stąd też kwestie te, mimo swej aktualności, nie są dostatecznie zbadane i opisane w literaturze krajowej, jak i zagranicznej.

Przedmiotem rozważań niniejszej dysertacji są zagadnienia dotyczące zachowania się zginanych belek żelbetowych wzmocnionych w sposób bierny taśmami CFRP. Analizą objęto stan graniczny nośności, stan graniczny użytkowości (rysy i ugięcia) oraz trwałość powstałego w wyniku wzmocnienia układu: beton-klej epoksydowy-taśma CFRP.

Celem pracy była ocena nośności, rysoodporności oraz sztywności zginanych belek żelbetowych wzmocnionych taśmami CFRP o różnym przekroju poprzecznym w porównaniu do identycznych elementów bez wzmocnienia, a także ocena wpływu oddziaływania czynników przyspieszonego starzenia na trwałość układu: beton-klej epoksydowy-taśma CFRP. Kolejnym zadaniem było zmodyfikowanie wybranych metod analitycznych, opisanych w literaturze przedmiotu pracy i dostosowanie ich do wymagań krajowych. Uzyskane wyniki badań i ich analiza stworzyła możliwość opracowania sposobu analitycznego prognozowania nośności takich elementów, ich zarysowania i ugięcia.

W rozprawie postawiono następujące tezy:

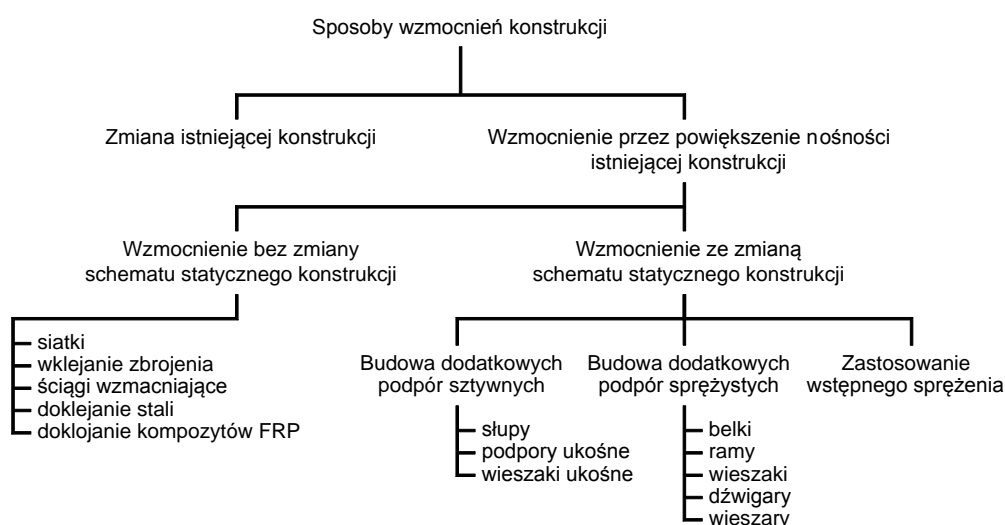
- 1. Możliwe jest analityczne prognozowanie nośności, ugięć i zarysowania elementów żelbetowych wzmocnionych taśmami węglowymi.**
- 2. Zastosowanie taśm CFRP w postaci zewnętrznego zbrojenia biernego w strefie rozciąganej zginanych elementów żelbetowych, pozwala na zwiększenie nośności tych elementów oraz poprawę ich właściwości użytkowych.**

2 Rodzaje wzmocnień konstrukcji z betonu

Wzmacnianie konstrukcji z betonu jest obszernym zagadnieniem zarówno pod względem zastosowań inżynierskich, jak i naukowym. Problem wzmocnień różnego rodzaju konstrukcji podejmowany jest przez wielu badaczy, w różnych ośrodkach naukowych [40, 44, 52, 55, 56, 59, 70÷81], a o jego wadze i aktualności świadczą cyklicznie organizowane konferencje naukowe i naukowo-techniczne [25÷31].

Konieczność wzmocnienia konstrukcji z betonu może być spowodowana przez różne czynniki zewnętrzne. Do podstawowych przyczyn zalicza się: obniżenie nośności wskutek długotrwałej eksploatacji w warunkach agresywnie oddziałującego środowiska, obniżenie nośności na skutek uszkodzenia konstrukcji, zmiany sposobu użytkowania (zwiększenia obciążeń eksploatacyjnych), czy też błędów popełnionych na etapie projektowania i wykonawstwa [4,5,7,20,82,83]. Możliwość i sposób wzmocnienia konstrukcji rozpatruje się w każdym przypadku indywidualnie biorąc pod uwagę czynniki ekonomiczne, jak i techniczne.

Podstawowe rodzaje wzmocnień konstrukcji z betonu przedstawiono na rys. 2.1. Wyróżnia się dwie zasadnicze grupy wzmocnień: pierwsza z nich obejmuje wzmocnienia niepowodujące zmiany schematu statycznego konstrukcji, druga z kolei dotyczy wzmocnień polegających na zmianie schematu statycznego.



Rys. 2.1. Rodzaje wzmocnień konstrukcji z betonu

Do grupy pierwszej zaliczono, między innymi, wzmocnienia konstrukcji poprzez zastosowanie obejm stalowych, nakładek, doklejenie stali, kompozytów CFRP oraz zwiększenie pola przekroju poprzecznego.

Wzmocnienie poprzez zwiększenie przekroju poprzecznego elementu żelbetowego jest prostą metodą wzmacniania, dlatego też stosowana jest stosunkowo często w praktyce inżynierskiej. Metoda ta ma jednak wąski zakres zastosowań z uwagi na ograniczoną

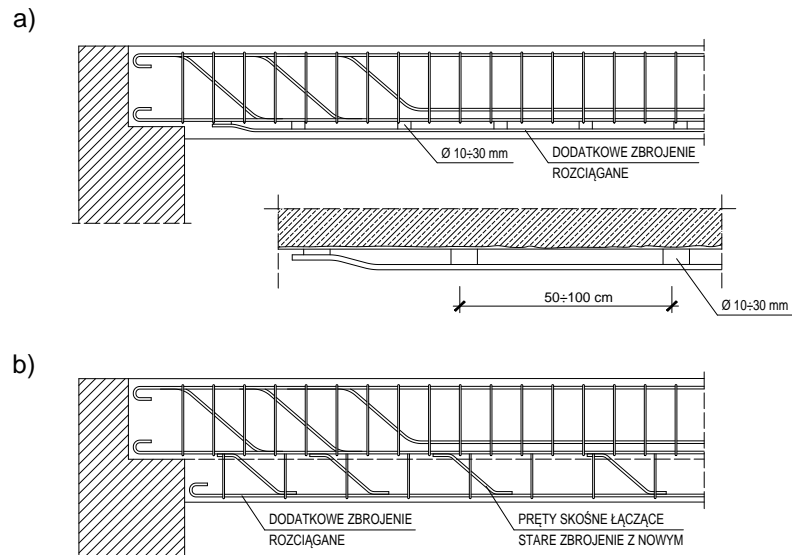
ze względów użytkowych, możliwość powiększenia przekroju poprzecznego wzmocnianych elementów. Tego typu wzmocnieniom na ogół towarzyszy zwiększenie pola przekroju zbrojenia [83]. Przekrój elementu może być również zwiększony, poprzez ukształtowanie przekroju teowego w stropach prefabrykowanych lub częściowo prefabrykowanych, w których nie zapewniono warunków współpracy pomiędzy płytą a belką prostokątną [82].

Wzmocnianie belek żelbetowych poprzez zwiększenie przekroju poprzecznego należy przeprowadzać w sposób zaplanowany, uwzględniając stan naprężeń i odkształceń występujący w elemencie przed wzmocnieniem oraz po wzmocnieniu. Zwiększenie przekroju poprzecznego belki można dokonać w wyniku dospawania lub dołożenia do zbrojenia istniejącego dodatkowych prętów zbrojeniowych. Dodatkowe pręty zbrojeniowe spawa się do istniejących wówczas, gdy nie jest możliwe przeniesienie sił rozwarstwiających w inny sposób. Wzmocnienie takie, przeprowadza się poprzez usunięcie otuliny zbrojenia i odkrycie prętów w miejscach połączeń dodatkowego zbrojenia z już istniejącym. Usunięcie otuliny w strefie rozciąganej nie ma większego wpływu na nośność, gdy zbrojenie wzmocnianego elementu nie jest łączone na zakład. Natomiast usunięcie otuliny betonowej w strefie ściskanej ma niekorzystny wpływ na nośność elementu i należy zawsze uwzględnić ten fakt projektując jego wzmocnienie [83].

Po przygotowaniu dodatkowego zbrojenia wymagane jest prawidłowe połączenie starego betonu z nowym (warstwa betonu wzmocniająca przekrój), dlatego też należy odpowiednio przygotować powierzchnię styku. Dodatkowo można stosować zbrojenie „zszywające” wklejone w element [83]. Do wzmocniania konstrukcji z betonu poprzez zwiększenie przekroju elementu stosowane są betony i zaprawy cementowe, jednak z uwagi na właściwości fizyczne, najczęściej używane są kompozyty cementowo-polimerowe oraz polimerowe [83–88]. Dobór odpowiedniego kompozytu naprawczego jest determinowany zarówno przez cechy samego kompozytu, jak i betonu. Zgodność właściwości łączonych materiałów powinna być zapewniona w możliwie szerokim zakresie, zarówno pod obciążeniem doraźnym, jak i długotrwałym [83, 84, 89, 90]. W celu optymalizacji doboru materiałów do napraw i wzmocnień konstrukcji z betonu, powstał model opisujący przestrzeń dobrej współpracy zespolonych materiałów [85]. Na bazie tego modelu opracowano metodę doboru materiałów do napraw i ochrony powierzchniowej betonu [84].

Wzmocnienie belek żelbetowych poprzez zwiększenie przekroju poprzecznego można przeprowadzić także poprzez dospawanie „króciaków”, po uprzednim usunięciu otuliny betonowej (rys. 2.2 a) [83]. Następnie całość pokrywa się zaprawą cementową lub torkretuje. W przypadku, gdy wzmocnienie belki wymaga zmiany wysokości przekroju w większym zakresie, uniemożliwiającym zastosowanie „króciaków”, dodatkowe zbrojenie łączy się z podstawowym za pomocą prętów w kształcie litery „z”. Pręty te spawa się do zbrojenia pierwotnie występującego w elemencie wzmocnianym, jak również do zbrojenia dodatkowego (rys. 2.2 b) [83]. Przy wzmocnianiu tą techniką należy wziąć pod uwagę, że niektóre gatunki stali zbrojeniowej klas A-III i A-IIIN zalicza się do grupy trudno spawalnych. W połączeniu z pozycją spawania (spoina pułapowa) i ograniczonym dostępem do zbrojenia wykonanie wzmocnienia tą techniką może stwarzać duże trudności. W takiej sytuacji alternatywnie

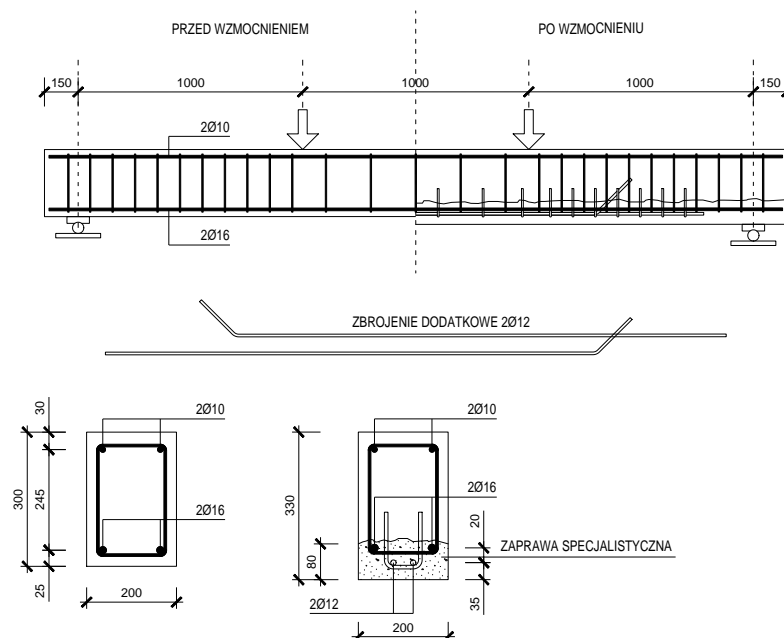
można zastosować nowoczesne techniki głębokiego wklejania. Pręty podłużne wkleja się pod kątem $30\div 45^\circ$ na głębokość zapewniającą połączenie na zakład zbrojenia pierwotnego ze zbrojeniem dodatkowym. Przeniesienie sił rozwarstwiających na styku starego i nowego betonu zapewnia się wówczas poprzez wklejenie strzemion pod kątem prostym do zbrojenia podłużnego (rys 2.3) [91].



Rys. 2.2. Wzmocnienie poprzez zwiększenie przekroju zbrojenia oraz belki [83]

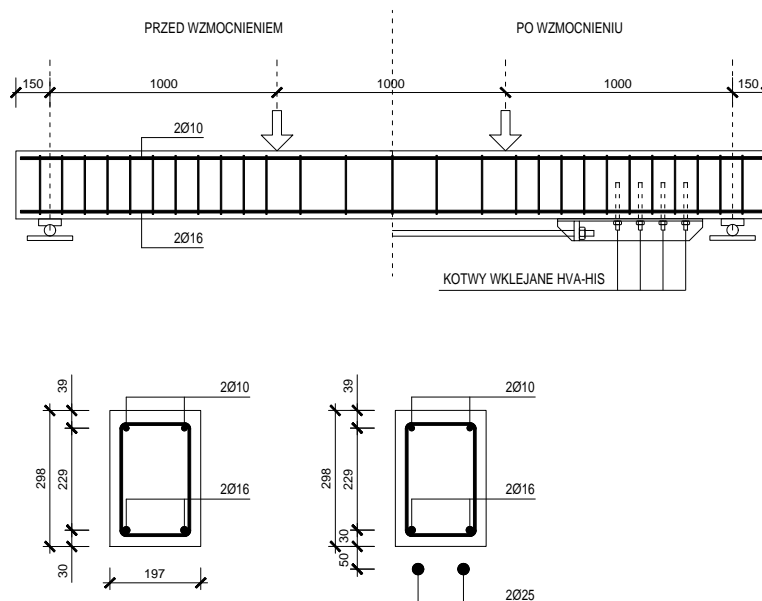
a) sposób wzmocnienia przy niewielkiej zmianie wysokości przekroju,

b) sposób wzmocnienia przy znacznej zmianie wysokości przekroju.



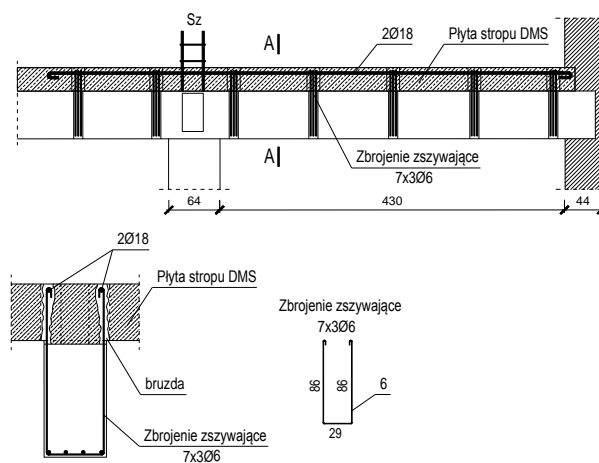
Rys. 2.3. Wzmocnienie poprzez zwiększenie przekroju zbrojenia oraz wymiarów belki [91]

Dodatkowe zbrojenie można zastąpić ściągami stalowymi usytuowanymi poniżej dolnej rozciąganej krawędzi belki (rys. 2.4), a ich zadaniem jest przeniesienie sił rozciągających [91].



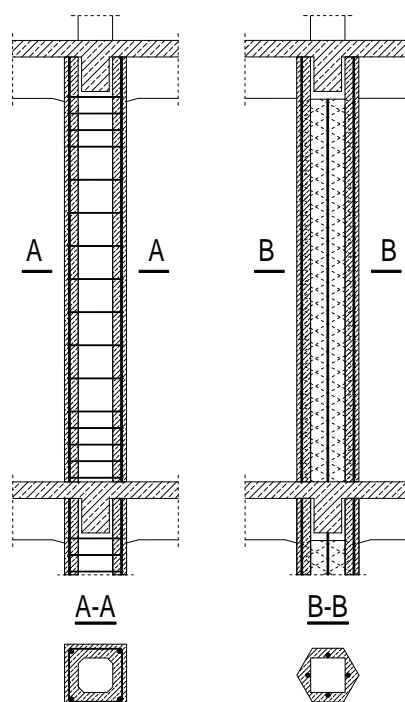
Rys. 2.4. Wzmocnienie z wykorzystaniem ściągów stalowych [91]

Zwiększenie przekroju poprzecznego belki możliwe jest również poprzez włączenie do współpracy płyty stropu (rys. 2.5) [82]. Zespolecie płyty z belką uzyskać można poprzez wklejenie, we wcześniej wykonane bruzdy (nacięcia) strzemion zapewniających przeniesienie naprężeń stycznych, powstających na styku pomiędzy belką i płytą. Wzrost nośności belki uzyskiwany jest poprzez zmianę wysokości użytecznej przekroju zginanego. Przekrój wymaganego zbrojenia poprzecznego można określić zgodnie z obowiązującą normą [24], jak dla elementów zespolonych.



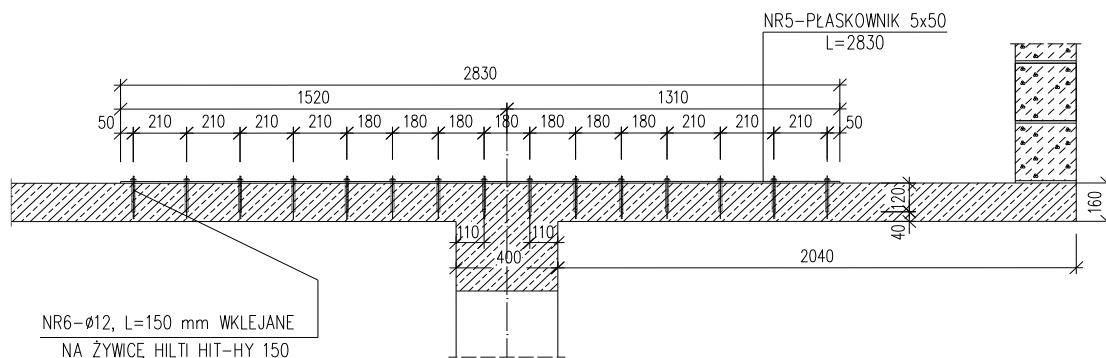
Rys. 2.5. Zespolecie żebra z płytą stropu przez włączenie do współpracy stropu DMS ułożonego na żebrze [82]

Słupy żelbetowe wzmocnia się również poprzez zwiększenie pola przekroju poprzecznego elementu, układając dodatkowe zbrojenie podłużne, wykonstruowanie strzemion oraz obetonowanie słupa (rys. 2.6) [15, 82, 83]. Najczęściej jednak stosuje się obejmy ograniczające odkształcenia poprzeczne. Obejmy powodują powstanie w betonie naprężeń prostopadłych do osi podłużnej słupa. Na skutek ograniczenia odkształceń poprzecznych betonu zmienia się efektywny związek naprężenie – odkształcenie, przez co beton osiąga większą wytrzymałość [83]. Wzmocnienie poprzez zwiększenie przekroju poprzecznego przeprowadza się poprzez ułożenie dodatkowego zbrojenia podłużnego, założenie strzemion i obetonowanie słupa (rys. 2.6) [83,15].



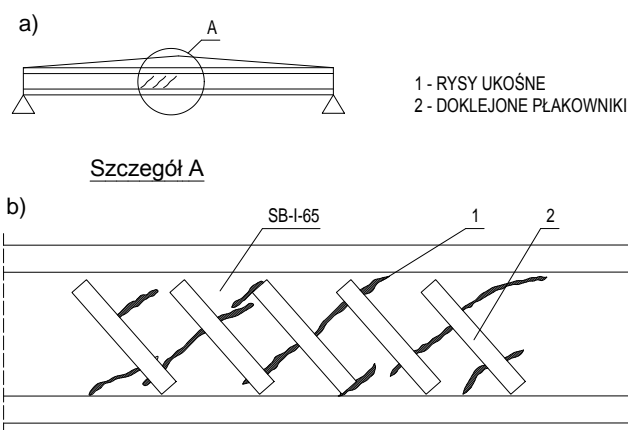
Rys. 2.6. Wzmocnienie za pomocą obejm żelbetowych powiększających przekrój słupa [83]

Specyficznym rodzajem wzmocnienia poprzez zwiększenie pola przekroju poprzecznego elementu jest doklejenie dodatkowego zbrojenia jego do powierzchni [82, 92, 93]. Dodatkowe zbrojenie mogą stanowić np. płaskowniki stalowe. Największym wyzwaniem przy stosowaniu tej metody jest zapewnienie przeniesienia sił rozwarstwiających na styku materiałów. W tym celu stosuje się kleje epoksydowe, za pomocą których płaskowniki dokleja się całą powierzchnią do wzmocnianego elementu, kotwy wklejane lub ewentualnie rozporowe, które służą do punktowego zespolenia. Przykładowe wzmocnienie poprzez zwiększenie przekroju zbrojenia w strefie rozciąganej wspornika przedstawiono na rys. 2.7. Wzmocnienie to zostało zaprojektowane w ramach zamiennego projektu wykonawczego budynku wielofunkcyjnego w miejscowości Szczecinek [12]. Zbyt mały przekrój zbrojenia w strefie rozciąganej wspornika spowodowany był błędnie założonym schematem statycznym w obliczeniach do projektu pierwotnego. W konsekwencji ściany oraz strop budynku uległy znacznym odkształceniom i niekontrolowanym zarysowaniom.



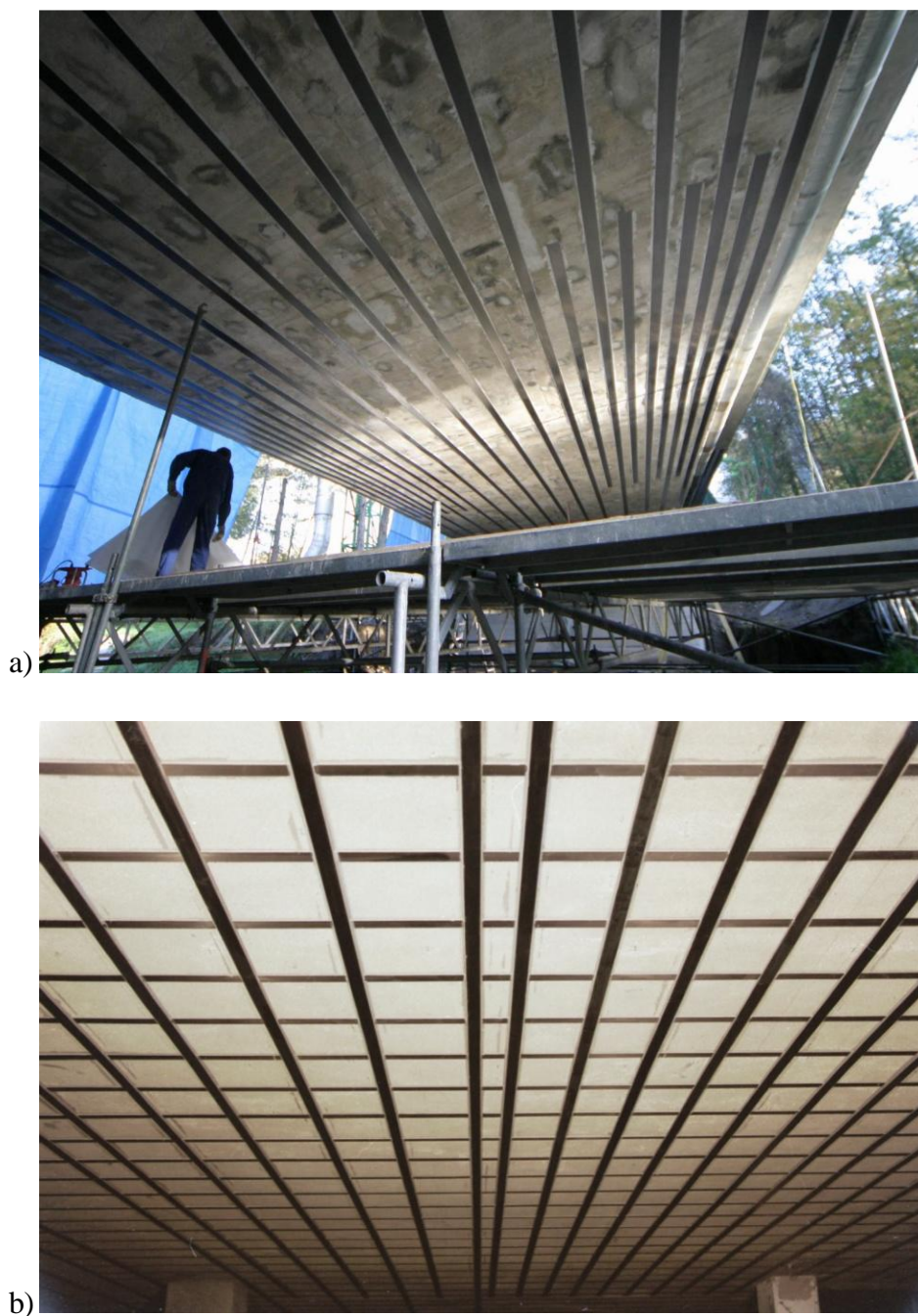
Rys. 2.7. Wzmocnienie strefy rozciąganej wspornika płyty żelbetowej [12]

Inny przykład wzmocnienia elementu poprzez zwiększenie pola przekroju zbrojenia przedstawiono na rys. 2.8 [82]. Element przedstawiony na tym rysunku wymagał wzmocnienia z uwagi na zbyt mały przekrój zbrojenia poprzecznego. Płaskowniki naklejono przy użyciu kleju epoksydowego na powierzchnię środka belki strunobetonowej, równoległe do kierunku naprężeń głównych.



Rys. 2.8. Wzmocnienie zarysowanego środka belki strunobetonowej płaskownikami stalowymi [82]

Wraz z rozwojem inżynierii materiałowej, wynalezieniem kompozytów włóknistych (FRP) i rozwojem technologii ich wytwarzania, rozpoczęto pracę nad możliwością wykorzystania tych kompozytów w budownictwie [40, 52, 56, 70÷75]. Wzmacnianie kompozytami FRP zastępuje mało praktyczną metodę wzmocnień polegającą na doklejaniu płaskowników stalowych do powierzchni elementów belkowych bądź elementów powierzchniowych (rys. 2.9). Główne zalety kompozytów FRP to łatwość i szybkość montażu ze względu na niewielkie wymiary oraz niewielki ciężar własny, co znacząco obniża koszty wykonania wzmocnienia i rekompensuje stosunkowo wysoki koszt w stosunku do ceny stali. Kolejne zalety to praktycznie nieograniczona długość handlowa, łatwy transport oraz możliwość pokrywania powłokami malarskimi bez specjalnego przygotowania powierzchni.



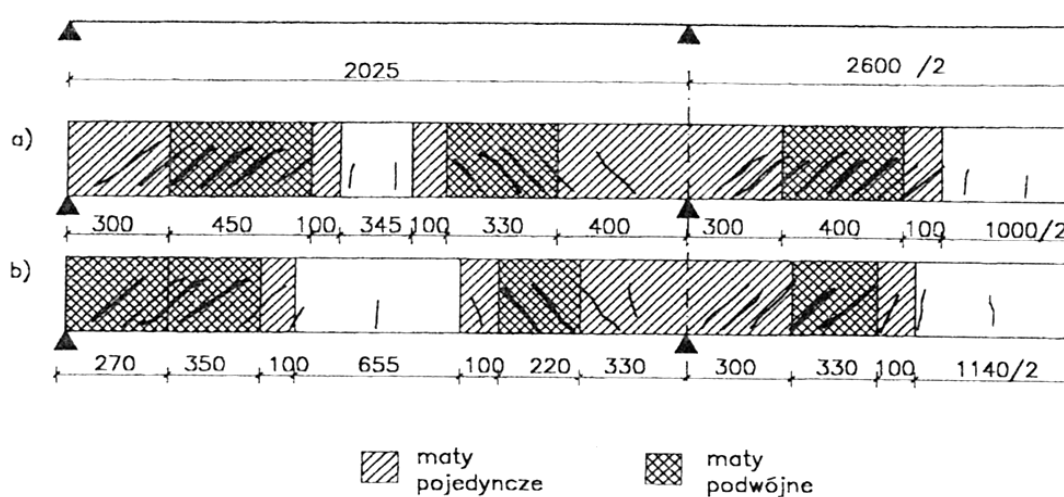
Rys. 2.9. Zastosowanie niesprężonych taśm na bazie włókien węglowych (CFRP) [94]
a) jednokierunkowe wzmocnienie na obiekcie mostowym w okolicach Bogatyni,
b) dwukierunkowe wzmocnienie stropu budynku PROKOM

Maty impregnowane żywicami epoksydowymi lub poliestrowymi stosowane są głównie wówczas, gdy wykonstruowanie wzmocnienia na bazie taśm z włókien węglowych (CFRP) jest nie możliwe ze względu na geometrię elementu lub niską jakość podłoża. Maty najczęściej stosowane są przy wzmocnieniach powierzchniowych w strefie rozciąganej, strefy ściskanej belek oraz do wzmocnień elementów ściskanych (rys. 2.10) [36, 55, 64, 95÷97].



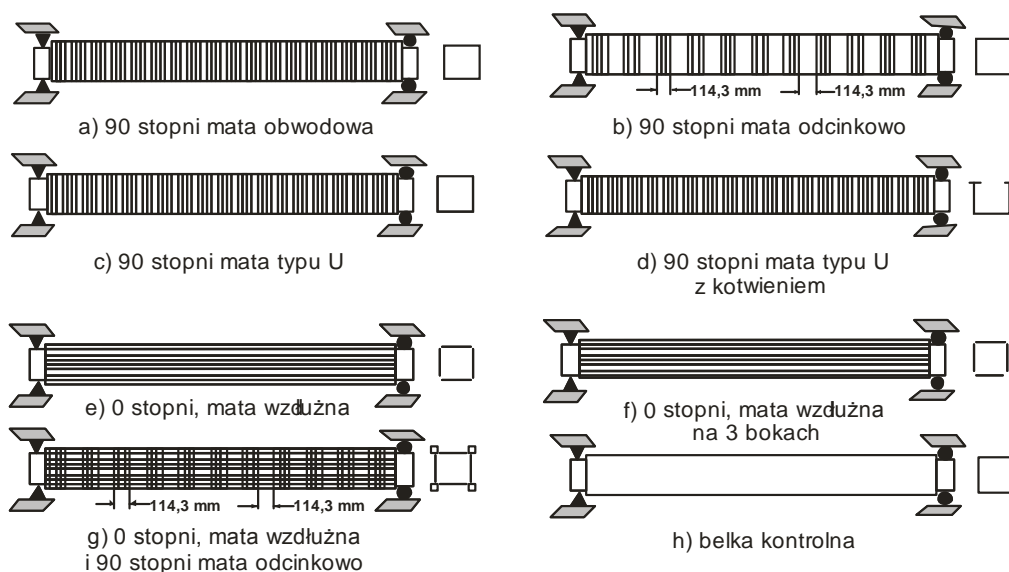
Rys. 2.10. Wzmocnienie elementów ścinanych z wykorzystaniem mat CFRP [94]

Koncepcję wzmocnienia mostu drogowego z wykorzystaniem mat CFRP przedstawiono w pracy [98]. Autor analizowali cztery możliwe warianty wzmocnienia: dodanie strzemion, sprężenie zewnętrzne, zastosowanie płaskowników stalowych, zastosowanie mat z włókien węglowych. Po szczegółowej analizie wykazano, że najkorzystniejszym sposobem - przy porównywalnych kosztach - będzie wzmocnienie z wykorzystaniem mat CFRP (rys. 2.11) [98].



Rys. 2.11. Zakres wzmocnienia belek mostu matami CFRP [98]

Coraz częściej elementy skręcane wzmocniane są także kompozytami włóknistymi (rys. 2.12) [99]. Badania wykazały, że najkorzystniejsze jest usytuowanie kompozytu FRP warstwowo, z włóknami ułożonymi obwodowo oraz na kierunku podłużnym.



Rys. 2.12. Przykładowe wzmocnienie elementów na skręcanie [99]

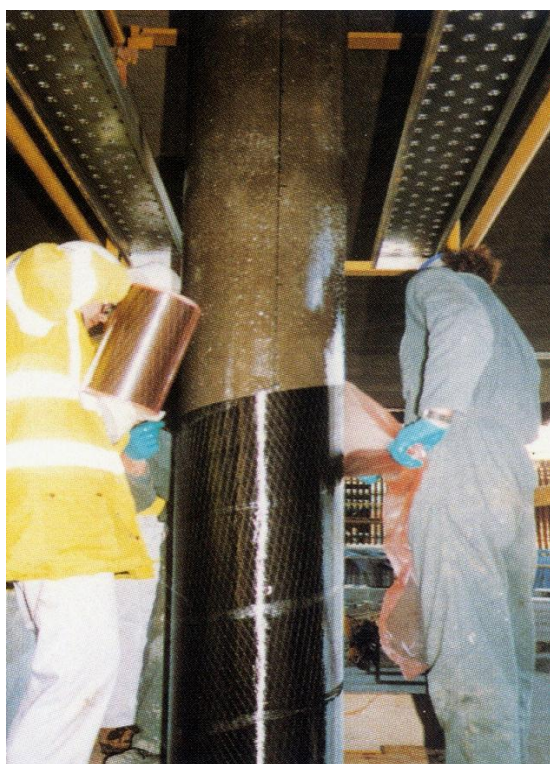
Maty kompozytowe stosowane są także do wzmocnień płyt w obszarze wykonanych otworów (rys. 2.13), w których istniejące zbrojenie jest niewystarczające [100]. Badania tak wzmocnionych elementów wykazały znaczny wzrost nośności (nawet dwukrotny) i sztywności płyty.



Rys. 2.13. Wzmocnienie płyty żelbetowej w sąsiedztwie otworu z wykorzystaniem mat FRP [100]

Zastosowanie kompozytów włóknistych o wysokiej wytrzymałości pozwala również na zwiększenie nośności elementów ściskanych. Mechanizm wzmocnienia jest analogiczny do stosowania uzwojenia. Kompozyt FRP owinięty wokół słupa ogranicza odkształcenia poprzeczne elementu wywołując w ten sposób naprężenia ściskające w betonie w kierunku prostopadłym do przyłożonego obciążenia (rys. 2.14). Na rys. 2.15 przedstawiono porównanie

nośności elementów wzmocnionych różnymi materiałami oraz mechanizm zniszczenia słupa osiowo ściskanego w wyniku osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie kompozytu CFRP.

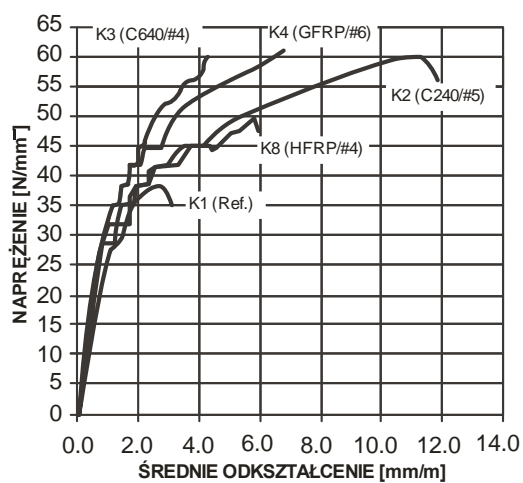


a) wzmocnienie słupa matą CFRP



b) wzmacnianie słupa matą na bazie włókien aramidowych w obszarach zagrożonych sejsmicznie

Rys. 2.14. Przykład wzmocnienia elementów ściskanych matami AFRP i CFRP [94]

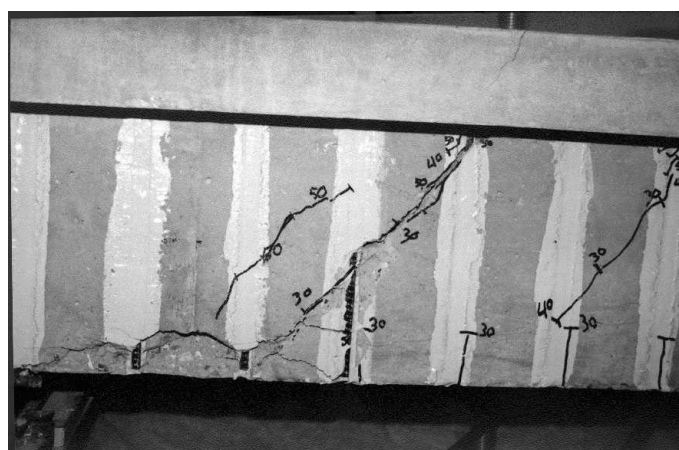


Rys. 2.15. Mechanizm zniszczenia słupa wzmocnionego taśmami CFRP oraz porównanie nośności elementów ściskanych [33]

Kompozyty włókniste obecnie wykonywane są również w formie prętów gładkich lub żebrowanych, co umożliwia ich wykorzystanie w miejscach, w których tradycyjne zbrojenie nie może być użyte, np. ze względu na wysoką agresywność środowiska lub prądy błędzące [58, 64, 101]. Element próbny przygotowany do wklejenia prętów przedstawiono na rys. 2.16, natomiast obraz zarysowania i zniszczenia belki na rys. 2.17.



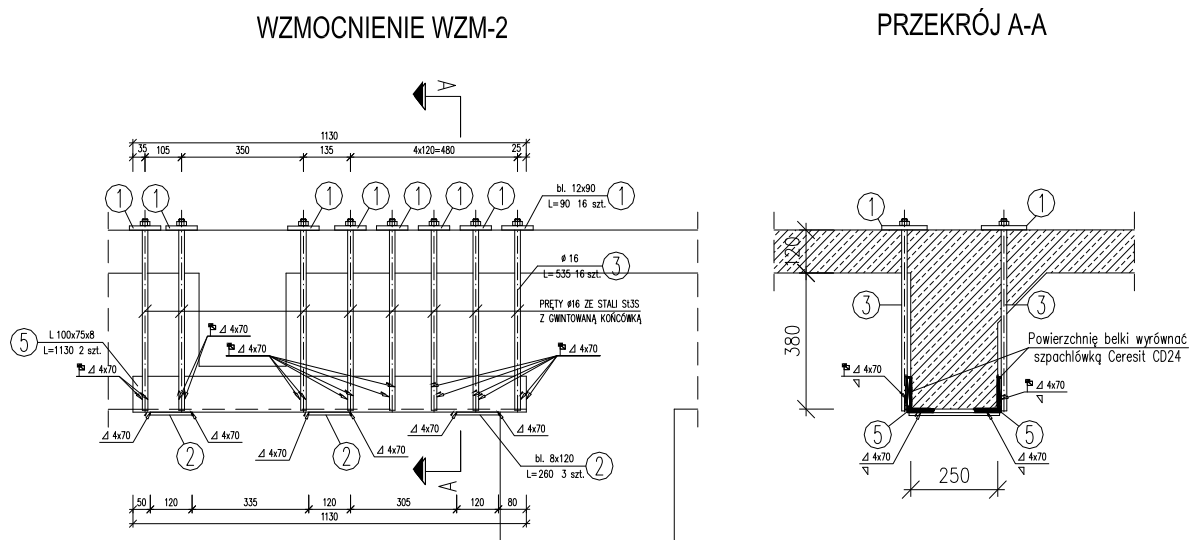
Rys. 2.16. Belka z pionowymi bruzdami przygotowana do wzmocnienia z uwagi na ścinanie poprzez wklejenie prętów FRP [101]



Rys. 2.17. Obraz zniszczenia belki wzmocnionej z uwagi na ścinanie przy użyciu prętów FRP [101]

Belki, w których powstały rysy ukośne, świadczące o przekroczeniu dopuszczalnej siły poprzecznej, można także wzmocnić gorsetami z płaskowników stalowych lub ze stali okrągłej [10, 82, 83], (rys. 2.18).

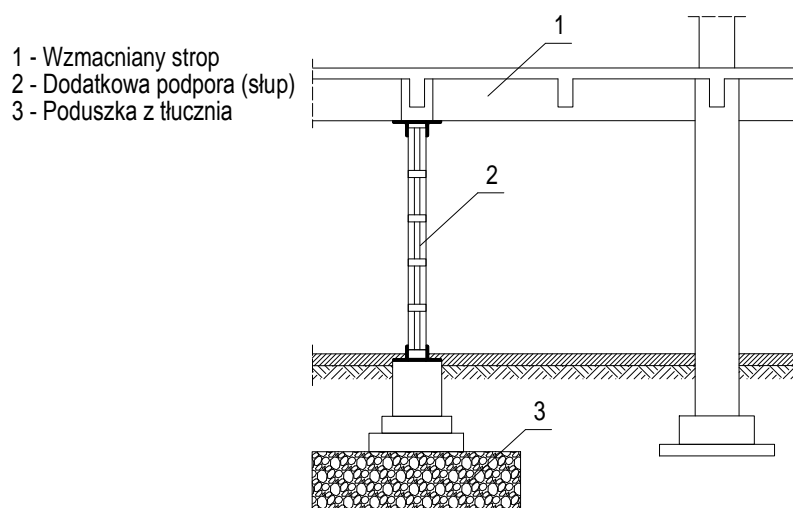
Do drugiej grupy wzmocnień elementów konstrukcyjnych należy zaliczyć wzmocnienia poprzez zmianę schematu statycznego. Wzmocnienie takie polega na wprowadzeniu dodatkowych podpór (wieszaków, słupów, rozpór), uciążeniu płyty nad podporami lub wstępnym sprężeniu [25, 82, 83, 102]. W każdym przypadku sposób wzmocnienia należy rozpatrywać optymalnie pod względem technicznym, jak również funkcjonalnym.



Rys. 2.18. Wzmocnienie strefy przypodporowej z uwagi na ścinanie podciągu obciążonego siłą skupioną poprzez zastosowanie gorsetu stalowego [10]

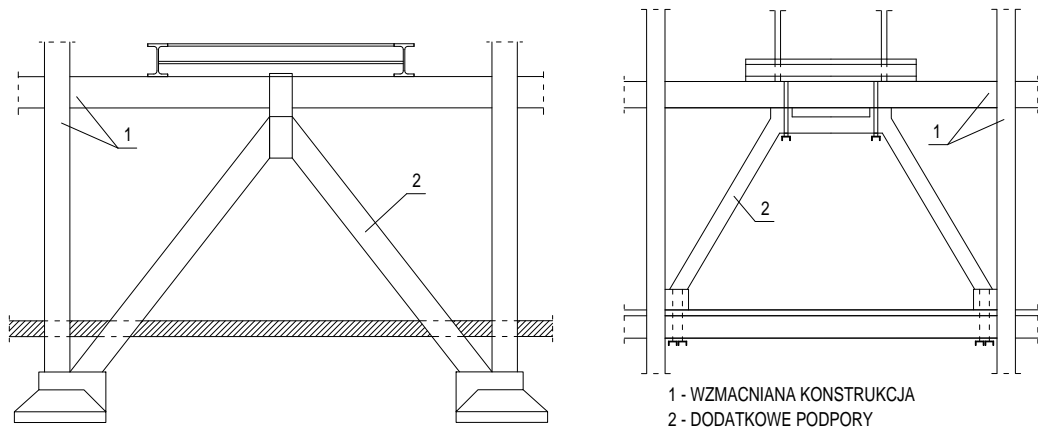
Wzmocnienie z wykorzystaniem dodatkowych słupów jest bardzo skuteczną metodą. Słupy takie najczęściej wykonuje się na oddzielnych fundamentach. Fundamenty należy wykonać i zaprojektować w sposób maksymalnie ograniczający ich podatność. W tym celu może on być poddany działaniu obciążeń wstępnych przed wykonaniem słupa. Sposób ten jest efektywny tylko w gruntach, które podlegają szybkiej konsolidacji. Jeżeli utrudnione jest wstępne obciążenie fundamentu, należy właściwie przygotować dno wykopu, np. poprzez wykonanie poduszki

z mieszanki kruszyw łamanych lub naturalnych (rys. 2.19) [83].



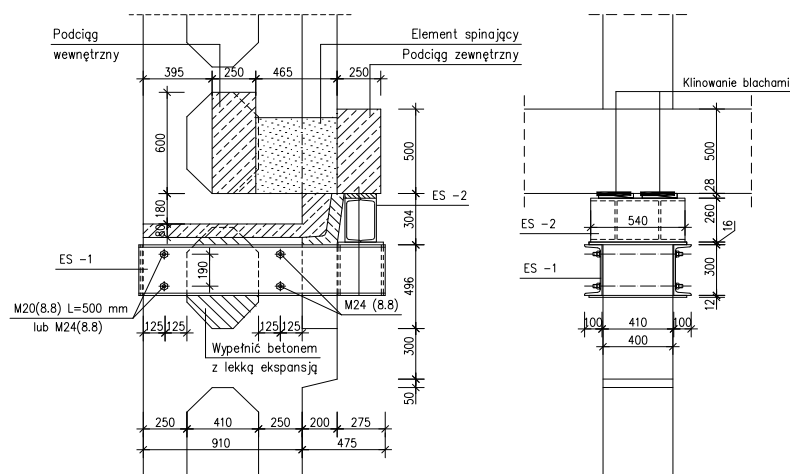
Rys. 2.19. Wzmocnienie z wykorzystaniem dodatkowego słupa [83]

Przy gruntach o długim okresie osiadania, np. glinach plastycznych, dodatkowe podpory należy wykonstruować na istniejących fundamentach (rys. 2.20) [83].



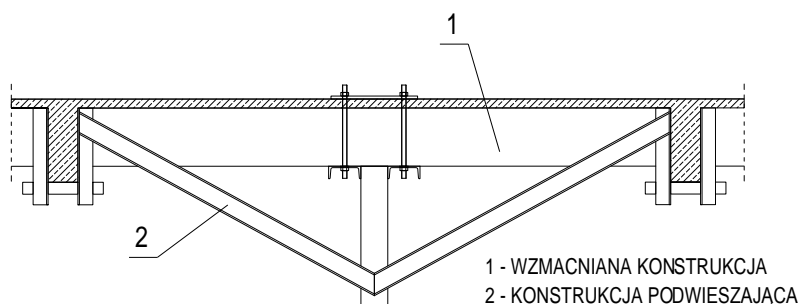
Rys. 2.20. Wzmocnienie z wykorzystaniem rozpór podpartych na istniejących elementach konstrukcyjnych [83]

Wzmocnienie poprzez zmianę schematu statycznego może być wykonane z wykorzystaniem istniejących już podpór (np. słupów). Przykładem takiego wzmocnienia jest hala produkcyjna w Słupsku [102]. W pierwotnym projekcie przyjęto założenie, że belka wspierająca konstrukcję dachu będzie podwieszona do równoległej belki za pomocą krótkich wsporników. Błędnie jednak rozwiązano połączenie belek głównych ze słupami oraz niepoprawnie wykonano zbrojenie elementów spinających belki. W rozwiązaniu zamiennym zaprojektowano [102] podparcie belki żelbetowej za pomocą krótkiego wspornika stalowego, połączonego ze słupem (rys. 2.21).



Rys. 2.21. Dodatkowe podparcie belki wsporczej konstrukcji dachu [102]

W sytuacji gdy nie ma możliwości wykonania dodatkowych podpór sztywnych wykonuje się podpory sprężyste (wieszaki, belki, kratownice) [82, 83]. Nie są to podpory całkowicie sztywne i charakter ich pracy, jak również ich podatność, każdorazowo należy uwzględnić w obliczeniach. Przykładowe wzmocnienia z wykorzystaniem wieszaków stalowych przedstawiono na rys. 2.22. Alternatywnie, zamiast wieszaków, można zastosować belki lite lub kratowe [82, 83].



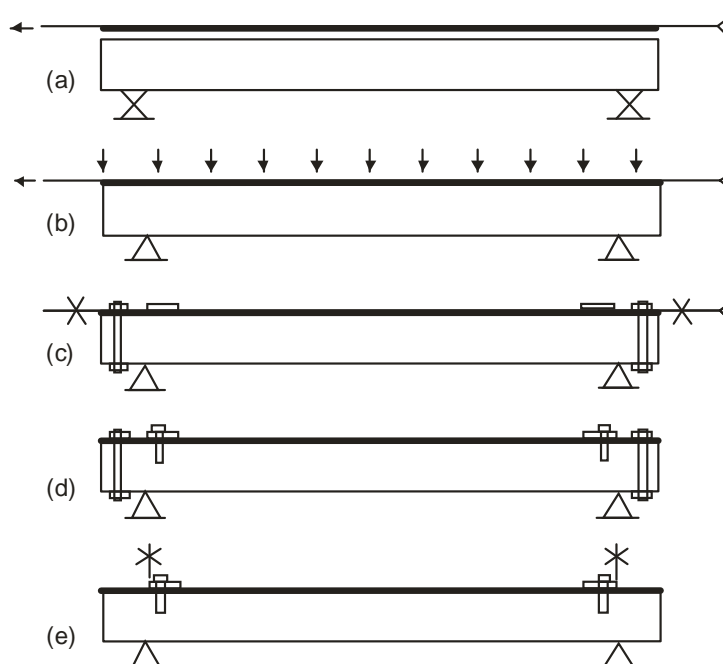
Rys. 2.22. Wzmocnienie konstrukcyjnej stropu z wykorzystaniem podpór sprężystych [83]

Inną metodą wzmocnienia poprzez zmianę schematu statycznego jest sprężenie elementu istniejącej konstrukcji. Sprężenie uzyskuje się w wyniku naciągu opasek stalowych wykonanych z płaskowników, prętów zbrojeniowych lub cięgien ze stali o wysokiej wytrzymałości [83]. Ten sposób wzmocnień stosowany jest bardzo często w przypadku konstrukcji kołowo-symetrycznych, takich jak zbiorniki, czy też silosy.

Obecnie w wielu ośrodkach naukowych prowadzone są badania nad możliwością wykorzystania naprężonych materiałów FRP do wzmocnień konstrukcji z betonu [51÷53, 103]. Pierwsze badania żelbetonowych belek wzmocnionych naprężonymi taśmami z włókien węglowych przeprowadzono w EMPA [51]. Badania potwierdziły dużą efektywność takiego wzmocnienia. Na podstawie tych badań określono wpływ wzmocnienia na sposób zniszczenia elementu. Zaobserwowano że przy naprężeniu kompozytu powyżej 70% jego wytrzymałości na rozciąganie dochodzi do zniszczenia na skutek zerwania kompozytu, a przy naprężeniu poniżej 60% na skutek odspojenia od podłoża betonowego. Wyróżnia się dwie metody takiego wzmocnienia: system z dodatkowymi blokami kotwiącymi oraz bez kotwowy system sprężający [51]. Badania w tym zakresie prowadzone były również przez Quantrill'a i Holloway'a [103]. Przebieg procesu aplikacji kompozytu przedstawiono na rys. 2.23. W wyniku sprężenia taśmy zaobserwowano wzrost sztywności oraz rysoodporności wzmocnionych w ten sposób belek. Sprężenie miało również wpływ na mechanizm zniszczenia elementu. W elementach wzmocnionych naprężonymi taśmami CFRP do odspojenia dochodziło na odcinku ścinania, natomiast w analogicznych elementach, które wzmocniono biernie do odspojenia dochodziło na odcinku stałego momentu zginającego [103].

Poprzez wykorzystanie naprężonych kompozytów CFRP można w znacznym stopniu poprawiać sztywność i rysoodporność wzmocnianych elementów [51, 103]. Do podstawowo-

wych wad tego typu wzmocnień należy zaliczyć brak dostatecznej liczby badań pozwalających na wiarygodną ocenę trwałości układu beton-klej-kompozyt w warunkach agresywnego oddziaływania środowiska oraz obciążeń długotrwałych [51]. Wada ta jest tym bardziej znacząca, że w przypadku wzmocnień bezkotwowych mechanizm zniszczenia jest bardzo gwałtowny i często występuje bez wyraźnej sygnalizacji [51]. Naprężone kompozyty CFRP znajdują przede wszystkim zastosowanie przy wzmocnieniach elementów żelbetowych, które na skutek zmiany obciążenia nie spełniają warunków stanu granicznego nośności, a ich sztywność po wzmocnieniu jest zbyt mała aby zapewnić spełnienie warunków stanu granicznego użytkowości.



Rys. 2.23. Przebieg procesu sprężania taśm CFRP [103]

Pomimo wszystkich zalet wzmocnień z wykorzystaniem naprężonych kompozytów CFRP, to wzmocnienia bierne taśmami CFRP są zwykle rozważane w pierwszej kolejności. Powodem tego jest ich łatwość w aplikacji i fakt, że nie wymagają użycia specjalistycznych urządzeń. Ponadto nie każdy element można wzmocnić w sposób aktywny. Wzmocnienia bierne najczęściej wykonywane są w przypadkach, gdy konstrukcja wymaga wzmocnienia lokalnego (pojedynczego elementu), czy też wzmocnienia obszaru w miejscu wykonanego otworu, np. w płycie lub ścianie. W takiej sytuacji stosowanie wzmocnień z wykorzystaniem naprężonych kompozytów CFRP jest często nie możliwe.

3 Znaczenie kompozytu FRP w wzmocnieniach konstrukcji z betonu

3.1 Ogólna charakterystyka kompozytów FRP

Przez kompozyt należy rozumieć materiał zbudowany co najmniej z dwóch różnych składników, przy czym ich połączenie zachodzi na poziomie makroskopowym [38, 39]. Materiał taki składa się z dwóch faz: fazy ciągłej matrycy (spoiwo) oraz fazy rozproszonej zwanej zbrojeniem. Jego właściwości są wypadkową tych dwóch faz i zależą od proporcji i właściwości obu składników. Poprzez połączenie matrycy i włókien uzyskuje się kompozyt włóknisty (FRP).

Dynamiczny rozwój kompozytów włóknistych FRP (Fiber Reinforced Polymer) należy wiązać z pojawieniem się w czasie drugiej wojny światowej technologii wytwarzania włókien szklanych. Na bazie włókien szklanych rozpoczęto wytwarzanie polimerowych materiałów włóknistych GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Kolejne etapy rozwoju kompozytów można powiązać z rozwojem technologii wytwarzania włókien węglowych o małym module sprężystości (lata 50-te XX w.), a potem o dużym module sprężystości (lata 60-te XX wieku). Włókna węglowe stanowią podstawę wytwarzania kompozytów węglowych CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). W 1965 roku wynaleziono włókna aramidowe, znane pod nazwą handlową Kevlar, na bazie których wytwarzane są kompozyty poliamidowe AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer) [38, 39].

Kompozyty włókniste FRP znajdują coraz szersze zastosowanie w przemyśle z uwagi na ich dużą wytrzymałość oraz mały ciężar w porównaniu z metalami i ich stopami [38, 39]. Stąd też duże zainteresowanie tymi materiałami do budowy, np.: samolotów, nart, czy też łodzi. Z uwagi jednak na rozwój technologii produkcji tych kompozytów, bardzo dobre właściwości mechaniczne, wzrost wymagań odnośnie trwałości oraz rosnące ceny robocizny, znajdują one coraz szersze zastosowanie w budownictwie [33, 34, 36÷39, 55, 95, 104, 105].

Właściwości mechaniczne kompozytów włóknistych zależą od zawartości poszczególnych komponentów, a cechy samego kompozytu nie są prostą sumą jego składników (rys. 3.1). Zależność, która opisuje wpływ poszczególnych składników na właściwości kompozytów nazywana jest regułą mikstury („rule of mixture”) [38, 39] i opisana jest wzorem:

$$E_f = E_o \times V_o + E_w \times V_w \quad [N/mm^2] \quad (3.1)$$

w którym:

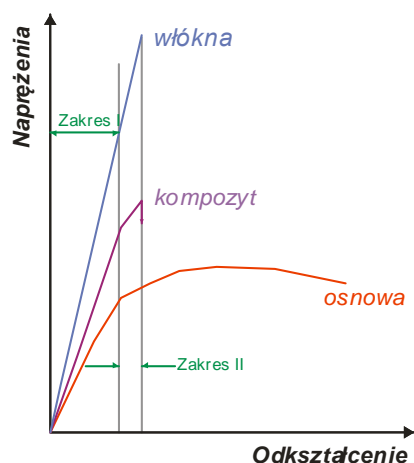
E_f [N/mm²] – moduł sprężystości kompozytu,

E_o [N/mm²] – moduł sprężystości matrycy,

E_w [N/mm²] – moduł sprężystości włókien,

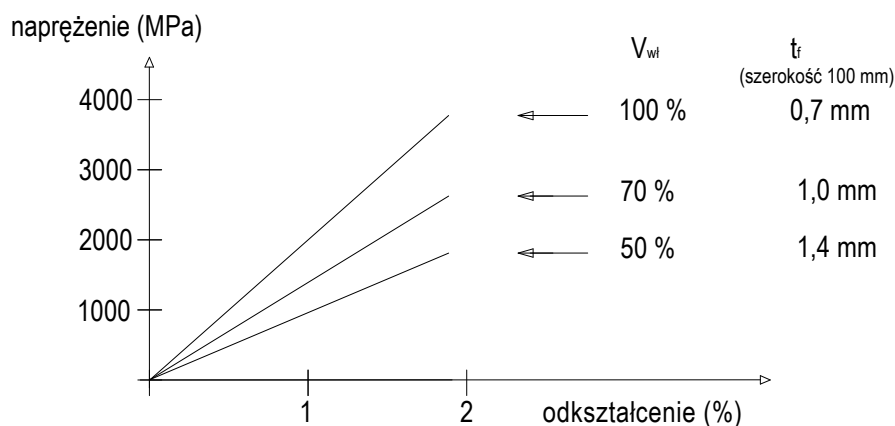
V_o [m³/m³] – objętość matrycy,

V_w [m³/m³] – objętość włókien.



Rys. 3.1. Porównanie charakterystyki naprężenie – odkształcenie kompozytu FRP, włókien i matrycy [39]

Zgodnie z regułą „mikstury” im większa jest zawartość włókien, tym większa sztywność i wytrzymałość kompozytu. Wykres naprężenie (σ) - odkształcenie (ϵ) kompozytu wykonanego na bazie włókien węglowych (CFRP) w funkcji zawartości włókien przedstawiono na rys. 3.2.

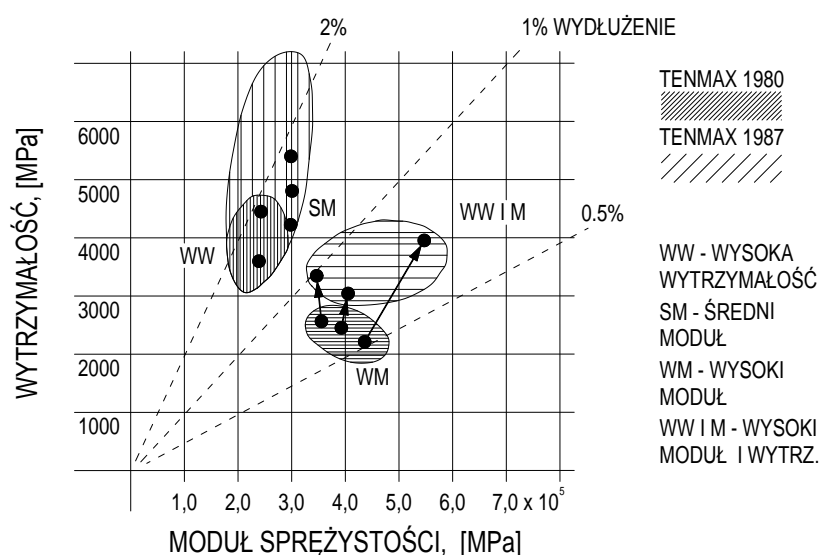


Rys. 3.2. Zależność naprężenie-odkształcenie kompozytu CFRP w funkcji zawartości włókien [38]

Do wytwarzania kompozytów włóknistych FRP stosowane są włókna: polimerowe, nieorganiczne, węglowe, stalowe i ceramiczne [38, 39, 106]. Jednak istotną rolę przy wzmacnianiu konstrukcji z betonu odgrywają trzy typy włókien: spośród polimerowych – aramidowe, z nieorganicznych – szklane, z węglowych – wysokiej wytrzymałości (HS – High Strength) i wysokomodułowe (HM – High Modulus).

Włókna węglowe (C - Carbon) posiadają bardzo dobre właściwości mechaniczne i fizyko-chemiczne, które umożliwiają ich bardzo szerokie zastosowanie w budownictwie [35, 37÷39, 55, 64]. Jednak ze względu na stosunkowo wysoki koszt produkcji włókien węglo-

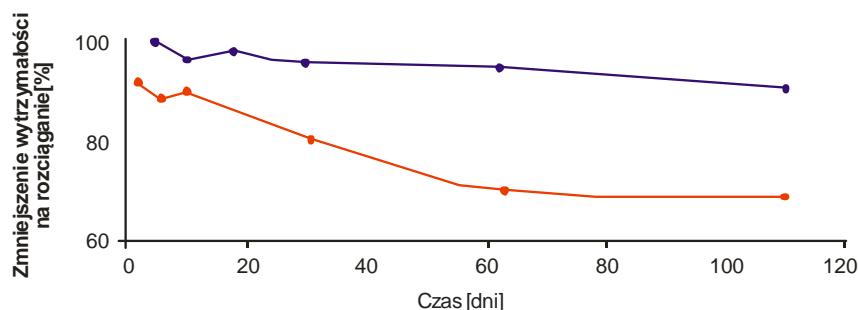
wych ich użycie jest ograniczone prawie wyłącznie do wzmocnień lub napraw konstrukcji z betonu [35, 37, 95, 104]. Spośród cech mechanicznych, którymi charakteryzują się włókna węglowe o ich przydatności w budownictwie decyduje, między innymi: duży moduł sprężystości przy rozciąganiu $150 \div 725$ GPa, odkształcenie przy rozciąganiu w przedziale $0.3 \div 2.5$ %, wytrzymałość na rozciąganie $1400 \div 7100$ MPa (rys. 3.3), a także gęstość $1700 \div 2150$ kg/m³ [38, 39, 107]. Poza wyżej wymienionymi właściwościami włókna węglowe utleniają się w powietrzu przy temperaturze 400 °C, ponadto wykazują dużą odporność na agresję chemiczną, fizyczną (zmęczenie materiału) oraz termiczną. Charakteryzują się również niską relaksacją (pełzaniem) w porównaniu do stali wysokiej wytrzymałości. Do wad tych włókien należy zaliczyć: wysoki koszt produkcji oraz przewodność prądu, której skutkiem w wyjątkowych sytuacjach (np. uderzenie pioruna) może być korozja elektrochemiczna w miejscu bezpośredniego styku włókien [38, 39, 108, 109].



Rys. 3.3. Wartości modułu sprężystości i wytrzymałości na rozciąganie włókien różnych typów [110]

Włókna organiczne (A - Aramid), które powszechniej znane są jako „Kevlar” (np. Kevlar 29, Kevlar 49, Kevlar 149), charakteryzują się modułem sprężystości w warunkach rozciągania $65 \div 185$ GPa przy granicznym odkształceniu podłużnym $1,5 \div 5$ %. Włókna te cechuje wysoka energia pęknięcia, co umożliwia ich zastosowanie w miejscach narażonych na obciążenia udarowe, np.: narażonych na uderzenie samochodu, zagrożonych sejsmicznie, itp. [33, 37, 107]. Wytrzymałość na rozciąganie włókien AFRP, w zależności od typu, zawiera się w przedziale $2800 \div 4200$ MPa [38, 39, 107]. Do zalet tych włókien należy również zaliczyć małą gęstość oraz stosunkowo dobre zachowanie się pod wpływem obciążeń długotrwałych i cyklicznych. Wady włókien organicznych to: duży koszt produkcji (najwyższy wśród wymienionych włókien), wrażliwość na oddziaływanie wilgoci oraz podwyższonej temperatury [38, 39, 107, 110].

Włókna szklane (G - Glass) są zdecydowanie tańsze niż włókna węglowe i organiczne. Charakteryzują się one stosunkowo małą trwałością w warunkach obciążeń cyklicznych, którym towarzyszą duże naprężenia [111]. Wysoka relaksacja (pełzanie) i mała w porównaniu do włókien węglowych i aramidowych odporność na korozję chemiczną, zwłaszcza w środowisku alkalicznym, to kolejne wady, ograniczające zakres ich stosowania do napraw oraz wzmocnień konstrukcji z betonu. Włókna szklane typu E tracą również swoje właściwości w warunkach podwyższonej wilgotności (rys. 3.4). Podstawowe cechy mechaniczne włókien szklanych to: moduł sprężystości przy rozciąganiu $70\div 90$ GPa, odkształcenie przy rozciąganiu $2\div 5$ %, wytrzymałość na rozciąganie $1800\div 4800$ MPa, natomiast, gęstość mieści się w zakresie $2460\div 2580$ kg/m³ [38, 39, 107, 108]. Włókna szklane pod względem składu dzielą się na włókna typu S i E [39]. Produkowane są również inne typy włókien, między innymi: AR (alkali resistant) o nieco gorszych właściwościach fizyko-mechanicznych niż włókna typu E, jednak o podwyższonej odporności na alkalia [38, 112].



Rys. 3.4. Zależność wytrzymałości na rozciąganie włókien szklanych E od czasu składowania; linia niebieska – w atmosferze suchej; linia czerwona – przy wilgotności względnej 100% [112]

Porównanie cech mechanicznych wybranych włókien stosowanych do wytwarzania kompozytów FRP zestawiono w tabelicy 3.1.

Tablica 3.1

Właściwości różnych rodzajów włókien stosowanych do wytwarzania kompozytów FRP

Rodzaj włókna	Wytrzymałość na rozciąganie [GPa]	Moduł sprężystości przy rozciąganiu [GPa]	Odształcenie graniczne przy rozciąganiu [%]	Gęstość [kg/m ³]	Średnica włókna [μm]
szklane E	3,5	75	4,0	2,54	3÷11
szklane S	4,5	87	5,0	2,49	3÷11
węglowe – PAN	3,6	231	1,4	1,76	7
węglowe – PITCH	2,4	380	0,5	2,00	10
węglowe – T300	3,2	235	1,4	1,76	5÷7
węglowe – T1000	7,1	295	2,4	1,82	5÷7
węglowe – P100	2,2	725	0,32	2,15	-
aramidowe - Kevlar 29	2,8	65	4,0	1,44	15
aramidowe - Kevlar 49	3,5	135	2,3	1,44	15
aramidowe - Kevlar 149	3,4	185	-	1,47	-
aramidowe - Twaron	3,6	127	2,5	1,45	12
Literatura: [38, 39, 107]					

Drugim składnikiem decydującym o właściwościach kompozytu FRP jest matryca, której zadaniem jest zespolenie włókien pomiędzy sobą oraz ich powiązanie w powierzchniowe elementy konstrukcyjne [38, 39, 109]. Zadaniem matrycy jest również ochrona włókien przed agresywnym oddziaływaniem środowiska, w pewnym stopniu uczestniczy ona także w przenoszeniu obciążeń, jakim poddany jest kompozyt FRP. Matryca składa się z żywic polimerowych, wypełniaczy oraz dodatków [38, 39].

Do wytwarzania kompozytów FRP są używane głównie żywice utwardzane na drodze polimeryzacji, takie jak: epoksydowe i nienasycone poliestrowe [38, 39, 106, 113, 114].

Żywice epoksydowe należą do tworzyw chemoutwardzalnych, chociaż mogą być utwardzane wskutek podwyższenia temperatury po dodaniu odpowiednich utwardzaczy [38, 39, 106, 113, 114]. Po utwardzeniu stają się nietopliwe, nierozpuszczalne oraz odporne na działanie kwasów, zasad oraz szeregu substancji organicznych. Usieciowane żywice są ciałami kruchymi o dużej wytrzymałości mechanicznej w szerokim zakresie temperatur użytkowania (w zależności od rodzaju żywicy i utwardzacza od 80°C do 180°C [106]) oraz o dobrych właściwościach dielektrycznych. W celu zmniejszenia ich kruchości i zwiększenia udarności są stosowane różne związki uelastyczniające, rozcieńczalniki i napelniacze. Żywice epoksydowe cechuje duża przyczepność prawie do wszystkich materiałów budowlanych (z wyjątkiem np. miedzi). Odznaczają się najkorzystniejszymi cechami technicznymi spośród żywic utwardzanych na drodze polimeryzacji.

Nienasycone żywice poliestrowe otrzymuje się w wyniku polikondensacji nienasyconego bezwodnika (np. maleinowy, aromatyczny) z glikolami (najczęściej etylenowym lub propylenowym) [115]. W zależności od rodzaju i stosunku ilościowego składników po utwardzeniu, żywice charakteryzują się różnymi właściwościami. Mogą być zarówno giętkie, jak i elastyczne, a także sztywne i kruche. Na ogół są średnio odporne na działanie roztworów kwasów oraz palne. Występują również żywice samogasnące. Jako ciała stałe są prawie bezbarwne i dają się trwale barwić w masie. Zaletą w stosowaniu żywic poliestrowych jest ich prostota. Wszystkie niezbędne komponenty reakcji utwardzania są zawarte w ciekłej żywicy. Utwardzacz jest wypełniaczem zawierającym sproszkowany katalizator. Jeżeli żywice poliestrowe stosuje się ściśle z instrukcją producenta, mogą się one okazać, zwłaszcza ze względu na szybki przyrost wytrzymałości w czasie [84, 116], bardzo cennymi materiałami do wytwarzania kompozytów stosowanych do napraw i wzmocnień konstrukcji. Występują również żywice poliestrowe utwardzane w temperaturze poniżej 0°C [116]. Właściwość ta umożliwia prowadzenie prac np. w magazynach chłodni oraz na budowie w sezonie zimowym lub też w strefach zimnego klimatu. Wadą żywic poliestrowych jest znaczny skurcz utwardzania oraz duży współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej. Dodatkowym powodem, ograniczającym zakres stosowania żywic poliestrowych, jest niska odporność na działanie zasad i duża wrażliwość na działanie wilgoci podczas utwardzania. Początkowo żywice te stosowano w postaci lakierów, zwłaszcza do wykańczania wyrobów z drewna, a następnie jako spoiwo, najczęściej do laminatów wzmocnionych włóknem szklanym.

Właściwości w stanie utwardzonym omówionych żywic syntetycznych przedstawiono w tabl. 3.2.

Przedstawiona w tabelicy 3.2 charakterystyka żywic syntetycznych jest bardzo ogólna. W obrębie danej grupy żywic może występować szereg odmian specjalnych, np.: żywice o zwiększonej elastyczności, podwyższonej odporności na alkalia, samogasnące, itp. Na właściwości kompozycji można wpływać również przez odpowiedni dobór rodzaju i ilości utwardzacza, czy też zmianę warunków utwardzania, można także niektóre żywice mieszać ze sobą.

Tablica 3.2

Podstawowe właściwości żywic syntetycznych stosowanych do wytwarzania kompozytów FRP

Właściwości w stanie utwardzonym	Żywice utwardzane w wyniku polimeryzacji	
	epoksydowe	poliestrowe
Wytrzymałość na ściskanie, f_p , [MPa]	55÷200	90÷260
Wytrzymałość na zginanie, f_{ptg} , [MPa]	25÷150	40-150
Wytrzymałość na rozciąganie, f_{pt} , [MPa]	20-100	20÷90
Moduł sprężystości przy ścisnieniu, E_p , [GPa]	1,6÷7	1,5÷8
Odkształcenie przy rozciąganiu, ε_{pt} , [%]	1,1÷15	0,5÷15
Skurcz utwardzania, ε_s , [%]	0,1÷0,5	0,6÷1,2
Współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej, $\alpha_{pt} \times 10^5$, [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	2÷10	4÷19
Temperatura pięknienia wg Martensa, T_m , [$^{\circ}\text{C}$]	40÷85	40÷120
Literatura:	[38],[39],[84],[106],[115]	

O cechach mechanicznych i fizykochemicznych kompozytu włóknistego decyduje nie tylko rodzaj włókna i użytej żywicy syntetycznej, ale również ilość włókien oraz kierunek ułożenia. Procentowa zawartość włókien w kompozycie przeważnie mieści się w granicach 30÷60 %. Kierunek ułożenia włókien może być dowolny, jednak do wzmocnień konstrukcji stosuje się przeważnie kompozyty FRP, w których włókna są ułożone jednokierunkowo [38, 39].

Kompozyty FRP produkowane jako zewnętrzne zbrojenie wzmocnianego elementu charakteryzują się, z jednokierunkowym układem włókien i niedużą grubością [34÷37]. Z uwagi na sposób wytworzenia elementy te dzieli się na prefabrykowane lub laminowane w miejscu ich zastosowania. Prefabrykowane kompozyty FRP występują najczęściej w formie cienkich z jednokierunkowym układem włókien taśm, wytwarzanych w procesie ciągłym lub w formie kształtek różnego typu, produkowanych metodą ciśnieniową [38, 39, 104, 107]. Elementy do laminowania dostarczane są najczęściej w formie tkanych lub preimpregnowanych mat. Mogą one mieć układ włókien jedno- lub wielokierunkowy [38, 39, 104, 107].

Do kompozytów prefabrykowanych zaliczane są materiały, które w całości powstają w zakładzie produkcji, a ich wbudowanie w istniejącą konstrukcję odbywa się poprzez wklejenie bądź naklejenie na element konstrukcyjny. Do prefabrykowanych kompozytów włóknistych

stych używanych do wzmocniania konstrukcji z betonu zaliczamy: kształtki, taśmy i pręty (tabl.3.3 i 3.4) [33÷37, 95, 105]. Kształtki oraz taśmy są naklejane bądź wklejone w warstwę otuliny betonowej elementu, natomiast pręty stosuje się tylko poprzez wklejanie. Zwykle taśmy kompozytowe CFRP do wzmocnień konstrukcji wytwarzane są z włókien o trzech modułach sprężystości (tablica 3.3).

Tablica 3.3

Podstawowe właściwości taśm węglowych stosowanych do wzmocniania konstrukcji z betonu [94, 117]

Parametr	Taśmy CFRP		
	Niski moduł	Średni moduł	Wysoki moduł
Moduł sprężystości przy rozciąganiu, E_{ft} , [GPa]	150÷160	200	300
Wytrzymałość na rozciąganie, f_{ft} , [MPa]	2500÷3100	2500÷3200	1500
Odształcenie graniczne przy rozciąganiu, ε_{ft} , [%]	1,55÷1,70	1,10÷1,25	0,45
Pole przekroju poprzecznego, A_f , [mm ²]	36÷210	70÷210	70

Tablica 3.4

Podstawowe właściwości prętów kompozytowych o zawartości włókien 50÷70% [94, 117]

Parametr	Rodzaje prętów		
	GFRP	AFRP	CFRP
Objętościowa zawartość włókien, V_f , [%]	55	60	65
Gęstość, ρ , [kg/m ³]	2100	1380	1600
Moduł sprężystości przy rozciąganiu, E_{ft} , [GPa]	35÷60	40÷125	100÷580
Wytrzymałość na rozciąganie, f_{ft} , [MPa]	450÷1600	1000÷2500	600÷3500
Odształcenie graniczne przy rozciąganiu, ε_{ft} , [%]	1,2÷3,7	1,9÷4,4	0,5÷1,7
Średnica, d , [mm]	6,4÷35,8		

Kompozyty laminowane powstają w trakcie ich aplikacji na placu budowy. Włókna kompozytu splecione są w matę, która następnie nasączana jest żywicą epoksydową. Maty wykonuje się z włókien węglowych, szklanych oraz aramidowych. Najczęściej stosowane są maty, w których włókna ułożone są w jednym kierunku, ewentualnie kolejne warstwy naklejane są w kierunkach wzajemnie do siebie prostopadłych. W matach, w których włókna konstrukcyjne ułożone są jednokierunkowo stosuje się również włókna niekonstrukcyjne, mające za zadanie z włóknami podstawowymi tworzyć stabilny splot. Dostępne są również maty,

w których włókna konstrukcyjne ułożone są w dwóch kierunkach, co z pewnością należy zaliczyć do zalet tego typu kompozytów [33,38]. Kolejną i niewątpliwie największą zaletą kompozytów laminowanych bezpośrednio na placu budowy jest możliwość ich użycia do wzmocniania elementów o skomplikowanych kształtach [38, 39, 94, 95, 104, 117].

3.2 Trwałość kompozytów FRP

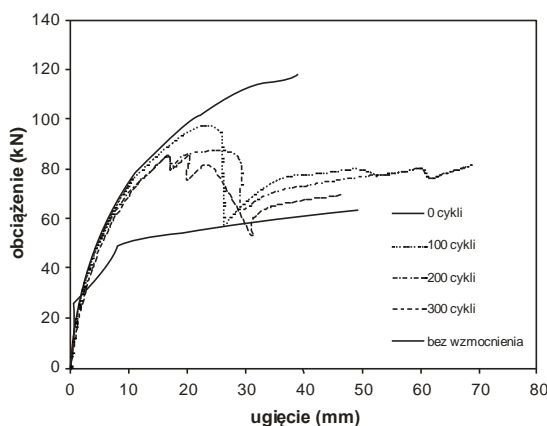
Kompozyty włókniste (CFRP, GFRP, AFRP) na ogół charakteryzują się dużą trwałością, co zostało potwierdzone licznymi badaniami [111, 118÷123]. Problematyczne wydaje się jedynie zagadnienie trwałości kompozytów włóknistych na bazie włókien szklanych typu E w środowisku alkalicznym. Włókna szklane są wrażliwe na oddziaływanie alkalicznego środowiska, a trwałość takiego kompozytu jest zapewniana przez odpowiedni dobór matrycy [39, 50, 124]. W pracy [124] przedstawiono badania trwałości kompozytów FRP wykonanych na bazie włókien szklanych typu E oraz węglowych. Trwałość takich kompozytów określono w środowisku zasadowym oraz symulujących starzenie naturalne i przyspieszone, w warunkach rozciągania na podstawie zmian wytrzymałości, modułu sprężystości i granicznego odkształcenia. Warunki naturalne symulowano przez cykliczne zmiany temperatury, wilgotności oraz ekspozycję na działanie promieni UV. Wykazano, że kompozyty wykonane na bazie włókien szklanych oraz włókien węglowych z osnową poliestrową, poddane oddziaływaniu agresywnego środowiska w tracą swoje właściwości. Micell i Nanni nie zalecili stosowania kompozytów wykonanych na bazie włókien szklanych i osnowie poliestrowej do wzmocnień konstrukcji, wskazując na potrzebę dalszych badań. Do podobnych wniosków doszli Tavakkolizadeh i Sadatamanesh [125], którzy przeprowadzili badania trwałości kompozytów FRP, wytwarzanych techniką laminacji na bazie włókien węglowych oraz szklanych. Tavakkolizadeh i Sadatamanesh przedstawili wyniki badań 150 elementów próbnych poddanych 9 różnym agresywnym oddziaływaniami. Agresywne oddziaływanie środowiska symulowano poprzez zastosowanie roztworów chemicznych [125]. Elementy próbne poddawano również oddziaływaniu promieniowania ultrafioletowego. Badania wykazały, że w przypadku kompozytu zawierającego włókna szklane typu E nastąpiło znaczne pogorszenie jego właściwości, głównie w środowisku zasad o wysokim wskaźniku pH. Natomiast nie zaobserwowano istotnego pogorszenia właściwości kompozytu FRP wykonanego na bazie włókien węglowych. Spostrzeżenia te zostały potwierdzone także przez inne ośrodki naukowe [118,119,121,123].

Włókna aramidowe cechują się dobrą odpornością na oddziaływanie wielu środowisk chemicznych, poza silnymi zasadami i kwasami [38, 39]. Biorąc pod uwagę, że środowisko betonu ma silny odczyn zasadowy, włókna te mogą tracić swoje właściwości jeżeli poddane zostaną jego oddziaływaniu. Odporność chemiczna włókien zależy w dużej mierze od ich rodzaju i właściwości. Na ogół utrata cech wytrzymałościowych przez włókna aramidowe w kontakcie z czynnikami agresywnymi przebiega wolniej w przypadku włókien o większym module sprężystości [126, 127, 128].

Niezależnie od trwałości samych włókien, jak i kompozytu FRP bardziej złożonym zagadnieniem jest trwałość układu: beton-klej-kompozyt FRP. Badania takie, między innymi, przeprowadził Chajes z zespołem [129]. Eksperyment miał na celu określenie trwałości tzw. systemów stosowanych do wzmocnień elementów żelbetowych, na bazie włókien szklanych, aramidowych oraz węglowych. Elementy próbne poddawano działaniu cykli starzeniowych uwzględniających zmiany ciepłno-wilgotnościowe, zamrażanie-rozmrażanie, oddziaływanie roztworów chlorku oraz wapnia. Wykazano, że właściwości każdego z systemów, w wyniku oddziaływania środowiska agresywnego, ulegają pogorszeniu. Najkorzystniej w eksperymencie wypadł system wzmocnienia z wykorzystaniem włókien węglowych. Elementy próbne wzmocnione przy użyciu tego systemu utraciły jedynie 15% na nośności.

Badania wpływu wilgotności na trwałość układu: beton-klej epoksydowy - taśma CFRP przeprowadzili Au i Büyüköztürk [130]. W wyniku badań stwierdzono, że wpływ wilgotności na zachowanie się badanego systemu wzmocnień ma charakter asymptotyczny. Zaobserwowano, że w warunkach suchych wszystkie próbki uległy zniszczeniu w płaszczyźnie przez beton, natomiast w przypadku elementów poddanych działaniu wilgoci wystąpiło również zniszczenie w płaszczyźnie zespolenia kleju z betonem. Autorzy opracowali model analityczny pozwalający na ocenę wpływu wilgotności na efektywność wzmocnienia elementów żelbetowych kompozytami CFRP.

Souduki z zespołem [131] analizował zachowanie się belek żelbetowych wzmocnionych matami CFRP nasączonymi żywicą epoksydową, poddanych agresywnemu oddziaływaniu środowiska. Belki poddano oddziaływaniu do 300 cykli ciepłno-wilgotnościowych oraz oddziaływaniu 3% roztworu chlorków sodu. Analiza wyników badań wykazała ponad dwukrotny wzrost nośności belek kontrolnych po wzmocnieniu. Zaobserwowano również, że agresywne oddziaływanie środowiska wywoływało ubytki korozyjne w otulinie betonowej i w zbrojeniu zwykłym. Ubytki korozyjne były większe w belkach bez wzmocnienia w porównaniu do belek wzmocnionych laminowanymi matami CFRP. Na tej podstawie wyciągnięto wniosek że maty CFRP łącznie z żywicą epoksydową zmniejszyły przenikanie roztworu chlorku sodu, tym samym ograniczały korozję zbrojenia wewnętrznego. Belki wzmocnione za pomocą mat CFRP ulegały zniszczeniu w wyniku odspojenia taśmy, a nośność elementów malała wraz ze wzrostem liczby cykli przyspieszonego starzenia (rys. 3.5).



Rys. 3.5. Zależność ugięcie-obciążenie dla belek wzmocnionych matą CFRP [131]

Wpływem warunków naturalnych na trwałość układu: beton – klej epoksydowy- kompozyt CFRP zajął się Reay z zespołem [118]. Wykazano, że elementy próbne przechowywane w warunkach laboratoryjnych (kontrolne) miały większą nośność niż elementy poddane starzeniu naturalnemu. Kompozyt CFRP utracił do 32% swojej wytrzymałości na rozciąganie, przyczepność normalna zmniejszyła się od 3% do 32%, w zależności od miejsca składowania próbek. W tych samych warunkach zaobserwowano obniżenie wytrzymałości betonu na ściskanie od 4% do 13% [118], co tłumaczy taki spadek przyczepności taśm CFRP do podłoża betonowego.

Z analizy dostępnej literatury [36, 119, 122, 129÷131] wynika, że projektowanie wzmocnienia elementu i/lub konstrukcji powinno odbywać się z jednoczesnym uwzględnieniem trwałości układu: beton-klej-kompozyt wzmacniający. Z badań wynika, że wytrzymałość długotrwała kompozytów jest mniejsza od doraźnej i stanowi ok. 30% wytrzymałości początkowej w przypadku kompozytów GFRP, 50% w przypadku kompozytów AFRP i 80% dla CFRP [36, 122].

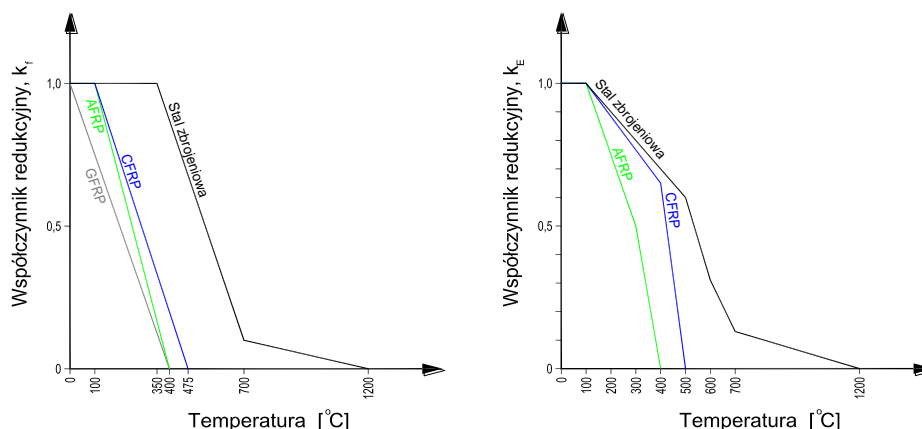
Kompozyty włókniste, niezależnie od rodzaju włókien, charakteryzują się w porównaniu ze stałą zdecydowanie mniejszą odpornością termiczną [34÷36, 38, 39]. Duże pogorszenie właściwości fizycznych tych materiałów następuje już w temperaturach nie znacznie przekraczających 100 °C i postępuje bardzo szybko wraz z dalszym wzrostem temperatury. Na rys. 3.6 przedstawiono współczynniki redukcyjne dla wytrzymałości na rozciąganie k_f i modułu sprężystości przy rozciąganiu k_E [76].

Układ: beton - klej epoksydowy - kompozyt FRP zachowuje swoje cechy w temperaturach umiarkowanych, tj. 22°C÷36°C . Gwałtowna utrata wytrzymałości takiego układu następuje, gdy temperatura kleju epoksydowego osiąga 60°C. Współczynniki redukcyjne opracowane celem oszacowania przyczepności kompozytu FRP do betonu w warunkach odrywania, poddanego oddziaływaniu temperatury, opisano następującymi równaniami [132]:

$$T < 45^{\circ}\text{C}; \rho = 1 \quad (3.2)$$

$$45^{\circ}\text{C} < T < 75^{\circ}\text{C}; \rho = 2.0436 - 0.0236T \quad (3.3)$$

$$T > 75^{\circ}\text{C}; \rho = 0.18 \quad (3.4)$$



Rys. 3.6. Współczynniki redukcyjne dla wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości przy rozciąganiu [76]

Z uwagi na małą odporność układu: beton-klej-kompozyt FRP na temperaturę konieczne jest stosowanie odpowiednich zabezpieczeń [132, 133]. Dotychczasowe rezultaty badań wykazały, że po zastosowaniu odpowiedniej ochrony można bezpiecznie stosować tego typu materiały do wzmocnień konstrukcji [133]. Producenci i dystrybutorzy takich systemów wzmocnień obecnie posiadają w swojej ofercie również odpowiednie zabezpieczenie przeciwpożarowe (rys. 3.7).



Rys. 3.7. Przykład zabezpieczenia przeciwpożarowego wzmocnienia stropu taśmami CFRP [94]

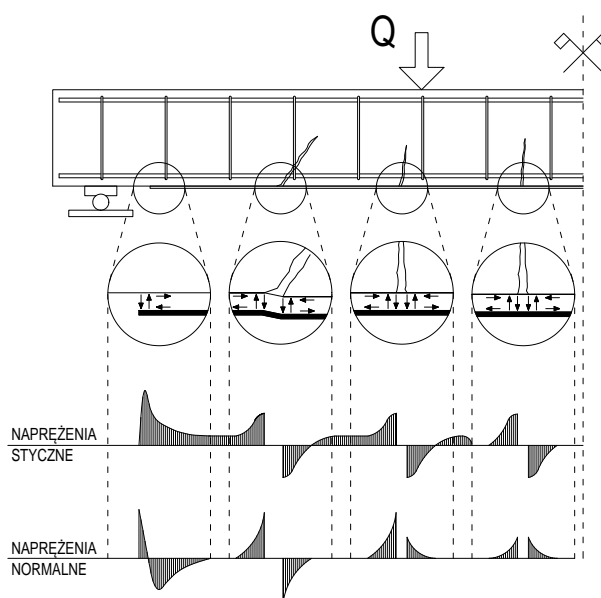
4 Stan zagadnienia w zakresie przedmiotu pracy

4.1 Przyczepność kompozytu FRP do betonu w elemencie zginanym

Przy doborze systemu wzmocnienia elementów żelbetowych należy rozważyć te czynniki, które mogą mieć wpływ na jakość połączenia kompozytu FRP z podłożem betonowym. Do tych czynników należy zaliczyć, między innymi: sposób oraz jakość przygotowania powierzchni betonu, jakość kleju epoksydowego oraz kwalifikację osób wykonujących wzmocnienie [33÷37, 94, 105, 117, 134, 135].

Badania doświadczalne wykazały, że istnieje zależność między jakością przygotowania powierzchni oraz jakością betonu, a efektywnością wzmocnienia [136, 137]. Aby zapewnić właściwą przyczepność kompozytu FRP do podłoża betonowego powierzchnia betonu w elemencie przed wzmocnieniem powinna zostać dokładnie oczyszczona ze słabych warstw i luźno związanych ziaren kruszywa [138]. W przygotowaniu podłoża betonowego ważne jest również odkrycie małych i średnich ziaren. Uzyskane w ten sposób zagłębienia nie powinny przekraczać wartości, która odpowiada maksymalnej grubości warstwy kleju, tj. do 3 mm [139, 140].

Wyodrębnienie wszystkich czynników mających mniej lub bardziej istotny wpływ na przyczepność kompozytu FRP do betonu, jest zagadnieniem złożonym i wymagało bardzo dokładnej analizy rozkładu naprężeń na styku trzech materiałów: kompozyt FRP, kleju, beton. Naprężenia te zdefiniowane zostały na podstawie badań oraz analiz teoretycznych i numerycznych [55, 136, 137, 141÷147]. Wykazano, że zniszczenie elementu wzmocnionego poprzez doklejenie kompozytu FRP jest najczęściej efektem oddziaływania kombinacji dużych przypowierzchniowych sił ścinających oraz odrywających (rys. 4.1) [136, 148].



Rys. 4.1. Rozkład naprężeń przypowierzchniowych w elemencie wzmocnionym kompozytem FRP [148]

Naprężenia te zależą od: wytrzymałości betonu na rozciąganie, sposobu przygotowania powierzchni, sztywności giętej wzmocnianego elementu, grubości warstwy kleju, stosunku szerokości do grubości kompozytu FRP i ilości jego warstw, modułu sprężystości tego kompozytu, stosunku długości odcinka ścinania do wysokości użytecznej elementu [140, 149÷152].

W analizie elementów żelbetowych zakłada się idealną przyczepność pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem. Założenie takie pozwala przyjąć założenie o zgodności odkształceń na wysokości elementu oraz, że przekroje płaskie przed odkształceniem pozostają płaskie po odkształceniu. Zgodność odkształceń pomiędzy kompozytem a betonem nie jest oczywiście, jednak wielu badaczy uznało, że jest to wystarczająco dokładne założenie [41, 153]. Wyniki badań, zdaniem niektórych [66], poddają w wątpliwość wymienione powyżej założenia, zwłaszcza przy znacznym poziomie wykorzystania kompozytu FRP, co może wskazywać na potrzebę uwzględnienia takiego zachowania się elementu w analizie zagadnienia przyczepności [66].

Na zachowanie się pod obciążeniem elementów wzmocnionych poprzez doklejenie kompozytu FRP, ma istotny wpływ również sposób wykonania wzmocnienia jak i ewentualne zastosowanie dodatkowych elementów kotwiących [52, 153÷155]. Wpływ jest tym większy im poprawniej zostaną zastosowane techniki mające na celu zwiększenie efektywności kotwienia. Analizę taką przeprowadzili między innymi Garden i Hollaway [52]. Wykazali oni, że poprzez zastosowanie dodatkowego kotwienia końca taśmy CFRP możliwe jest zwiększenie jej efektywności, jednak tylko w tych belkach, w których długość zakotwienia końca taśmy była zbyt mała. Dla elementów, których odspojenie rozpoczynało się w strefie zginania wykazano, że wpływ ten był pomijalnie mały. Podobne rezultaty wyników badań uzyskali Rabinovitch i Frostig [154], próbując poprawić efektywność zakotwienia końca taśmy CFRP. Różne metody wzmocnień analizowane były również przez Kotynię i Kamińską [153]. Autorzy wykazały, że istnieje możliwość zwiększenia efektywności wzmocnienia w przypadku elementów, w których odspojenie kompozytu CFRP rozpoczyna się w strefie zginania. W tym przypadku efektywność kompozytu CFRP zwiększono poprzez naklejenie maty CFRP w taki sposób, że obejmowała ona szerokość strefy rozciąganej elementu oraz część wysokości przekroju elementu, tj. powyżej osi zbrojenia rozciąganego. W badaniach wykazano, że poprzez zastosowanie tej techniki możliwy jest wzrost odkształceń kompozytu CFRP o 24% w stosunku do wzmocnienia poprzez doklejenie kompozytu tylko na dolnej powierzchni belki.

Inną techniką zwiększenia efektywności kompozytu jest wklejenie taśmy we wcześniej przygotowane bruzdy na dolnej powierzchni belki, tzw. NSM (od ang. *near surface mounted*) [156, 157]. Wyniki badań elementów wzmocnionych tą techniką przedstawili między innymi Barros i Fortes [156]. Autorzy przeanalizowali zachowanie się tak wzmocnionych belek pod kątem ugięć i zarysowania. Analizowano belki o różnym stopniu wzmocnienia wklejając taśmy CFRP w jedną do trzech bruzd wykonanej w grubości otuliny zbrojenia rozciąganego. Przeprowadzone badania wykazały znaczny wzrost obciążenia powodującego przekroczenie stanu granicznego użyteczności, jak również obciążenia niszczącego w stosunku do belek

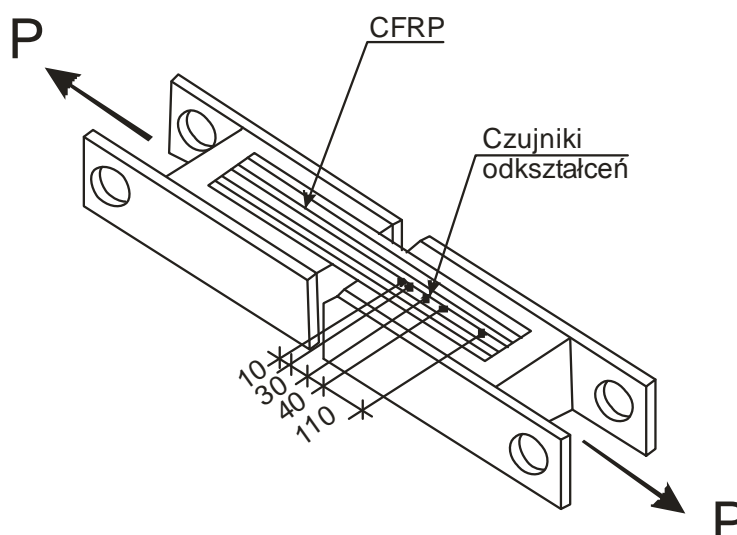
kontrolnych (bez wzmocnienia). Odształcenie kompozytu CFRP wyniosło od 62% do 91% odształcenia maksymalnego, odpowiadającego zerwaniu tego kompozytu. Technika ta pozwala na lepsze wykorzystanie kompozytu CFRP niż w przypadku naklejania, przy której w różnych badaniach [33, 53, 60, 67, 139, 140, 153÷155] uzyskano 25÷45% odształcenia granicznego przy zerwaniu ε_{fu} .

4.1.1 Rozkład naprężeń przyczepności na długości kompozytu FRP

Rozkład zależności naprężenie (σ) - odształcenie (ε) w literaturze określano eksperymentalnie poprzez analizę żelbetowych elementów wzmocnionych kompozytem FRP, poddanych próbie zginania lub na podstawie badania przyczepności w warunkach czystego ścinania.

Borens i Gemert [141] przeprowadzili eksperyment w warunkach czystego ścinania (rys. 4.2), w którym wykazali, że strefa zakotwienia taśmy CFRP jest najbardziej krytycznym punktem, który należy wziąć pod uwagę przy wzmacnianiu elementów żelbetowych z uwagi na duże naprężenia w kompozycie mogące być przyczyną jego odspojenia.

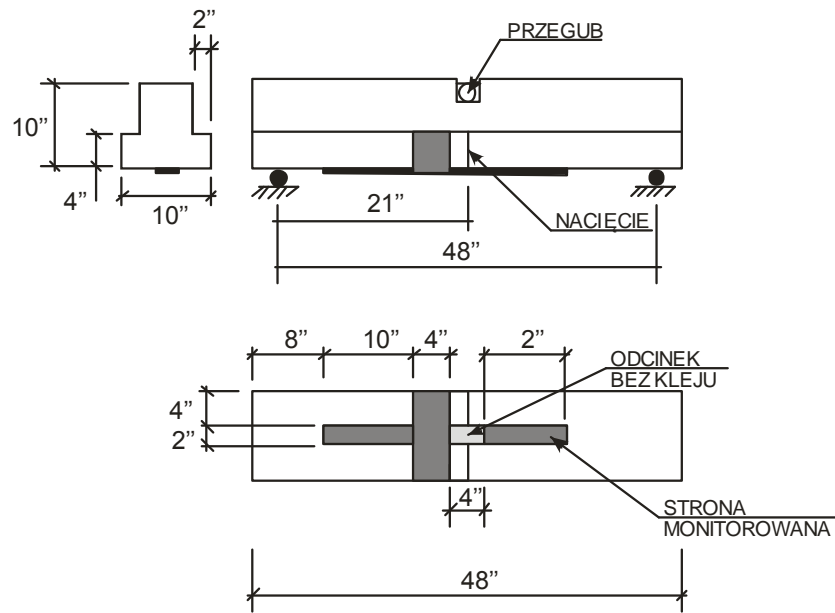
Natomiast Maed'a i inni [145] poprzez badania i symulacje numeryczne wykazali, że rozkład odształceń w strefie zakotwienia, można opisać równaniem kwadratowym dla początkowej fazy obciążenia i liniowym przy obciążeniach odpowiadających odształceniom granicznym. Zależności te opisują rozkład odształceń niezależnie od długości zakotwienia oraz sztywności kompozytu FRP, zaś wraz ze wzrostem obciążenia strefa zakotwienia przesuwa się w kierunku końca kompozytu. Tak zwana efektywna długość zakotwienia, którą można zdefiniować jako długość zakotwienia, której wzrost nie powoduje dalszego przyrostu siły w kompozycie FRP, zmniejsza się wraz ze wzrostem jego sztywności.



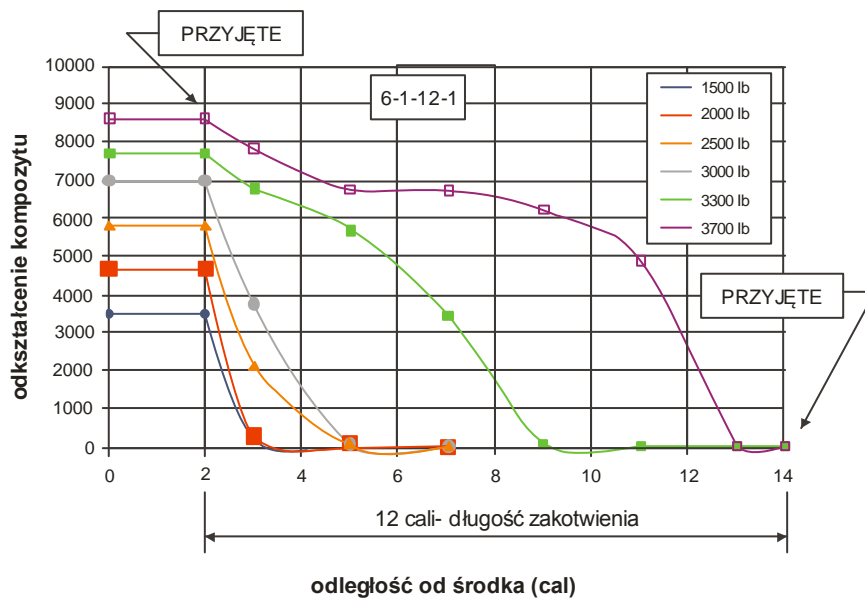
Rys. 4.2. Element próbny (Borens i Gemert) [141]

Miller i Nanni [158] zaprezentowali wyniki badań mających na celu określenie rozkładu naprężeń w strefie zakotwienia kompozytu wzmacniającego. W eksperymencie do wzmoc-

nienia wykorzystali maty CFRP doklejone do rozciąganej powierzchni belki o przekroju w kształcie odwróconej litery „T”, z nacięciem w środku rozpiętości (rys 4.3). Wykazano, że wzrost sztywności laminatu powoduje zwiększenie nośności elementów, jednak przyrost ten nie jest proporcjonalny do liczby naklejonych warstw kompozytu. W eksperymencie tym wytrzymałość betonu nie miała wpływu na nośność badanych elementów. Wyniki pomiaru odkształceń na długości zakotwienia zbrojenia kompozytowego przedstawiono na rys. 4.4.

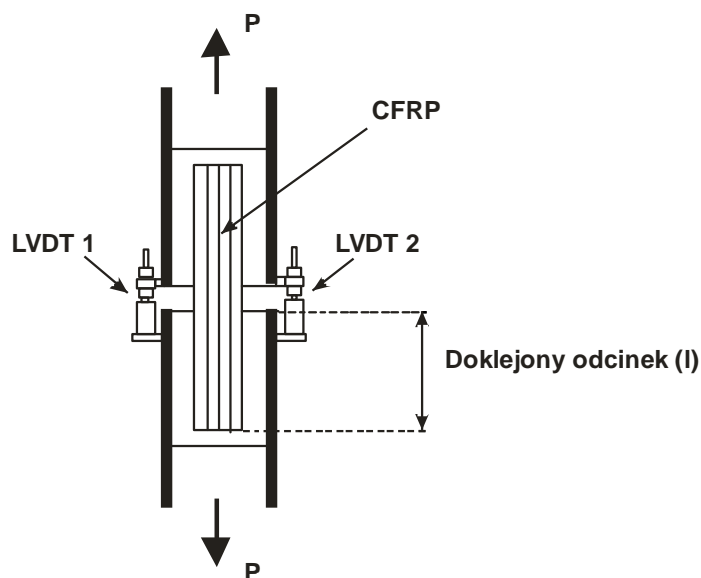


Rys. 4.3. Element próbny (Miller i Nanni) [158]



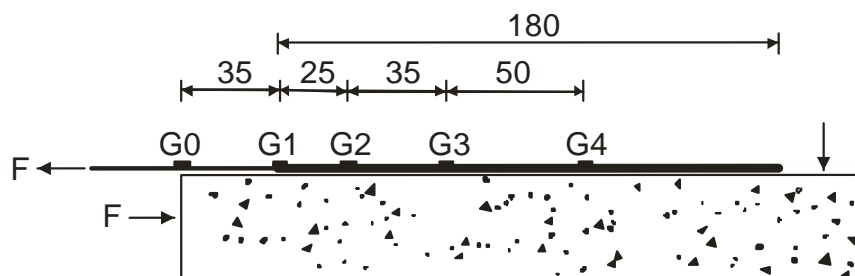
Rys. 4.4. Rozkład odkształceń (Miller i Nanni) [158]

Brosens i Gemert [159] przeprowadzili badania na 24 elementach próbnych w warunkach czystego ścinania w celu weryfikacji modelu Valkersena z 1938 roku. Badaniu poddano próbki prostokątne o wymiarach 150x150x300mm połączone ze sobą kompozytem CFRP (rys. 4.5). W wyniku przeprowadzonego eksperymentu autorzy zaproponowali przyjęcie nieliniowego modelu pozwalającego na bezpieczne projektowanie strefy zakotwienia kompozytu CFRP, mając na względzie gwałtowny przebieg procesu jego odspojenia od podłoża betonowego.

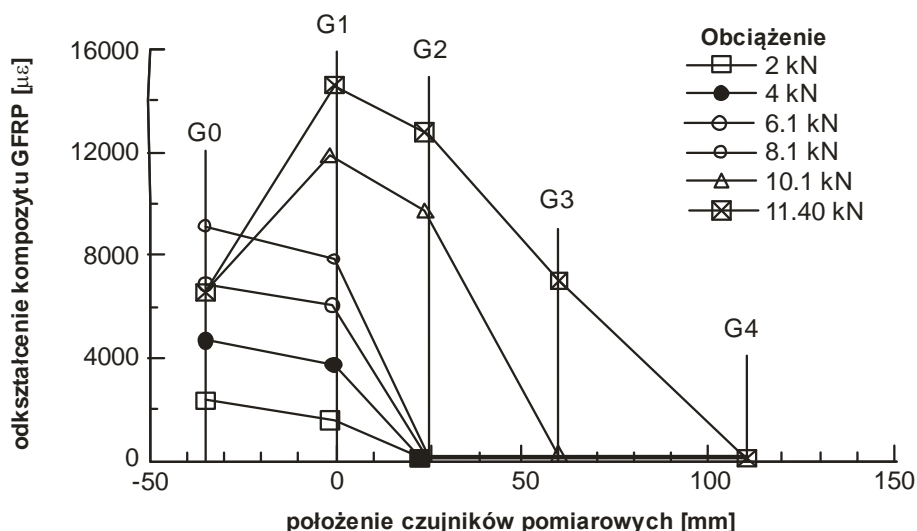


Rys. 4.5. Element próbny (Brosens i Gemert) [159]

Bizindavyi i Neale [136] przeprowadzili eksperyment mający na celu określenie przebiegu zależności naprężenie (σ) - odkształcenie (ε) na długości zakotwienia taśmy CFRP w warunkach czystego ścinania (rys. 4.6). Wykazano, że przebieg ten zależy od przyłożonego do taśmy CFRP obciążenia. W początkowej fazie obciążenia odkształcenia taśmy malały od początku aż do końca odcinka zakotwienia. Wraz ze wzrostem obciążenia odkształcenia taśmy zmieniły swój przebieg na paraboliczny, z maksymalną wartością na początku długości odcinka zakotwienia, natomiast w fazie obciążenia poprzedzającej zniszczenie rozkład odkształceń zmieniał swój przebieg na liniowy (rys. 4.7).

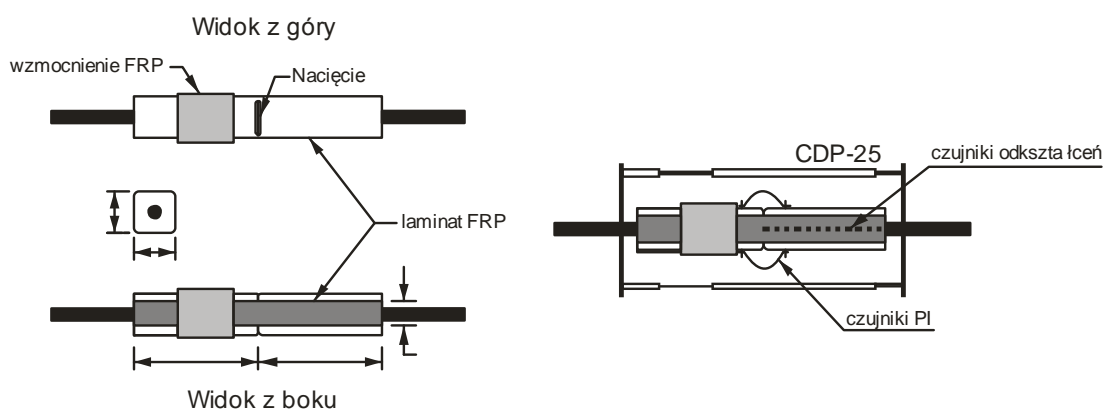


Rys. 4.6. Rozmieszczenie punktów pomiarowych (Bizindavyi i Neale) [136]



Rys. 4.7. Wyniki pomiaru odkształceń (Bizindavi i Neale) [136]

Nakaba i inni [152] przeprowadził wraz z zespołem badania przyczepności kompozytu FRP do betonu w warunkach ścinania (rys. 4.8). Eksperyment przeprowadzono również w celu określenia zależności naprężenie (σ) - odkształcenie (ε) na długości odcinka zakotwienia kompozytu FRP oraz zdefiniowania zmiennych mających wpływ na długość zakotwienia kompozytu FRP. Zmiennymi w eksperymencie była sztywność kompozytu FRP oraz wytrzymałość betonu na ściskanie. W wyniku eksperymentu wykazano, że sztywność i rodzaj kompozytu FRP nie ma wpływu na zależność naprężenie-odkształcenie na długości odcinka zakotwienia. Ponadto stwierdzono, że maksymalne naprężenia przyczepności zależą od wytrzymałości betonu na ściskanie, sztywności kompozytu, jak i grubości kleju.



Rys. 4.8. Element próbny (Nakaba i inni) [152]

Z analizy stanu wiedzy w zakresie rozkładu naprężeń przyczepności na długości kompozytu FRP, zaprezentowanych między innymi w cytowanych publikacjach, można sformułować następujące wnioski:

- zależność naprężenie (σ) - odkształcenie (ε) kompozytu FRP ma przebieg paraboliczny,
- miejsce występowania maksymalnych odkształceń ulega przesunięciu w kierunku nieobciążonego końca kompozytu FRP,
- długość zakotwienia, na której przekazywane są siły z kompozytu FRP na podłoże betonowe wzrasta wraz ze wzrostem obciążenia do wartości maksymalnej.

4.1.2 Analityczny opis przyczepności kompozytu FRP do betonu w strefie zakotwienia

Efektom przeprowadzonych licznych badań w zakresie analizy przyczepności kompozytu FRP do podłoża betonowego są modele opisujące to zjawisko (tablica 4.1). Część z tych modeli bazuje na zależnościach empirycznych skalibrowanych poprzez wprowadzenie współczynników wynikających z badań doświadczalnych [145, 160, 161], inne natomiast opierają się na opisach analitycznych wynikających z teorii mechaniki pęknięcia, również kalibrowanych współczynnikami określonymi na podstawie eksperymentu [70, 162÷166]. Najprostsze jednak modele opracowane zostały dla analizy zagadnień na poziomie inżynierskim, poprzez adaptowanie ogólnie znanych zależności weryfikowanych doświadczalnie [143, 146, 167÷170]. Wszystkie modele analityczne opisują zjawisko przyczepności kompozytu FRP do betonu w warunkach czystego ścinania.

Tablica 4.1

Modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do podłoża betonowego

L.p.	Autorzy modelu	Postać modelu
1	Hiroyuki i Wu [160]	$\tau_f = 0,27 \cdot l_b^{0,669}$ (4.1)
		$T_f = \tau_f l_b b_f$ (4.2)
2	Tanaka [161]	$\tau_f = 6,13 - \ln(l_b)$ (4.3)
		$T_f = \tau_f l_b b_f$ (4.4)
3	Maeda [145]	$\tau_f = (110,2 \times 10^6) E_f t_f$ (4.5)
		$T_{f,max} = \tau_f l_{b,max} b_f$ (4.6)
		$l_{b,max} = e^{2,1235 - 0,580 \cdot \ln(E_f t_f)}$ (4.7)
4	Khalifa [171]	$\tau_f = (110,2 \times 10^6) \cdot (f_c'/42) \cdot E_f t_f$ (4.8)
		$T_{f,max} = \tau_f l_{b,max} b_f$ (4.9)
		$l_{b,max} = e^{2,1235 - 0,580 \cdot \ln(E_f t_f)}$ (4.10)

Tablica 4.1 c.d.

Modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do podłoża betonowego

L.p.	Autorzy modelu	Postać modelu
5	Sato [146],[169]	$\tau_f = 2,68 \times 10^5 (f_c')^{0,2} E_f t_f$ (4.11)
		$l_{b,max} = 1,89 \cdot (E_f t_f)^{0,4}$, jeżeli $l_b > l_{b,max}$: $l_b = l_{b,max}$ (4.12)
		$T_f = \tau_f l_b (b_f + 7,4)$ (4.13)
6	ISO (JCI 2003) [170]	$\tau_f = 0,93 \cdot (f_c')^{0,44}$ (4.14)
		$l_{b,max} = 0,125 \cdot (E_f t_f)^{0,57}$, jeżeli $l_b > l_{b,max}$: $l_b = l_{b,max}$ (4.15)
		$T_f = \tau_f l_b b_f$ (4.16)
7	Yang [172]	$\tau_f = 0,5 f_t$ (4.17)
		$l_{b,max} = 100 \text{ mm}$ (4.18)
		$T_{f,max} = \left(0,5 + 0,08 \cdot \sqrt{0,01 \cdot E_f t_f / f_f}\right) b_f l_{b,max} \tau_f$ (4.19)
8	Izumo [168]	$T_f = (3,8 \cdot (f_c')^{0,67} + 15,2) l_b E_f b_f t_f$ (4.20)
9	Chen i Teng [142]	$T_f = 0,427 \cdot \beta_p \beta_L \sqrt{f_c'} l_b$ (4.21)
		$l_{b,max} = 2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_c'}}$ (4.22)
		$\beta_p = \left[\frac{2 - (b_p/b_c)}{1 + (b_p/b_c)}\right]^{0,5}$ (4.23)
		$\beta_L = \begin{cases} 1 & l_b \geq l_{b,max} \\ \sin\left(\frac{\pi \cdot l_b}{2 \cdot l_{b,max}}\right) & l_b < l_{b,max} \end{cases}$ (4.24)
10	Holzenkämfer [70]	$T_f = \begin{cases} 0,78 \cdot b_f \sqrt{2 \cdot G_f E_f t_f} & l \geq l_{b,max} \\ 0,78 \cdot b_f \sqrt{2 \cdot G_f E_f t_f \cdot \alpha} & l < l_{b,max} \end{cases}$ (4.25)
		$\alpha = \left(\frac{l}{l_{b,max}}\right) \left(2 - \frac{l}{l_{b,max}}\right)$ (4.26)
		$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{4 \cdot f_t}}$ (4.27)
		$G_f = c_f f_t k_p^2$ (4.28)
		$k_p = \sqrt{1,125 \left(\frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/400}\right)}$ (4.29)

Tablica 4.1 c.d.

Modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do podłoża betonowego

L.p.	Autorzy modelu	Postać modelu
11	Täljsten [173]	$T_f = b_b \sqrt{\frac{2 \cdot G_f E_f t_f}{1 + (E_f t_f / E_c t_c)}} \quad (4.30)$
12	Yuan i Wu [164]	$T_f = b_b \sqrt{\frac{2 \cdot G_f E_f t_f}{1 + (E_f t_f b_b / E_c t_c b_c)}} \quad (4.31)$
13	Neubauer i Rostásy [166]	$P_u = \begin{cases} 0,64 \cdot k_p b_p \sqrt{E_f t_f f_t} & L \geq L_e \\ 0,64 \cdot k_p b_p \sqrt{E_f t_f f_t} \cdot \alpha & L < L_e \end{cases} \quad (4.32)$
		$\alpha = \left(\frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \left(2 - \frac{l}{l_{b,max}} \right) \quad (4.33)$
		$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 \cdot f_{ctm}}} \quad (4.34)$
		$G_f = c_f f_{ctm} \quad (4.35)$
14	van Gemert [167]	$T_f = 0,5 \cdot b_f l_b f_{ctm} \quad (4.36)$
15	Yuan i inni 2001 [165]	$T_f = (\tau_f b_b \delta_f) / (\lambda_2 (\delta_f - \delta_l)) \sin(\lambda_2 a) \quad (4.37)$
		a jest rozwiązaniem równań:
		$\lambda_1 \tanh[\lambda_1 (l_b - a)] = \lambda_2 \tan(\lambda_2 a) \quad (4.38)$
		$\lambda_1^2 = (\tau_f / \delta_l E_f t_f) \left(1 + (E_f t_f b_{fb} / E_c t_c b_c) \right) \quad (4.39)$
$\lambda_2^2 = (\tau_f / (\delta_f - \delta_l) E_f t_f) \left(1 + (E_f t_f b_b / E_c t_c b_c) \right) \quad (4.40)$		
16	Niedermeier [162]	$T_{f,max} = c_1 b_f t_f \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} \quad (4.41)$
		$l_{b,max} = c_2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}} \quad (4.42)$

Objaśnienia:

b_c - szerokość belki, b_f - szerokość kompozytu FRP, b_a - szerokość warstwy kleju, c_f - stała określana empirycznie, E_f - moduł sprężystości kompozytu FRP, E_a - moduł sprężystości kleju, f_c - wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa wg [63], f_t - wytrzymałość betonu na rozciąganie w MPa (oznaczona w badaniu pull-off), G_f - energia pęknięcia betonu, k_p - współczynnik geometryczny, l_b - długość naklejonego odcinka taśmy, $l_{b,max}$ - efektywna długość zakotwienia, T_f - siła zakotwienia zbrojenia kompozytowego, t_a - grubość warstwy kleju, t_f - grubość kompozytu, τ_f - maksymalne naprężenia ścinające.

4.2 Modele zniszczenia układu: kompozyt FRP – beton

4.2.1 Mechanizm utraty przyczepności kompozytu FRP do betonu

Pierwsze prace dotyczące analizy mechanizmów zniszczenia elementów żelbetowych wzmocnionych poprzez doklejanie kompozytów FRP rozpoczęto w instytucie EMPA w Szwajcarii. Początkowo realizowano badania belek wzmocnionych o rozpiętości 2 m [44] i 7 m [174]. Belki zostały wzmocnione przy użyciu taśm wykonanych na bazie włókien węglowych (CFRP) o grubości do 1.0 mm, przyklejone przy użyciu kleju epoksydowego. W badaniach tych uzyskano prawie dwukrotny wzrost nośności w przypadku elementów o rozpiętości 2 m i wzrost o 22% dla elementów o rozpiętości 7 m [174]. Zaobserwowano również wzrost sztywności badanych elementów w odniesieniu do elementów kontrolnych (belki bez wzmocnienia). Skutkowało to mniejszymi ugięciami belek, przy tych samych poziomach obciążeń.

Przeprowadzone w instytucie EMPA badania wskazały na możliwość wystąpienia różnych mechanizmów zniszczenia zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych kompozytami CFRP. Mechanizmy te mogą występować niezależnie lub w różnych kombinacjach, tj: nagłe zniszczenie kompozytu CFRP w strefie rozciąganej, zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej, powolne odrywanie kompozytu CFRP w strefie rozciąganej spowodowane nierównością powierzchni betonowej, powolne odrywanie kompozytu CFRP spowodowane przemieszczeniem pionowym w miejscu występowania rys ukośnych, poziome ścięcie powierzchni betonowej w strefie rozciąganej, czy też ścięcie wewnątrz kompozytu CFRP. Meier i Kaiser [40] w wyniku przeprowadzonych badań wykazali również, że taśmy CFRP wpływają bardzo korzystnie na ograniczenie szerokości rozwarcia rys, jednocześnie znacznie zwiększając ich liczbę.

Podobnymi zagadnieniami zajmował się także zespół badawczy pod kierunkiem prof. Ritchie [175]. W eksperymencie wykorzystano taśmy na bazie włókien szklanych, węglowych oraz aramidowych doklejanych w strefie rozciąganej belki przy użyciu kleju epoksydowego. Poprzez doklejenie kompozytu FRP uzyskano wzrost sztywności elementu od 17% do 99% oraz wzrost nośności od 40% do 97%. Belki uległy zniszczeniu gwałtownie, poprzez odspojenie zbrojenia kompozytowego w strefie zakotwienia taśmy FRP. W celu zwiększenia nośności belek zastosowano dodatkowe kotwienie mechaniczne kompozytu FRP, mające na celu zwiększenie efektywności wzmocnienia. Pomimo tych zabiegów zniszczenie elementów było nadal kruche i gwałtowne. Do opisu mechanizmu zniszczenia takich elementów zaproponowano procedurę iteracyjną Geymayera [176].

Badania z zakresu wzmocnień zginanych elementów żelbetowych poprzez doklejanie kompozytów FRP przeprowadzono również w Oxford Brookes University [42]. Głównym celem eksperymentu była analiza wpływu koncentracji naprężeń w obszarze końca kompozytu FRP. Badania te przeprowadzono na belkach o rozpiętości 2,3 m. Dwie z belek przed wzmocnieniem obciążono do 80% obciążenia niszczącego, powodując zarysowanie elementów oraz wywołując w stali zbrojeniowej naprężenie większe od granicy plastyczności stali.

Wszystkie belki wzmocniono kompozytami FRP o grubości 0,78 mm. Uzyskano znaczny wzrost nośności oraz sztywności belek wzmocnionych w stosunku do elementów nie wzmocnionych. Uzyskany wzrost nośności sięgał nawet 230%, co spowodowane było małym stopniem zbrojenia wewnętrznego. W każdym przypadku zniszczenie elementu było bardzo gwałtowne z charakterystycznym przebiegiem od pierwszej rysy ukośnej i oderwaniem kompozytu FRP wraz z otuliną betonową. Belki wstępnie zarysowane miały nośności zbliżone do elementów które wzmocniono bez obciążenia wstępnego. Wpływ wstępnego zarysowania belek na nośność elementów wzmocnionych był pomijalnie mały.

Podobne wyniki badań wraz z analizą belek wzmocnionych z uwagi na zginanie laminatami CFRP opublikowano w połowie lat 90-tych [177]. Przeanalizowano zachowanie się belek żelbetowych, których strefę rozciąganą wzmocniono matami CFRP. Przedmiotem badań była analiza modeli zniszczenia, nośności, zarysowania oraz ugięć takich elementów. Wykazano przyrost nośności belek do 92 % w zależności od liczby doklejonych warstw laminatu (od 1 warstwy do 3). W badaniach stwierdzono również wzrost sztywności elementów wzmocnionych, zależny również od liczby warstw laminatu.

Podobne badania przeprowadzili Arduini i Nanni [178]. W wyniku analiz wykazano, że poprzez wzmocnienie belek matami CFRP można uzyskać istotny przyrost ich nośności. Autorzy stwierdzili, że wzrost sztywności przy zginaniu, jaki uzyskano w eksperymencie, był zdecydowanie mniejszy od przyrostu nośności. Wzmocnione belki ulegały zniszczeniu w sposób gwałtowny, dlatego też autorzy wskazali na konieczność prowadzenia dalszych badań dotyczących połączenia betonu z kompozytem CFRP.

Buyukozturk i Hearing [71] przeprowadzili badania mające na celu zidentyfikowanie mechanizmów zniszczenia wstępnie zarysowanych belek żelbetowych wzmocnionych kompozytami FRP. W wyniku badań wykazano, że odspojenie kompozytu FRP wraz z otuleniem zbrojenia rozciąganego (tzw. „debonding failure”) występuje zwykle w belkach, w których długość zbrojenia kompozytowego była zbyt mała i nie spełniała warunku poprawnego zakotwienia. W belkach, w których warunki zakotwienia końca zbrojenia kompozytowego były spełnione oraz występowały rysy ukośne o szerokościach przekraczających wartości dopuszczalne, kompozyt FRP ulegał „oderwaniu” w obszarze zarysowań wywołanych siłą poprzeczną i momentem zginającym (tzw. „Peeling off failure”).

Garden i Hollaway przeanalizowali zachowanie się szeregu belek żelbetowych w warunkach czteropunktowego zginania [52]. Głównym celem badań była analiza wpływu sposobu zakotwienia kompozytu CFRP na zachowanie się elementów pod wpływem obciążenia. Badania wykazały bardzo korzystny wpływ wzmocnienia belek kompozytem CFRP na ich nośność. Nośność belek wzmocnionych była większa od 88% do 177% w stosunku do elementów kontrolnych. W wyniku zastosowania dodatkowego mechanicznego kotwienia kompozytu CFRP, zwiększono tą różnicę jeszcze bardziej, uzyskując wzrost nośności zginanych elementów belkowych od 192% do 209%. W wyniku badań zidentyfikowano dwa mechanizmy zniszczenia elementów próbnych polegające na: odspojeniu całej warstwy otulenia betonowego oraz częściowym odspojeniu otulenia betonowego. W pierwszym przypadku odspojeniu uległa cała warstwa otuliny betonowej na jednym z odcinków ścinania, a proces jej od-

spojenia przebiegał od końca zbrojenia kompozytowego w kierunku przyłożenia obciążenia. Natomiast w drugim przypadku odspojenie rozpoczynało się w miejscu pojawienia jednej z rys ukośnych (o największej szerokości rozwarcia) na odcinku ścinania i przebiegało w kierunku końca zbrojenia kompozytowego. Odspojeniu, w tym przypadku, uległa otulina betonowa do poziomu zbrojenia tylko w sąsiedztwie krytycznej rysy ukośnej, w pozostałej części kompozyt CFRP oderwał się jedynie z cienką warstwą betonu lub w warstwie kleju.

Kamińska i Kotynia [74] przeprowadziły badania belek żelbetowych o różnym stopniu zbrojenia głównego, o różnej długości i typie taśmy CFRP oraz miejscu jej usytuowania. W badaniach zastosowano taśmy o modułach sprężystości 170 GPa i 210 GPa. W dwóch belkach użyto w strefach przypodporowych dodatkowe zbrojenie kompozytowe przyklejane na bocznych powierzchniach, w celu poprawy warunków zakotwienia taśmy głównej. Wszystkie belki zniszczyły się na skutek odspojenia taśmy. Wykazano zaistnienie dwóch mechanizmów zniszczenia, które różniły się miejscem występowania i obrazem odspojenia taśmy CFRP. Badania wykazały również, że nośność taśmy na rozciąganie nie może być wykorzystana, gdyż wcześniej odspaja się ona od powierzchni elementu. Stopień wzmocnienia elementu może być jednak wyraźny, zwłaszcza w elementach o małym stopniu zbrojenia. Efekt wzmocnienia elementów zginanych był większy przy wykorzystaniu taśm o większym module sprężystości.

W pracy [153] omówiono mechanizmy zniszczenia belek żelbetowych wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP. Eksperyment przeprowadzono na jednoprzęsłowych belkach o przekroju poprzecznym 150x300 mm i rozpiętości 4200 mm. Badania przeprowadzono na 10 belkach z czego w pierwszej serii zbadano 6 elementów z dodatkowym zbrojeniem kompozytowym prostopadłym do osi podłużnej belki, natomiast w drugiej serii na powierzchni belek naklejono maty. Badania wykazały korzystny wpływ wzmocnienia belek z uwagi na nośność, jednak doklejanie dodatkowego zbrojenia prostopadle do osi elementu, mimo iż opóźniało ono proces odspojenia taśmy, nie powodowało znacznego wzrostu ich nośności. W eksperymencie wykazano, że naklejenie mat z układem włókien równoległym do osi belki, nachodzących na powierzchnie boczne elementów, powoduje wzrost ich nośności. Potwierdzono również korzystny wpływ takiego wzmocnienia na sztywność badanych belek.

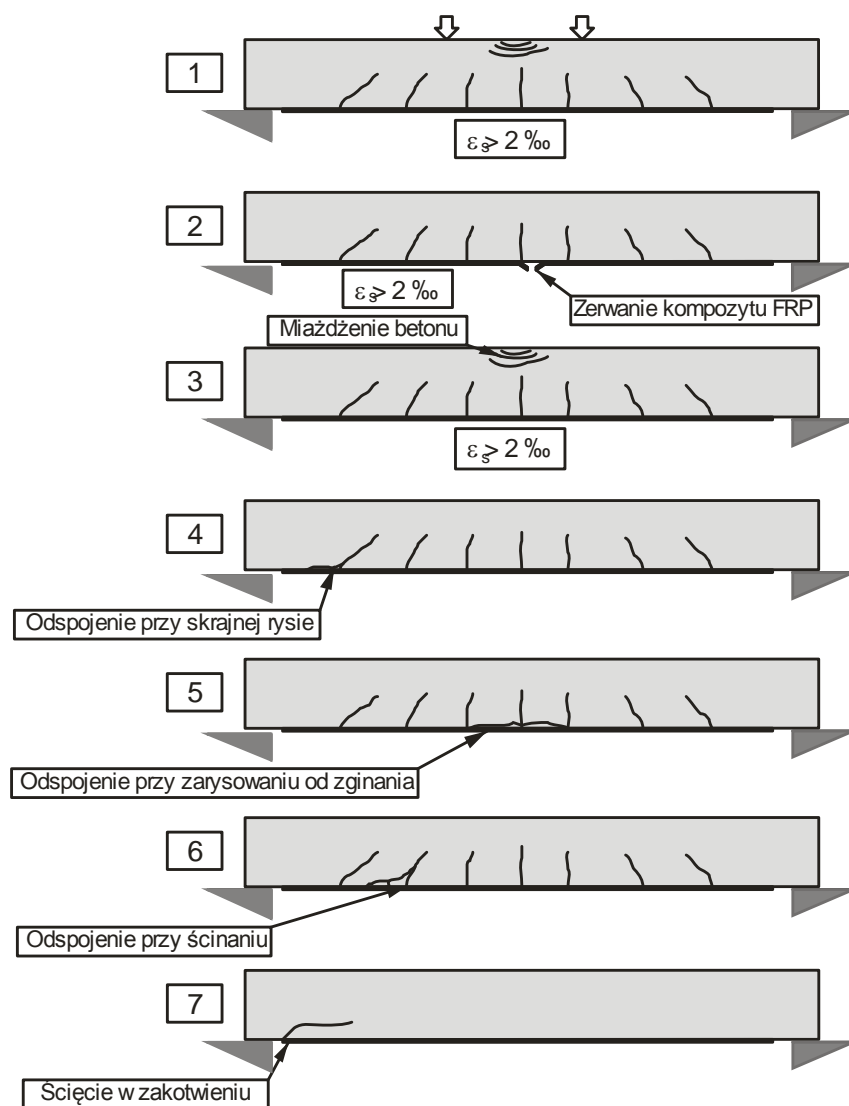
Oceną wpływu wielkości belek żelbetowych wzmocnionych kompozytami FRP na rozkład i koncentrację naprężeń przypowierzchniowych zajęli się Maalej oraz Leong [151]. Wykazali oni, że wraz ze wzrostem wielkości elementów, jak również grubości kompozytu wzmacniającego, wzrastają naprężenia przyczepności pomiędzy matą CFRP a otuliną betonową. Jednak wzrost ten nie jest na tyle istotny, aby mógł mieć wpływ na zmianę mechanizmu odspojenia kompozytu FRP.

Reasumując: mechanizmy zniszczenia zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych kompozytami FRP można podzielić na dwie grupy. Do pierwszej z nich należy zaliczyć mechanizmy, w których do zniszczenia może dojść bez utraty przyczepności pomiędzy kompozytem FRP, a powierzchnią wzmacnianego elementu (rys. 4.9, mechanizmy zniszczenia 1÷3):

- zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej, przed lub po przekroczeniu przez naprężenia w stali zbrojeniowej granicy plastyczności,
- zerwanie kompozytu FRP,

Do drugiej grupy należy zaliczyć mechanizmy zniszczenia, do których dochodzi na skutek odspojenia zbrojenia kompozytowego (rys. 4.9, mechanizmy zniszczenia 4÷7):

- odspojenie w warstwie otuliny betonowej w strefie niezarysowanej,
- odspojenie kompozytu FRP w obszarze działania momentu zginającego,
- odspojenia kompozytu FRP na skutek utraty przyczepności do betonu w obszarze działania momentu zginającego i sił tnących,
- ścięcie betonu w warstwie otuliny betonowej na końcu kompozytu FRP

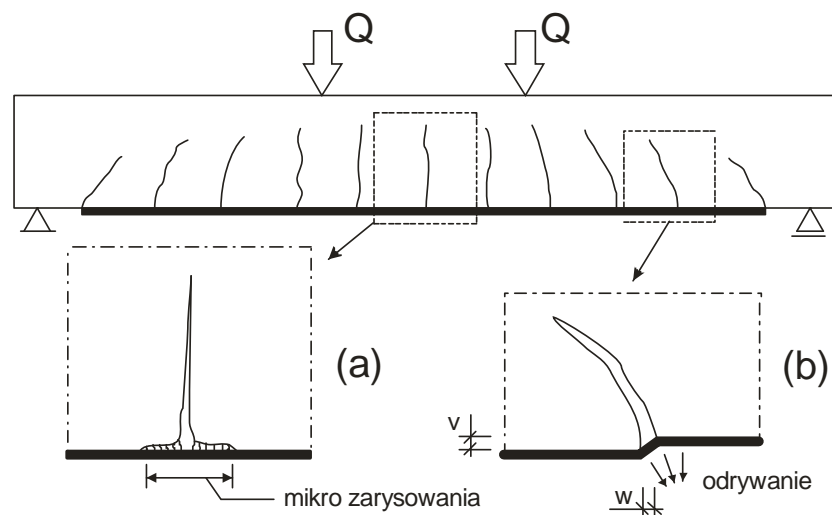


Rys. 4.9. Mechanizmy zniszczenia belek wzmocnionych kompozytem FRP z uwagi na zginanie [55]

Mechanizm zniszczenia wzmocnionych zginanych elementów żelbetowych, w którym odspojenie rozpoczyna się w obszarze końca taśmy, jest wspólny dla belek wzmocnionych

taśmami FRP i płaskownikami stalowymi. W związku z tą analogią większość początkowo opisanych analitycznie modeli zniszczenia przedstawiała ten mechanizm jako rozwinięcie modeli opracowanych dla wzmocnień z użyciem płaskowników stalowych. Wraz ze wzrostem danych doświadczalnych uznano, że odspojenie elementu wzmacniającego może rozpoczynać się poza strefą jego zakotwienia i propagować w kierunku końca taśmy. Mechanizm odspojenia kompozytu wzmacniającego w obszarze oddziaływania kombinacji momentu zginającego i siły poprzecznej został przeanalizowany i potwierdzony przez wielu naukowców [35, 41, 75, 150, 179÷182].

Do odspojenia dochodzi w miejscu wystąpienia krytycznej rysy ukośnej. Na skutek oddziaływania sił poprzecznych, wzdłuż jednej z rys prostopadłych następuje przemieszczenie pionowe, a wypadkowa siła normalna w taśmie wzmacniającej zmienia swój kierunek i wywołuje naprężenia normalne w otulinie betonowej prostopadle do osi zbrojenia podłużnego. Wraz ze wzrostem siły w kompozycie FRP zostaje przekroczona wytrzymałość betonu na rozciąganie powodując powstanie rysy równoległej do osi podłużnej belki, która propaguje w kierunku podpory. W konsekwencji oddziaływania tych sił dochodzi do gwałtownego odspojenia taśmy FRP, tzw. „peeling off” (rys. 4.10).



Rys. 4.10. Mechanizmy zniszczenia belki w obszarze działania momentu zginającego lub momentu zginającego i sił poprzecznych

Do odspojenia kompozytu FRP w miejscu występowania maksymalnego momentu zginającego dochodzi wówczas, gdy przypowierzchniowe naprężenia ścinające na odcinku pomiędzy rysami prostopadłymi przekraczają wartości graniczne, a rozstaw rys jest równy minimalnemu [35]. W konsekwencji prowadzi to do rozwarstwienia w najsłabszym punkcie, którym to zazwyczaj jest „styk” otuliny betonowej ze zbrojeniem zwykłym. Do zniszczenia w ten sposób dochodzi zwykle w elementach o niskim stopniu zbrojenia, po osiągnięciu granicy plastyczności stali zbrojeniowej.

4.2.2 Modele opisujące mechanizm zniszczenia na skutek odspojenia końca kompozytu FRP

Modele teoretyczne, które pozwalają na opis zniszczenia elementów na skutek odspojenia końca kompozytu FRP przedstawiono w tabl. 4.2. Zestawienie to obejmuje modele zaproponowane do analizy zakotwienia elementów wzmocnionych kompozytami FRP (Varastehpour i Hamelin [183], Sadatmanesh i Malek [184], Wang i Ling [185], Ahmed i van Gemert [186], Tumialan i inni [187], Raoof i Hassanen [188], Smith i Teng [65], [189], Teng i Yao [190]) oraz modele umożliwiające analizę elementów żelbetowych wzmocnionych z wykorzystaniem płaskowników stalowych (Oehlers [191], Ziarba i inni [134], Jansze [192], Raoof i Zhang [193]). Smith i Teng skonfrontowali większość tych modeli z dużą liczbą danych eksperymentalnych [65, 189], podobne analizy porównawcze o różnym zakresie można znaleźć również w pracach [56, 194]. Teng sklasyfikował poprzez analizę podstaw teoretycznych modele, opisujące mechanizmy odspojenia końca kompozytu FRP, a następnie podzielił je na trzy grupy [65].:

- Modele bazujące na analizie nośności na ścinanie wzmocnionego elementu z pominięciem wpływu naprężeń przypowierzchniowych w betonie.
- Modele oparte na koncepcji „zęba betonowego” (Concrete tooth) pomiędzy dwoma sąsiednimi rysami w obszarze końca kompozytu FRP. W analizie przyjmuje się stałą wartość naprężeń ścinających na długości zakotwienia. Następnie odcinek zakotwienia myślowo dzielony jest na pododcinki o długości równej l_{min} (rys. 4.11a). W wyniku tego podziału powstają krótkie wsporniki betonowe (rys. 4.11b) o wysokości równej rozstawowi minimalnemu dwóch sąsiednich rys, obciążone siłami odpowiadającymi naprężeniom ścinającym przypadającym na powierzchnię jednego „zęba betonowego”. Zakłada się, że odspojenie wystąpi w momencie, gdy naprężenia w takim wsporniku przekroczą wytrzymałość betonu na rozciąganie.
- Modele wyprowadzone w oparciu o analizę naprężeń przypowierzchniowych w obszarze końca kompozytu FRP. Na rys. 4.12 przedstawiono naprężenia powstające w przypowierzchniowej warstwie betonu w sąsiedztwie końca taśmy FRP, gdzie σ_x są to naprężenia podłużne, natomiast σ_y naprężenia odrywające i τ naprężenia ścinające. Modele te są rozwinięciem ogólnie znanych rozwiązań analitycznych [93] i odpowiednio skalibrowanych kryteriów zniszczenia betonu. Na innych założeniach bazuje jedynie model [134] wyprowadzony na podstawie modelu opisującego nośność na ścinanie [63].

Tablica 4.2

Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do betonu

Lp.	Autor modelu	Opis modelu
Modele wyprowadzone w oparciu o analizę nośności z uwagi na ścinanie		
1	Ochler [191]	$\frac{M_p}{M_{up}} + \frac{V_p}{V_{up}} \leq 1,17, \quad \frac{M_p}{M_{up}} \leq 1,0 \quad i \quad \frac{V_p}{V_{up}} \leq 1,0, \quad (4.43)$ $M_{up} = \frac{E_c I_{trc,c} f_{ct}}{0,901 \cdot E_f t_f} \quad (4.44)$ $f_{ct} = 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (4.45)$ $V_{up} = V_c = [1,4 - d/2000] b_c d [\rho_s f'_c]^{\frac{1}{3}} \quad (4.46)$ $[1,4 - d/2000] \geq 1,1 \quad \rho_s = A_{s1}/b_c d \quad (4.47)$
2	Smith i Teng [195]	$0,4 \cdot \frac{M_p}{M_{up}} + \frac{V_p}{V_{up}} \leq 1,0 \quad \text{jeżeli } V_p \geq 0,6 \cdot V_{up} \quad (4.48)$ $\frac{M_p}{M_{up}} \leq 1,0 \quad \text{jeżeli } V_p < 0,6 \cdot V_{up} \quad (4.49)$
3	Teng i Yao [190]	$\left(\frac{M_p}{M_{up}}\right)^2 + \left(\frac{V_p}{V_{up}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (4.50)$ $M_{up} = \frac{0,488 \cdot M_{uc}}{(\alpha_{flex} \alpha_{axial} \alpha_w)^{1/9}} \leq M_{uc} \quad (4.51)$ $\alpha_{flex} = \frac{E_c I_{trc,c} - E_c I_{trc,o}}{E_c I_{trc,o}} \quad (4.52)$ $\alpha_{axial} = \frac{E_f t_f}{E_c d} \quad (4.53)$ $\alpha_w = \frac{b_c}{b_f} \leq 3 \quad (4.54)$ $V_{up} = V_c + V_p + \varepsilon_{V,e} V_s \quad (4.55)$ $V_s = \frac{A_{sv} E_{sv} d}{s_v} \quad (4.56)$ $\varepsilon_{V,e} = \frac{10}{(\alpha_{flex} \alpha_E \alpha_t \alpha_w)^{1/2}} \quad (4.57)$ $\alpha_E = E_f / E_c \quad (4.58)$ $\alpha_t = \sqrt[3]{t_f / d} \quad (4.59)$
4	Jansze [192]	$V_{up} = \tau_{up} b_c d \quad (4.60)$ $\rho_s = \frac{A_{s1}}{b_c d} \quad (4.61)$ $\tau_{up} = 0,18 \sqrt[3]{\frac{3d}{B_{mod}}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \sqrt[3]{100 \rho_s f'_c} \quad (4.62)$ $B_{mod} = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s}} d a^3 \quad (4.63)$

Tablica 4.2 c.d.

Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do betonu

Lp.	Autor modelu	Opis modelu
5	Ahmed i van Gemert [186]	$V_{up} = (\tau_{up} + \Delta\tau_{up})b_c d$ (4.64)
		$\Delta\tau_{up} = \tau_{up} b_c d \left(\frac{S_s}{I_s b_f} - \frac{S_f}{I_{trc,c} b_a} \right) + 6188,5 \left(\frac{\tau - 4,121}{b_c d} \right)$ (4.65)
		$\tau = \left(0,15776 \sqrt{f'_c} + \frac{17,2366 \rho_s d}{B} \right) + 0,9 \frac{A_{sv} f_{yv}}{s_v b_c}$ (4.66)
Modele wyprowadzone w oparciu o analizę tzw. zęba betonowego („Concrete Tooth”)		
6	Raouf i Zhang [193]	$\sigma_{s,min} = 0,154 \frac{L_f h_1 b_c^2 \sqrt{f_{cu}}}{h' b_p t_p (\sum O_{bars} + b_p)}$ (4.67)
		$L_f = \min \begin{cases} L_{f1} \\ L_{f2} \end{cases}$ (4.68)
		$L_{f2} = \begin{cases} (2 \cdot l - 0,25 \cdot l_{min}) l_{min} & l_{min} \leq 72 \text{ mm} \\ 3 \cdot l_{min} & l_{min} > 72 \text{ mm} \end{cases}$ (4.69)
		$l_{min} = \frac{A_{ct} f_{ct}}{u_s (\sum O_{bars} + b_p)}$ (4.70)
		$u_s = 0,28 \cdot \sqrt{f_{cu}}$ (4.71)
		$f_{ct} = 0,36 \cdot \sqrt{f_{cu}}$ (4.72)
7	Wang i Ling [185]	$l_{min} = \frac{A_{ct} f_{ct}}{u_s \sum O_{bars} + u_p b_p}$ (4.73)
		$u_s = 0,313 \cdot \sqrt{f'_c}$ (4.74)
		$u_p = 1,96 \text{ MPa}$
8	Raouf i Hassanen [188]	Model I: $L_{f2} = \begin{cases} (24 - 0,5 \cdot l_{min}) l_{min} & l_{min} \leq 40 \text{ mm} \\ 4 \cdot l_{min} & l_{min} > 40 \text{ mm} \end{cases}$ (4.75)
		Model II tylko dla $u_p = 0,8 \text{ MPa}$: $L_{f2} = \begin{cases} (11,6 - 0,17 \cdot l_{min}) l_{min} & l_{min} \leq 56,5 \text{ mm} \\ 2 \cdot l_{min} & l_{min} > 56,5 \text{ mm} \end{cases}$ (4.76)
Modele wyprowadzone w oparciu o analizę naprężeń przypowierzchniowych w strefie zakotwienia		
9	Ziraba [134]	Model I: (4.77)
		$\tau = \alpha_1 f_{ct} (C_{R1} V_o / f'_c)^{1,25}$ (4.78)
		$\sigma_y = \alpha_2 C_{R2} \tau$ (4.79)
		$C_{R1} = \left[1 + \sqrt{\frac{K_s}{E_f b_f t_f}} \left(\frac{M_o}{V_o} \right) \right] \frac{b_f t_f}{I_{trc,o} b_a} (d_p - x_{trc,p})$ (4.80)
		$C_{R2} = t_f^4 \sqrt{k_n / 4 \cdot E_f I_f}$ (4.81)

Tablica 4.2 c.d.

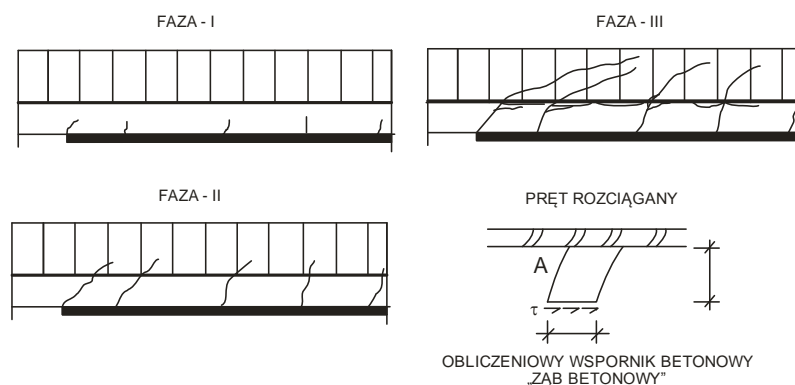
Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do betonu

Lp.	Autor modelu	Opis modelu
		$K_s = G_a b_a / t_a \quad (4.82)$ $K_n = E_a b_a / t_a \quad (4.83)$ $\tau + \sigma_y \tan \varphi \leq C \rightarrow V_{up} = \frac{f'_c}{C_{R1}} \left[\frac{C}{\alpha_1 f_{ct} (1 + \alpha_2 C_{R2} \tan \varphi)} \right]^{0,8} \quad (4.84)$
	Ziraba c.d. [134]	$\alpha_1 = 35^\circ, \alpha_2 = 1,1, \varphi = 28^\circ, C = 4,8 \sim 9,8 \text{ MPa} \quad (4.85)$ <p>Model II:</p> $V_{up} = V_c + k V_s \quad (4.86)$ $k = 2,4 e^{-(0,8 C_{R1} C_{R2} \times 10^6)} \quad (4.87)$ $V_c = (\sqrt{f'_c} + 100 \rho_s) (b_c d / 6) \quad (4.88)$ $V_s = (A_{sv} f_{yv} d) / s \quad (4.89)$
10	Varastehpour i Hamelin [183]	$\tau = 0,5 \cdot \sqrt{\beta} (\lambda V_o)^{1,5} \quad (4.90)$ $\sigma_y = C_{R2} \tau \quad (4.91)$ $\lambda = \frac{t_f E_f}{I_{trc,c} E_c} (d_p - x_{trc,c}) \quad (4.92)$ $\beta = \frac{1,26 \cdot B}{h_c^{0,7} t_f E_f} \quad (4.93)$ $\tau_{max} = \frac{C}{1 + C_{R2} \tan \varphi} \quad (4.94)$ $C = 5,4 \text{ MPa}, \quad \varphi = 33^\circ$
11	Saadatmanesh i Malek [184]	$M = a_1 (x + a)^2 + a_2 (x + a) + a_3 \quad (4.95)$ $\tau = t_f \left(b_3 \sqrt{\frac{G_a}{t_a t_f E_f}} + b_2 \right) \quad (4.96)$ $\sigma_x = \frac{M_o^*}{I_c} x_c \quad (4.97)$ $\sigma_y = \frac{k_n}{2 b_a \beta^{*3}} \left(\frac{V_p}{E_p I_p} - \frac{V_o^* + \beta^{*3} M_o}{I_c E_c} \right) + \frac{q E_f I_f}{b_b I_c E_c} \quad (4.98)$ $\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \leq f_{ct} \quad (4.99)$ $f_{ct} = 0,295 \cdot (f'_c)^{2/3} \quad (4.100)$ $b_2 = \frac{E_f}{I_{cf} E_c} (d_f - x_{cf}) (2 a_1 a + a_2) \quad (4.101)$

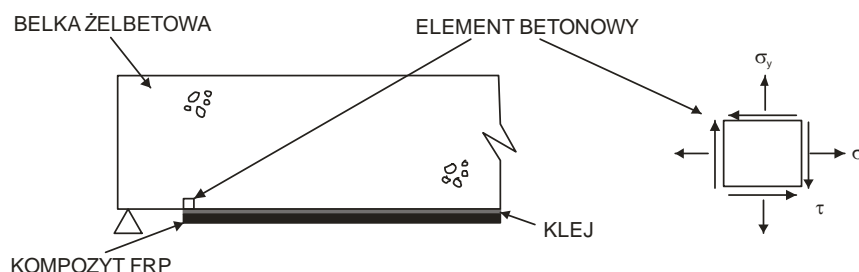
Tablica 4.2 c.d.

Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP do betonu

Lp.	Autor modelu	Opis modelu
11	Saadatmanesh i Malek c.d. [184]	$b_3 = \frac{E_f}{I_{cf}E_c} (d_f - x_{cf})\omega \quad (4.102)$
		$\omega = \left[(a_1 a^2 + a_2 a + a_3) + \frac{2\alpha_1 E_f t_f t_a}{G_a} \right] \quad (4.103)$
		$M_o^* = M_o + 0,5h_c a b_f \tau \quad (4.104)$
		$\beta^3 = [(k_n b_f)/(4b_a E_f I_f)]^{1/4} \quad (4.105)$
		$V_o^* = V_o - 0,5h_c b_f t_f \left(b_3 \sqrt{G_a/(t_a t_f E_f)} + b_2 \right) \quad (4.106)$
		$V_p = -0,5b_f t_f^2 \left(b_3 \sqrt{G_a/(t_a t_f E_f)} + b_2 \right) \quad (4.107)$
12		$\tau = \bar{C}_{R1} \frac{E_f}{E_c} V_o \quad (4.108)$
		$\sigma_y = C_{R2} \tau \quad (4.109)$
12	Tumilan i inni [187]	$\sigma_x = \frac{M_o}{I_c} x_c \quad (4.110)$
		$\bar{C}_{R1} = \left[1 + \left(\frac{K_s}{E_f b_f t_f} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{M_o}{V_o} \right) \right] \frac{b_f t_f}{I_{cf} b_a} (d_f - x_{cf}) \quad (4.111)$
		$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \leq f_{ct} \quad (4.112)$
		$f_{ct} = 0,689 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (4.113)$
Objaśnienia:		
<p>A_{ct} - powierzchnia strefy rozciąganej przekroju betonowego, A_{s1} - pole przekroju zbrojenia rozciąganego, A_{s1}, s_{vs}, f_{uv} - odpowiednio przekrój pracujący na ścinanie, rozstaw strzemion i granica plastyczności stali zbrojeniowej strzemion, b_c, b_f i b_a - odpowiednio szerokość belki, kompozytu i kleju, B - długość odcinka ścinania, B_{mod} - zmodyfikowana długość odcinka ścinania, C - współczynnik kohezji, C_{R1}, C_{R2} - współczynniki empiryczne, d - wysokość użyteczna przekroju, d_f - odległość pomiędzy krawędzią ściskaną przekroju a taśmą, E, G - odpowiednio moduły sprężystości podłużne i moduł na ścinanie, f_{ct} - wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, f_{cu} - wytrzymałość na ściskanie określona na elementach sześciennych ($f_c = 0.8 f_{cu}$), h_l - odległość pomiędzy osią zbrojenia a krawędzią rozciąganą, k - współczynnik empiryczny określający efektywność strzemion, K_s, K_n - odpowiednio sztywność z uwagi na ścinanie i normalna, L_f - efektywna długość zakotwienia zbrojenia kompozytowego, L_{f1} - długość taśmy doklejonej na odcinku ścinania, $I_{rc,c}$ - moment bezwładności przekroju zarysowanego z uwzględnieniem zbrojenia FRP sprowadzony do przekroju betonowego, I_c - moment bezwładności przekroju niezarysowanego, I_{cp} - sprowadzony moment bezwładności przekroju, $I_{rc,o}$ - moment bezwładności przekroju zarysowanego, $I_{rc,f}$ - moment bezwładności przekroju zarysowanego sprowadzonego do cech kompozytu FRP, I_f - moment bezwładności kompozytu FRP (względem środka ciężkości przekroju zarysowanego), I_s - moment bezwładności przekroju wzmocnionego sprowadzonego do betonu, M_o - moment zginający w przekroju przez koniec taśmy, O_{bars} - obwód całkowity prętów zbrojenia rozciąganego, S_f - moment statyczny przekroju zarysowanego wzmocnionego taśmą, S_s - moment statyczny zarysowanego przekroju sprowadzonego do betonu przekroju wzmocnionego, t_f, t_a - przekrój kompozytu FRP i kleju, u_s - średnia przyczepność zbrojenia rozciąganego do betonu, u_f - średnia przyczepność kompozytu FRP do betonu.</p>		



Rys. 4.11. Model do analizy zakotwienia kompozytu FRP w oparciu o koncepcję „zęba betonowego” [65]



Rys. 4.12. Schemat do analizy naprężeń przy powierzchniowych w strefie zakotwienia kompozytu FRP [65]

4.2.3 Modele opisujące mechanizm zniszczenia poza odcinkiem zakotwienia kompozytu FRP

Większość modeli opisujących odspojenie kompozytu FRP poza strefą zakotwienia bazuje na założeniu, że mechanizm odspojenia odzwierciedla zniszczenie w badaniu „pull-off” [35, 196]. Takie odspojenie może być inicjowane w różnych miejscach na długości kompozytu FRP (por. pkt. 4.2.1). Modele te zestawiono w tabelicy 4.3 i scharakteryzowano w tekście.

Tablica 4.3

Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP na odcinku zginania

Lp	Nazwa modelu	Postać modelu
1	fib [35] Niedermeier [199]	$\sigma_f^{(B)} = \frac{c_3 E_f}{S_{rm}} - c_4 \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \frac{S_{rm}}{4 t_f} \quad (4.114)$
		$\max \Delta \sigma_f^{(B)} = \sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_f^{(B)})^2} - \sigma_f^{(B)} \quad (4.115)$

Tablica 4.3 c.d.

Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP na odcinku zginania

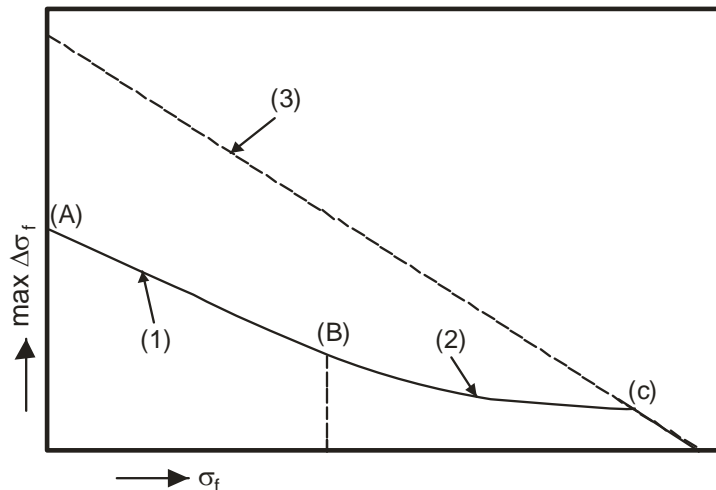
Lp	Nazwa modelu	Postać modelu
1	fib [35] Niedermeier [199] c.d.	$\max\Delta\sigma_f^{(B)} = \sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_f^{(B)})^2} - \sigma_f^{(B)}$ (4.116)
		$\max\Delta\sigma_f^{(A)} = c_1 \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}}$ (4.117)
		$\max\Delta\sigma_f^{(1)} = \max\Delta\sigma_f^{(A)} - \frac{(\max\Delta\sigma_f^{(A)} - \max\Delta\sigma_f^{(B)})}{\sigma_f^{(B)}} \sigma_{fd}$ (4.118)
		$\max\Delta\sigma_f^{(2)} = \sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + \sigma_{fd}^2} - \sigma_{fd}$ (4.119)
		$\max\Delta\sigma_f^{(3)} = f_{fd} - \sigma_{fd}$ (4.120)
2	fib [35] Mathys[33]	$\tau_b = \frac{\Delta N_{fd}}{b_f \Delta x} \leq 1,8 f_{ctk}$ (4.121)
		$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd} : V_d / \left[0,95 d b_f \left(1 + \frac{A_{s1} E_s}{A_f E_f} \right) \right] \leq 1,2 f_{ctk}$ (4.122)
		$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd} : V_d / (0,95 d b_f) \leq 1,2 f_{ctk}$ (4.123)
3	ACI.2R[36]	$\varepsilon_{f.lim} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu} ,$ (4.124) $\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{360000} \right) \leq 0,9 \text{ dla } n E_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{n E_f t_f} \right) \leq 0,9 \text{ dla } n E_f t_f > 180000 \end{cases}$ (4.125)
4	Teng i inni [75]	$\sigma_{up} = \alpha \cdot \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c'}}{t_f}}$ (4.126)
		$\beta_p = \left[\frac{2 - (b_f/b_c)}{1 + (b_f/b_c)} \right]^{0,5}$ (4.127)
		$\beta_L = \begin{cases} 1 & l \geq l_{b,max} \\ \sin \left(\frac{\pi l}{2 \cdot l_{b,max}} \right) & l < l_{b,max} \end{cases}$ (4.128)
5	Lu i inni [197]	$\varepsilon_{f.lim} = 0,114(4,41 - \alpha_L) \tau_{max} / \sqrt{E_f t_f}$ (4.129)
		$\alpha_L = 3,41 L_{ee} / L_d$ (4.130)
		$L_{ee} = 0,228 \sqrt{E_f t_f}$ (4.131)
		$\tau_{max} = 1,5 \beta_w f_{ctm}$ (4.132)

Tablica 4.3 c.d.

Podstawowe modele opisujące przyczepność kompozytu FRP na odcinku zginania

Lp	Nazwa modelu	Postać modelu
5	Lu i inni [197] c.d.	$\beta_w = \sqrt{\frac{2,25 - b_f/b_c}{1,25 + b_f/b_c}} \quad (4.133)$
6	Said i Wu [198]	$\varepsilon_{f,lim} = C_1(f_c')^{c_2}/(E_f t_f)^{c_3}$ $C_1 = 0,23, C_2 = 0,2, C_3 = 0,35 \quad (4.134)$
<p>Objaśnienia: b_c - szerokość belki, b_f - szerokość kompozytu FRP, E_f - moduł sprężystości kompozytu FRP, f_c' - wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa wg [63], f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie [200], f_{ctm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie [200], f_{ctk} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie [200], t_f - grubość kompozytu, τ_b - maksymalne naprężenia przyczepności, α - współczynnik empiryczny, który autorzy zalecili przyjmować z przedziału 0,38÷0,43, c_1, c_2, c_3, c_4 - współczynniki wg fib [35], C_1, C_2, C_3 - współczynniki empiryczne, ΔN_{fd} - przyrost siły w kompozycie pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami, Δx - odległość pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami, L_{ee} - efektywna długość zakotwienia kompozytu, L_d - długość odcinka, na którym występuje kombinacja oddziaływania momentów zginających i sił poprzecznych, ε_{fu} - odkształcenie kompozytu FRP przy zerwaniu, s_{rm} - średni rozstaw rys., σ_f - naprężenia normalne w kompozycie FRP</p>		

Model fib [35], (poz. 1, tab. 4.3) ogranicza przyrost naprężeń w zbrojeniu kompozytowym na odcinku pomiędzy dwiema sąsiednimi rysami. Diagram przedstawiający zależności, określające maksymalny przyrost naprężeń normalnych w kompozycie FRP pomiędzy dwiema rysami ($\Delta\sigma_f$), pokazano w formie graficznej na rys. 4.13.



Rys. 4.13. Diagram opisujący maksymalny przyrost naprężeń normalnych na odcinku pomiędzy rysami prostopadłymi [35]

Model fib [35], (poz. 2, tab. 4.3) ogranicza naprężenia styczne na styku pomiędzy zbrojeniem kompozytowym FRP a betonem. Naprężenia te należy zgodnie z tym modelem określić na podstawie zmiany siły podłużnej na długości elementu, z uwzględnieniem wpływu siły

poprzecznej. Nie powinny one przekraczać wytrzymałości betonu na ścinanie, która jest 1,8 razy większa od wytrzymałości na rozciąganie betonu zgodnie z kryterium Coulomb-Mohr'a [35].

Model ACI.2R (poz. 3, tab. 4.3) [36] oparty jest na prostej zależności empirycznej, która uzależnia wielkość odkształceń granicznych kompozytu FRP (przy których nastąpi jego odspojenie), tylko od dwóch parametrów: grubości warstwy oraz modułu sprężystości podłużnej zbrojenia kompozytowego.

Model Teng'a (poz. 4, tab. 4.3) [75] został wyprowadzony na podstawie modelu Chen'a i Teng'a [142]. Podstawowym parametrem modelu jest parametr α , który pierwotnie został określony eksperymentalnie w warunkach ścinania, a następnie skalibrowany w oparciu o bazę wyników eksperymentalnych. Wykazano, że w przypadku belek parametr α wynosi 0,315, natomiast dla płyt $\alpha=0,427$. Doświadczenia z analizy poprawności tego modelu wykazują jednak, że największą zgodność, pomiędzy analitycznie określonym a eksperymentalnym odkształceniem granicznym kompozytu FRP, uzyskuje się dla współczynnika $\alpha=1,1$ w przypadku belek i 0,753 dla płyt.

Model Lu i innych (poz. 5, tab. 4.3) [197] opracowany został na podstawie badań numerycznych MES. Podstawę do opracowania modelu analitycznego stanowiły wyniki badań eksperymentalnych przeprowadzonych na 77 elementach. Następnie wykorzystując wyniki badań doświadczalnych opracowano model FE (z ang. finite element). Model ten opisuje mechanizm odspojenia kompozytu FRP uwzględniając parametry wytrzymałościowe betonu (τ_{max}) oraz zbrojenia kompozytowego (E_f, t_f).

Model Said'a i Wu (poz. 6, tab. 4.3) [198] opisany został równaniem z trzema współczynnikami empirycznymi, zdefiniowanymi na podstawie badań. Bazę do opracowania modelu stanowiło 200 elementów próbnych. Model ten uzależnia odkształcenie zbrojenia kompozytowego (przy którym nastąpi jego odspojenie od podłoża betonowego) od wytrzymałości betonu na ściskanie, modułu sprężystości oraz grubości warstwy kompozytu FRP.

4.3 Wytyczne do analizy stanów granicznych nośności belek wzmocnionych poprzez doklejenie kompozytu FRP

4.3.1 Współczynniki bezpieczeństwa

Według wytycznych fib [35] i TR55[34] wytrzymałość obliczeniową kompozytu FRP na rozciąganie określa się dzieląc wytrzymałość charakterystyczną przez współczynnik materiałowy γ_m , którego wartość zależy od rodzaju włókien. Według wytycznych ACI [36] wytrzymałość obliczeniową kompozytu FRP na rozciąganie ustala się poprzez pomnożenie wytrzymałości charakterystycznej przez współczynnik C_E , zależny zarówno od rodzaju materiału jak również warunków środowiskowych, których oddziaływaniu będzie poddany wzmocniony element. Ogólne zestawienie współczynników materiałowych (dla: betonu, stali i kompozytu FRP) zalecanych według poszczególnych wytycznych przedstawiono w tabelicy 4.4.

Tablica 4.4Współczynniki materiałowe γ_m

Norma, wytyczne	Beton γ_m	Stal γ_m	Kompozyt FRP	
			Współczynnik γ_m	Współczynnik C_E
fib [35]	1,5	1,15	1,2÷1,5 ⁽¹⁾	-
TR 55 [34]	1,5	1,15	1,54	-
ACI [36]	-	-	-	0,5÷0,95 ⁽²⁾

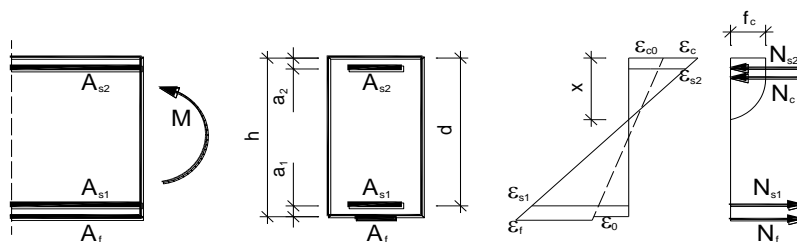
(1) Wartość przyjmowana w zależności od rodzaju włókna

(2) Wartość przyjmowana w zależności od warunków środowiskowych

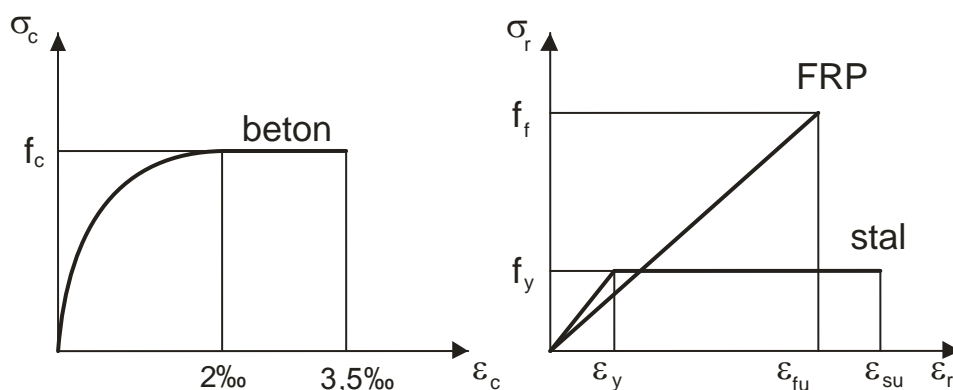
4.3.2 Stan graniczny nośności

Nośność elementów wzmocnionych, w każdej z analizowanych procedur obliczeniowych, rozpatruje się przyjmując: płaski stan odkształcenia (rys. 4.14) przekroju, paraboliczno-prostokątny lub prostokątny związek σ - ϵ dla betonu ściskanego oraz pomijając wytrzymałość betonu na rozciąganie [24, 34÷36]. Za stan graniczny nośności przyjmuje się przekroczenie granicznych odkształceń przynajmniej w jednym z materiałów.

Wykresy naprężenie - odkształcenie dla stali oraz betonu, należy przyjmować zgodnie z obowiązującymi w danym kraju przepisami normowymi. Zalecany przez normę EC2 [24] wykres naprężenie - odkształcenie dla betonu, stali oraz kompozytu FRP przedstawiono na rysunku 4.15.



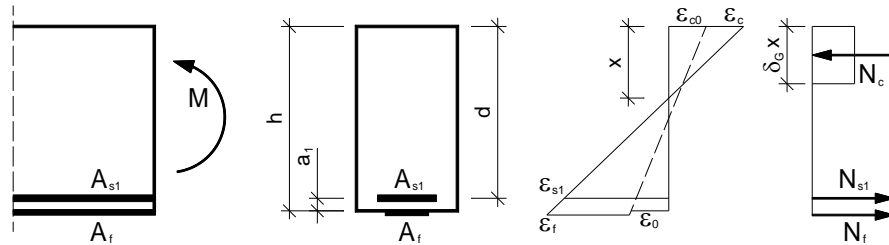
Rys. 4.14. Model do analizy stanów granicznych nośności przekroju prostokątnego z paraboliczno-prostokątnym wykresem naprężeń w strefie ściskanej [35]



Rys. 4.15. Analityczny wykres naprężenie-odkształcenie według normy EC2 dla betonu, stali oraz kompozytu FRP [24, 35]

4.3.3 Równania równowagi przekroju wzmocnionego

Nośność elementów wzmocnionych można sprawdzać przyjmując zastępczy prostokątny wykres bryły naprężeń w strefie ściskanej (rys. 4.16), co jest zgodne z analizowanymi wytycznymi [34÷36].



Rys. 4.16. Model do analizy stanów granicznych nośności wzmocnionej belki z zastępczym prostokątnym wykresem naprężeń w strefie ściskanej [35]

Zastępczą wysokość strefy ściskanej określa się jako iloczyn współczynnika δ_G i wysokości strefy ściskanej x . Zalecane wartości współczynnika δ_G według poszczególnych wytycznych zestawiono w tabelicy 4.5.

Tablica 4.5
Wartość współczynnika δ_G

Norma wytyczne	Współczynnik δ_G
fib [35]	0,8
TR 55 [34]	0,9
ACI [36]	0,65÷0,85*
* wartość współczynnika zależy od klasy betonu	

Nośność sprawdza się na podstawie poniżej przedstawionych równań, w zależności od mechanizmu zniszczenia.

- Zniszczenie w skutek płynięcia plastycznego stali zbrojeniowej i zerwania kompozytu FRP:

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - 0,5 \cdot \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_{fu}(h - 0,5 \cdot \delta_G x) \quad (4.135)$$

- Zniszczenie w skutek płynięcia plastycznego stali zbrojeniowej i zmiążdżenia strefy ściskanej:

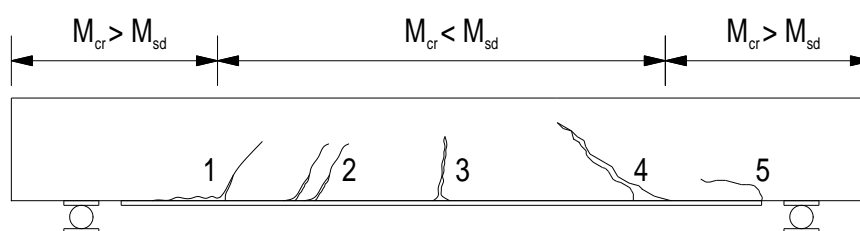
$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - 0,5 \cdot \delta_G x) + \left(\left(\frac{h-x}{x} \right) \varepsilon_{cu} - \varepsilon_0 \right) A_f E_f (h - 0,5 \cdot \delta_G x), \quad (4.136)$$

gdzie:

- δ_G - współczynnik według tablicy 4.5,
- A_{s1} - przekrój zbrojenia rozciąganego,
- f_{yd} - granica plastyczności stali zbrojeniowej,
- A_f - przekrój kompozytu FRP,
- E_f - moduł sprężystości podłużnej kompozytu FRP,
- ε_{fu} - odkształcenie kompozytu FRP przy zerwaniu,
- ε_0 - odkształcenie początkowe,
- ε_{cu} - odkształcenie graniczne strefy ściskanej betonu, według fib i TR55 $\varepsilon_{cu} = 0,0035$;
według ACI: $\varepsilon_{cu} = 0,0030$
- x - wysokość strefy ściskanej,
- h - wysokość przekroju.

4.3.4 Przyczepność zbrojenia kompozytowego FRP do betonu

Mechanizm utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego do betonu jest złożony i wymaga bardzo dokładnej analizy. Do tej pory opublikowanych zostało wiele modeli analitycznych opisujących to zjawisko (por. rozdz. 4.2). Według Teng'a [64] w praktyce inżynierskiej zwykle wystarczające jest zweryfikowanie dwóch mechanizmów utraty przyczepności: w strefie zakotwienia zbrojenia kompozytowego oraz na odcinku stałego momentu zginającego. Do tej pory zostało opublikowanych kilka procedur obliczeniowych opartych na modelach analitycznych przedstawionych w punktach 4.1.3, 4.2.2, 4.2.3 pracy. Generalnie opracowania te wymagają zweryfikowania możliwości utraty przyczepności, dla każdego z mechanizmów przedstawionych na rys. 4.17: (1) utrata przyczepności w strefie niezarysowanej, (2) utrata przyczepności w strefie występowania rys od oddziaływania momentu zginającego i siły poprzecznej, (3) utrata przyczepności na odcinku czystego zginania, (4) utrata przyczepności w miejscu występowania krytycznej rysy ukośnej, (5) utrata przyczepności na skutek oderwania końca taśmy wraz z otuliną zbrojenia rozciąganego.



Rys. 4.17. Mechanizmy utraty przyczepności kompozytów włóknistych do betonu

Odspojeniu końca kompozytu FRP zapobiega spełnienie warunku przyczepności poza obszarem ostatniej rysy. Przy sprawdzeniu tego warunku wykorzystany mógłby być każdy model zawarty w tablicy 4.1, opisujący mechanizm przyczepności kompozytu FRP w strefie niezarysowanej. Wytyczne do analizy żelbetowych elementów wzmocnionych kompozytem

FRP opierają się na wybranych modelach, które zostały zweryfikowane dostateczną ilością badań (tablica 4.6). Przy weryfikacji warunku przyczepności poza obszarem ostatniej rysy, siła w zbrojeniu kompozytowym ograniczana jest do wartości $T_{f,max}$, która odpowiada maksymalnej sile jaka może zostać przekazana z kompozytu FRP, na beton w warunkach czystego ścinania. Wpływ na jej wartość mają przede wszystkim parametry wytrzymałościowe kompozytu FRP oraz betonu.

Oprócz weryfikacji zakotwienia poza obszarem pierwszej rysy w strefie zakotwienia, należy zweryfikować możliwość utraty przyczepności na skutek oderwania końca taśmy wraz z otuliną zbrojenia rozciąganego lub na skutek wystąpienia krytycznej rysy (por. tablica 4.6). Mechanizm utraty przyczepności na skutek odspojenia zbrojenia kompozytowego wraz z otuliną (tzw. concrete cover separation) opisują modele zawarte w tablicy 4.2. Jednak podobnie, jak w przypadku zakotwienia zbrojenia kompozytowego, praktyczne zastosowanie mają tylko wybrane z nich, a więc te które zweryfikowano dostateczną liczbą badań (tablica 4.6). Z pośród analizowanych wytycznych, mechanizm utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego do betonu w miejscu wystąpienia krytycznej rysy ukośnej uwzględnia jedynie biuletyn fib [35].

Mechanizm zniszczenia, elementu zginanego wzmocnionego kompozytem FRP, na skutek odspojenia kompozytu w strefie oddziaływania momentu zginającego lub momentu zginającego i siły poprzecznej opisują modele zawarte w tablicy 4.3. Normy i wytyczne dopuszczają wykorzystanie tych modeli zweryfikowanych dostateczną liczbą badań (tablica 4.6). Norma ACI [36] ogranicza maksymalne dopuszczalne naprężenia w kompozycie w funkcji odkształcenia, przy którym następuje zerwanie kompozytu. Z kolei biuletyn fib [35] zawiera trzy podejścia: ograniczenia odkształceń w kompozycie, ograniczenia maksymalnych naprężeń na odcinku między rysami opracowane na podstawie pracy Niedermeier'a [199] oraz ograniczenie naprężeń ścinających opracowane przez Mathys'a [33]. Opracowanie TR55 [34] ogranicza zarówno naprężenia normalne w kompozycie, jak i przypowierzchniowe naprężenia ścinające. Teng ograniczył naprężenia normalne w kompozycie do wartości, przy której nastąpi odspojenie kompozytu FRP.

Tablica 4.6

Wytyczne do weryfikacji mechanizmów utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego FRP

Literatura	Warunki nośności
Równania do weryfikacji mechanizmu zniszczenia (1) - por. rys 4.17	
ACI440 [36]	Norma ACI odwołuje się do materiałów zewnętrznych między innymi do modelu Maedy (por. tablica 4.1) [36, 145]
	$\tau_f = (110.2 \times 10^6) E_f t_f$ (4.137)
	$T_{f,max} = \tau_f l_{b,max} b_f$ (4.138)
	$l_{b,max} = e^{2.1235 - 0.580 \cdot \ln(E_f t_f)}$ (4.139)

Tablica 4.6 c.d.

Wytyczne do weryfikacji mechanizmów utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego FRP

Literatura	Warunki nośności
fib [35]	$T_{f,max} = 0,64\alpha k_c k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad (4.140)$
	$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad (4.141)$
	$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (4.142)$
	gdzie: $b_f/b_c \geq 0,33$, $k_c = 1$ lub $k_c = 0,67$ dla betonu o niskim stopniu zagęszczenia, współczynnik redukcyjny uwzględniający wpływ rys ukośnych na efektywność zakotwienia można przyjmować $\alpha = 0,9$, lub w przypadku belek z wystarczającym zbrojeniem wewnętrznym i zewnętrznym zaleca się przyjmować $\alpha = 1,0$
	$T_{f,max} = 0,23b_f t_f \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} \quad (4.143)$
	$l_{b,max} = 1,44 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}} \quad (4.144)$
Teng [64]	$T_{f,max} = 0,3 \cdot \beta_p \beta_L \sqrt{f'_c} b_f l_{b,max} \quad (4.145)$
	$l_{b,max} = 2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (4.146)$
	$\beta_p = \left[\frac{2 - (b_f/b_c)}{1 + (b_f/b_c)} \right]^{0,5} \quad (4.147)$
	$\beta_L = \begin{cases} 1 & l \geq l_{b,max} \\ \sin\left(\frac{\pi l}{2 \cdot l_{b,max}}\right) & l < l_{b,max} \end{cases} \quad (4.148)$
TR55[34]	Model bazuje na wytycznych Neubauer i Rostásy'ego [...]:
	$T_{f,max} = 0,5k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad (4.149)$
	$l_{b,max} = 0,7 \sqrt{E_f t_f / f_{ctm}} \quad (4.150)$
	$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (4.151)$
Równania do weryfikacji mechanizmu zniszczenia (2 i 3) - por. rys 4.17	
ACI440 [36]	$\varepsilon_{f,lim} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu} \quad (4.152)$
	$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000}\right) \leq 0,9 \text{ dla } nE_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f}\right) \leq 0,9 \text{ dla } nE_f t_f > 180000 \end{cases} \quad (4.153)$

Tablica 4.6 c.d.

Wytyczne do weryfikacji mechanizmów utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego FRP

Literatura	Warunki nośności
fib [35]	Ograniczenie odkształceń do: $\varepsilon_{f.lim} = 0,65\%$ - elementy obciążone momentem zginającym i siłą tnącą $\varepsilon_{f.lim} = 0,85\%$ - elementy obciążone tylko momentem zginającym
	$\sigma_f^{(B)} = \frac{c_3 E_f}{s_{rm}} - c_4 \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \frac{s_{rm}}{4 t_f} \quad (4.154)$
	$\max \Delta \sigma_f^{(B)} = \sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_f^{(B)})^2} - \sigma_f^{(B)} \quad (4.155)$
	$\max \Delta \sigma_f^{(A)} = c_1 \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} \quad (4.156)$
	$\max \Delta \sigma_f^{(1)} = \max \Delta \sigma_f^{(A)} - \frac{(\max \Delta \sigma_f^{(A)} - \max \Delta \sigma_f^{(B)})}{\sigma_f^{(B)}} \sigma_{fd} \quad (4.157)$
	$\max \Delta \sigma_f^{(2)} = \sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + \sigma_{fd}^2} - \sigma_{fd} \quad (4.158)$
	$\max \Delta \sigma_f^{(3)} = f_{fd} - \sigma_{fd} \quad (4.159)$
	$\tau_b = \frac{\Delta N_{fd}}{b_f \Delta x} \leq 1,8 f_{ctk} \quad (4.160)$
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}: V_d / \left[0,95 d b_f \left(1 + \frac{A_s E_s}{A_f E_f} \right) \right] \leq 1,2 f_{ctk} \quad (4.161)$
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}: V_d / (0,95 d b_f) \leq 1,2 f_{ctk} \quad (4.162)$
Teng i inni [75]	$\sigma_{up} = \alpha \cdot \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c'}}{t_f}} \quad (4.163)$ <p>β_p - na podstawie równania (4.147)</p> <p>β_L - na podstawie równania (4.148)</p>
TR55 [34]	$\varepsilon_{f.lim} \leq 0,8\%, \tau \leq 0,8 \text{ MPa}$
Równania do weryfikacji mechanizmu zniszczenia (4) - por. rys 4.17	
fib [35]	$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (4.164)$
	$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_{eq}) + 0,15 q_{cp}] b d \quad (4.165)$
	$\tau_{Rd} = 0,15 f_{ck}^{1/3} \quad (4.166)$
	$\rho_{eq} = \left(A_{s1} + A_f \frac{E_f}{E_s} \right) / b d \quad (4.167)$

Tablica 4.6 c.d

Wytyczne do weryfikacji mechanizmów utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego FRP

Literatura	Warunki nośności
Równania do weryfikacji mechanizmu zniszczenia (5) - por. rys 4.17	
ACI440.2R [36]	(1) $V_{end} \leq 0,67V_c$ (4.168) (2) Taśma powinna być wyprowadzona poza miejsce w którym $M_{sd} = M_{cr}$ odci- nek równy wysokości użytecznej przekroju (d)
fib [35]	$V_{end} \leq V_{Rd} = \tau_{Rd} b d$ (4.169)
	$\tau_{Rd} = 0,15 \sqrt[3]{\frac{d}{a_L} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^3 \sqrt{100 \rho_s f_{ck}}}$ (4.170)
	$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_f} d L^3}$ (4.171)
	$a > L + d, a_L < a$ (4.172)
Teng [64]	$V_{end} \leq 1,4V_c$ (4.173)
	$V_c = [1,4 - d/2000] b_c d [\rho_s f_c']^{\frac{1}{3}}$ (4.174)
	$\rho_s = \frac{A_{s1}}{b_c d}$ (4.175)
	$\frac{M_{end}}{M_u} \leq 0,67$ (4.176)
	$1,4 - d/2000 \geq 1,1$ (4.177)
Teng [190]	$\left(\frac{M_p}{M_{up}}\right)^2 + \left(\frac{V_p}{V_{up}}\right)^2 \leq 1,0$ (4.178)
	$M_{uf} = \frac{0,488 \cdot M_{uc}}{(\alpha_{flex} \alpha_{axial} \alpha_w)^{1/9}} \leq M_{uc}$ (4.179)
	$\alpha_{flex} = \frac{E_c I_{trc,c} - E_c I_{trc,o}}{E_c I_{trc,o}}$ (4.180)
	$\alpha_{axial} = \frac{E_f t_f}{E_c d}$ (4.181)
	$\alpha_w = \frac{b_c}{b_f} \leq 3$ (4.182)
	$V_{up} = V_c + V_p + \varepsilon_{V,e} V_s$ (4.183)
	$V_s = \frac{A_{sv} E_{sv} d}{s_v}$ (4.184)
	$\varepsilon_{V,e} = \frac{10}{(\alpha_{flex} \alpha_E \alpha_t \alpha_w)^{1/2}}$ (4.185)
	$\alpha_E = E_f / E_{cm}$ (4.186)

Tablica 4.6 c.d.

Wytyczne do weryfikacji mechanizmów utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego FRP

Literatura	Warunki nośności
TR55 [34]	$\tau = V\alpha_f A_f (h - x) / I_{cs} b_a$ (4.187)
Objaśnienia:	
<p>A_{sI} - pole przekroju zbrojenia rozciąganego, b_c - szerokość belki, b_f - szerokość kompozytu FRP, c_1, c_2, c_3, c_4 - współczynniki które należy przyjmować zgodnie z fib [35], C_1, C_2, C_3 - współczynniki empiryczne, E_f - moduł sprężystości kompozytu FRP, E_c - moduł sprężystości betonu [63], E_{cm} - średni moduł sprężystości betonu [200], f_c' - wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa wg [63], f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie [200], f_{cm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie [200], f_{ctk} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie [200], I_{cs} - moment bezwładności zarysowanego przekroju, L_{ee} - efektywna długość zakotwienia kompozytu, L_d - długość odcinka na którym występuje kombinacja oddziaływania momentów zginających i sił poprzecznych, M_{end} - moment zginający w przekroju przez koniec taśmy CFRP, M_{uc} - nośność na zginanie elementu w przekroju bez wzmocnienia, s_{rm} - średni rozstaw rys, t_f - grubość kompozytu, V_{Rd1}, V_{Rd}, V_c - nośność na ścinanie przekroju betonowego według powołanych w modelu przepisów, V_{end} siła ścinająca w przekroju przez koniec taśmy CFRP, V_{up} - nośność na ścinanie elementu wzmocnionego taśmą CFRP, α - współczynnik empiryczny który autorzy zalecili przyjmować z przedziału $0,38 \div 0,43$, ΔN_{fd} - przyrost siły w kompozycie pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami, Δx - odległość pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami, ϵ_{fu} - odkształcenie kompozytu FRP przy zerwaniu, τ_b - maksymalne naprężenia przyczepności, $(E_c I_{rc,0}), (E_c I_{rc,c})$ - sztywność przekroju zarysowanego z i bez wzmocnienia.</p>	

4.4 Analiza stanów granicznych użyteczności elementów wzmocnionych zbrojeniem kompozytowym FRP z uwagi na zginanie

4.4.1 Weryfikacja ugięć

Analiza stanu granicznego ugięcia zgodnie z propozycją fib, może być przeprowadzona w oparciu o model liniowo-sprężysty (rys. 4.18). Zgodnie z tym modelem należy przyjmować podczas analizy następujące założenia:

- charakterystyki geometryczne przekroju należy obliczać przy założeniu, że przekroje płaskie przed odkształceniem pozostają płaskie po odkształceniu,
- stal jest materiałem sprężystym o module sprężystości E_s ,
- beton w fazie I jest materiałem sprężystym zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu, natomiast w fazie II beton jest materiałem sprężystym przy ściskaniu i nie przenosi naprężeń rozciągających,
- stosunek modułów sprężystości stali i betonu opisany jest wzorem: $\alpha_e = E_s / E_c$.

Obliczanie ugięć według propozycji fib 14 [35] bazuje na modelu dwufazowym zawartym w normie europejskiej [24, 200].

Średnią wartość krzywizny opisuje wzór:

$$\kappa_m = \frac{M_k}{E_c I_{I,S}} (1 - \zeta_b) + \frac{M_k}{E_c I_{II,S}} \zeta_b \quad (4.188)$$

Uwzględniając możliwość wystąpienia ugięcia wstępnego wzór ten przyjmuje postać:

$$\kappa_m = \frac{M_k}{E_c I_{I,S}} (1 - \zeta_b) + \left(\frac{M_0}{E_c I_{II,0}} + \frac{M_k - M_0}{E_c I_{II,S}} \right) \zeta_b, \quad (4.189)$$

w którym:

E_c - moduł sprężystości betonu (styczny),

ζ_b - współczynnik uwzględniający efekt „tension stiffening”,

$I_{II,0}$ - moment bezwładności elementu przed wzmocnieniem,

M_0 - początkowy moment zginający (przed wzmocnieniem),

M_k - charakterystyczny moment zginający dla którego obliczane jest ugięcie,

$I_{I,S}$ - moment bezwładności niezarysowanego przekroju wzmocnionego,

$I_{II,S}$ - moment bezwładności przekroju zarysowanego po wzmocnieniu.

Współczynnik uwzględniający efekt „tension stiffening” określa się z zależności:

$$\zeta_b = 0 \text{ dla } M_k \leq M_{cr} \quad (4.190)$$

$$\zeta_b = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^{n/2} \text{ dla } M_k > M_{cr} \quad (4.191)$$

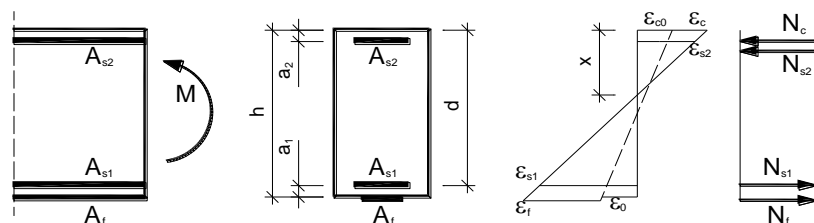
gdzie:

β_1 - współczynnik charakteryzujący przyczepność zbrojenia do betonu,

β_2 - współczynnik przyjmowany w zależności od rodzaju obciążenia,

M_{cr} - moment rysujący,

n - zgodnie z wytycznymi CEB [201] $n=2$.



Rys. 4.18. Liniowo sprężysty model do analizy ugięć [35]

Kolejną propozycję obliczania ugięć belek wzmocnionych taśmami FRP zaproponował Kubicki [73]. Metoda ta obejmuje jedynie elementy wstępnie zarysowane. Autor bazując na wynikach doświadczeń określił współczynniki empiryczne i na ich podstawie sformułował wzór pozwalający określić średnią krzywiznę belki wzmocnionej. Według wzoru (4.192), krzywizna a co się z tym wiąże, również sztywność elementu, jest stała w całym zakresie obciążenia, co jest dużym uproszczeniem:

$$\kappa_m = \frac{\zeta_s M_k}{E_s \rho_s b_c d^3 \left(1 - \frac{\xi_m}{3} \right) (1 - \xi_m)} \quad (4.192)$$

gdzie:

$$\xi_m = \frac{x_m}{d} = 1,20\xi_{II} \quad (4.193)$$

$$\zeta_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_m} = 1 - 0,875 \frac{A_f E_s}{E_f A_{s1}} \quad (4.194)$$

E_f - moduł sprężystości kompozytowej taśmy FRP,

E_s - moduł sprężystości stali zbrojeniowej,

A_f - pole przekroju kompozytowej taśmy FRP,

A_{s1} - pole przekroju zbrojenia rozciąganego,

ρ_s - stopień zbrojenia przekroju belki żelbetowej.

Raport nr 55 [34] proponuje podobnie jak biuletyn fib [35], aby ugięcia obliczać na podstawie normowych [24] metod obliczeniowych, określając charakterystyki geometryczne przekrojów z uwzględnieniem wzmocnienia. W przeciwieństwie do biuletynu fib w wytycznych [34] zaproponowano, aby w obliczeniach charakterystyk geometryczno-materiałowych uwzględnić wpływ pełzania.

W raporcie 55 [34] autorzy proponują aby współczynniki opisujące stosunek sztywności stali do betonu (α_e) oraz taśmy wzmacniającej do betonu (α_f) określać według wzorów:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{0,5E_c} \quad (4.195)$$

$$\alpha_f = \frac{E_f}{0,5E_c} \quad (4.196)$$

w których:

E_c - moduł sprężystości betonu (styczny),

E_s - moduł sprężystości stali,

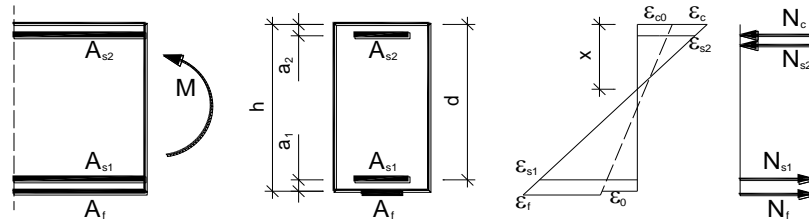
E_f - moduł sprężystości kompozytu FRP.

4.4.2 Weryfikacja zarysowania

Analiza stanu granicznego zarysowania zgodnie z propozycją fib [35] może być przeprowadzona w oparciu o ten sam model liniowo-sprężysty (rys. 4.19), według którego przeprowadza się analizę ugięcia. Zgodnie z tym modelem należy przyjmować podczas analizy następujące założenia:

- charakterystyki geometryczne przekroju należy obliczać przy założeniu, że przekroje płaskie przed odkształceniem pozostają płaskie po odkształceniu,
- stal jest materiałem sprężystym o module sprężystości E_s ,
- beton w fazie I jest materiałem sprężystym zarówno przy ściskaniu, jak i rozciąganiu, natomiast w fazie II beton jest materiałem sprężystym przy ściskaniu i nie przenosi naprężeń rozciągających,

- stosunek modułów sprężystości stali i betonu opisuje wzór: $\alpha_e = E_s/E_c$.



Rys. 4.19 Liniowo sprężysty model do analizy ugięć [35]

Zgodnie z propozycją fib [35] maksymalną szerokość rozwarcia rys można obliczyć zgodnie z normą EC2 [200] wg wzoru:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{rm,r} = \beta s_{rm} \zeta \varepsilon_2 \quad (4.197)$$

$$\zeta = 0 \quad \text{dla } M_k \leq M_{cr} \quad (4.198)$$

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^2 \quad \text{dla } M_k > M_{cr} \quad (4.199)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{N_{rk} + E_f A_f \varepsilon_0}{E_s A_{s1} + E_f A_f} \quad (4.200)$$

$$N_{rk} = \frac{M_k}{z_e} \quad (4.201)$$

przyjęte oznaczenia we wzorach 4.197÷4.201:

- β - parametr wyrażający relację pomiędzy średnią a charakterystyczną szerokością rysy,
- s_{rm} - średni rozstaw rys,
- $\varepsilon_{rm,r}$ - średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego z uwzględnieniem efektu „tension stiffening”,
- β_1 - współczynnik charakteryzujący przyczepność zbrojenia do betonu,
- β_2 - współczynnik przyjmowany w zależności od rodzaju obciążenia,
- M_{cr} - moment rysujący,
- M_k - charakterystyczny moment zginający,
- A_f - pole przekroju kompozytu FRP,
- A_{s1} - pole przekroju zbrojenia rozciąganego,
- E_c - moduł sprężystości betonu (styczny),
- E_s - moduł sprężystości stali,
- E_f - moduł sprężystości kompozytu FRP,
- z_e - odległość pomiędzy wypadkowymi w strefie ściskanej i rozciąganej,
- ε_0 - odkształcenie początkowe.

W biuletynie fib [35] zalecono aby średni rozstaw rys uwzględniając zbrojenie zwykłe, jak i kompozytowe FRP obliczać wg propozycji Rostásy’ego [202] z następującego wzoru:

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm}A_{ct}}{\tau_{sm}u_s} \frac{E_s A_{s1}}{E_s A_{s1} + \xi_b E_f A_f} = \frac{2f_{ctm}A_{ct}}{\tau_{fm}u_s} \frac{\xi_b E_f A_f}{E_s A_{s1} + \xi_b E_f A_f}, \quad (4.202)$$

w którym:

- A_{ct} - pole rozciąganej strefy przekroju,
- f_{ctm} - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie,
- u_s - obwód zbrojenia głównego,
- u_f - obwód czynny taśmy przenoszący siły przyczepności na beton,
- ξ_b - parametr przyczepności (wg wzoru 4.206).

Średnie naprężenie przyczepności stali do betonu można określić według wzoru [201]:

$$\tau_{sm} = 1,8f_{ctm} \quad (4.203)$$

Średnie naprężenie przyczepności taśmy do betonu można określić według wzoru [70]:

$$\tau_{fm} = 1,25f_{ctm} \quad (4.204)$$

Efektywne pole strefy rozciąganej przekroju można określić według wzoru [24]:

$$A_{ct} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d)b_c \\ \frac{(h-x)b_c}{3} \end{array} \right. \quad (4.205)$$

Parametr przyczepności można określić według wzoru [35]:

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm}E_sA_{s1}u_f}{\tau_{sm}E_fA_fu_s} = \frac{\tau_{fm}E_s d_s}{\tau_{sm}E_f 4t_f} \quad (4.206)$$

We wzorach 4.203÷4.206 przyjęto następujące oznaczenia:

- h - wysokość przekroju elementu,
- b_c - szerokość przekroju elementu,
- d - wysokość użyteczna przekroju,
- x - wysokość strefy ściskanej,
- d_s - średnica zbrojenia rozciąganego,
- t_f - grubość taśmy FRP.

5 Program i zakres badań

Postawiony w niniejszej pracy problem biernego wzmocniania zginanych elementów żelbetowych z wykorzystaniem taśm CFRP, wymagał przeprowadzenia badań elementów belkowych (tablica 5.1), określenia cech technicznych materiałów użytych do ich wykonania, jak również właściwości systemu wzmocniającego (taśma CFRP, klej epoksydowy). Badania doświadczalne podzielono więc na wiodące i uzupełniające. Badaniami wiodącymi objęto belki żelbetowe o przekroju poprzecznym 120x220 mm i długości 3300 mm, wzmocnione taśmami CFRP oraz belki o takich samych parametrach bez wzmocnienia (por. tabl. 5.1). W badaniach przewidziano wzmocnienie belek taśmą CFRP o przekroju 1,2x50 mm oraz 1,2x80 mm. Przekrój belki, jak i jej zbrojenie dobrano w taki sposób, aby w całym zakresie obciążeń występowały odcinki pierwszego rodzaju, na których nie jest wymagane dodatkowe zbrojenie z uwagi na ścinanie.

Tablica 5.1

Program badań belek żelbetowych wzmocnionych taśmą CFRP i bez wzmocnienia – badania wiodące

Oznaczenie elementu	Numer serii	Rodzaj elementów	Termin badania [dni]	Ilość [szt.]	Wymiary belek [cm]	Zakres badań
N-I	B-1	Belka bez wzmocnienia	42	1	12x22x330	<ul style="list-style-type: none"> • nośność, • odkształcenie taśmy, • odkształcenie zbrojenia rozciąganego, • ugięcie belek, • morfologia oraz szerokość rozwarcia rys.
	B-2		42	1		
	B-3		42	1		
W-I	B-1	Belka wzmocniona taśmą o przekroju 1,2x50mm	43	1		
	B-2		43	1		
	B-3		43	1		
N-II	B-4	Belka bez wzmocnienia	42	1		
	B-5		42	1		
	B-6		42	1		
W-II	B-4	Belka wzmocniona taśmą o przekroju 1,2x80mm	43	1		
	B-5		43	1		
	B-6		43	1		

Badania uzupełniające miały na celu określenie cech betonu użytego do wykonania belek żelbetowych (tablica 5.2), właściwości kleju epoksydowego (tablica 5.3), stali zbrojeniowej oraz taśm CFRP. Ponadto badania uzupełniające, z uwagi na podnoszony często problem trwałości wzmocnionych elementów konstrukcji kompozytami FRP (por. pkt. 3.2), rozszerzono o badania starzenia układu: beton – klej epoksydowy – taśma CFRP (tablica 5.4).

Właściwości betonu określano w tym samym czasie, w którym badano belki żelbetowe wzmocnione taśmami CFRP i bez wzmocnienia. Cechy kleju epoksydowego użytego do wzmocnień belek zbadano po 10 dniach, od chwili przyklejenia taśmy węglowej w strefie rozciąganej belek oraz po upływie cykli starzeniowych, przewidzianych w programie badań trwałości (tabl. 5.4).

Tablica 5.2

Program badań właściwości betonu użytego do wykonania belek żelbetowych wzmocnionych taśmą CFRP i bez wzmocnienia – badania uzupełniające

Oznaczenie elementu	Numer serii	Rodzaj elementu	Termin Badania [dni]	Ilość elementów [szt.]	Wymiary [cm]	Zakres badań
C-I	B-1	Walec	42	9	15×30	<ul style="list-style-type: none"> • moduł sprężystości betonu przy ścisaniu, • wytrzymałość betonu na ściskanie.
	B-2		42	9		
	B-3		42	9		
K-I	B-1	Kostka	42	6	15×15	<ul style="list-style-type: none"> • wytrzymałość betonu na ściskanie.
	B-2		42	6		
	B-3		42	6		
R-I	B-1	Kostka	42	6	15×15	<ul style="list-style-type: none"> • wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu.
	B-2		42	6		
	B-3		42	6		
C-II	B-4	Walec	42	9	15×30	<ul style="list-style-type: none"> • moduł sprężystości betonu przy ścisaniu, • wytrzymałość betonu na ściskanie.
	B-5		42	9		
	B-6		42	9		
K-II	B-4	Kostka	42	6	15×15	<ul style="list-style-type: none"> • wytrzymałość betonu na ściskanie,
	B-5		42	6		
	B-6		42	6		
R-II	B-4	Kostka	42	6	15×15	<ul style="list-style-type: none"> • wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu.
	B-5		42	6		
	B-6		42	6		

Tablica 5.3

Program badań właściwości kleju epoksydowego użytego do przyklejenia taśm CFRP – badania uzupełniające

Oznaczenie serii	Rodzaj elementu	Termin badania [dni]	Ilość elementów [szt.]	Rodzaj badania	Określana cecha
EP-1	wioselka BS 2782 według [203]	10	9	rozciąganie osiowe	<ul style="list-style-type: none"> • wytrzymałość na rozciąganie f_{pt}, • odkształcenie graniczne przy rozciąganiu, ϵ_{pt}, • moduł sprężystości przy rozciąganiu, E_{pt}
EP-2			9		
EP-3	kostka 4×4 cm	10	6	ściskanie	<ul style="list-style-type: none"> • wytrzymałość na ściskanie, f_p
EP-4	pasek 5×0,4cm o długości 50cm	do ustabilizowania odkształceń	3	pomiar odkształceń wywołanych skurczem	<ul style="list-style-type: none"> • skurcz utwardzania, ϵ_{ps}
EP-5			3		
EP-6	wioselko 1×1×11,5cm	10	6	pomiar zmian liniowych wywołanych temperaturą	<ul style="list-style-type: none"> • współczynnik rozszerzalności termicznej, α_{pt}

Tablica 5.4

Program badań trwałości układu: beton – klej epoksydowy – taśma CFRP;
badania uzupełniające

Oznaczenie serii		Warunki badania	Rodzaj próbki	Liczba elementów próbnych [szt.]		Rodzaj badania	Badana cecha
klej	beton			poddanych starzeniu	kontrolnych		
EP-7	-	Badanie kleju po 10 dniach od przygotowania elementów próbnych	wioselka BS 320A	-	18	osiowe rozciąganie	<ul style="list-style-type: none"> wytrzymałość na rozciąganie, f_{pt} odkształcenie przy zerwaniu, ϵ_{pb} moduł sprężystości, E_{pt}
EP-8	-	25 cykli starzeniowych według PN-EN 13733 [204]	wioselka BS 320A	9	18 próbek z serii EP-7	osiowe rozciąganie	<ul style="list-style-type: none"> wytrzymałość na rozciąganie, f_{pt} odkształcenie przy zerwaniu, ϵ_{pb} moduł sprężystości, E_{pt}
EP-8	B-1		plytki 5x25x25cm z naklejonymi taśmami CFRP	10	5	wytrzymałość w warunkach odrywania	<ul style="list-style-type: none"> naprężenia f_{Ao} rodzaj zniszczenia
EP-8	B-1		3 kostki 10x10x10cm sklejone ze sobą	8	6	wytrzymałość w warunkach ścinania	<ul style="list-style-type: none"> naprężenia f_{As} rodzaj zniszczenia
EP-9	-	50 cykli starzeniowych według PN-EN 13733 [204]	wioselka BS 320A	10	18 próbek z serii EP-7	osiowe rozciąganie	<ul style="list-style-type: none"> wytrzymałość na rozciąganie, f_{pt} odkształcenie przy zerwaniu, ϵ_{pb} moduł sprężystości, E_{pt}
EP-9	B-1		plytki 5x25x25cm z naklejonymi taśmami CFRP	10	5	wytrzymałość w warunkach odrywania	<ul style="list-style-type: none"> naprężenia f_{Ao} rodzaj zniszczenia
EP-9	B-1		3 kostki 10x10x10cm sklejone ze sobą	8	6	wytrzymałość w warunkach ścinania	<ul style="list-style-type: none"> naprężenia f_{As} rodzaj zniszczenia
EP-10	-	100 cykli starzeniowych według PN-EN 13733 [204]	wioselka BS 320A	10	18 próbek z serii EP-7	osiowe rozciąganie	<ul style="list-style-type: none"> wytrzymałość na rozciąganie, f_{pt} odkształcenie przy zerwaniu, ϵ_{pb} moduł sprężystości, E_{pt}
EP-10	B-1		plytki 5x25x25cm z naklejonymi taśmami CFRP	10	5	wytrzymałość w warunkach odrywania	<ul style="list-style-type: none"> naprężenia f_{Ao} rodzaj zniszczenia
EP-10	B-1		3 kostki 10x10x10cm sklejone ze sobą	8	6	wytrzymałość w warunkach ścinania	<ul style="list-style-type: none"> naprężenia f_{As} rodzaj zniszczenia

Właściwości taśm CFRP określono na 6 elementach próbnych, przygotowanych zgodnie z normą BS 2782 [203]. W badaniu określono moduł sprężystości przy rozciąganiu zbrojenia kompozytowego, wytrzymałość na rozciąganie oraz odkształcenie graniczne przy rozciąganiu.

Właściwości stali zbrojeniowej również określono na 6 elementach próbnych przygotowanych zgodnie z normą PN-EN:10002-1[205]. Zdefiniowano wytrzymałość na rozciąganie, moduł sprężystości przy rozciąganiu oraz granicę plastyczności stali.

Ocenę trwałości układu: beton-klej epoksydowy-taśma CFRP przeprowadzono w zmiennych warunkach ciepłno-wilgotnościowych wg metodyki badań „*Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczenie trwałości konstrukcyjnych materiałów klejących.*” PN-EN 13733 [204]. Badaniami objęto: przyczepność taśmy CFRP i kleju epoksydowego do betonu w warunkach odrywania (przyczepność normalna) przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania, wytrzymałość, odkształcenie graniczne i moduł sprężystości przy rozciąganiu kleju epoksydowego.

Zgodnie z metodyką badań normy PN-EN 13733 [204], określono jedynie przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania z uwagi na możliwość wystąpienia delaminacji taśmy CFRP wzdłuż jej włókien, podczas próby ścinania.

Liczbę próbek, niezbędną do określenia średniej wartości statystycznej badanych cech, wyznaczono na podstawie statystycznej analizy wyników badań wstępnych za pomocą rozkładu *t*-Studenta [206] przy tolerancji $\nu = 10\%$ i poziomie istotności $\alpha = 0,10$.

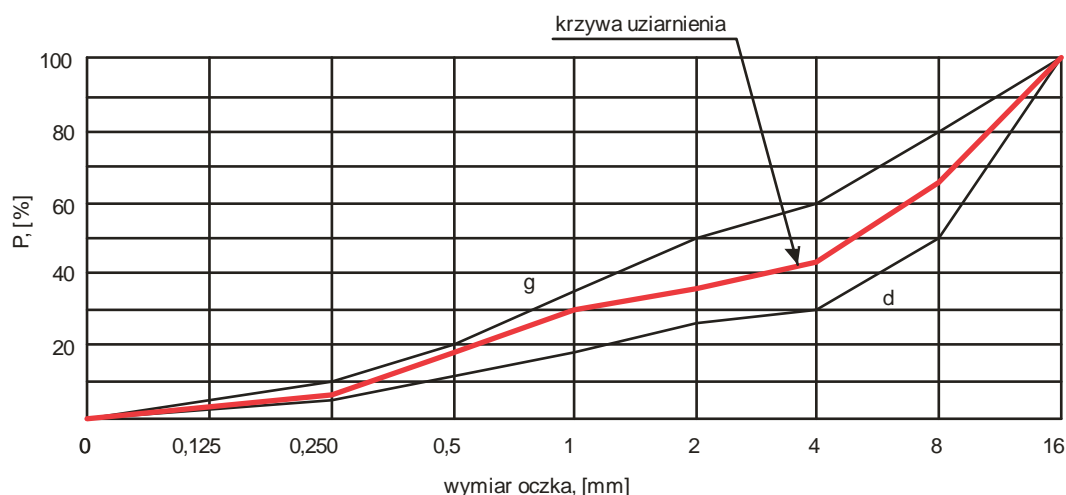
5.1 Charakterystyka użytych materiałów

Skład betonu

Do przygotowania elementów próbnych zaprojektowano i zweryfikowano doświadczalnie skład mieszanki betonowej. Skład betonu dobierano tak, aby uzyskać wytrzymałość na ściskanie betonu po 28 dniach co najmniej równą 50 MPa.

Do wykonania mieszanki betonowej użyto cement portlandzki CEM I 32,5 oraz kruszywo naturalne frakcjonowane w następujących proporcjach: frakcja 0÷2; 705 kg/m³, frakcja 2÷8; 583 kg/m³ i frakcja 8÷16; 652 kg/m³ (rys. 5.1). Kruszywo pobrano z Zakładu Eksploatacji Kruszyw w Sępólnie Wielkim. Jakość użytego kruszywa odpowiadała wymaganiom określonym przez normę PN-EN 12620 [207]. Projektowany wskaźnik wodno-cementowy (*w/c*) wynosił 0,5, co odpowiadało 168 litrom wody zarobowej na 1 m³ mieszanki betonowej.

W tablicy 5.5 przedstawiono ostateczny skład mieszanki betonowej ustalony metodą kolejnych przybliżeń oraz niektóre cechy fizyczne świeżego betonu.



Rys. 5.1. Krzywa uziarnienia kruszywa III przyjęta do ustalenia składników betonu

Tablica 5.5

Ilość składników na 1m^3 betonu

Skład betonu [kg/m^3]					Cechy fizyczne świeżego betonu	
Piasek naturalny frakcji 0÷2	Żwir frakcji 2÷8	Żwir frakcji 8÷16	Cement portlandzki CEM I 32,5	Woda	Konsystencja	Gęstość [kg/m^3]
705	583	652	340	168	plastyczna*	2465
*) konsystencję określono na podstawie badania metodą stożka opadowego						

Taśma węglowa (CFRP)

Do wzmocnienia belek żelbetowych użyto jeden rodzaj taśmy węglowej o handlowej nazwie CFK Lamelle firmy S&P (tablica 5.6). Dwa stopnie wzmocnienia uzyskano poprzez zastosowanie taśm o różnych szerokościach przekroju.

Taśmy S & P CFK - Lamellen są gotowymi produktami kompozytowymi wykonanymi z włókien węglowych zatopionych w matrycy z żywicy epoksydowej. Taśmy S & P CFK - Lamellen przeznaczone są do wzmocniania konstrukcji betonowych, żelbetowych, sprężonych i stalowych poprzez przyklejenie ich do elementu wzmocnianego klejem epoksydowym. Taśmy te są najczęściej stosowane [94]:

- w przypadku zwiększenia obciążeń w wyniku zmienionych warunków użytkowania,
- w przypadku uszkodzeń konstrukcji,
- przy zmianie schematu statycznego konstrukcji,
- celem skorygowania błędów projektowych lub wykonawczych.

Tablica 5.6

Właściwości taśm CFRP użytych w badaniach [208]

Moduł sprężystości		Wytrzymałość na rozciąganie	
165 GPa		2500 MPa	
Szerokość	Grubość	Siła rozciągająca przy odkształceniu	
[mm]	[mm]	$\varepsilon_f = 0,6 \%$	$\varepsilon_f = 0,8 \%$
50	1,2	58 kN	77 kN
80	1,2	92 kN	123 kN

Taśmy S & P CFK - Lamellen doklejane (lub wklejane) w konstrukcję, stanowią dodatkowe zbrojenie przejmujące naprężenia rozciągające lub ścinające w wzmocnianym przekroju. Doklejenie taśmy powoduje zwiększenie nośności konstrukcji oraz ograniczenie jej odkształceń. Taśmy te posiadają następujące właściwości: mały ciężar własny, mała grubość po wbudowaniu, ekonomiczna aplikacja bez stosowania podnośników i urządzeń dociskowych, bardzo duża wytrzymałość i moduł sprężystości podłużnej, bardzo wysoką odporność zmęczeniową, odporność na korozję, możliwość pokrywania powłokami malarskimi oraz możliwość wstępnego naprężania [94].

Klej epoksydowy

Do przyklejania taśm CFRP użyto dwuskładnikowy klej epoksydowy o nazwie handlowej Resin 220 (tabl. 5.7) [209].

Klej epoksydowy Resin 220 jest dwuskładnikowym, bezrozpuszczalnikowym klejem na bazie żywicy epoksydowej. Klej ten, stosowany jest do przyklejania taśm z włókien węglowych, płaskowników stalowych, mat z włókien węglowych i szklanych oraz sklejanie elementów betonowych, stalowych i drewnianych. Do głównych jego zalet należy zaliczyć [94]:

- możliwość wykonania prac na płaszczyznach pionowych i pułapowych,
- po stwardnieniu posiada wysokie parametry wytrzymałościowe,
- jest bezrozpuszczalnikowy,
- jest wytrzymały na oddziaływanie temperatury w zakresie od -30°C do $+100^{\circ}\text{C}$,
- jest odporny na działanie rozcieńczonych kwasów i soli,

Stal zbrojeniowa

Zbrojenie główne belek wykonano ze stali żebrowanej klasy A-III, gatunku 34GS o średnicy 12 mm. Strzemiona (zamknięte, dwuramiennie) wykonano ze stali klasy A-I, gatunku St3S o średnicy 6 mm i zmiennym rozstawie na długości belki od 100 do 200 mm.

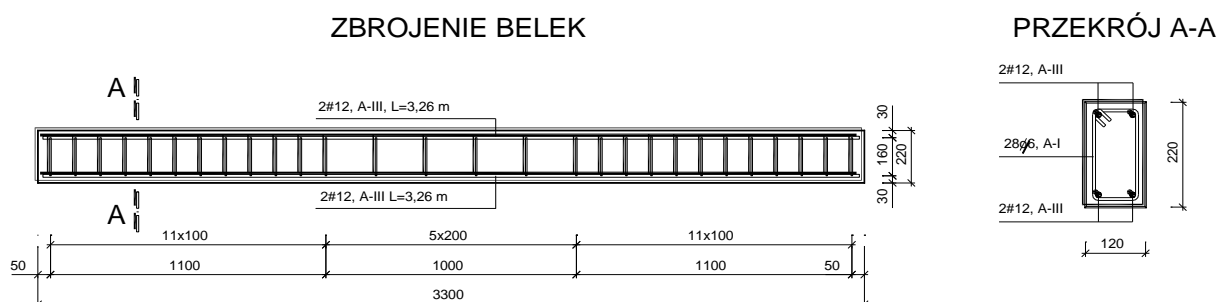
Tablica 5.7

Właściwości kleju epoksydowego użytego w badaniach [209]

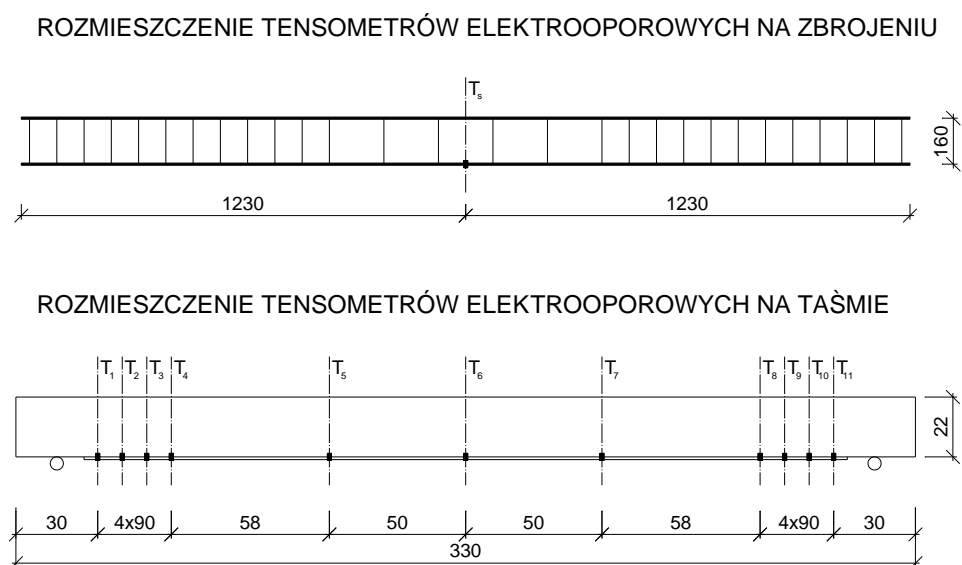
Właściwości kleju epoksydowego	Rekomendowana wartość
pryczepność normalna, f_{Ao} [MPa]	$\geq 4,2$
wytrzymałość na rozciąganie, f_{pt} [MPa]	≥ 30
moduł sprężystości przy ściskaniu, E_{pt} [MPa]	9900 – 12100
wytrzymałość na ściskanie, f_p [MPa]	65 – 80
wytrzymałość spoiny klejowej na odrywanie, [MPa]	≥ 10
minimalna temperatura utwardzenia, [°C]	+8°C
czas żelowania dla 100 g kleju w temperaturze pokojowej	100 minut

5.2 Wykonanie i pielęgnacja elementów próbnych

Przed przystąpieniem do betonowania elementów belkowych przygotowano szkielet zbrojenia belek (rys. 5.2, 5.3). Zbrojenie podłużne w strefie ściskanej i rozciąganej belek stanowiły 2 pręty żebrowane. Rozstaw strzemion na odcinku przypodporowym wynosił 100 mm, natomiast na odcinku stałego momentu zginającego 200 mm (rys. 5.2 i 5.3).

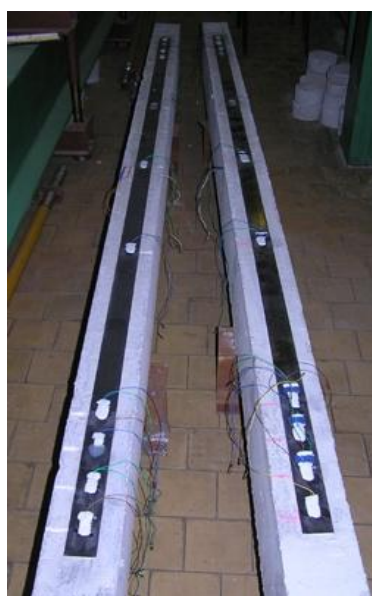
**Rys. 5.2.** Przyjęty w badaniach schemat zbrojenia belek żelbetowych**Rys. 5.3.** Ogólny widok zbrojenia belek żelbetowych przed ich zabetonowaniem

Na przygotowany szkielet zbrojenia naklejono tensometry elektrooporowe do pomiaru odkształceń stali zbrojeniowej. Tensometry elektrooporowe typu TFs-5/120, o rezystancji $120,3 \pm 0,3\%$ i współczynnika czułości odkształceniowej k równej $2,15 \pm 0,5\%$, naklejono na dwóch skrajnych prętach szkieletu zbrojeniowego w środku rozpiętości belki i zabezpieczano je przed uszkodzeniem w podczas betonowania (rys 5.4, 5.5b).



Rys 5.4. Rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych na prętach zbrojenia głównego oraz na taśmie CFRP

a).



b).



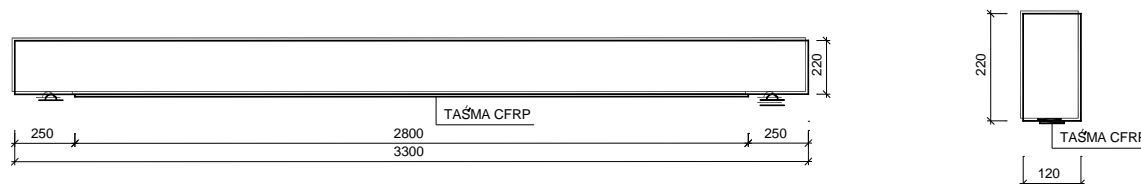
Rys. 5.5. Ogólny widok umieszczenia tensometrów elektrooporowych na: a). taśmie wzmacniającej, b). zbrojeniu głównym belek

W ten sposób przygotowane zbrojenie zostało umieszczone w formach, które uprzednio zostały oczyszczone oraz zabezpieczone środkiem antyadhezyjnym. Następnie do form układano mieszankę betonową. Mieszankę układano w trzech warstwach z każdorazowym zagęszczeniem warstwy (czas wibrowania wynosił 3 s). Mieszankę betonową ułożoną w formach belkowych zagęszczano mechanicznie przy użyciu wibratora wgłębnego. Beton w elementach drobnowymiarowych (kostki, walce i płytki) zagęszczano za pomocą stołu wibracyjnego. Parametry wibrowania były tak dobrane, aby zachowana została jednorodność mieszanki betonowej. Wibrowanie całości mieszanki ułożonej w formie zakończono z chwilą, gdy na powierzchni betonu ukazywało się mleczko cementowe. Czas wibrowania wynosił 30 s. Po zawibrowaniu, nadmiar betonu ścięto przy użyciu kielni i zatarto packą metalową. Po upływie 2 godzin ponownie zatarto powierzchnię belek, próbek kontrolnych i przykryto je folią w celu zabezpieczenia betonu przed utratą wilgoci. Elementy próbne rozformowano po 48 godzinach dojrzewania w warunkach naturalnych (średnia dobową temperatura wynosiła 19°C).

Po rozformowaniu, belki wraz z próbkami do określenia właściwości betonu, przechowywano przez 28 dni w temperaturze 19 ± 2 °C i wilgotności względnej powietrza wynoszącej 100%. Następnie, do czasu badania, próbki przechowywano w pomieszczeniu klimatyzowanym w temperaturze 20°C oraz wilgotności względnej powietrza 65%. Po 32 dniach belki przygotowano do naklejenia taśm CFRP.

Przygotowanie powierzchni belek do naklejenia taśm CFRP polegało na odkryciu drobnych ziaren kruszywa oraz na usunięciu słabo związanych części. Oczyszczenie powierzchni wykonywano początkowo mechanicznie za pomocą obrotowej szczotki drucianej i kamienia szlifierskiego co powodowało odkrycie drobnych ziaren kruszywa. W dalszym etapie prace wykonywano ręcznie za pomocą szczotek druczanych usuwając słabo związane części. W ten sposób przygotowaną powierzchnię belek dokładnie odpylano przy użyciu sprężonego powietrza. Powierzchnię taśmy CFRP przygotowywano do klejenia poprzez jej oczyszczenie za pomocą rozpuszczalnika organicznego. Na przygotowaną powierzchnię taśmy nałożono klej epoksydowy Resin 220. Składniki kleju dozowano wagowo w proporcji 4:1 (żywica epoksydowa : utwardzacz) oraz mieszano przez 8 min zgodnie z zaleceniem producenta [209]. Taśmę ułożono na powierzchni belki w strefie rozciąganej, kontrolując jej położenie z dokładnością do 1 mm (rys. 5.6). Kolejną taśmę wzmacniającą dociśnięto do podłoża betonowego, tak aby grubość warstwy kleju pod taśmą nie przekraczała 1,5 mm. Pomiar grubości kleju dokonano głębokościomierzem o dokładności pomiaru 0.01 mm.

SPOSÓB WZMOCNIENIA BELEK



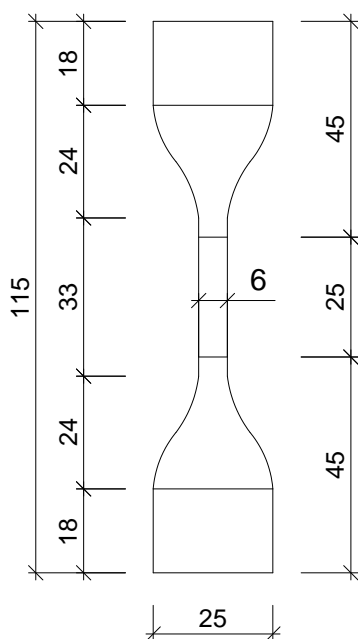
Rys. 5.6. Ogólny widok rozmieszczenia taśmy CFRP w strefie rozciąganej belek

Na taśmie CFRP, równoległe do kierunku włókien taśmy, w środku jej rozpiętości oraz w miejscach przyłożenia dwóch sił skupionych (siły przyłożono w 1/3 rozpiętości elementu), naklejono tensometry elektrooporowe typu TFs-60/120 o rezystancji $120,3 \pm 0,2\%$ i współczynnika czułości odkształceniowej k równej $2,15 \pm 0,5\%$. Tensometry te służyły do pomiaru odkształceń taśmy. Ponadto na odcinkach zakotwienia taśmy CFRP rozmieszczono po 4 tensometry elektrooporowe typu TFs-5/120 o rezystancji $120,3 \pm 0,3\%$ i współczynnika czułości odkształceniowej k równej $2,15 \pm 0,5\%$ w rozstawie co 90 mm (por. rys. 5.4, 5.5a). Dodatkowo na taśmę wzmacniającą w środku rozpiętości belek naklejono repery pomiarowe (kontrolne), o długości bazy pomiarowej 50 mm, umożliwiające dodatkowe pomiary odkształceń taśmy CFRP.

W celu określenia właściwości kleju epoksydowego Resin 220 przygotowywano próbki kierując się wytycznymi producenta oraz wytycznymi norm przedmiotowych. Składniki kleju epoksydowego dozowano wagowo z dokładnością do 0,01 g, w proporcji 4 (żywica) : 1 (utwardzacz), a następnie mieszano ręcznie do otrzymania jednorodnej masy (przez 8 minut).

Próbki w kształcie „wiosełek” (rys. 5.7) przygotowywano i przechowywano zgodnie z normą BS 2782 [203]. Próbki te służyły do określenia właściwości kleju epoksydowego, takich jak: wytrzymałość na rozciąganie (f_{pt}), odkształcenie graniczne przy rozciąganiu (ε_{pt}) i moduł sprężystości przy rozciąganiu (E_{pt}). Próbki sześciennie o boku 4 cm (rys. 5.8) przewidziane do zdefiniowania wytrzymałości kleju na ściskanie (f_p) przygotowano zgodnie z normą PN-EN 12190 [210], natomiast próbki do określenia współczynnika rozszerzalności termicznej wg normy PN-EN 1770 [211]. Skurcz utwardzania kleju epoksydowego zbadano na próbkach o wymiarach $5 \times 0,5 \times 50$ cm, wg metodyki badań omówionej w normie [212].

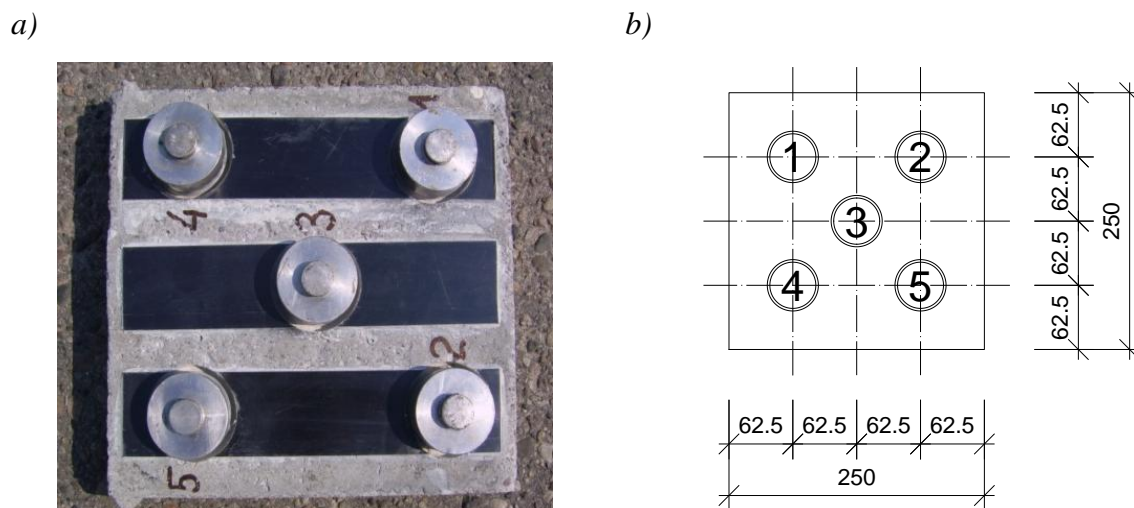
a)



b)



Rys. 5.7. Widok próbki do badania właściwości kleju epoksydowego w warunkach rozciągania: a) wymiary kształt próbki, b) wykonany element próbny



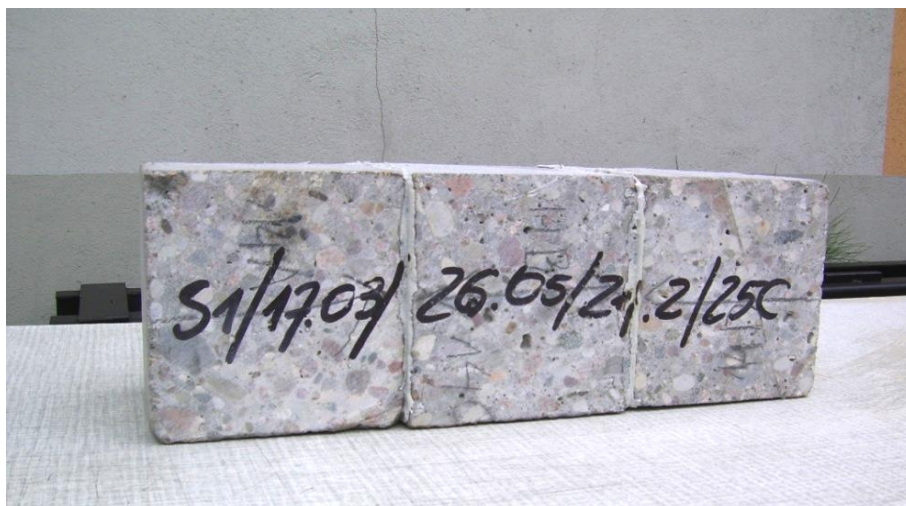
Rys. 5.8. a) Widok próbek do badania przyczepności w warunkach odrywania kleju epoksydowego i taśm CFRP od betonu
b) rozmieszczenie punktów pomiarowych

Wszystkie elementy próbne wykonane z kleju epoksydowego rozformowano po upływie jednej doby od ich wykonania. Do czasu badania próbek, tj. przez okres 10 dni, przechowywano je w komorze klimatycznej w temperaturze 20 °C i wilgotności względnej powietrza 65 %.

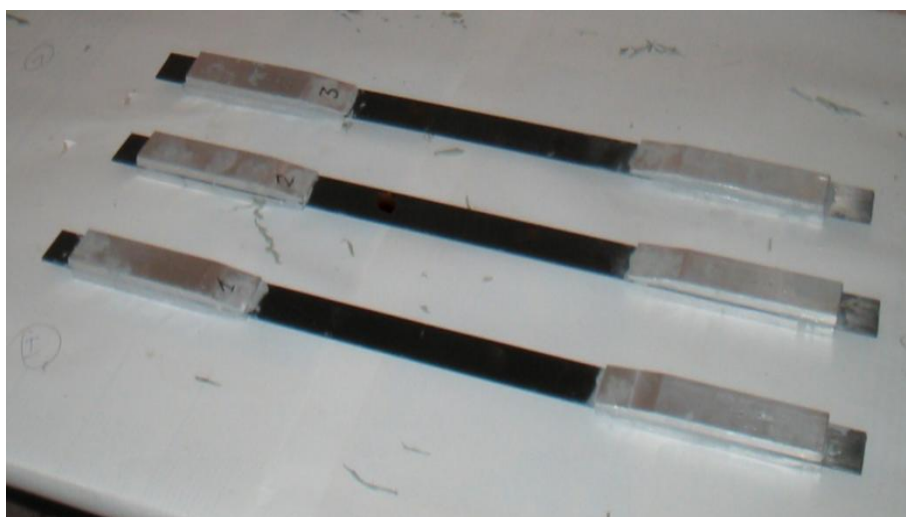
Elementy próbne służące do określenia przyczepności w warunkach odrywania kleju epoksydowego i taśm CFRP od betonu (f_{Ao}) przygotowano zgodnie z normą PN-EN 1542 [213] (rys. 5.8). Płytki betonowe o wymiarach: 5×25×25 cm, do czasu naklejenia taśm CFRP, przechowywano w tych samych warunkach cieplno-wilgotnościowych, jak belki żelbetowe. Przed naklejeniem taśm CFRP powierzchnię próbek betonowych dokładnie oczyszczono. Kolejno na przygotowaną powierzchnię betonową naniesiono klej epoksydowy nadając mu w przekroju kształt trapezu, zgodnie z zaleceniami producenta. Następnie taśmę wzmacniającą dociśnięto do podłoża betonowego, tak aby grubość warstwy kleju pod taśmą nie przekraczała 1,5 mm.

Elementy próbne (rys. 5.9), do określenia przyczepności kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania (f_{As}), przygotowano zgodnie z normą PN-EN 137333 [204]. Trzy kostki betonowe o boku 15 cm sklejkono klejem epoksydowym i do czasu badania przechowywano w komorze klimatycznej, w temperaturze 20°C oraz wilgotności względnej powietrza 65%.

Próbki przeznaczone do badania takich właściwości jak wytrzymałość na rozciąganie (f_f), odkształcenie graniczne przy rozciąganiu (ε_f) oraz moduł sprężystości przy rozciąganiu (E_f) taśmy CFRP, przygotowano wg normy BS 2782 [203] (rys. 5.10). Natomiast próbki, które posłużyły do zbadania wytrzymałości (f_s), modułu sprężystości przy rozciąganiu (E_s) oraz granicy plastyczności (f_y) stali zbrojeniowej, wykonano zgodnie z normą PN-EN 10002-1[205].



Rys. 5.9. Widok próbki do badania przyczepności kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania



Rys. 5.10. Widok przygotowanych elementów próbnych do badania właściwości taśmy CFRP

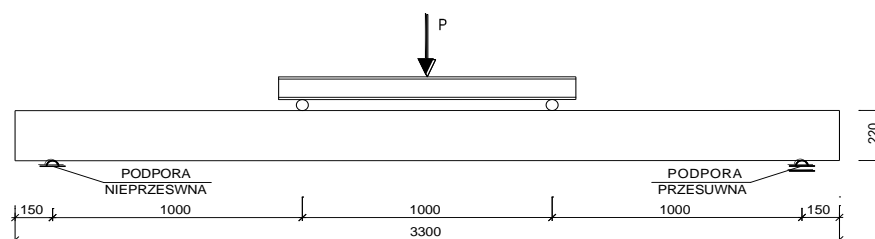
6 Metodyka badań

6.1 Badania wiodące – analiza stanu granicznego nośności i użytkowości belek wzmocnionych taśmą CFRP

Schemat statyczny i obciążenie

Belki żelbetowe badano jako swobodnie podparte, obciążone dwiema siłami skupionymi rozmieszczonymi w 1/3 rozpiętości elementu. Obciążenie realizowano za pomocą siłownika hydraulicznego (rys. 6.1, 6.2) poprzez trawers stalowy. Obciążenie kontrolowano rejestrując wartość siły odpowiadającej reakcjom podporowym przy użyciu tensometrycznych czujników siły typu CL16 ZEPWN, o zakresie pomiarowym 100 kN i dokładności 0,01 kN, sprzężonych z systemem akwizycji danych SAD-256.

Pomiary odkształceń belki, stali zbrojeniowej, taśmy CFRP, przemieszczenia oraz szerokość i morfologię rys rejestrowano po przyłożeniu obciążenia. Odczyt bazowy wykonywano pod ciężarem własnym belki, a następnie elementy obciążano statycznie, zwiększając obciążenie co 2 kN aż do ich zniszczenia. W każdym z etapów obciążenia, po ustabilizowaniu się odkształceń, wykonywano odczyty badanych wielkości. Pomiary wykonywano w następującej kolejności: odczyt przemieszczeń pionowych, odczyt odkształceń powierzchni bocznej belek betonowych, odczyt odkształceń stali zbrojeniowej oraz taśmy wzmacniającej, rejestracja morfologii rys oraz pomiar szerokości rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu.

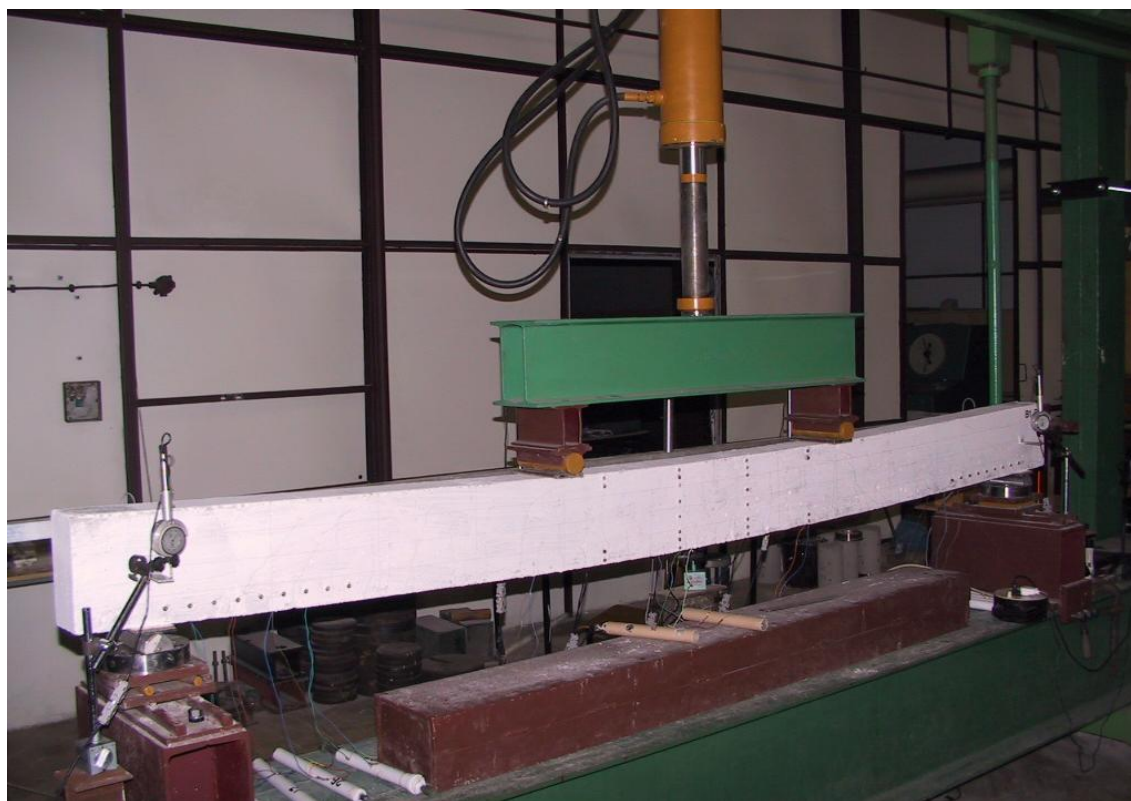


Rys. 6.1. Sposób rozmieszczenia podpór oraz obciążenia belki żelbetowej

Odkształcenie taśmy CFRP i stali zbrojeniowej

Odkształcenie taśmy CFRP oraz stali zbrojeniowej na odcinku występowania stałej wartości momentu zginającego oraz w strefie zakotwienia taśmy CFRP mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych typu TFs-60/120 o rezystancji $120,3 \pm 0,2\%$ i współczynnika czułości odkształceniowej k równej $2,15 \pm 0,5\%$. Tensometry naklejono na stal zbrojeniową i taśmę CFRP zgodnie z procedurą omówioną w rozdziale 5.2. Pomiary odkształceń taśmy wzmacniającej i stali zbrojeniowej wykonywano przy zastosowaniu systemu akwizycji danych SAD-256. Odkształcenia mierzone za pomocą tensometrów elektrooporowych rejestrowano z dokładnością do 0,01%. Względne wydłużenia taśmy i zbrojenia, mierzone za pomo-

cią tensometrów elektrooporowych, rejestrowane były podczas zmiany obciążenia oraz po ustabilizowaniu się odkształceń w kolejnych fazach obciążenia belek.

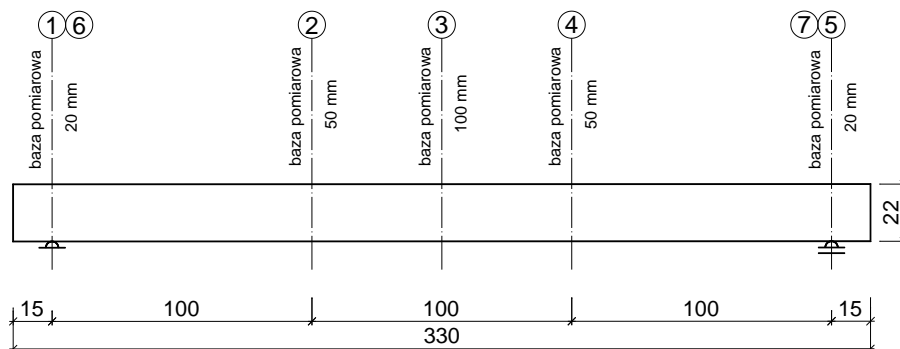


Rys. 6.2. Ogólny widok stanowiska badawczego belek żelbetowych

Przemieszczenia pionowe

Przemieszczenia pionowe belki rejestrowano w sposób ciągły za pomocą elektronicznych czujników przemieszczeń liniowych. Cztery czujniki elektrooporowe o zakresie pomiarowym 20 mm umieszczono w punktach podporowych, po przeciwnych stronach belki. Dwa czujniki indukcyjne o zakresie pomiarowym 50 mm umieszczono w miejscach przyłożenia sił, natomiast trzeci o zakresie pomiarowym 100 mm usytuowano w środku rozpiętości belki (rys. 6.3). Czujniki podłączono do systemu akwizycji danych SAD-256, który rejestrował przyrost przemieszczeń na poszczególnych czujnikach z dokładnością 0,01 mm. Pomiar za pomocą elektronicznych czujników przemieszczeń wykonywano w sposób ciągły.

Równoległe z pomiarem elektronicznym przemieszczeń pionowych rejestrowano przemieszczenia za pomocą zegarowych czujników przemieszczeń liniowych. W tym celu wykorzystano 3 czujniki zegarowe o bazie pomiarowej 100 mm, które umieszczono w środku rozpiętości belki i w miejscu przyłożenia obciążenia oraz 4 czujniki o bazie pomiarowej 50 mm, umiejscowione w punktach podporowych (po 2 z każdej strony belki). Pomiar ten wykonywano z dokładnością do 0,01 mm.

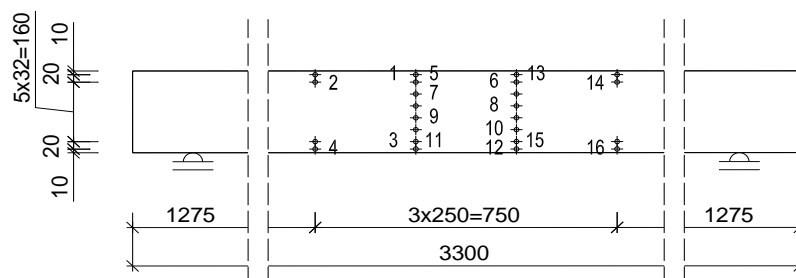


Rys. 6.3. Widok rozmieszczenia punktów pomiarowych przemieszczeń pionowych belki

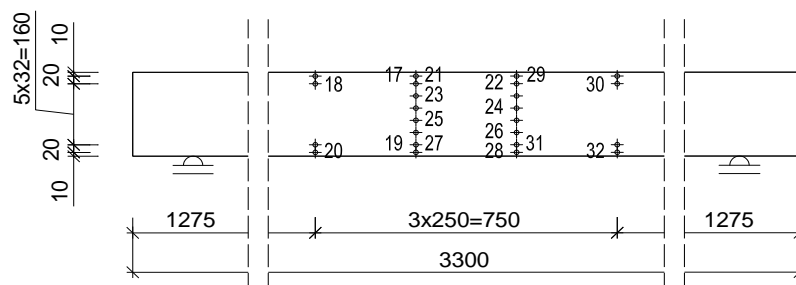
Odształcenia powierzchni bocznej belek

Odształcenia powierzchni bocznych belek mierzono za pomocą tensometru nasadowego Hugenberger'a o bazie pomiarowej 250 mm i dokładności pomiaru 0,001 mm. Pomiaru odkształceń wykonywano po ustabilizowaniu się przemieszczeń pionowych belki na 32 bazach pomiarowych, z czego 16 przypadło na jedną stronę elementu (rys. 6.4).

Strona A belki



Strona B belki



Rys. 6.4. Widok rozmieszczenie punktów pomiarowych odkształceń powierzchni bocznej belki na odcinku występowania stałej wartości momentu zginającego

Morfologia i szerokość rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu

W celu ułatwienia lokalizacji rys, powierzchnię belek wybiłkowano roztworem wapna gaszonego oraz naniesiono siatkę ułatwiającą określenie ich położenia i zasięgu. Rysy o niewielkich szerokościach rozwarcia praktycznie nie są widoczne nieuzbrojonym okiem, dlatego ich położenie ustalano posługując się mikroskopem o dwudziestokrotnym powiększeniu (rys. 6.5). Przebieg rysy zaznaczano ołówkiem na całej jej długości, a zasięg zaznaczano poziomą kreską. Przed przystąpieniem do pomiaru szerokości rozwarcia rys wykonywano szkic ich przebiegu na specjalnie przygotowanym do tego szablonie, nadając każdej z rys numer odpowiadający kolejności pojawiania się (powstania). Szerokość rozwarcia rys prostopadłych mierzono z dokładnością do 0,02 mm. Niezależnie od protokołu zarysowania wykonywano fotografie cyfrowe powierzchni belki przy użyciu aparatu fotograficznego Cannon Pro 90 IS, o ogniskowej 7 mm z rozdzielczością 2 MPx (rys 6.5). Wykonane w ten sposób fotografie posłużyły do sporządzenia rysunków obrazujących przebieg rys na powierzchni belki.

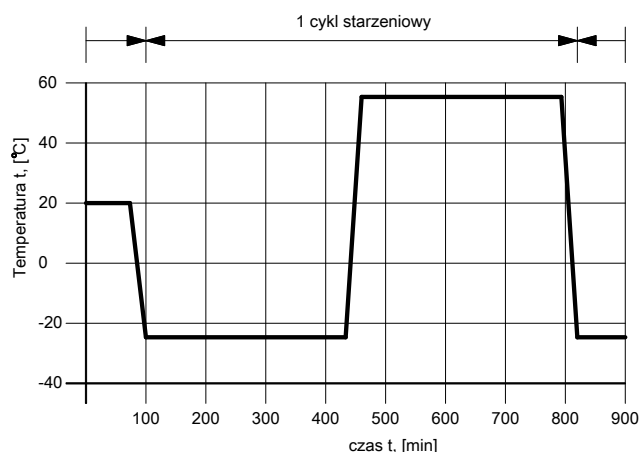


Rys. 6.5. Ogólny widok powierzchni bocznej belki z zaznaczoną morfologią oraz zasięgiem rys prostopadłych w poszczególnych fazach obciążenia

6.2 Badania uzupełniające - charakterystyka techniczna materiałów

Badania uzupełniające, służące do określenia wybranych właściwości betonu, kleju epoksydowego, stali zbrojeniowej oraz taśmy CFRP przeprowadzono na podstawie instrukcji i norm krajowych oraz zagranicznych (tabl. 6.1).

Badania właściwości kleju epoksydowego poddanego starzeniu przyspieszonemu przeprowadzono w komorze z zaprogramowaną temperaturą i symulowanymi warunkami klimatycznymi zgodnie z normą PN-EN 13733 [204] (rys. 6.6).



Rys. 6.6. Cykl starzenia przyspieszonego przyjęty w badaniach [204]

Po 15 min wstępnego utrzymywania stałej temperatury 20°C, rozpoczynał się pierwszy cykl starzeniowy. Cykl ten składał się z fazy chłodzenia przez 6 h w powietrzu w temperaturze (-25 ± 2) °C i z następującej po niej fazy ogrzewania przez 6 h w powietrzu w temperaturze $(+ 55 \pm 2)$ °C. Schłodzenie i ogrzewanie przebiegało z prędkością 3°C/min. Jeden cykl starzeniowy trwał 12 h i obejmował następujące etapy [204]:

- 333 min przechowywania w powietrzu o temperaturze $T=(-25\pm 2)$ [°C],
- 27 min ogrzewania w powietrzu do temperatury $T=(+55\pm 2)$ [°C],
- 333 min przechowywania w powietrzu o temperaturze $T=(-25\pm 2)$ [°C],
- 27 min schładzania w powietrzu do temperatury $T=(-25\pm 2)$ [°C].

Po zakończeniu cykli starzeniowych elementy próbne do czasu obciążenia, przez 24 godz., przechowywano w pomieszczeniu klimatyzowanym (temperatura 20 °C, wilgotność względna powietrza 65 %). Kolejno próbki poddano badaniom: wytrzymałości, modułu sprężystości i odkształcenia granicznego przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego, przyczepności normalnej kleju epoksydowego i taśmy CFRP do betonu oraz przyczepności kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania.

Poprzez porównanie zmian wartości badanych właściwości kleju epoksydowego, uzyskanymi na próbkach kontrolnych i poddanych starzeniu przyspieszonemu, określono tzw. współczynnik starzenia (w_s). Współczynnik ten w dalszej części pracy posłużył do analizy wpływu zmiennych warunków ciepło – wilgotnościowych na właściwości kleju epoksydowego oraz trwałości układu: beton- klej epoksydowy-taśma CFRP.

Tablica 6.1

Metody badania właściwości betonu, kleju epoksydowego, stali zbrojeniowej oraz taśmy CFRP

Badana cecha	Oznaczenie	Materiał	Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Normy, instrukcje	Urządzenia, aparatura pomiarowa
Wytrzymałość na ściskanie	f_c	beton	ściskanie	kostki: □ 15 cm	ITB nr 194 [214]	Maszyna wytrzymałościowa ZD-100 (rys. 6.7a)
	f_p	klej		kostki: □ 4 cm	PN-EN 12190 [210]	Maszyna wytrzymałościowa ZD-40 (rys. 6.7b)
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	f_{ct}^{spl}	beton	rozciąganie przez rozłupywanie	kostki: □ 15 cm	ITB nr 194 [214]	Maszyna wytrzymałościowa ZD-40 (rys. 6.9a)
Moduł sprężystości przy ściskaniu	E_c	beton	ściskanie	walce: 15x30 cm		Maszyna wytrzymałościowa ZD-100 (rys. 6.9b)
Wytrzymałość na rozciąganie	f_{pt}	klej	osiowe rozciąganie	wioselka: 320A	BS 2782: Part 3 [203]	Maszyna wytrzymałościowa PT-250 (rys. 6.10a)
	f_{ft}	taśma CFRP		paski: 320F		PN-EN 10002-1 [205]
	f_s	stal		pręt $\varnothing 12$	pręt $\varnothing 12$	
Granica plastyczności	f_y	stal		wioselka: 320A		BS 2782: Part 3 [203]
Moduł sprężystości przy rozciąganiu	E_{pt}	klej		paski: 320F	PN-EN 10002-1 [205]	
	E_{ft}	taśma CFRP		pręt $\varnothing 12$		
	E_s	stal	wioselka: 320A	BS 2782: Part 3 [203]	Maszyna wytrzymałościowa PT-250 (rys. 6.10a)	
Odkształcenie graniczne przy rozciąganiu	ϵ_{pt}	klej	paski: 320F			PN-EN 10002-1 [205]
	ϵ_f	taśma CFRP	wioselka: 320A			
Skurcz utwardzania	ϵ_{ps}	klej	odkształcenia wywołane skurczem	paski: 50x5x0,4	PN-EN 12617-3 [212]	Aparat PRK 500 o dokładności 0,001 mm (rys. 6.8)
Współczynnik rozszerzalności termicznej	α_{pt}	klej	zmiany liniowe wywołane temperaturą	wioselka: 320C	PN-EN 1770 [211]	Pomiar wydłużeń liniowych. Aparat Graf-Kaufmana o dokładności 0,01 mm.
Przyczepność do betonu w warunkach odrywania	f_{Ao}	klej i taśma CFRP	odrywanie „pull off”	płytki: 5x25x25cm z naklejonymi taśmami CFRP	PN-EN 1542 [213]	Pomiar naprężeń przy których nastąpiło oderwanie oraz określenie mechanizmu zniszczenia. Przyrząd do odrywania zgodny z [215] (rys. 6.10b)
Przyczepność do betonu w warunkach ścinania	f_{As}	klej	ścinanie w kierunku równoległym do płaszczyzny sklejenia	kostki: 3x10 cm sklejone ze sobą	PN-EN 13733 [204]	Pomiar siły niszczącej oraz określenie mechanizmu zniszczenia. Maszyna wytrzymałościowa ZD-40

Oznaczenia: f_c - wytrzymałość na ściskanie betonu, f_p - wytrzymałość na ściskanie kleju, f_{ct}^{spl} - wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu, E_c - moduł sprężystości betonu przy ściskaniu, f_s - wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej, f_{ft} - wytrzymałość na rozciąganie taśmy CFRP, f_{pt} - wytrzymałość na rozciąganie kleju, f_y - granica plastyczności stali, E_s - moduł sprężystości przy rozciąganiu stali zbrojeniowej, E_{ft} - moduł sprężystości przy rozciąganiu taśmy CFRP, E_{pt} - moduł sprężystości przy rozciąganiu kleju, ϵ_{pt} - odkształcenie graniczne przy rozciąganiu kleju, ϵ_{ps} - skurcz utwardzania kleju, α_{pt} - współczynnik rozszerzalności termicznej kleju, F_N - siła niszcząca, f_{Ao} - przyczepność normalna, f_{As} - przyczepność w warunkach ścinania.

a)



b)

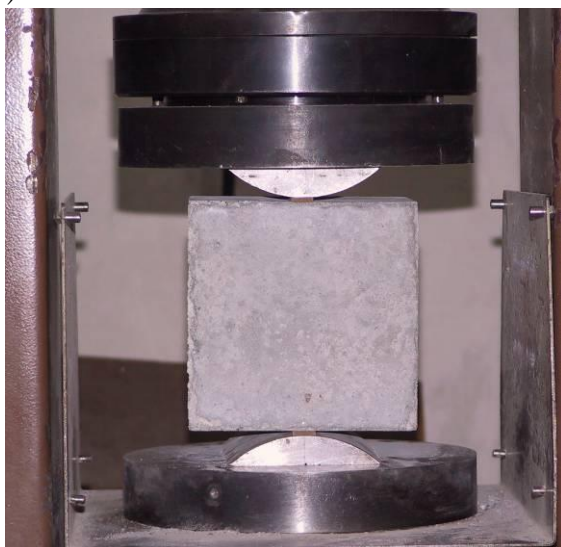


Rys. 6.7. Widok stanowiska do badania wytrzymałości na ściskanie:
a) betonu, b) kleju epoksydowego



Rys. 6.8. Widok stanowiska do badania skurczu utwardzania kleju epoksydowego

a)



b)



Rys. 6.9. Widok stanowiska do badania:
a) wytrzymałości betonu na rozciąganie przez rozłupywanie, b) modułu sprężystości betonu przy ściskaniu



Rys. 6.10. Widok stanowiska do badania: a) wytrzymałości, odkształcenia i modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego, b) przyczepności normalnej kleju epoksydowego do betonu w warunkach odrywania

7 Analiza badań uzupełniających

W opracowaniu wyników badań cech materiałów użytych w eksperymencie (beton, klej epoksydowy, taśma CFRP, stal zbrojeniowa) wykorzystano rachunek statystyczny. W celu sprawdzenia przynależności skrajnych wartości do tej samej populacji co reszta wyników, posłużono się testem zgodności Dixon'a [216].

Dla każdej badanej cechy, stosując rozkład t-Studenta (ilość próbek $n < 30$), określono: wartość średnią (\bar{x}), odchylenie standardowe (s), wskaźnik zmienności (v), przedział ufności przy przyjętym poziomie istotności $\alpha = 0,05$, wartość minimalną (x_{min}), współczynnik jednorodności (k). W przypadku gdy badania cech materiałów obejmowały więcej niż jedną serię, przeprowadzano analizę statystycznej rozbieżności wyników pomiędzy poszczególnymi seriami [206], przyjmując: poziom istotności $\alpha = 0,05$, tolerancję $v = 0,10$ [206]. Do określenia wytrzymałości na osiowe rozciąganie i odkształcenia granicznego przy rozciąganiu kleju epoksydowego, stali zbrojeniowej oraz taśmy CFRP posłużyły tylko te wyniki, które uzyskano na próbkach zniszczonych w obszarze bazy pomiarowej.

W celu określenia modułu sprężystości przy rozciąganiu kleju epoksydowego wyznaczono statystyczną zależność pomiędzy naprężeniem a odkształceniem. W wyniku analizy statystycznej przeprowadzonej za pomocą programu Statistica wyznaczono równania regresji: y (naprężenie) względem x (odkształcenie), x (odkształcenie) względem y (naprężenie) oraz współczynnik korelacji (r).

Analizę korelacyjną zastosowano również do opracowania wyników badań starzenia przyspieszonego kleju epoksydowego. Wyznaczono równania regresji określające zależność współczynnika starzenia (w_s) od liczby cykli starzenia przyspieszonego. Ostatecznie przyjęto taką postać równania, dla której uzyskano największą wartość współczynnika korelacji (r). Współczynnik starzenia w_s zdefiniowano jako stosunek wartości danej cechy określonej na próbkach poddanych starzeniu, do wartości tej cechy uzyskanej na próbkach kontrolnych.

Ocena jakości betonu użytego w badaniach została oparta o klasyfikację zaproponowaną przez Amerykański Instytut Betonu [206] (ACI) (tab. 7.1), natomiast kleju epoksydowego o klasyfikację zaproponowaną przez OBR-BP Śląsk [217] (tab. 7.1).

Tablica 7.1

Klasyfikacja oceny jakości betonu oraz kompozytu polimerowego w zależności od wskaźnika zmienności

Stopień jakości	Wskaźnik zmienności v , [%]	
	beton [206]	kompozyt polimerowy [217]
Bardzo dobry	≤ 10	≤ 4
Dobry	$10 < v \leq 15$	$4 < v \leq 6$
Dostateczny	$15 < v \leq 20$	$6 < v \leq 10$
Niedostateczny	> 20	> 10

7.1 Badania cech betonu

Przeprowadzona analiza statystyczna wyników badań poszczególnych cech betonu wykazała, że wyniki te należą do dwóch różnych populacji. Do pierwszej z tych populacji (B-I) zaliczono serie B-1÷B-3, natomiast do drugiej (B-II) serie B-4÷B-6. Grupa B-I odpowiada belkom oznaczonych symbolami N-I i W-I, natomiast grupa B-II belkom oznaczonych symbolami N-II i W-II (por. rozdz. 5, tabl. 5.1). Dlatego też parametry statystyczne cech betonu wyznaczono dla poszczególnych grup niezależnie i rozpatrywano je oddzielnie.

Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie (f_c) wraz z parametrami analizy statystycznej zestawiono w tabelicy 7.2. Na podstawie średniej wartości wytrzymałości f_c oraz pozostałych parametrów analizy statystycznej beton w poszczególnych grupach przyporządkowano do odpowiedniej klasy wytrzymałościowej zgodnie z normą [218]. Beton grupy oznaczonej symbolem B-I przyporządkowano do klasy C35/45, natomiast B-II do klasy C30/37. Według klasyfikacji zaproponowanej przez ACI [206], na podstawie analizy wyników badań wytrzymałości na ściskanie, jakość betonu użytego w badaniach oceniono jako bardzo dobrą ($\nu < 10\%$).

Obraz zniszczenia próbki walcowej wykonanej z betonu użytego w badaniach przedstawiono na rysunku 7.1a, natomiast sześcienną na rysunku 7.1b.

Wyniki badań wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu wraz z parametrami analizy statystycznej zestawiono w tabelicy 7.3. Według klasyfikacji zaproponowanej przez ACI [206], na podstawie analizy wyników badań wytrzymałości na rozciąganie poprzez rozłupywanie, jakość betonu użytego w badaniach oceniono jako bardzo dobrą ($\nu < 10\%$).

Tablica 7.2

Parametry statystyczne wytrzymałości betonu na ściskanie

Parametr	Grupa			
	B-I		B-II	
	K-I	C-I	K-II	C-II
Średnia, \bar{f}_c , [MPa]	57,64	47,59	51,59	40,56
Wartość minimalna, $f_{c.min}$, [MPa]	49,81	39,60	47,50	32,70
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	3,93	3,13	3,60	3,11
Wskaźnik zmienności, ν , [%]	6,8	6,6	7,0	7,7
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,86	0,83	0,92	0,81
Przedział ufności, [MPa]	56,62÷58,66	46,69÷48,48	50,61÷52,58	39,59÷41,52
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	17	23	16	23

a)



b)



Rys. 7.1. Obraz zniszczenia próbek betonowych podczas badania wytrzymałości na ściskanie: a) próbka walcowa, b) próbka sześcienna

Tablica 7.3

Parametry statystyczne wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu

Parametr	Grupa	
	B-I	B-II
Średnia, $\overline{f_{ct}^{spl}}$, [MPa]	4,42	3,68
Wartość minimalna, $f_{ct.min}^{spl}$, [MPa]	3,84	3,12
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	0,33	0,33
Wskaźnik zmienności, v , [%]	7,5	9,0
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,87	0,85
Przedział ufności, [MPa]	4,09÷4,74	3,31÷4,06
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	17	16

Wyniki badań modułu sprężystości betonu przy ściskaniu wraz z parametrami analizy statystycznej zestawiono w tablicy 7.4. Według klasyfikacji zaproponowanej przez ACI [206] jakość betonu użytego w badaniach oceniono jako bardzo dobrą ($v < 10\%$).

Wyznaczona na podstawie rozkładu t-Studenta liczba próbek potrzebnych do oceny średniej wartości statystycznej badanych cech betonu była wystarczająca.

Tablica 7.4*Parametry statystyczne modułu sprężystości betonu przy ściskaniu*

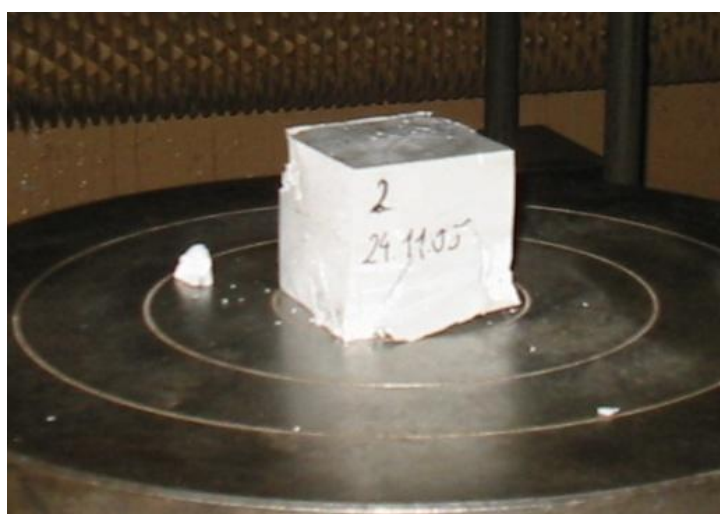
Parametr	Grupa	
	B-I	B-II
Średnia, \bar{E}_c , [GPa]	38,13	39,90
Wartość minimalna, $E_{c.min}$, [GPa]	33,90	36,03
Odchylenie standardowe, s , [GPa]	2,12	2,62
Wskaźnik zmienności, v , [%]	5,5	6,6
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,89	0,90
Przedział ufności, [GPa]	37,46÷38,81	39,08÷40,72
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	18	18

7.2 Badania cech kleju epoksydowego

7.2.1 Wytrzymałość na ściskanie

Mechanizm zniszczenia próbek sześciennych wykonanych z kleju epoksydowego był zbliżony do zniszczenia próbek betonowych, jednak samo zniszczenie nie przebiegało aż tak gwałtownie (rys. 7.1b i 7.2). Realizacja założonego programu badań wytrzymałości na ściskanie (f_p) kleju epoksydowego umożliwiła przeprowadzenie analizy statystycznej uzyskanych wyników (tablica 7.5). Na podstawie wskaźnika zmienności ($6\% < v \leq 10\%$), stwierdzono dostateczną jakość kleju epoksydowego. W badaniach własnych uzyskano zbliżoną wartość wytrzymałości f_p do podanej przez producenta (por. pkt. 5.1, tabl. 5.7)

Liczba próbek w teście była wystarczająca dla określenia średniej wartości wytrzymałości na ściskanie kleju epoksydowego.



Rys. 7.2. Obraz zniszczenia próbki wykonanej z kleju epoksydowego

Tablica 7.5*Parametry statystyczne wytrzymałości na ściskanie kleju Resin 220*

Parametr	Seria EP-3
Średnia, \bar{f}_p , [MPa]	87,69
Wartość minimalna, $f_{p.min}$, [MPa]	72,28
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	8,69
Wskaźnik zmienności, v , [%]	9,9
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,82
Przedział ufności, [MPa]	85,86–89,52
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	6

7.2.2 Wytrzymałość na osiowe rozciąganie

Badania wytrzymałości na osiowe rozciąganie (f_{pt}) kleju epoksydowego przeprowadzono na próbkach typu „F” („wiosełkach”), zgodnie z normą BS 2782 [203]. Do analizy statystycznej przyjęto wyniki uzyskane na elementach próbnych, które uległy zniszczeniu w obszarze bazy pomiarowej (rys. 7.3).

a)



b)

**Rys. 7.3.** Widok stanowiska do badania wytrzymałości na osiowe rozciąganie kleju Resin 220:

a) obraz próbki w maszynie wytrzymałościowej przed obciążeniem

b) obraz próbki zniszczonej w obszarze bazy pomiarowej

Kryterium testu Q-Dixon'a pozwoliło na odrzucenie wyników nie należących do analizowanej populacji. W związku z tym, że badania wytrzymałości f_{pt} kleju epoksydowego obejmowały dwie serie (EP-1 i EP-2, por. tabl. 5.3), przeprowadzono analizę statystyczną rozbieżności wyników pomiędzy poszczególnymi seriami [206]. Wykazano, że uzyskane wyniki badań dwóch serii próbek tworzą jedną populację.

Tablica 7.6

Parametry statystyczne wytrzymałości na osiowe rozciąganie kleju epoksydowego

Parametr analizy statystycznej	Serie EP-1, EP-2
Średnia, $\overline{f_{pt}}$, [MPa]	27,94
Wartość minimalna, $f_{pt.min}$, [MPa]	25,00
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	2,27
Wskaźnik zmienności, v [%]	8,12
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,89
Przedział ufności, [MPa]	27,08÷28,79
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	12

Na podstawie określonego wskaźnika zmienności (v) wytrzymałości na osiowe rozciąganie (f_{pt}) stwierdzono dostateczną jakość kleju epoksydowego. Wyniki badań wraz z parametrami analizy statystycznej wytrzymałości f_{pt} kleju epoksydowego przedstawiono w tablicy 7.6. Wytrzymałość określona w badaniach własnych był mniejsza od podanej przez producenta o 7,4% (por. tablica 5.7).

Liczba próbek w teście była wystarczająca dla określenia średniej wartości wytrzymałości na osiowe rozciąganie kleju epoksydowego.

7.2.3 Odkształcenie graniczne i moduł sprężystości przy osiowym rozciąganiu

Odkształcenie graniczne przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego określono na podstawie wyników uzyskanych na próbkach zniszczonych w obszarze bazy pomiarowej. Parametry analizy statystycznej przedstawiono w tablicy 7.7. Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości statystycznej odkształcenia granicznego ε_{pt} kleju epoksydowego.

Moduł sprężystości przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego wyznaczono korzystając z zależności naprężenie (σ_{pt}) - odkształcenie (ε_{pt}), posługując się programem *Statistica*. W tym celu wykonano analizę korelacyjną wyznaczając równanie prostej regresji y (naprężenie) względem x (odkształcenie), jak również x (odkształcenie) względem y (naprężenie), współczynnik korelacji (r), odchylenie standardowe (s_x) i (s_y) oraz średni kwadratowy błąd współczynnika korelacji (s_r). W analizie przyjęto prostoliniową zależność korelacyjną.

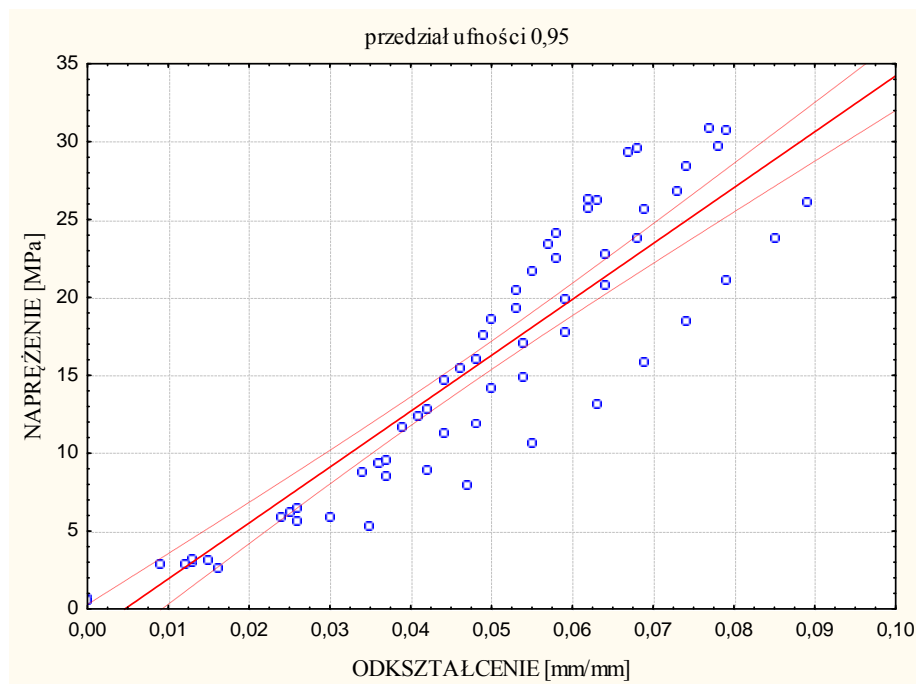
Tablica 7.7

Parametry statystyczne odkształcenia granicznego przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego

Parametr analizy statystycznej	ε_{pt}
Średnia, $\overline{\varepsilon_{pt}}$, [%]	7,08
Wartość minimalna, $\varepsilon_{pt.min}$, [%]	4,48
Odchylenie standardowe, s , [%]	1,1
Wskaźnik zmienności, ν [%]	15,5
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,63
Przedział ufności, [%]	8,09÷8,06
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	8

Na rysunku 7.4 przedstawiono zależność: naprężenie (σ_{pt}) - odkształcenie (ε_{pt}) kleju epoksydowego poddanego osiowemu rozciąganiu.

$$r = 0,9212; y = -1,6614 + 358,8255 \cdot x; x = 0,0028 \cdot y + 0,0046$$



Rys. 7.4. Zależność naprężenie-odkształcenie uzyskana z analizy korelacyjnej wyników badań kleju epoksydowego po 10 dniach utwardzenia

Wartość współczynnika korelacji (r) związku $\sigma_{pt} - \varepsilon_{pt}$ jest bliska 1, istnieje więc silna korelacja prostoliniowa między naprężeniem a odkształceniem. Umożliwiło to wykorzystanie prawa Hook'a do określenia wartości modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego. Moduł sprężystości (E_{pt}) określono jako stosunek przyrostu naprężeń ($\Delta\sigma_{pt}$)

do przyrostu odkształceń ($\Delta\varepsilon_{pt}$). Obliczone wartości modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu (E_{pt}) zestawiono w tabelicy 7.8.

Tablica 7.8

Zestawienie wartości modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego oraz parametry korelacji prostoliniowej

E_{pt} [MPa]	S_x [mm/mm]	S_y [MPa]	r [-]	S_r [-]	Równanie prostej regresji $y=f(x), x=f(y)$	Liczba wyników [szt.]
358,82	0,024	9,306	0,9212	0,0188	$y = -1,6614 + 358,8255 \cdot x$ $x = 0,0028 \cdot y + 0,0046$	66

7.2.4 Współczynnik rozszerzalności termicznej

Współczynnik rozszerzalności termicznej kleju epoksydowego (tablica 7.9) określono zgodnie z programem badań przedstawionym w pkt. 5, tabl. 5.3. Liczba próbek przyjęta w programie badań pozwoliła na przeprowadzenie analizy statystycznej uzyskanych wyników. Na podstawie wskaźnika zmienności ($v=3,36\%$) jakość kleju epoksydowego określono jako bardzo dobrą.

Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości statystycznej współczynnika rozszerzalności termicznej.

Tablica 7.9

Parametry statystyczne współczynnika rozszerzalności termicznej kleju epoksydowego

Parametr	Seria EP-6
Średnia, $\bar{\alpha}_{pt}$, [1/°C]	$4,4 \times 10^{-5}$
Wartość minimalna, $\alpha_{pt.min}$, [1/°C]	$4,2 \times 10^{-5}$
Odchylenie standardowe, s , [1/°C]	$0,15 \times 10^{-5}$
Wskaźnik zmienności, v , [%]	3,4
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,95
Przedział ufności, [1/°C]	$4,25 \div 4,55$
Liczba próbek przyjętych do analizy, n , [szt.]	6

7.2.5 Skurcz utwardzania

Badania skurczu utwardzania kleju epoksydowego przeprowadzono zgodnie z programem badań (por. pkt. 5, tabl. 5.3), na 6 próbach. Na podstawie wskaźnika zmienności ($v=7,9\%$), wyznaczonego dla końcowej wartości skurczu utwardzania, stwierdzono, iż badany klej charakteryzuje się dostateczną jakością. Wyniki badań wraz z podstawowymi parametrami analizy statystycznej zestawiono w tabelicy 7.10.

W związku z tym, że skurcz utwardzania materiałów epoksydowych przebiega zbliżony sposób, jak w materiałach wykonanych na bazie cementu [85] [219], przebieg skurczu w czasie kleju epoksydowego może być aproksymowany równaniem parametrycznym w postaci:

$$\varepsilon_{ps}(t) = \varepsilon_{sk}(1 - e^{-\alpha t}) \quad (7.1)$$

w którym:

- ε_{sk} - końcowa wartość skurczu,
- α - parametr doświadczalny,
- t - czas w dniach.

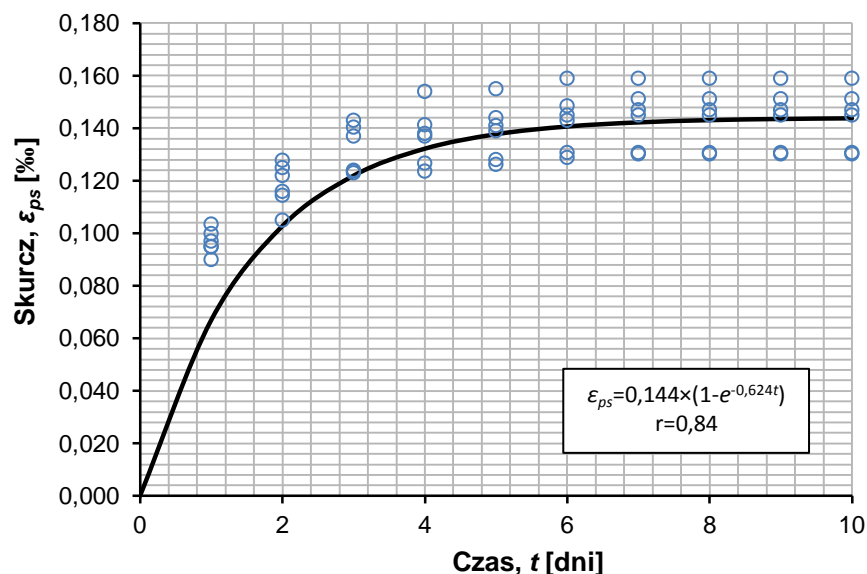
Aproksymacji krzywej i wyznaczenia wartości końcowej skurczu dokonano przy użyciu programu *Microsoft Excell*. Stwierdzono, że skurcz utwardzania kleju ustabilizował się po 7 dniach od wykonania, a wartość końcowa tego skurczu jest niewielka (0,14 ‰) w porównaniu do skurczu betonu zwykłego ($\varepsilon_c=0,5\div 0,7\%$, $RH=50\%$) [220]. Duża wartość współczynnika korelacji ($r=0,84$) potwierdza, że równanie $y=0,144 \times (1 - e^{-0,624x})$ dobrze opisuje przebieg skurczu utwardzania kleju epoksydowego w czasie (rys. 7.5).

Tablica 7.10

Parametry statystyczne skurczu utwardzania kleju epoksydowego

Oznaczenie serii	Termin badania [dni]	Parametry skurczu utwardzania						Liczba wyników przyjętych do analizy [szt.]
		Wartość średnia $\overline{\varepsilon_{ps}}$ [‰]	Odchylenie standardowe, s [‰]	Wskaźnik zmienności v [%]	Przedział ufności, $\alpha=0,05$ [‰]	Wartość minimalna $\varepsilon_{ps.min}$ [‰]	Współczynnik jednorodności, k [-]	
EP-4 EP-5	1	0,097	0,005	4,8	0,112÷0,125	0,090	0,93	6
	2	0,118	0,008	7,0	0,124÷0,139	0,105	0,89	6
	3	0,132	0,009	7,0	0,128÷0,145	0,123	0,93	6
	4	0,137	0,011	8,0	0,130÷0,147	0,124	0,90	6
	5	0,139	0,011	7,7	0,133÷0,152	0,126	0,91	6
	6	0,143	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,129	0,90	6
	7	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	8	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	9	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	10	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	11	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	12	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	13	0,144	0,011	7,9	0,135÷0,153	0,130	0,91	6
	14	0,144	0,011	7,9	0,093÷0,100	0,130	0,91	6

Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości skurczu utwardzania kleju epoksydowego.



Rys. 7.5. Przebieg w czasie skurczu utwardzania kleju epoksydowego

7.3 Trwałość układu beton-klej epoksydowy-taśma CFRP

7.3.1 Wytrzymałość na osiowe rozciąganie kleju epoksydowego

Przyjęty program badań umożliwił przeprowadzenie statystycznej oceny wytrzymałości na osiowe rozciąganie (f_{pt}) kleju epoksydowego poddanego starzeniu przyspieszonemu (starzenie termiczne por. rozdz. 6.2). Do oceny wytrzymałości f_{pt} posłużyły tylko te wyniki, które uzyskano na próbkach zniszczonych w obszarze bazy pomiarowej (rys. 7.6).

Tablica 7.11

Parametry statystyczne wytrzymałości na osiowe rozciąganie kleju epoksydowego poddanego starzeniu

Parametr	Liczba cykli przyspieszonego starzenia			
	— ¹⁾	25	50	100
Średnia, $\overline{f_{pt}}$, [MPa]	27,94	27,97	27,81	27,15
Wartość minimalna, $f_{pt.min}$, [MPa]	25,00	24,25	23,92	22,02
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	2,27	2,59	3,56	3,53
Wskaźnik zmienności, v , [%]	8,12	9,26	12,80	12,99
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,89	0,87	0,86	0,81
Przedział ufności, [MPa]	27,08÷28,79	26,99÷28,95	26,47÷29,15	25,81÷28,47
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	12	5	7	6

¹⁾ Wyniki uzyskane na próbkach kontrolnych.

Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości statystycznej wytrzymałości na osiowe rozciąganie (f_{pt}) kleju epoksydowego.

a)



b)



Rys. 7.6. Obraz zniszczenia próbki kleju epoksydowego podczas badania wytrzymałości na osiowe rozciąganie: a) zniszczenie w obszarze bazy pomiarowej, b) zniszczenie poza obszarem bazy pomiarowej

Badania wykazały, że przyjęta liczba cykli starzenia przyspieszonego nie miała istotnego wpływu na zmianę wartości wytrzymałości f_{pt} kleju epoksydowego. Różnica pomiędzy średnią wytrzymałością f_{pt} kleju epoksydowego określoną po 100 cyklach, a tą wytrzymałością zbadaną na próbkach kontrolnych była niewielka i wyniosła 3%. W wyniku przeprowadzonych badań zaobserwowano, że starzenie przyspieszone miało większy wpływ na rozrzut uzyskanych wyników badań niż na średnią wartość wytrzymałości f_{pt} . Wskaźnik zmienności wytrzymałości średniej f_{pt} kleju epoksydowego po 100 cyklach starzenia wyniósł 12,99% i był o 60% większy od wskaźnika zmienności średniej wytrzymałości f_{pt} uzyskanej na próbkach kontrolnych. Zwiększenie niejednorodności materiału z uwagi na wytrzymałość f_{pt} wskazuje, że przyspieszone starzenie powoduje pogorszenie właściwości kleju epoksydowego (por. 7.3.5), jednak zmiany te nie są na tyle duże aby można uznać je za istotne.

7.3.2 Odształcenie graniczne i moduł sprężystości przy osiowym rozciąganiu

Program badań umożliwił przeprowadzenie statystycznej oceny wyników badań odkształcenia granicznego przy osiowym rozciąganiu (ε_{pt}) kleju epoksydowego (tablica 7.12). Odształcenie graniczne przy osiowym rozciąganiu kleju określono na podstawie wyników, które uzyskano na próbkach zniszczonych w obszarze bazy pomiarowej (por. rys 7.6a).

Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości statystycznej badanej wielkości (ε_{pt}).

Moduł sprężystości przy osiowym rozciąganiu (E_{pt}) kleju epoksydowego wyznaczono korzystając z zależności pomiędzy naprężeniem (σ_{pt}) a odkształceniem (ε_{pt}), posługując się programem *Statistica* (rys. 7.7÷7.9). W analizie przyjęto prostoliniową zależność $\sigma_{pt} - \varepsilon_{pt}$.

Tablica 7.12

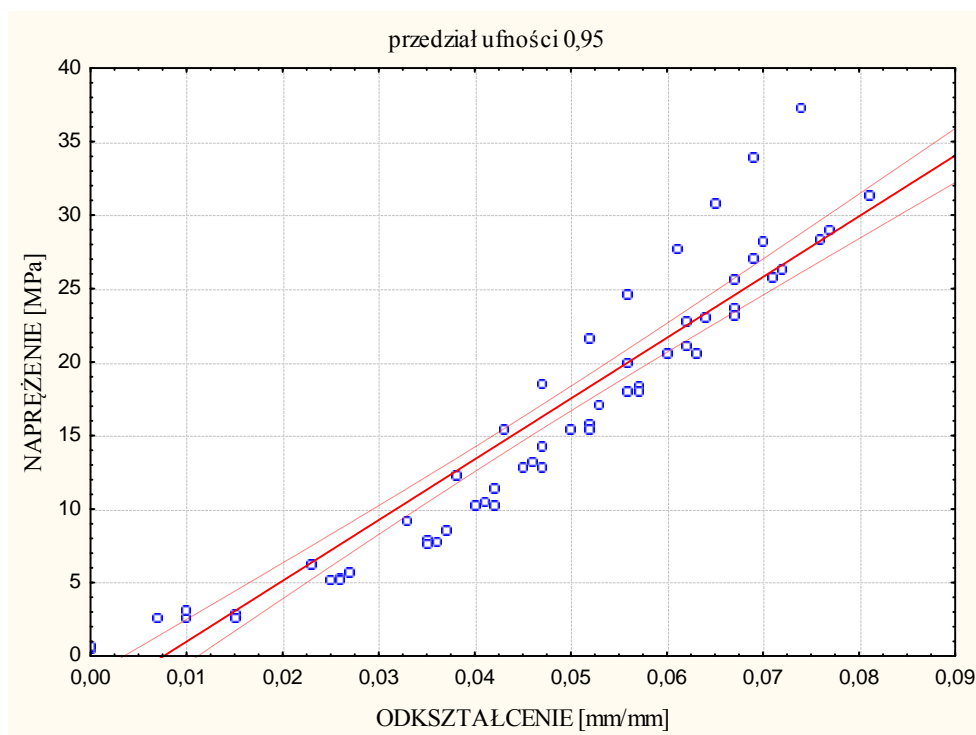
Parametry statystyczne odkształcenia granicznego kleju epoksydowego poddanego starzeniu

Parametr	Liczba cykli przyspieszonego starzenia			
	— ¹⁾	25	50	100
Średnia, $\overline{\varepsilon_{pt}}$, [%]	7,08	7,51	6,90	6,60
Wartość minimalna, $\varepsilon_{pt.min}$, [%]	4,48	6,37	5,80	6,03
Odchylenie standardowe, s , [%]	1,1	0,48	0,49	0,24
Wskaźnik zmienności, v , [%]	15,5	6,4	7,0	3,6
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,63	0,85	0,84	0,91
Przedział ufności, [%]	8,09÷8,06	7,08÷7,94	6,53÷7,27	6,39÷6,81
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	8	9	10	9

¹⁾ Wyniki uzyskane na próbkach kontrolnych.

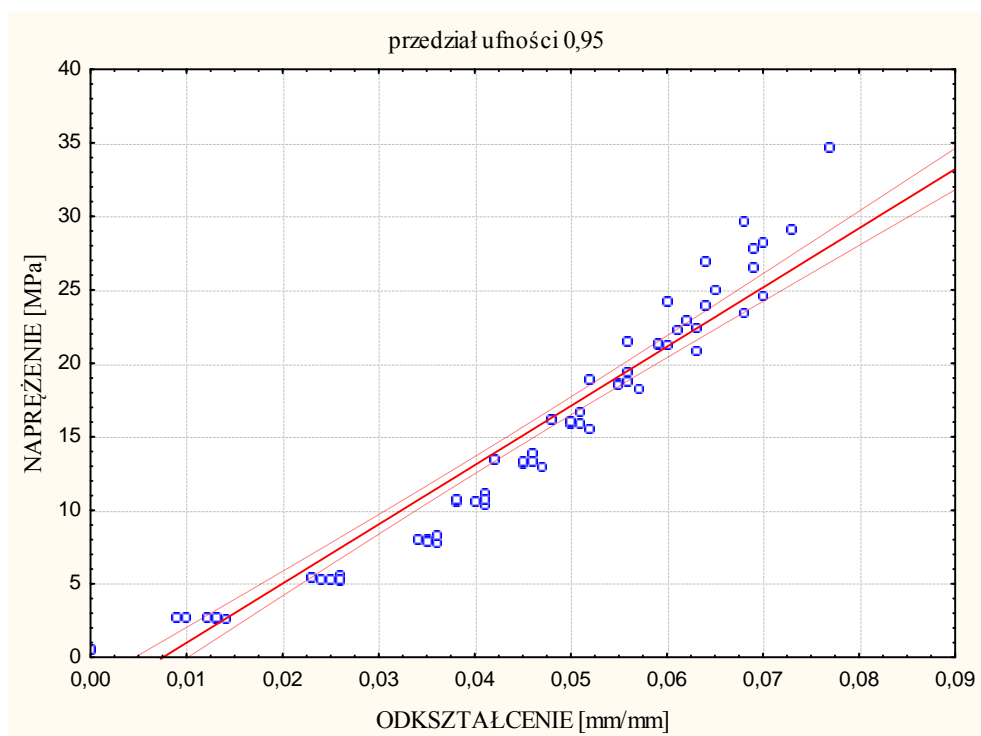
Starzenie przyspieszone w badaniach nie spowodowało pogorszenia odkształcalności kleju epoksydowego.

$$0,9478; y = -3,1484 + 413,3374 \cdot x; x = 0,0024 \cdot y + 0,0076$$



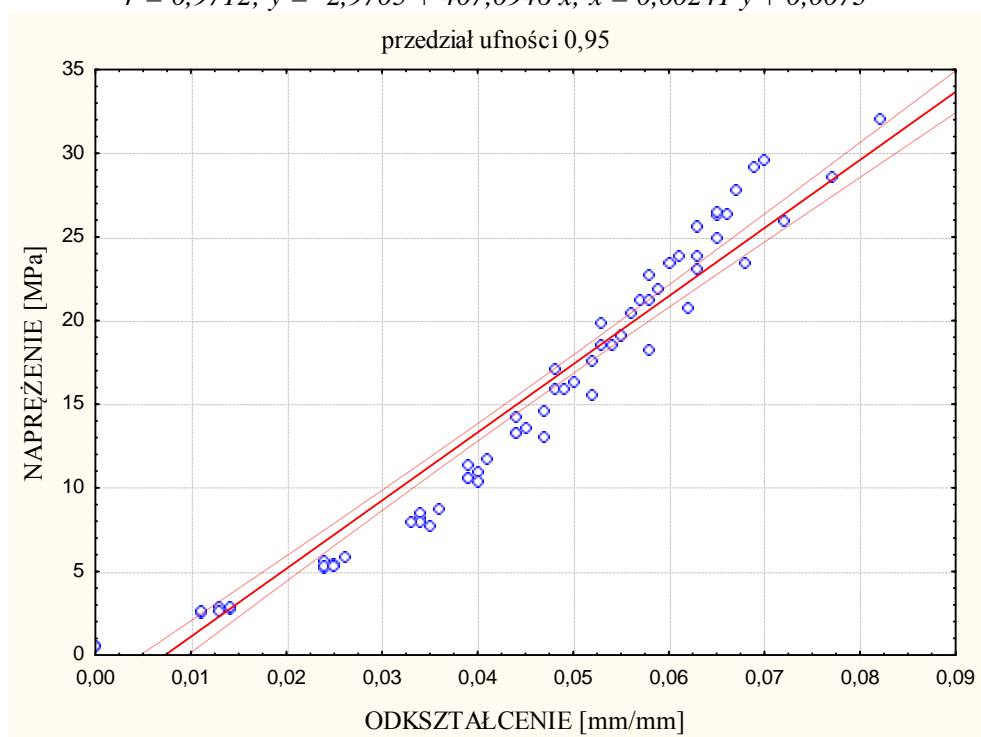
Rys. 7.7. Zależność naprężenie-odkształcenie uzyskana z analizy korelacyjnej wyników badań kleju epoksydowego po 25 cyklach starzeniowych

$$r = 0,9645; y = -3,0400 + 402,8230 \cdot x; x = 0,0025 \cdot y + 0,0075$$



Rys. 7.8. Zależność naprężenie-odkształcenie uzyskana z analizy korelacyjnej wyników badań kleju epoksydowego po 50 cyklach starzeniowych

$$r = 0,9712; y = -2,9705 + 407,0946 \cdot x; x = 0,00241 \cdot y + 0,0073$$



Rys. 7.9. Zależność naprężenie-odkształcenie uzyskana z analizy korelacyjnej wyników badań kleju epoksydowego po 100 cyklach starzeniowych

Z uwagi na to, że wartość współczynnika korelacji (r) związku $\sigma_{pt} - \varepsilon_{pt}$, w każdym z analizowanych przypadków jest bliska 1, możliwe było wykorzystanie prawa Hook'a do określenia wartości modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego. Moduł sprężystości E_{pt} określono jako stosunek przyrostu naprężeń ($\Delta\sigma_{pt}$) do przyrostu odkształceń ($\Delta\varepsilon_{pt}$). Obliczone wartości modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu (E_{pt}) kleju epoksydowego wraz z parametrami analizy korelacyjnej przedstawiono w tabelicy 7.13.

Liczba próbek w teście była wystarczająca dla określenia średniej wartości modułu sprężystości i odkształcenia granicznego przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego.

Tablica 7.13

Zestawienie wartości modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu kleju epoksydowego oraz parametrów korelacji prostoliniowej

Liczba cykli [szt.]	E_{pt} [MPa]	S_x [mm/mm]	S_y [MPa]	r [-]	S_r [-]	Równanie prostej regresji $y=f(x)$ $x=f(y)$	Liczba wyników [szt.]
po 10 dniach utwardzania	358,82	0,024	9,306	0,9212	0,0188	$y = -1,6614 + 358,8255 \cdot x$ $x = 0,0024 \cdot y + 0,0076$	66
25	413,33	0,023	9,857	0,9478	0,0132	$y = -3,1484 + 413,3374 \cdot x$ $x = 0,0025 \cdot y + 0,0075$	60
50	402,82	0,021	9,031	0,9645	0,0085	$y = -3,0400 + 402,8230 \cdot x$ $x = 0,0025 \cdot y + 0,0075$	68
100	407,09	0,022	9,026	0,9712	0,0069	$y = -2,9705 + 407,0946 \cdot x$ $x = 0,00241 \cdot y + 0,0073$	69

Badania wykazały, że przyjęta liczba cykli starzenia przyspieszonego miała niewielki wpływ na zmianę wartości modułu sprężystości E_{pt} kleju epoksydowego. Różnica pomiędzy średnim modułem E_{pt} kleju określonym po 100 cyklach, a określonym na próbkach kontrolnych wyniosła 13,4%.

7.3.3 Przyczepność normalna kleju epoksydowego do betonu

Przyjęta liczba elementów próbnych pozwoliła na przeprowadzenie analizy statystycznej (tablica 7.14) wyników badań przyczepności normalnej (f_{Ao}) kleju epoksydowego do betonu.

W badaniu zaobserwowano dwa rodzaje zniszczenia próbek: w przekroju przez beton (rys. 7.10 – punkty pomiarowe: 1,2,3,5) i w płaszczyźnie zespolenia taśmy CFRP z krążkiem stalowym (rys. 7.10 – punkt pomiarowy: 4 – próbki, które uległy zniszczeniu w ten sposób nie były brane do analizy). W badaniu nie zaobserwowano obrazów zniszczenia, które wskazywałyby na pogorszenie przyczepności badanego kleju do betonu lub taśmy CFRP, tj. w płaszczyźnie zespolenia kleju z betonem lub w przekroju przez warstwę kleju, w wyniku osiągnięcia wytrzymałości f_{pt} .

Zaobserwowane obrazy zniszczenia próbek wykazały, że przyczepność kleju epoksydowego do betonu, dla wszystkich cykli starzenia przyspieszonego, jest większa od wytrzymałości betonu na rozciąganie w warunkach odrywania. Podobne rezultaty uzyskano w badaniu próbek kontrolnych (por. tabl. 7.14).

Tablica 7.14

Parametry statystyczne przyczepności normalnej kleju epoksydowego do betonu poddanego starzeniu przyspieszonemu

Parametr	Liczba cykli przyspieszonego starzenia					
	25		50		100	
	K	S	K	S	K	S
Średnia, \bar{f}_{Ao} , [MPa]	1,9	1,7	1,7	1,3	2,1	1,7
Wartość minimalna, $f_{Ao.min}$, [MPa]	1,5	1,0	1,0	1,0	1,5	0,9
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	0,3	0,6	0,6	0,3	0,5	0,6
Wskaźnik zmienności, v , [%]	16,6	36,0	35,2	20,9	21,41	37,04
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,79	0,57	0,58	0,76	0,71	0,53
Przedział ufności, [MPa]	1,6÷2,2	1,1÷2,3	1,1÷2,3	1,0÷1,6	1,7÷2,6	1,1÷2,3
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	5	7	5	10	5	10
Obraz zniszczenia próbek	A-5szt.	A-7szt. B-3szt.	A-5szt.	A-10szt.	A-5szt.	A-10szt.
Objaśnienia: A – zniszczenie w przekroju przez beton, B – zniszczenie w przekroju przez klej łączący taśmę z krążkiem stalowym.						

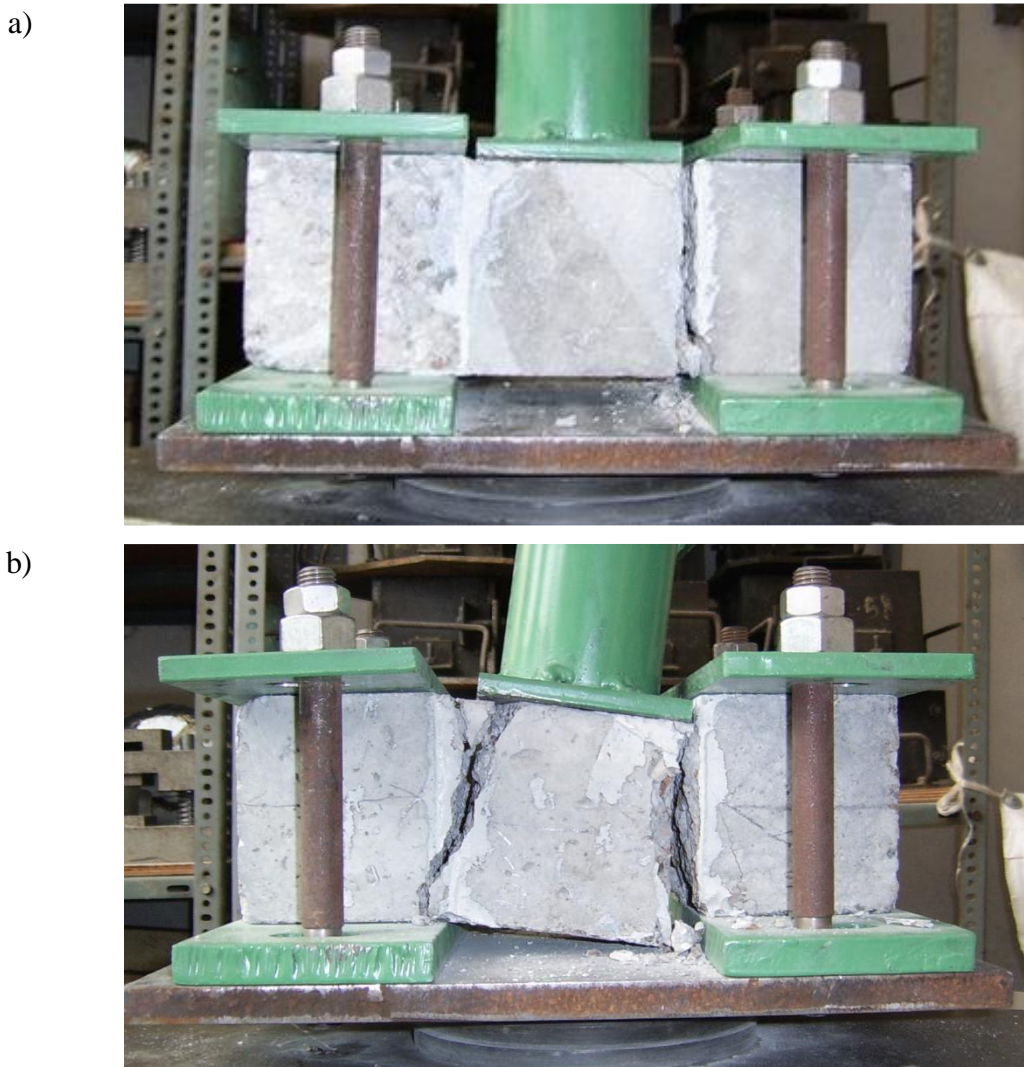


Rys. 7.10. *Obraz zniszczenia próbek po badaniu wpływu starzenia przyspieszonego na przyczepność normalną kleju epoksydowego do betonu*

7.3.4 Przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania

Realizacja programu badań (por. pkt. 5, tabl. 5.4) pozwoliła na przeprowadzenie analizy statystycznej uzyskanych wyników oraz dokonanie oceny wpływu przyjętych cykli starzenia przyspieszonego na przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania.

Wszystkie elementy próbne (próbki kontrolne i poddane starzeniu) uległy zniszczeniu w podobny sposób (rys 7.11). Wystąpiły dwa obrazy zniszczenia: w przekroju przez beton w obszarze jednej płaszczyzny zespolenia (rys. 7.11a) oraz w przekroju przez beton w obszarze dwóch płaszczyzn zespolenia (rys. 7.11b).



Rys. 7.12. Obraz zniszczenia próbki podczas badania wpływu przyspieszonego starzenia na przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania:

- a) w obszarze jednej płaszczyzny zespolenia
b) w obszarze dwóch płaszczyzn zespolenia

Badania wykazały, że cykle przyspieszonego starzenia termicznego nie wpływają na sposób zniszczenia elementów próbnych (zniszczenie przez beton) oraz nie powodują pogorszenia przyczepności kleju epoksydowego do betonu. W związku z tym, że żadna z próbek nie uległa zniszczeniu w przekroju przez płaszczyznę zespolenia, nie było możliwe dokonanie ilościowej oceny wpływu przyspieszonego starzenia na przyczepność f_{As} kleju epoksydowego do betonu. Przeprowadzone badania umożliwiły tylko dokonanie oceny jakościowej.

Analiza wyników badań wykazała, że przyczepność kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania, nawet po 100 cyklach starzenia, jest wystarczająca do przeniesienia sił przyczepności. Takie obserwacje pozwalają stwierdzić, że przyspieszone starzenie termiczne (por. rozdz. 6.2) nie pogarsza przyczepności kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania.

Naprężenia, przy których następowało ścięcie próbki w obszarze płaszczyzn zespolenia obliczono według wzoru:

$$f_{As} = \frac{F_N}{b_s h_s} \quad (7.2)$$

w którym:

F_N - siła niszcząca,

b_s - szerokość płaszczyzny zespolenia,

h_s - wysokość płaszczyzny zespolenia,

i zestawiono w tabelicy 7.15

Tablica 7.15

Parametry statystyczne przyczepności kleju epoksydowego do betonu w warunkach ścinania poddanego starzeniu przyspieszonemu

Parametr	Liczba cykli przyspieszonego starzenia					
	25		50		100	
	K	S	K	S	K	S
Średnia, \bar{f}_{As} , [MPa]	7,22	6,09	4,62	4,60	3,92	3,18
Wartość minimalna, $f_{As,min}$, [MPa]	3,53	4,88	2,49	3,35	3,05	2,36
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	2,08	1,10	1,44	0,96	0,52	0,52
Wskaźnik zmienności, v , [%]	16,60	36,00	35,20	20,90	21,41	37,04
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,49	0,80	0,54	0,73	0,78	0,74
Przedział ufności, [MPa]	5,1÷9,3	5,0÷7,2	3,2÷6,1	3,6÷5,6	3,4÷4,4	2,7÷3,7
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	6	7	5	7	6	8

Wartość naprężeń, przy których następowało ścięcie próbki w obszarze płaszczyzny zespolenia, określone dla próbek kontrolnych, jak i poddanych starzeniu w poszczególnych cyklach starzeniowych (25, 50 i 100 cykli) są zbliżone i wynikają z takich samych mechanizmów zniszczenia.

7.3.5 Ocena trwałości układu: beton-klej epoksydowy-taśma CFRP

Przeprowadzone badania pozwoliły na dokonanie oceny wpływu przyspieszonego starzenia termicznego na zmianę wartości cech wytrzymałościowych kleju epoksydowego. Oceny tej dokonano obliczając współczynniki starzenia (w_s) na podstawie wzoru (7.3). Współczynniki starzenia obliczono niezależnie dla każdej z analizowanych cech wytrzymałościowych ($f_{pt,min}^*$, ε_{pt} , E_{pt}) i przedstawiono na rys. 7.12÷7.15.

$$w_s = x_s/x_k \quad (7.3)$$

w którym:

w_s - współczynnik starzenia

x_s - cecha określona na próbkach poddanych starzeniu,

x_k - cecha określona na próbkach kontrolnych.

Wpływ przyspieszonego starzenia na wytrzymałość przy osiowym rozciąganiu (f_{pt}), kleju epoksydowego określono poprzez porównanie dolnego szacowania tej wielkości ($f_{pt.min}^*$) z wartościami określonymi na próbkach kontrolnych. Wartość tą określono na podstawie wzoru (7.4) przy założeniu, że 5% wyników może się znaleźć poniżej wartości szacowanej oraz że rozkład wyników badań spełnia kryteria rozkładu normalnego.

$$f_{pt.min}^* = (1 - 1,65\nu)\overline{f_{pt}} \quad (7.4)$$

w którym:

$f_{pt.min}^*$ - wartość minimalna wytrzymałości na rozciąganie kleju epoksydowego (f_{pt}),

$\overline{f_{pt}}$ - wytrzymałość średnia na osiowe rozciąganie,

ν - wskaźnik zmienności.

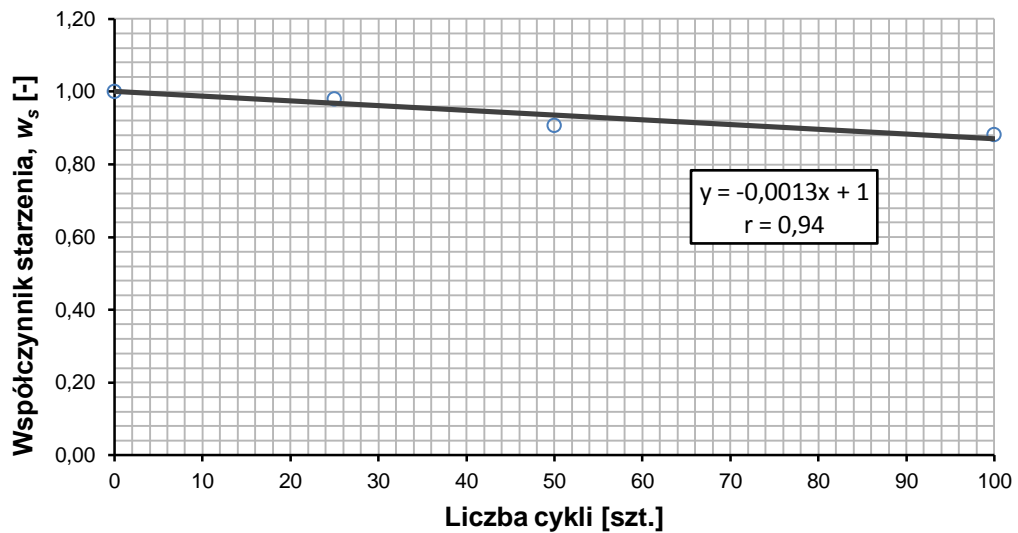
Obliczone wartości współczynnika w_s wskazują, że na skutek oddziaływania przyspieszonego starzenia termicznego wytrzymałość na osiowe rozciąganie kleju ulega nieznacznemu zmniejszeniu. Wyznaczono również równanie pozwalające prognozować zmianę wytrzymałości kleju $f_{pt.min}^*$ w funkcji liczby cykli (rys. 7.12). Przyjęto założenie, że wytrzymałość ($f_{pt.min}^*$) zmienia się w funkcji liczby cykli liniowo, a słuszność tego założenia potwierdza duża wartość współczynnika korelacji ($r=0,94$).

Na podstawie analizy uzyskanych wyników badań modułu sprężystości przy osiowym rozciąganiu (E_{pt}) kleju epoksydowego stwierdzono po 100 cyklach starzenia przyspieszonego nieznaczny wzrost jego wartości, tj. o 13,4% w stosunku do wartości określonej na próbkach kontrolnych. Wartość odkształcenia granicznego ε_{pt} kleju pod wpływem czynników starzenia przyspieszonego w początkowej fazie uległa zwiększeniu o 6,5%, po czym malała. Po 100 cyklach starzenia wartość odkształcenia granicznego ε_{pt} kleju była mniejsza o 6,8% od wartości ε_{pt} określonej na próbkach kontrolnych, badanych po 10 dniach utwardzania w komorze klimatycznej.

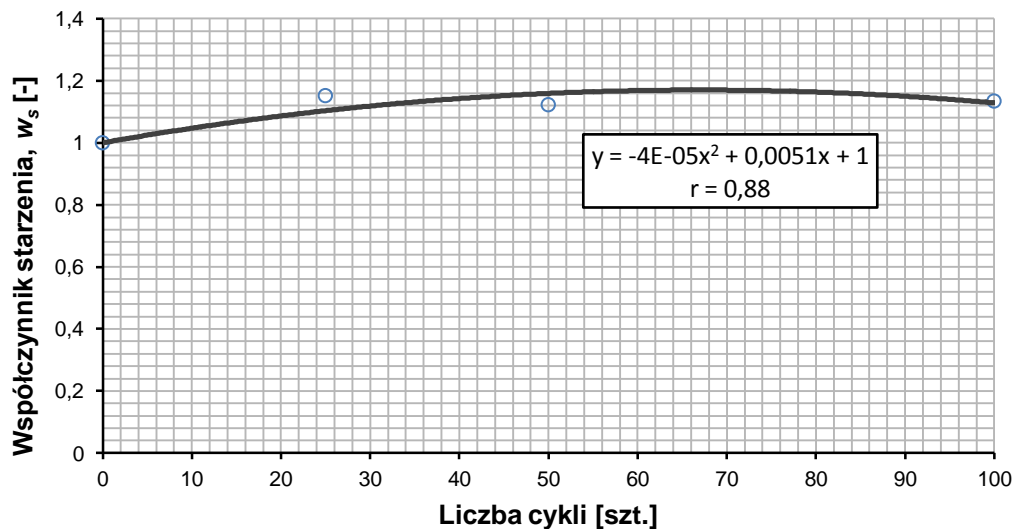
Analiza wyników badań umożliwiła także wyznaczenie równań pozwalających prognozować zmianę modułu E_{pt} i odkształcenia ε_{pt} w funkcji liczby cykli starzenia przyspieszonego (rys. 7.13 i 7.14). Przyjęto założenie, że cechy te zmieniają się wraz z liczbą cykli w funkcji równania kwadratowego, a słuszność tego założenia potwierdzają uzyskane duże wartości współczynników korelacji (odpowiednio: $r=0,88$, $r=0,79$).

Wartość współczynnika w_s wraz z liczbą cykli starzenia przyspieszonego ulegała niewielkim zmianom (rys. 7.12÷7.14) co świadczy, że starzenie termiczne nie miało istotnego wpływu na zmianę badanych cech wytrzymałościowych kleju epoksydowego.

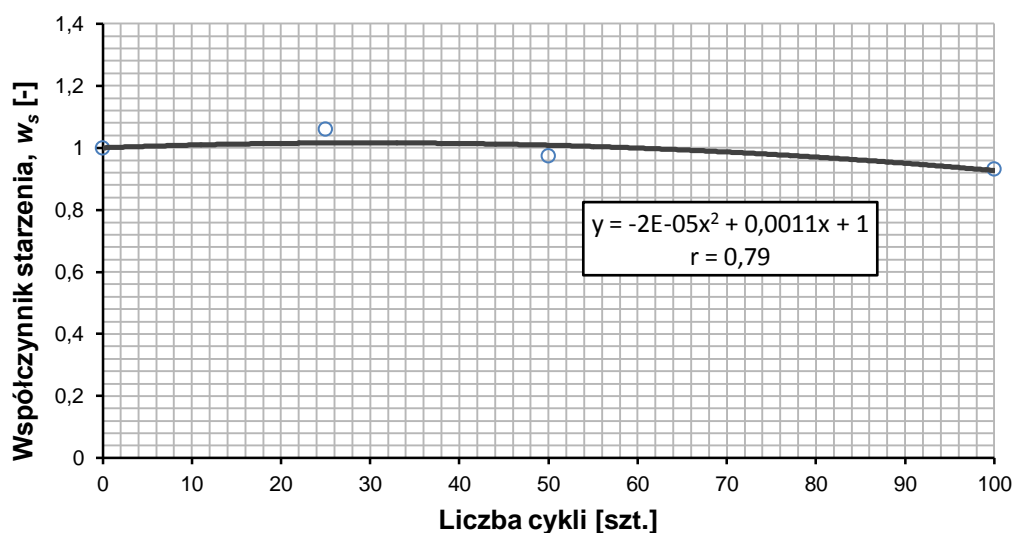
Wyniki przeprowadzonych badań pozwoliły na jakościową ocenę wpływu starzenia przyspieszonego na przyczepność kleju epoksydowego do betonu (normalną i w warunkach ścinania). Zaobserwowane podczas badań obrazy zniszczenia próbek (żadna z próbek nie uległa zniszczeniu w płaszczyźnie zespolenia, por. pkt. 7.3.3 i 7.3.4) wykazały, że starzenie przyspieszone nie pogarsza w sposób istotny przyczepności normalnej (f_{Ao}) kleju epoksydowego do betonu oraz przyczepności w warunkach ścinania (f_{As}).



Rys. 7.12. Zmiana współczynnika starzenia w_s opisującego wytrzymałość $f_{pt.min}^*$ kleju w zależności od liczby cykli starzenia przyspieszonego



Rys. 7.13. Zmiana współczynnika starzenia w_s opisującego moduł E_{pt} kleju w zależności od liczby cykli starzenia przyspieszonego



Rys. 7.14. Zmiana współczynnika starzenia w_s opisującego odkształcenie ϵ_{pt} w zależności od liczby cykli starzenia przyspieszonego

Przeprowadzone badania starzenia przyspieszonego i analiza uzyskanych wyników wykazały, że układ: beton - klej epoksydowy - taśma CFRP charakteryzuje się dużą trwałością. Uzyskane rezultaty potwierdzają informacje uzyskane od producenta systemu wzmacniającego.

7.4 Stal zbrojeniowa

Badaniami objęto granicę plastyczności f_y , moduł sprężystości E_s i wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej f_s , z której wykonano zbrojenie główne belek (tablica 7.17).

Tablica 7.17

Wyniki badań cech technicznych stali zbrojeniowej użytej do wykonania belek

Parametr	Granica plastyczności f_y	Moduł sprężystości E_s	Wytrzymałość na rozciąganie f_s
Średnia, \bar{x} , [MPa]	432	201467	733
Wartość minimalna, x_{min} , [MPa]	422	195673	703
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	8	5108	26
Wskaźnik zmienności, v , [%]	1,96	2,54	3,57
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,98	0,97	0,96
Przedział ufności, [MPa]	431÷433	201444÷201489	730÷735
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	6	6	6

Badaniami nie objęto stali zbrojeniowej, z której wykonano strzemiona, ponieważ program badań nie przewidywał analizy ścinania. Parametry wytrzymałościowe stali zbrojeniowej odpowiadają właściwościom stali klasy A-III określonym normą [24].

Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości statystycznej badanych właściwości stali zbrojeniowej.

7.5 Taśma CFRP

Badania taśmy CFRP przeprowadzono zgodnie z programem badań (por. rozdz. 6.2). Liczba elementów próbnych pozwoliła na przeprowadzenie analizy statystycznej (tablica 7.18 i 7.19), obejmującej wyniki badań wytrzymałości na osiowe rozciąganie (f_{ft}), odkształcenia granicznego (ε_{ft}) oraz moduł sprężystości (E_{ft}) taśmy CFRP. Określona wartość wskaźnika zmienności ($\nu=2,29\div4,84\%$) wskazuje na dobrą jakość taśm CFRP. Wartości wytrzymałości oraz modułu sprężystości taśmy CFRP, uzyskane w badaniu, odpowiadają podanym przez producenta taśm (por. tablica 5.6).

Liczba próbek przyjęta w badaniu była wystarczająca do określenia średniej wartości statystycznej badanych właściwości taśmy CFRP.

Tablica 7.18

Wyniki badań wytrzymałości na osiowe rozciąganie i modułu sprężystości taśmy CFRP

Parametr	Wytrzymałość na rozciąganie f_{ft}	Współczynnik sprężystości E_{ft}
Średnia, \bar{x} , [MPa]	2607	164569
Wartość minimalna, x_{min} , [MPa]	2541	158180
Odchylenie standardowe, s , [MPa]	60	7971
Wskaźnik zmienności, ν , [%]	2,29	4,84
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,97	0,96
Przedział ufności, [MPa]	164530÷164607	2605÷2610
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	4	4

Tablica 7.19

Wyniki badań odkształcenia granicznego taśmy CFRP

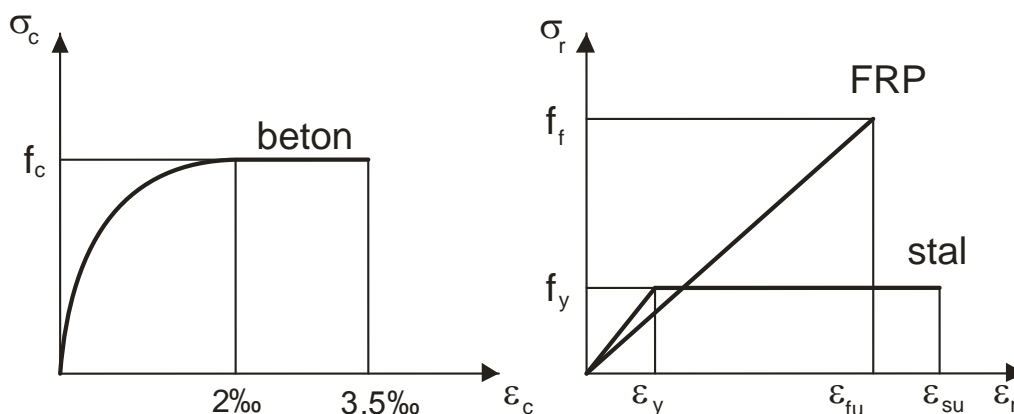
Parametr	Odkształcenie graniczne ε_{ft}
Średnia, $\bar{\varepsilon}_{ft}$, [%]	1,58
Wartość minimalna, $\varepsilon_{ft.min}$, [%]	1,51
Odchylenie standardowe, s , [-]	0,054
Wskaźnik zmienności, ν , [%]	3,41
Współczynnik jednorodności, k , [-]	0,95
Przedział ufności, [%]	1,48÷1,69
Liczba próbek przyjęta do analizy, n , [szt.]	4

8 Analiza wyników badań wiodących

8.1 Założenia obliczeniowe

Do weryfikacji nośności elementów wzmocnionych przyjęto model odkształceniowy, z uwzględnieniem nieliniowych związków między odkształceniami a naprężeniami w strefie ściskanej zgodny z normą EC2 [24]. W modelu tym obowiązują następujące założenia:

1. Przekroje płaskie przed odkształceniem pozostają płaskie po odkształceniu – odkształcenia są proporcjonalne do ich odległości od osi obojętnej.
2. Występuje zgodność odkształceń pomiędzy taśmą CFRP, zbrojeniem rozciągającym i otaczającym je betonem.
3. Beton strefy rozciąganej nie bierze udziału w przenoszeniu obciążeń.
4. Obliczeniowy związek σ - ε w betonie ściskanym przyjęto zgodnie z rys. 8.1.
5. Obliczeniowy związek σ - ε dla stali zbrojeniowej oraz taśmy CFRP przyjęto zgodnie z rys. 8.1.



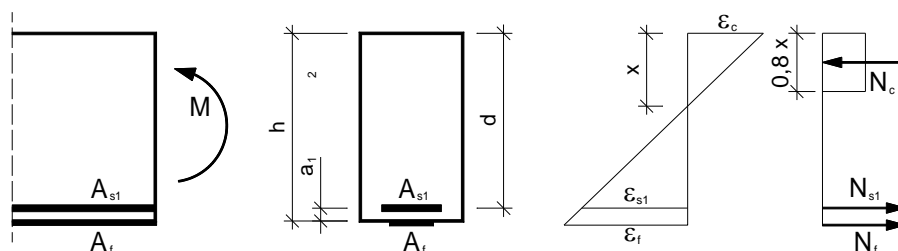
Rys. 8.1. Analityczny wykres naprężenie-odkształcenie według dla betonu, stali oraz kompozytu FRP [24, 35]

Analizą w zakresie stanu granicznego nośności objęto:

- określenie nośności elementów belkowych przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu (tzw. full composite action),
- weryfikację poprawności zakotwienia zbrojenia kompozytowego,
- weryfikację nośności przy założeniu, że kompozyt CFRP może ulec odspojeniu.

Do analizy przyjęto wytrzymałości charakterystyczne materiałów określone na podstawie badań (por. rozdz. 7).

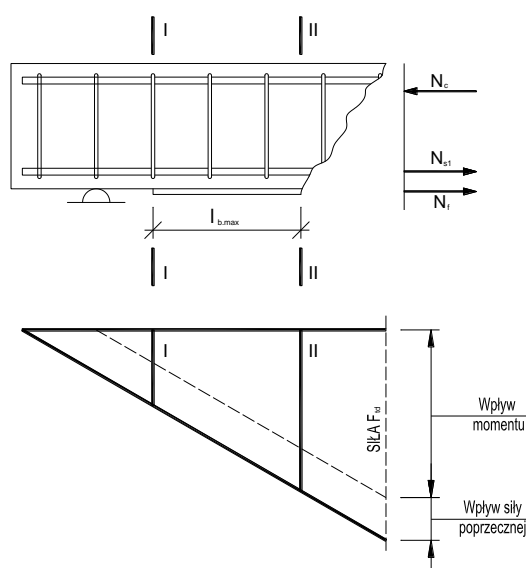
Analizę nośności przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu wykonano przyjmując podane wyżej założenia i schemat obliczeniowy przedstawiony na rysunku 8.2. Określając wypadkową bryłę naprężeń strefy ściskanej przekroju, przyjęto zastępczy prostokątny wykres naprężeń w betonie, o wysokości równej 0,8 wysokości strefy ściskanej x .



Rys. 8.2. Model odkształceniowy przyjęty do analizy stanów granicznych nośności wzmocnionej belki z zastępczym prostokątnym wykresem naprężeń w strefie ściskanej [35]

W analizie nośności elementów wzmocnionych poprzez doklejenie zbrojenia kompozytowego należy uwzględnić możliwość utraty przyczepności pomiędzy tym zbrojeniem, a powierzchnią elementu wzmocnionego. Do utraty przyczepności może dojść zarówno w obszarze końca taśmy, jak również w strefie zginania (por. rozdz. 4).

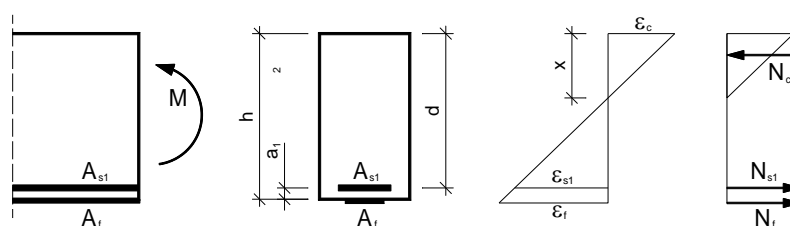
Analizę zakotwienia zbrojenia kompozytowego w obszarze końca taśmy, przeprowadzono z wykorzystaniem modeli analitycznych zawartych w punkcie 4.3 pracy. Przyjęto założenie, że zakotwienie zbrojenia kompozytowego będzie poprawne wówczas, gdy w przekroju usytuowanym na końcu taśmy CFRP naprężenia w zbrojeniu zwykłym nie przekraczają granicy plastyczności (rys. 8.3 przekrój I-I) oraz gdy spełnione są warunki przyczepności zbrojenia kompozytowego do betonu (rys. 8.3 przekrój II-II). Wielkości sił występujące w zbrojeniu rozciągającym określono z uwzględnieniem wpływu sił poprzecznych i proporcjonalnie rozdzielono na zbrojenie zwykłe i kompozytowe, doklejone do zewnętrznej powierzchni belki. W związku z tym, że położenie przekroju II-II było zmienne (z uwagi na różną długość $l_{b,max}$, która odpowiada maksymalnej efektywnej długości zakotwienia kompozytu FRP (por. rozdz. 4), ramię sił wewnętrznych określano, niezależnie dla każdej z metod obliczeniowych.



Rys. 8.3. Przekroje przyjęte do weryfikacji zakotwienia taśmy CFRP

Nośność z uwzględnieniem możliwości utraty przyczepności, wyznaczono przyjmując ten sam schemat obliczeniowy (rys. 8.2), ograniczając odkształcenia zbrojenia kompozytowego do wartości $\varepsilon_{f,lim}$. Odkształcenie to określono na podstawie metod analitycznych opisanych w rozdziale 0 (fib [35], TR55 [34], ACI 440 [36], Teng i inni [75], Said i Wu [198], Lu i inni [197]). Geometrię elementów oraz rodzaj wzmocnienia w badaniach dobrano tak, aby rozpatrywany był tylko jeden z mechanizmów zniszczenia poza obszarem końca taśmy, tzw. ICID - intermediate crack induced debonding.

Do analizy stanu granicznego użyteczności przyjęto założenia ogólne i zasady obliczeń zgodnie z zaleceniami EC2 [24] i PN-03264:2002 [23], które przedstawiono w rozdziale 4 pracy. Liniowo-sprężysty model obliczeniowy przyjęty do analizy obliczeń elementów zarysowanych przedstawiono na rys. 8.4.



Rys. 8.4. Liniowo-sprężysty model obliczeniowy przyjęty w analizie obliczeniowej

8.2 Nośność belek wzmocnionych taśmą CFRP

W belkach żelbetowych bez wzmocnienia, za stan graniczny nośności przyjmuje się stan, gdy jeden z materiałów (beton, stal zbrojeniowa) traci zdolność do dalszego przenoszenia obciążeń. Utrata nośności może nastąpić na skutek:

1. zmiężdżenia betonu w strefie ściskanej,
2. przekroczenia granicy plastyczności zbrojenia rozciąganego, a w konsekwencji zmiężdżenia betonu w strefie ściskanej,
3. zerwania zbrojenia rozciąganego.

W elementach wzmocnionych zewnątrz taśmami węglowymi proces utraty nośności jest bardziej złożony, ponieważ do utraty nośności może dojść również w wyniku:

1. zerwania zbrojenia kompozytowego CFRP,
2. utraty przyczepności zbrojenia kompozytowego CFRP do betonu.

Część przedstawionych powyżej mechanizmów zniszczenia, ma znaczenie jedynie teoretyczne, a ich wystąpienie jest trudne do uzyskania nawet w warunkach laboratoryjnych (poz. 3 - elementy bez wzmocnienia, poz. 2 - elementy wzmocnione).

W przeprowadzonych badaniach wszystkie belki bez wzmocnienia zniszczeniu uległy na skutek zmiężdżenia betonu strefy ściskanej. Było to spowodowane znacznym wzrostem odkształceń strefy rozciąganej, po przekroczeniu granicy plastyczności stali zbrojeniowej. Belki wzmocnione taśmą CFRP osiągnęły stan graniczny nośności w wyniku utraty przyczepności pomiędzy taśmą CFRP a podłożem betonowym.

Mechanizmy zniszczenia elementów wzmocnionych, spowodowane utratą przyczepności zbrojenia kompozytowego FRP do betonu, dzielą się na dwie zasadnicze grupy (por. rozdz. 4). W pierwszej grupie do odspojenia dochodzi w strefie zakotwienia taśmy, w drugiej z kolei odspojenie rozpoczyna się w przęśle (w miejscu występowania najniekorzystniejszego układu momentów zginających i sił ścinających). W analizowanych belkach wzmocnionych serii W-I, jak i W-II proces odspojenia taśmy CFRP rozpoczynał się na odcinku pomiędzy punktami przyłożenia obciążenia (o stałej wartości momentu zginającego) w następstwie czego dochodziło do gwałtownego odspojenia jednego z końców taśmy (rys 8.5 i 8.6). Nie zaobserwowano zerwania przyczepności w płaszczyźnie przez klej epoksydowy oraz rozwarstwienia taśmy CFRP.



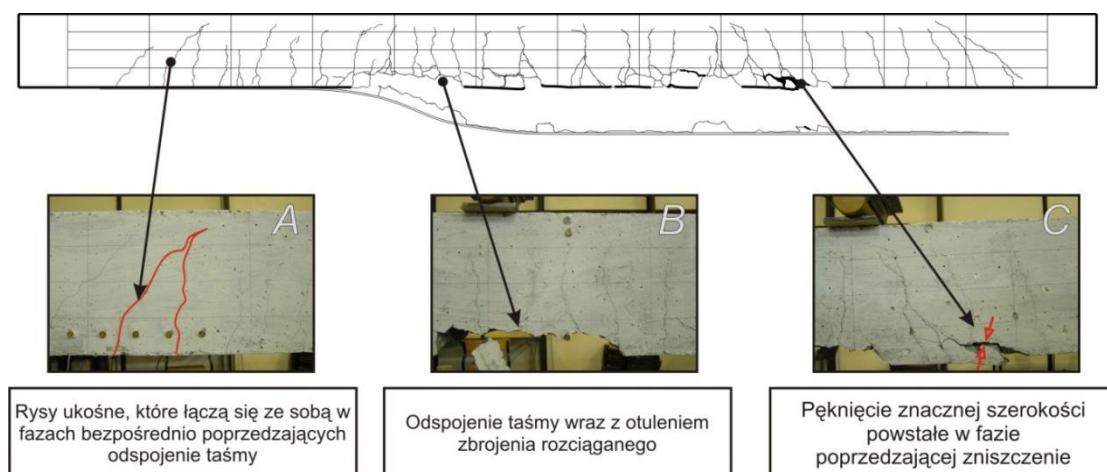
Rys. 8.5. Widok belki W-I/1 po zniszczeniu na skutek odspojenia taśmy CFRP



Rys. 8.6. Widok belki W-II/3 po zniszczeniu na skutek odspojenia taśmy CFRP

Pierwsze oznaki stopniowego wyczerpywania nośności były widoczne przy obciążeniach zdecydowanie większych od obciążeń eksploatacyjnych, odpowiadających 50÷60% nośności badanego elementu zginanego. Wysoki poziom obciążeń przy, których rozpoczął się proces odspojenia taśmy CFRP (80÷90% obciążenia niszczącego belki) powodował, że proces ten przebiegał gwałtownie.

Proces odspajania taśmy poprzedzony był wzrostem zasięgu rys ukośnych (rys 8.7 A) oraz ewentualnym tworzeniu się rys poziomych na bocznych powierzchniach belki na wysokości osi zbrojenia rozciąganego. Następnie przy niewielkim wzroście obciążenia szerokość rozwarcia jednej z rys przyrastała bardzo gwałtownie i osiągała znaczną wartość, tworząc pęknięcie o szerokości przekraczającej 3 mm (rys 8.7 C). Taśma odspoiła się od powierzchni belek wraz z cienką warstwą betonu w strefie zakotwienia z wyjątkiem belek W-I/1 i W-II/2, gdzie na odcinku stałego momentu zginającego taśma odspoiła się wraz z warstwą betonu stanowiącą otulinę stali zbrojeniowej (8.7 B).



Rys. 8.7. Mechanizm odspojenia taśmy CFRP

W wyniku wzmocnienia belek taśmami CFRP zaobserwowano dwukrotny wzrost nośności belek (tablica 8.1 i 8.2). Wydłużenie względne taśmy CFRP odpowiadające maksymalnym odkształceniom, przy których element wzmocniony tracił zdolność do dalszego przenoszenia obciążeń, otrzymano w wielkości: 7,42 ÷ 8,37% w belkach serii W-I (tablica 8.1) oraz 4,99 ÷ 5,87% w belkach oznaczonych symbolem W-II (tablica 8.2). Taśma CFRP o przekroju 1,2×80 mm (belki W-II) odspoiła się przy odkształceniu mniejszym o ok. 33% od odkształcenia taśmy o przekroju 1,2×50 mm (belki W-I). Inne wartości odkształceń, przy których nastąpiło odspojenie taśmy spowodowane było tym, że na wartość granicznego odkształcenia taśmy CFRP ma wpływ: wytrzymałość i rodzaj betonu, geometria wzmocnionych elementów, przekrój, grubość oraz sztywność taśmy (por. rozdz. 4).

Tablica 8.1

Wyniki badań nośności belek serii I

Oznaczenie elementu	Belka kontrolna (bez wzmocnienia)	Oznaczenie elementu	Belki wzmocnione	
	M_n [kN·m]		$\varepsilon_{f,lim}$ [%]	M_n [kN·m]
N-I/1	16,31	W-I/1	7,42	31,81
N-I/2	16,10	W-I/2	8,37	34,22
N-I/3	16,19	W-I/3	8,15	34,24
\bar{x}	16,20	\bar{x}	7,98	33,42
s	0,11	odch. stan.	0,50	1,40
ν	0,65%	ν	6,23%	4,18%

s - odchylenie standardowe, \bar{x} - wartość średnia, ν - wskaźnik zmienności., $\varepsilon_{f,lim}$ - odkształcenie graniczne, przy którym odspojeniu uległa taśma CFRP, M_n - moment niszczący (nośność belki)

Tablica 8.2

Wyniki badań nośności belek serii II

Oznaczenie elementu	Belka kontrolna (bez wzmocnienia)	Oznaczenie elementu	Belki wzmocnione	
	M_n [kN·m]		$\varepsilon_{f,lim}$ [%]	M_n [kN·m]
N-II/1	17,55	W-II/1	5,87	40,88
N-II/2	17,09	W-II/2	4,99	39,10
N-II/3	17,15	W-II/3	5,25	37,38
\bar{x}	17,26	\bar{x}	5,37	39,12
s	0,25	odch. stan.	0,45	1,75
ν	1,45%	ν	8,42%	4,47%

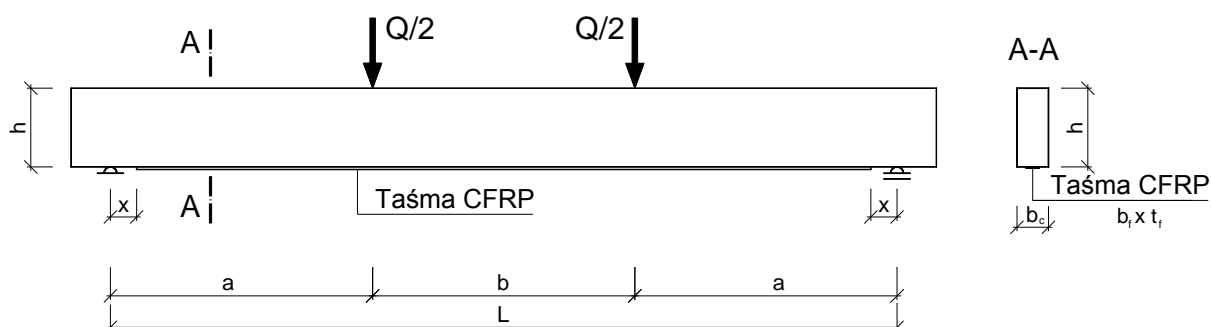
s - odchylenie standardowe, \bar{x} - wartość średnia, ν - wskaźnik zmienności., $\varepsilon_{f,lim}$ - odkształcenie graniczne, przy którym odspojeniu uległa taśma CFRP, M_n - moment niszczący (nośność belki)

8.2.1 Weryfikacja nośności przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu

W pierwszej kolejności wykonano analizę nośności przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu. Obliczenia analityczne przeprowadzono i porównano z wynikami badań belek będących przedmiotem pracy oraz wynikami badań innych autorów [33,151,153]. Elementy próbne poddane analizie miały różną geometrię, przekrój wzmocnienia oraz różniły się miejscem przyłożenia siły. Przyjęty opis geometrii elementów przedstawiono na rys. 8.8 i w tablicy 8.3. Wszystkie parametry i charakterystyki wytrzymałościowe przyjęte do analizy zestawiono w załączniku do pracy. Wyniki obliczeń nośności wraz z opisem mechanizmu zniszczenia zestawiono w tablicy 8.4.

Na podstawie wyników obliczeń przedstawionych w tablicy 8.4 można wnioskować, że przy założeniu pełnego wykorzystania kompozytu („full composite action”), wszystkie

elementy poddane analizie uległyby zniszczeniu przed osiągnięciem przez stal i dodatkowe zbrojenie kompozytowe ich wytrzymałości na rozciąganie. Zniszczenie belek nastąpiłoby w skutek zmiażdżenia strefy ściskanej betonu po wystąpieniu w zbrojeniu rozciągającym naprężeń większych od granicy plastyczności.



Rys. 8.8. Oznaczenia do opisu geometrii elementów przyjętych na podstawie danych literaturowych

Tablica 8.3

Charakterystyka elementów przyjętych do analizy na podstawie literatury

Oznaczenie elementu	Rozpiętość belki [cm]	Usytuowanie obciążenia		Wymiary przekroju		Zbrojenie kompozytowe			Q_u [kN]	$\varepsilon_{f,lim}$ [‰]
		a [cm]	b [cm]	b_c [cm]	h [cm]	x [mm]	b_f [mm]	t_f [mm]		
B-08M	440	140	140	15	44	75	120	1,4	140	5,06
B-08S	440	140	140	15	44	75	50	1,2	94	6,17
BF-2	380	125	130	10	38	70	100	1,2	185	6,70
BF-3	380	125	130	10	38	70	100	1,2	186	7,20
BF-8	380	125	130	10	38	70	100	1,2	111,3	5,80
A3	150	50	50	11,5	15	25	107,8	0,165	77,5	9,91
A4	150	50	50	11,5	15	25	107,8	0,165	75,5	8,21
A5	150	50	50	11,5	15	25	107,8	0,33	87,4	6,75
A6	150	50	50	11,5	15	25	107,8	0,33	85,8	6,27
B3	300	100	100	23	30	50	215,6	0,33	263,5	7,46
B4	300	100	100	23	30	50	215,6	0,33	260,3	8,00
B5	300	100	100	23	30	50	215,6	0,66	294,7	5,76
B6	300	100	100	23	30	50	215,6	0,66	284,3	4,69
C3	480	160	160	36,8	48	80	368	0,495	652,9	5,82
C4	480	160	160	36,8	48	80	368	0,495	669,3	6,73
C5	480	160	160	36,8	48	80	368	0,99	650,1	3,67

Literatura: [33, 151, 153]

Tablica 8.4

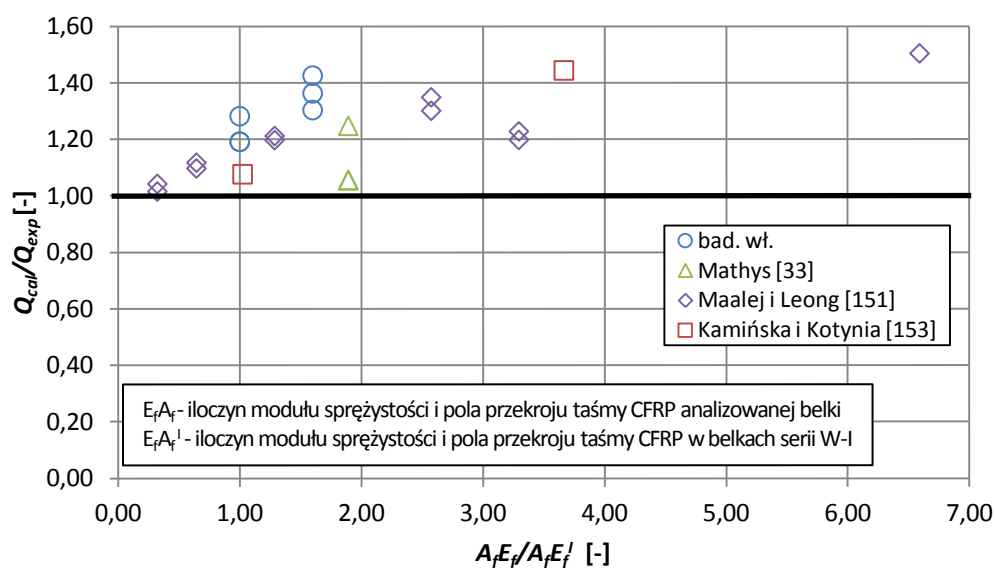
Wyniki badań nośności elementów belkowych serii II

Oznaczenie elementu	Wyniki eksperymentu		Wyniki obliczeń		
	Q_u [kN]	Mechanizm zniszczenia	Q_{cal} [kN]	Mechanizm zniszczenia	Q_{cal}/Q_{exp} [kN/kN]
W-I/1	63,6	DB (ICID)	81,5	YS/CC	1,28
W-I/2	68,4	DB (ICID)	81,5	YS/CC	1,19
W-I/3	68,5	DB (ICID)	81,5	YS/CC	1,19
W-II/1	81,8	DB (ICID)	106,5	YS/CC	1,30
W-II/2	78,2	DB (ICID)	106,5	YS/CC	1,36
W-II/3	74,8	DB (ICID)	106,5	YS/CC	1,42
B-08M	140,0	DB (ICID)	202,0	YS/CC	1,44
B-08S	94,0	DB (ICID)	101,1	YS/CC	1,08
BF-2	185,0	DB (ICID)	195,3	YS/CC	1,06
BF-3	186,0	DB (ICID)	196,0	YS/CC	1,05
BF-8	111,3	DB (ICID)	138,8	YS/CC	1,25
A3	77,5	DB (ICID)	78,6	YS/CC	1,01
A4	75,5	DB (ICID)	78,6	YS/CC	1,04
A5	87,4	DB (ICID)	95,8	YS/CC	1,10
A6	85,8	DB (ICID)	95,8	YS/CC	1,12
B3	263,5	DB (ICID)	315,2	YS/CC	1,20
B4	260,3	DB (ICID)	315,2	YS/CC	1,21
B5	294,7	DB (ICID)	383,2	YS/CC	1,30
B6	284,3	DB (ICID)	383,2	YS/CC	1,35
C3	652,9	DB (ICID)	801,1	YS/CC	1,23
C4	669,3	DB (ICID)	801,1	YS/CC	1,20
C5	650,1	DB (ICID)	977,0	YS/CC	1,50

Oznaczenia:
DB – zniszczenia na skutek odspojenia kompozytu na odcinku oddziaływania momentu zginającego - (ICID), z ang. Intermediate crack induced debonding
YS/CC – zniszczenie na skutek zmiążdżenia strefy ściskanej po przekroczeniu granicy plastyczności w zbrojeniu rozciągającym

W każdym analizowanym przypadku nośność obliczona, z uwzględnieniem pełnego wykorzystania taśmy CFRP, jest mniejsza od uzyskanej w eksperymencie. Biorąc pod uwagę wyniki badań własnych oraz innych autorów [36, 56, 60, 64, 148, 163, 179, 196] można wyciągnąć wniosek, że rozpatrując nośność elementów wzmocnionych poprzez doklejenie taśmy CFRP, każdorazowo należy uwzględnić możliwość utraty przyczepności pomiędzy kompozytem CFRP, a powierzchnią wzmacnianego elementu. Analizę nośności elementów wzmocnionych zewnętrznie, należy prowadzić uwzględniając możliwość utraty przyczepności przez taśmą CFRP do powierzchni elementu, zarówno w strefie zakotwienia, jaki w miejscu występowania maksymalnych momentów zginających. Analiza wykazała, że wraz ze wzrostem sztywności podłużnej taśmy (rys. 8.9), różnica pomiędzy wartościami obliczonymi przy zało-

zeniu pełnego wykorzystania kompozytu, a eksperymentem wzrasta. Wskazuje to na zależność pomiędzy sztywnością podłużną taśmy CFRP, a stopniem jej wykorzystania, do podobnych wniosków doszli również inni autorzy [33, 37, 55].



Rys. 8.9. Analiza nośności belek wzmocnionych przy założeniu pełnego wykorzystania taśmy CFRP w funkcji $E_f A_f / E_f A_f^I$

8.2.2 Weryfikacja zakotwienia zbrojenia kompozytowego

Obliczeniowa nośność zbrojenia rozciąganego belek serii I w przekroju I-I (por. rys. 8.3), określona zgodnie z normą [23], jest równa $F_{t,Rd}=97,86 \text{ kN}$, natomiast dla belek serii II $F_{t,Rd}=90,33 \text{ kN}$. W tych samych przekrojach maksymalna obliczeniowa siła w zbrojeniu podłużnym wyniosła odpowiednio: $F_{td}=20,54 \text{ kN}$, $F_{td}=24,53 \text{ kN}$.

Dla obu serii belek nośność zbrojenia podłużnego $F_{td,max}$ w przekroju II-II (por. rys. 8.3), obliczona jako suma nośności zbrojenia zwykłego ($F_{t,Rd}$) i taśmy CFRP ($T_{f,max}$), była większa od siły F_{td} (tablica 8.5), określonej z uwzględnieniem wpływu siły poprzecznej na jej wielkość, przy założeniu kąta nachylenia krzywulców betonowych 45° ($V_{RdI}=41,88 \text{ kN} > V_{max}=40,88 \text{ kN}$).

Wyniki przeprowadzonych obliczeń potwierdzają zaobserwowany podczas eksperymentu model zniszczenia. We wszystkich badanych elementach proces odspojenia taśmy CFRP rozpoczynał się w strefie zginania poza obszarem zakotwienia zbrojenia kompozytowego.

8.2.3 Weryfikacja przyczepności kompozytu poza obszarem zakotwienia

Przyrost odkształceń taśmy CFRP na odcinku czystego zginania w funkcji momentu zginającego przedstawiono na rysunku 8.10. Przyrost odkształceń w strefie zginania opisują 3 proste przecinające się w punktach, odpowiadających odpowiednio: momentowi zginające-

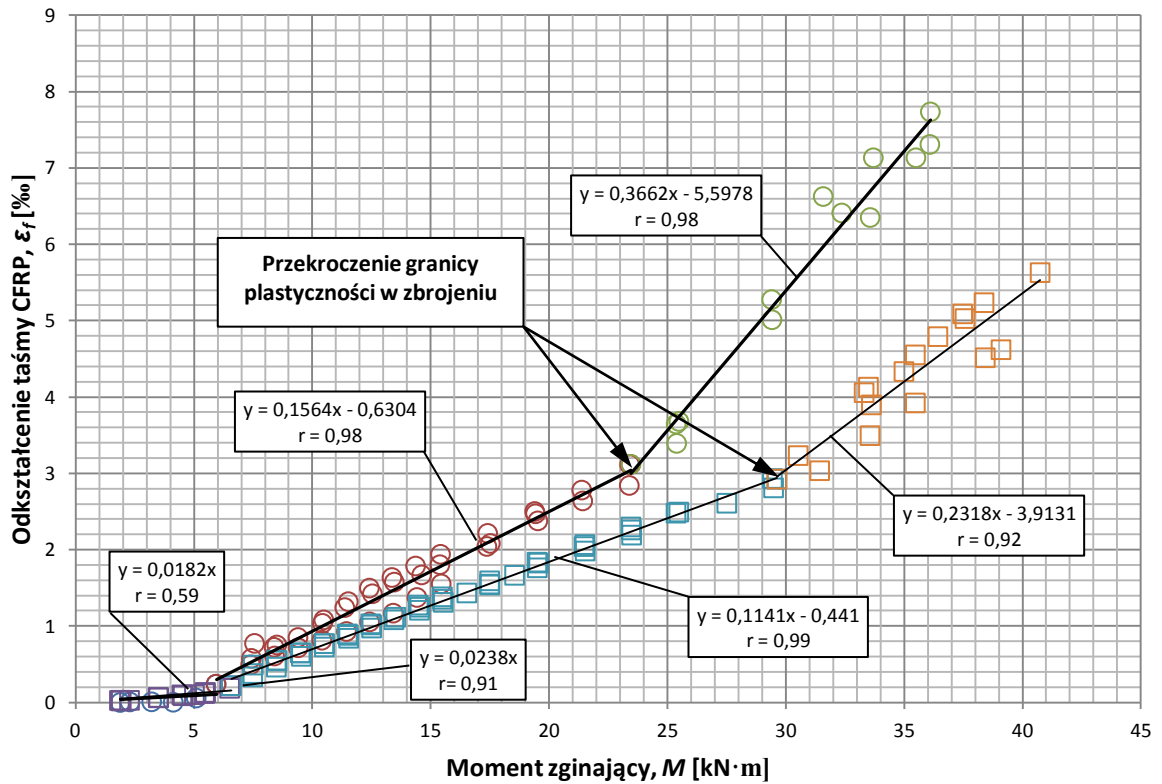
mu powodującymi zarysowanie belki (M_{cr}) oraz momentowi wywołującemu w zbrojeniu rozciągającym naprężenia równe granicy plastyczności stali.

Tablica 8.5

Wyniki analizy zakotwienia końca taśmy w przekroju II-II

Element		fib1 ¹ [35]	fib2 ² [35]	ACI [36]	TR55 ³ [34]	Teng ⁴ [64]
W-I/1	M_n [kN·m]	33,42	33,42	-	33,42	33,42
	$l_{b,max}$ [mm]	159	172	-	158	338
	$T_{f,max}$ [kN]	36,05	19,36	-	28,16	37,80
	F_{td} [kN]	65,15	67,25	-	64,68	98,71
	$F_{td,max}$ [kN]	133,90	117,22	-	126,02	135,66
W-I/2	M_n [kN·m]	34,22	34,22	-	34,22	34,22
	$l_{b,max}$ [mm]	159	172	-	158	338
	$T_{f,max}$ [kN]	36,05	19,36	-	28,16	37,80
	F_{td} [kN]	66,71	68,86	-	66,22	101,08
	$F_{td,max}$ [kN]	133,90	117,22	-	126,02	135,66
W-I/3	M_n [kN·m]	34,24	34,24	-	34,24	34,24
	$l_{b,max}$ [mm]	159	172	-	158	338
	$T_{f,max}$ [kN]	36,05	19,36	-	28,16	37,80
	F_{td} [kN]	66,75	68,90	-	66,26	101,14
	$F_{td,max}$ [kN]	133,90	117,22	-	126,02	135,66
W-II/1	M_n [kN·m]	40,88	40,88	-	40,88	40,88
	$l_{b,max}$ [mm]	175	187	-	173	349
	$T_{f,max}$ [kN]	46,73	28,63	-	36,51	49,53
	F_{td} [kN]	84,13	86,28	-	83,37	120,75
	$F_{td,max}$ [kN]	144,59	126,49	-	134,37	147,39
W-II/2	M_n [kN·m]	39,10	39,10	-	39,10	39,10
	$l_{b,max}$ [mm]	175	187	-	173	349
	$T_{f,max}$ [kN]	46,73	28,63	-	36,51	49,53
	F_{td} [kN]	80,47	82,52	-	79,74	118,74
	$F_{td,max}$ [kN]	144,59	126,49	-	134,37	147,39
W-II/3	M_n [kN·m]	37,38	37,38	-	37,38	37,38
	$l_{b,max}$ [mm]	175	187	-	173	349
	$T_{f,max}$ [kN]	46,73	28,63	-	36,51	49,53
	F_{td} [kN]	76,93	78,89	-	76,23	113,52
	$F_{td,max}$ [kN]	144,59	126,49	-	134,37	147,39

M_n – moment niszczący, $l_{b,max}$ – obliczeniowa długość zakotwienia zbrojenia kompozytowego, $T_{f,max}$ – maksymalna siła jaka może zostać przekazana z taśmy na beton na długości zakotwienia, F_{td} – siła w zbrojeniu zwykłym i taśmie CFRP w przekroju II-II określona z uwzględnieniem siły poprzecznej, $F_{td,max}$ – maksymalna siła jaką może przenieść zbrojenie zwykłe i taśma CFRP w przekroju II-II, Siłę $T_{f,max}$ określono na podstawie wzorów: 1) fib1 [35] - 4.140, 2) fib2 [35] - 4.143, 3) TR55 [34] - 4.149, 4) Teng [64] - 4.145

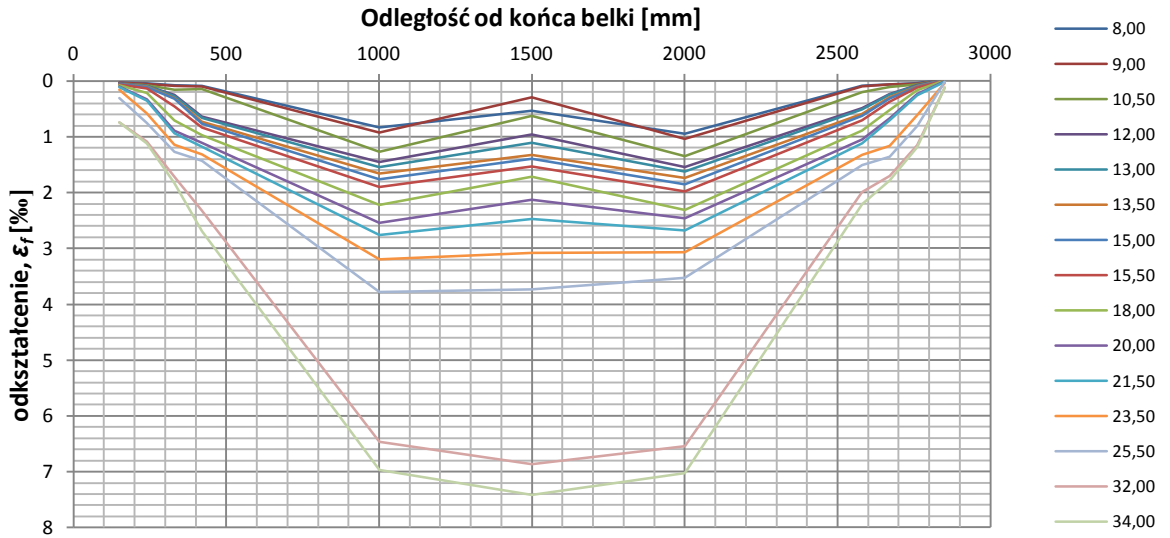


Rys. 8.10. Przyrost odkształceń taśmy CFRP w funkcji momentu zginającego

Odształcenia taśmy CFRP przyrastają od wartości 0 do wartości $\epsilon_{f,lim}$, odpowiadającej maksymalnemu odkształceniu taśmy w strefie zginanej. Odształcenia te, określono jako średnią z odkształceń pomierzonych na odcinku o stałej wartości momentu zginającego.

Na rysunku 8.11 przedstawiono w funkcji obciążenia odkształcenia zbrojenia kompozytowego, pomierzone na długości elementu belkowego W-I/1. Dla pozostałych elementów wykresy odkształceń przedstawiono w załączniku do pracy. Miejsce wystąpienia maksymalnych odkształceń dla prezentowanej belki pokrywało się z punktami przyłożenia obciążeń. Lokalizacja ta, odpowiadała miejscom powstania pierwszych rys wywołanych zginaniem. Wraz ze wzrostem obciążenia, maksymalne odkształcenia we wszystkich belkach sytuowały się w okolicach środka rozpiętości belki (rys.8.11).

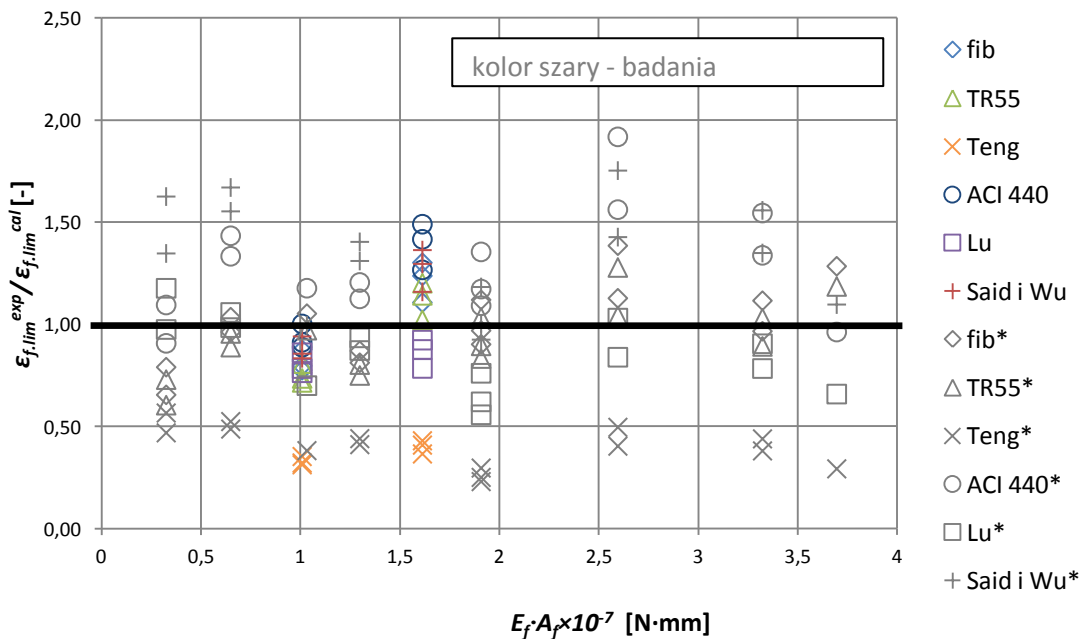
Porównanie wyników badań własnych i badań innych autorów, z granicznym odkształceniem obliczonym na podstawie wybranych modeli analitycznych, przedstawiono na rysunku 8.12. Wyniki analizy wykazały, że jedynie model Teng'a [75] w całym zakresie obciążeń gwarantuje bezpieczną ocenę odkształceń granicznych zbrojenia CFRP ($\epsilon_{f,lim}^{exp}/\epsilon_{f,lim}^{cal} \leq 1$), niezależnie od jego sztywności. Różnica pomiędzy obliczonym a określonym w eksperymencie odkształceniem granicznym taśmy CFRP wzrasta wraz z jego sztywnością $E_f A_f$.



Rys. 8.11. Przyrost odkształceń taśmy CFRP w funkcji momentu zginającego na długości belki

W celu oceny zgodności wyników obliczeń analitycznych zdefiniowano współczynnik (e_{rr}) nazywany dalej błędem modelu, który wyraża procentową różnicę pomiędzy wartością uzyskaną w eksperymencie a obliczoną. Wartości dodatnie współczynnika (e_{rr}) odpowiadają wynikom obliczeń większym od eksperymentalnych, natomiast ujemne mniejszym.

Średni współczynnik e_{rr} określony dla wytycznych Teng'a [75] wyniósł 165% przy wskaźniku zmienności równym 59% ze wszystkimi wynikami po stronie bezpiecznej (dodatnimi). W przypadku modelu fib [35] średni współczynnik e_{rr} wyniósł 1% przy bardzo dużym rozrzucie wyników ($v=2576\%$) z połową wyników po stronie niebezpiecznej (rys. 8.12).



Rys. 8.12. Analiza odkształcenia kompozytu w funkcji $E_f A_f \times 10^{-7}$

Maksymalne naprężenia w taśmie według modelu Teng'a [75] określano za pomocą wzoru (8.1), który zaadaptowano do przepisów i oznaczeń krajowych:

$$\sigma_{f.lim} = \alpha \cdot \frac{\beta_p \beta_L}{E_f} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck}}}{t_f}} \quad (8.1)$$

$$\beta_p = \left[\frac{2 - (b_f/b_c)}{1 + (b_f/b_c)} \right]^{0,5} \quad (8.2)$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & l \geq l_{b.max} \\ \sin\left(\frac{\pi l}{2 \cdot l_{b.max}}\right) & l < l_{b.max} \end{cases} \quad (8.3)$$

$$l_{b.max} = 2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck}}}} \quad (8.4)$$

w którym:

b_f – szerokość taśmy CFRP

t_f – grubość taśmy CFRP

E_f – moduł sprężystości taśmy CFRP

b_c – szerokość wzmacnianego elementu

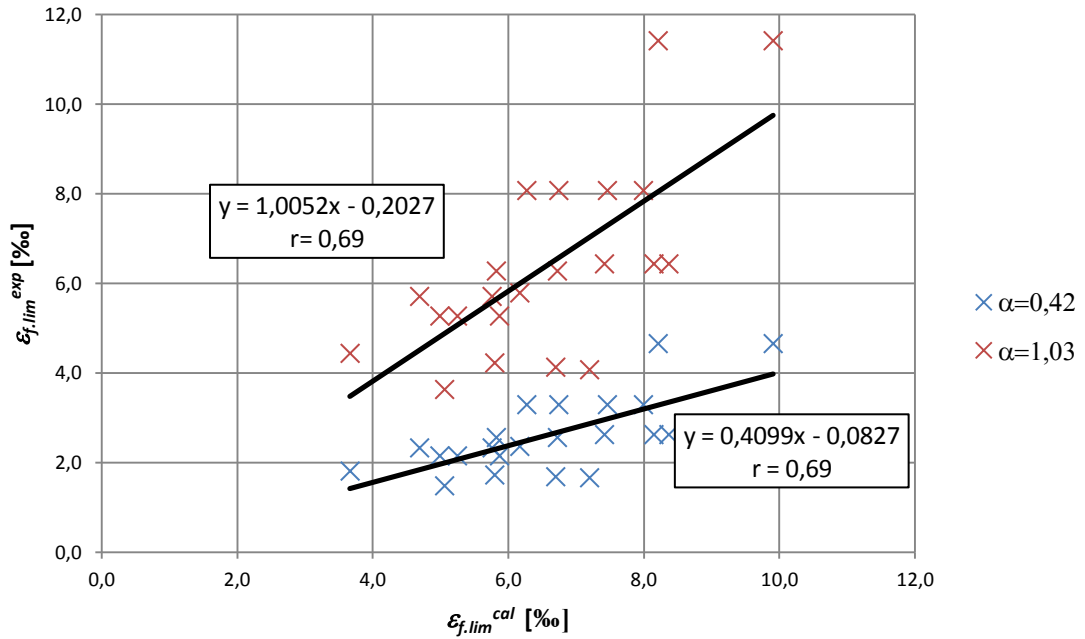
f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie

α – współczynnik empiryczny

Współczynnik α został określony empirycznie na podstawie dużej ilości wyników badań. Zalecana wartość współczynnika α zawiera się w przedziale $0,38 \div 1,1$. Teng [75] zaleca przyjmować współczynnik $\alpha = 0,38 \div 0,43$. Z kolei Kotynia w publikacji [221] wskazuje, że aby uzyskać najlepszą zgodność pomiędzy średnim odkształceniem obliczonym i uzyskanym w eksperymencie, współczynnik ten można przyjmować nawet równy 1,1. Aram, Czauderski, Motavalli zaproponowali przyjęcie tego współczynnika w wielkości $\alpha = 0,38$. [56].

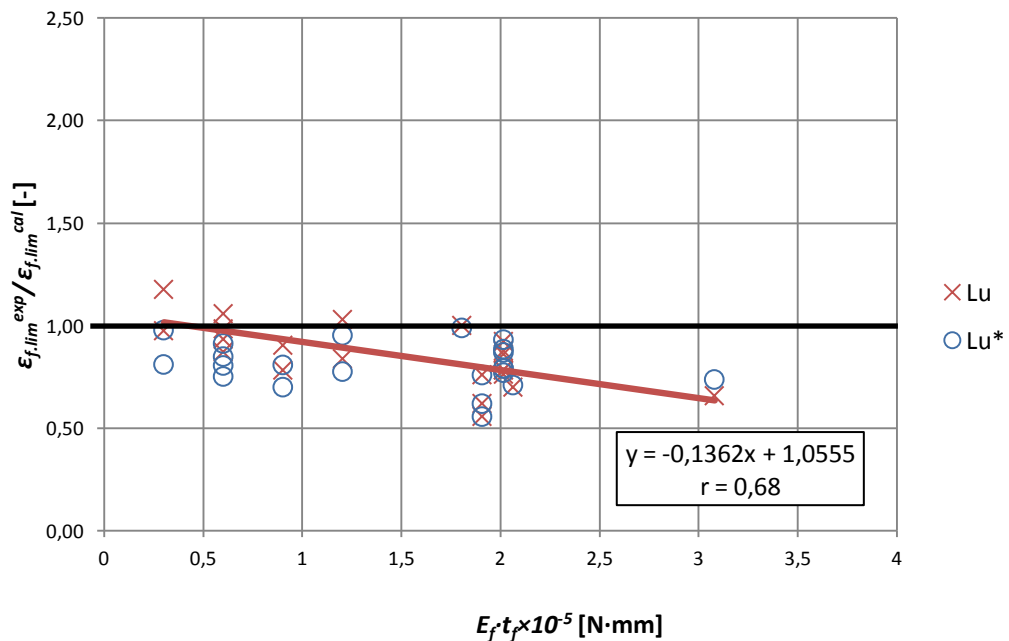
Porównanie obliczonych odkształceń granicznych ($\varepsilon_{f.lim}^{cal}$) określonych z wykorzystaniem modelu Teng'a [75], przy założeniu dwóch współczynników α i określonych w eksperymencie ($\varepsilon_{f.lim}^{exp}$) dla przyjętej do analizy bazy wyników, przedstawiono w formie graficznej na rys. 8.13. Dla obu zbiorów wyników wykonano korelacje liniowe uzyskując współczynniki korelacji $r = 0,69$, co wskazuje, że zależności te są prostoliniowe. Przy założeniu współczynnika $\alpha = 0,42$ uzyskano współczynnik kierunkowy prostej równy 0,4099, natomiast dla współczynnika $\alpha = 1,03$ współczynnik kierunkowy bliski jedności z wolnym wyrazem – 0,2028. Potwierdza to założenie, że przyjęcie współczynnika α z przedziału wartości $1 \div 1,1$, prowadzi do uzyskania największej zgodności pomiędzy odkształceniem granicznym obliczonym ($\varepsilon_{f.lim}^{cal}$) i eksperymentalnym ($\varepsilon_{f.lim}^{exp}$). Do podobnych wniosków doszli również inni autorzy [56, 221, 222].

W dalszej części pracy do analizy przyjęto współczynnik $\alpha = 0,42$, dla którego cały zbiór wyników miał błąd dodatni (po stronie bezpiecznej).



Rys. 8.13. Porównanie obliczeniowego i eksperymentalnego odkształcenia granicznego $\epsilon_{f,lim}$ taśmy CFRP (model Teng'a)

W przypadku modelu Lu określając graniczne odkształcenie taśmy uzyskano średni wynik 20% mniejszy od odkształceń uzyskanych w eksperymencie, przy dwóch wynikach wyższych od eksperymentalnych ($e_{rr} = -3$ oraz -18% , rys. 8.14). Dla otrzymanego rozrzutu wyników obliczeń wykonano analizę korelacyjną uzyskując współczynnik korelacji $r=0,68$, co wskazuje na silną zależność pomiędzy dokładnością modelu a iloczynem $E_f t_f$.



Rys. 8.14. Analiza odkształcenia granicznego $\epsilon_{f,lim}$ taśmy CFRP w funkcji $E_f \times t_f \times 10^{-5}$ dla modelu Lu [197] i zmodyfikowanej modelu Lu*

Na podstawie otrzymanej zależności określono empiryczny współczynnik α_{mod} , zależny od iloczynu modułu sprężystości (E_f) i grubości taśmy (t_f), który poprawia zgodność wyników obliczeń z przyjętą do analizy bazą wyników eksperymentalnych.

Współczynnik ten określony jest wzorem:

$$\alpha_{mod} = 0,8(1 + 0,13E_f t_f \times 10^{-5}), \quad (8.5)$$

natomiast odkształcenie graniczne wyrażone jest w tym przypadku zależnością:

$$\varepsilon_{f.lim} = \alpha_{mod} 0,114(4,41 - \alpha_L) \tau_{max} / \sqrt{E_f t_f}, \quad (8.6)$$

w której:

$$\alpha_L = \frac{3,41L_{ee}}{L_d}, \quad (8.7)$$

$$L_{ee} = 0,228\sqrt{E_f t_f}, \quad (8.8)$$

$$\tau_{max} = 1,5\beta_w f_{ctm}, \quad (8.9)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2,25 - b_f/b_c}{1,25 + b_f/b_c}}, \quad (8.10)$$

b_f – szerokość taśmy CFRP,

t_f – grubość taśmy CFRP,

E_f – moduł sprężystości taśmy CFRP,

b_c – szerokość wzmacnianego elementu,

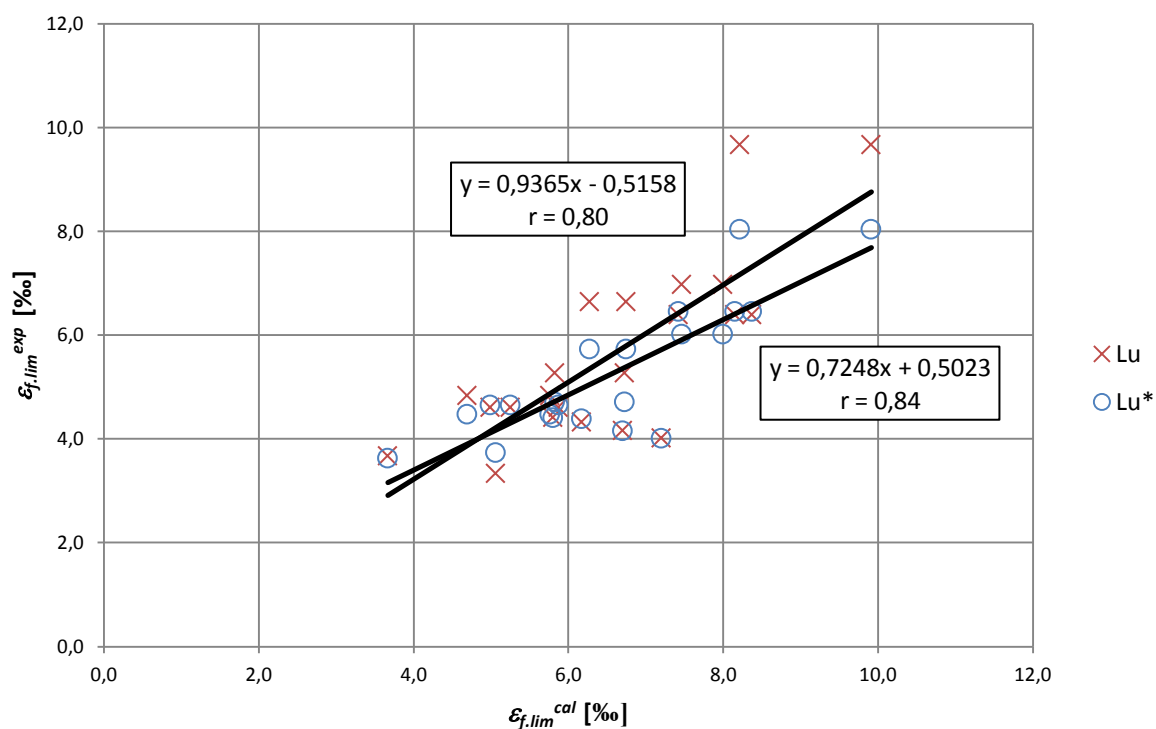
L_d – długość odcinka ścinania,

f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Poprzez wprowadzenie współczynnika empirycznego α_{mod} do zmodyfikowanego modelu analitycznego Lu* wszystkie wyniki obliczeń zawierają się po stronie bezpiecznej (por. rys. 8.14), przy średniej wartości współczynnika e_{rr} równej 26%. Po modyfikacji modelu Lu uzyskano odkształcenie graniczne ($\varepsilon_{f.lim}$) z większą dokładnością, niż w przypadku modelu Teng'a, dla którego średnia wartość współczynnika e_{rr} wyniosła aż 165%, przy wszystkich wartościach dodatnich. Weryfikację zgodności modelu Lu oraz zmodyfikowanego modelu Lu* przedstawiono w formie graficznej (rys. 8.15). Oś pozioma x – przedstawia obliczone odkształcenie graniczne ($\varepsilon_{f.lim}^{cal}$) natomiast oś y – odkształcenie graniczne określone w eksperymencie ($\varepsilon_{f.lim}^{exp}$). Dla otrzymanych rozrzutów wyników wykonano analizy korelacyjne uzyskując wysokie współczynniki korelacji, dla modelu Lu $r = 0,80$, natomiast dla zmodyfikowanego modelu Lu* $r = 0,84$.

Najlepszą (idealną) zgodność modelu obliczeniowego z eksperymentem wyznacza prosta o równaniu $y = x$, jednak z uwagi na to, że modele obliczeniowe zwykle obarczone są błędami, uzyskanie prostej o takim równaniu nie jest możliwe. Dla prostej opisującej zgodność modelu Lu z eksperymentem uzyskano współczynnik kierunkowy równy 0,935 oraz wyraz wolny – 0,5158, natomiast dla zmodyfikowanego modelu Lu* współczynnik kierunkowy

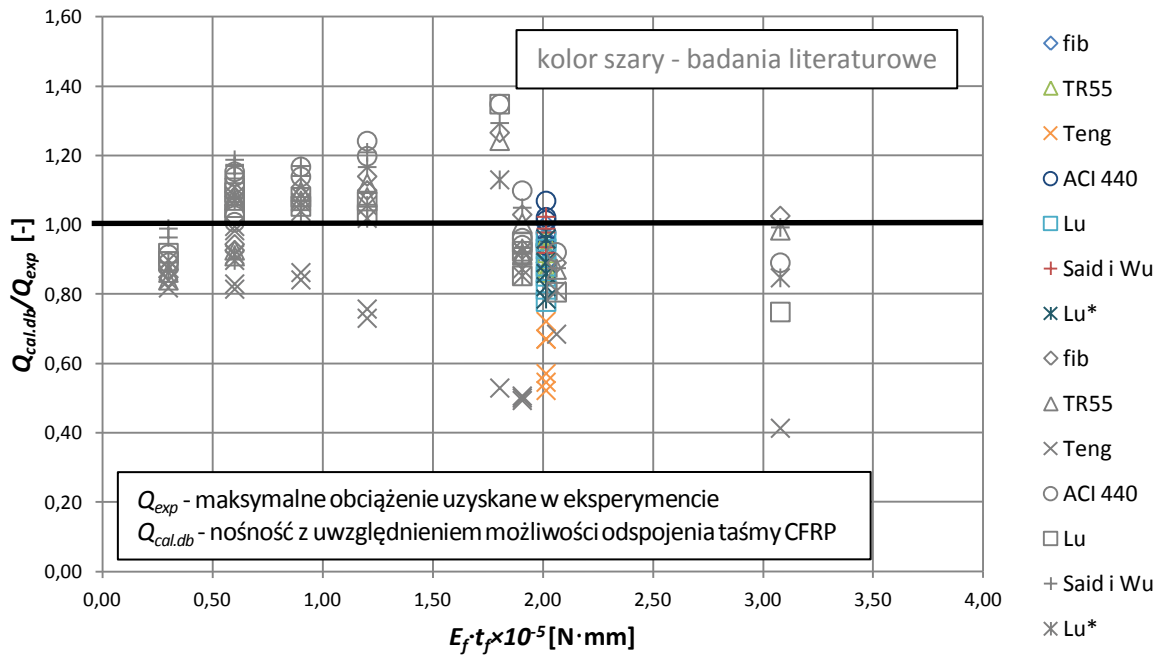
0,7248, zaś wyraz wolny 0,5023. Otrzymane wyniki analizy korelacyjnej potwierdzają dużą zgodność wyników obliczeń z eksperymentem.



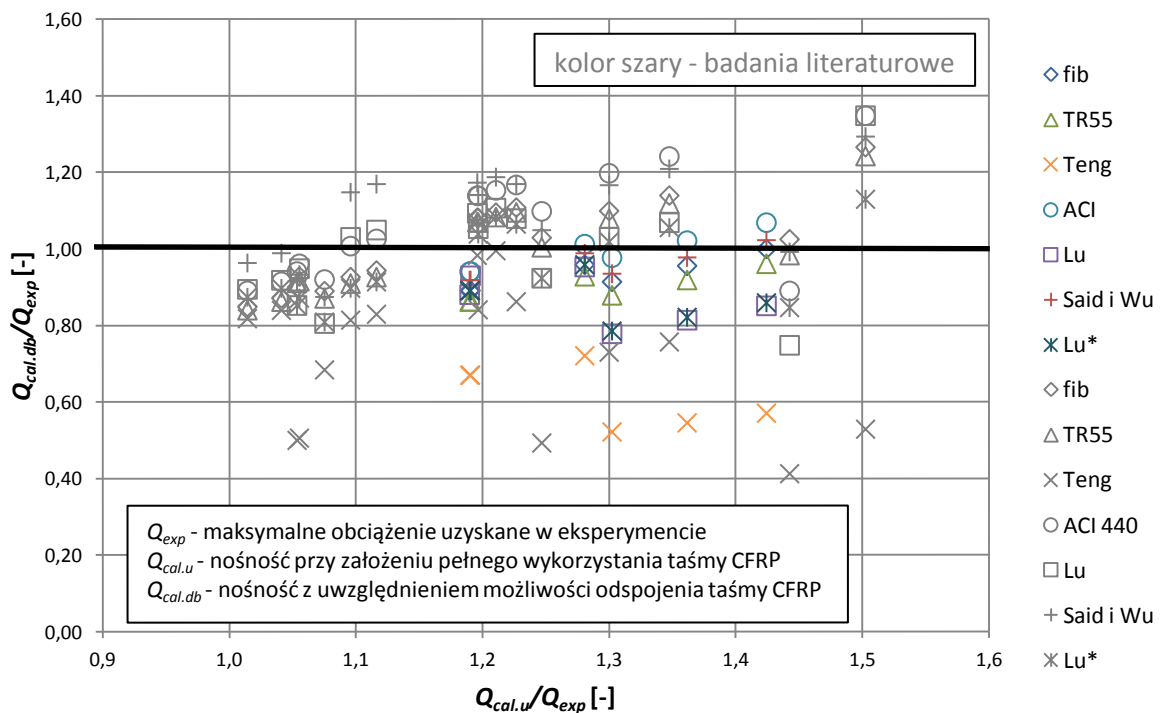
Rys. 8.15. Porównanie obliczeniowego ($\epsilon_{f,lim}^{cal}$) i eksperymentalnego ($\epsilon_{f,lim}^{exp}$) odkształcenia taśmy CFRP (model Lu oraz zmodyfikowany model Lu*)

8.2.4 Nośność z uwzględnieniem możliwości utraty przyczepności

Analizę wyników obliczeń w odniesieniu do nośności belek wzmocnionych objętych badaniami własnymi oraz innych autorów (tablica 8.3) przedstawiono w formie graficznej na rys. 8.16 i 8.17. Obliczeniowa nośność elementu jest silnie skorelowana z granicznym odkształceniem taśmy CFRP, dlatego też wyniki przedstawione na rys. 8.16 są zbieżne z wynikami analizy przedstawionymi na rys. 8.12. Wyniki te mają jednak zdecydowanie mniejszy rozrzut. Średni błąd modelu fib [35] wyniósł 0,72%, jednak dla 9 z 22 wyników współczynnik e_{rr} przyjmował wartość ujemną, która wskazuje na przeszacowanie nośności nawet o 26,5%. Najkorzystniej w tym porównaniu wypadły zalecenia Teng'a [75], dla których współczynnik e_{rr} miał największą wartość (30,49%) z pośród wszystkich modeli analitycznych przyjętych do analizy, przy wszystkich jego wartościach dodatnich (czyli znajdujących się po stronie bezpiecznej).



Rys. 8.16 Analiza nośności belek wzmocnionych taśmą CFRP w funkcji $E_f t_f \times 10^{-5}$



Rys. 8.17. Analiza nośności belek wzmocnionych taśmą CFRP w funkcji $Q_{cal.u}/Q_{exp}$

Z przeprowadzonej analizy wynika, że przyjęcie stałej wartości odkształcenia granicznego ($\epsilon_{f.lim}$), co zostało zaproponowane w biuletynie fib [35], pozwala na określenie nośności z niewielkim błędem średnim, jednak w przypadku takiego podejścia istnieje ryzyko przeszacowania nośności. Model Teng'a pozwolił [75] na obliczenie nośności w sposób gwarantują-

cy bezpieczeństwo dla każdego z analizowanych elementów. Zmodyfikowany model Lu* pozwolił na obliczenie nośności w sposób bezpieczny tylko w przypadku elementów wzmocnionych taśmami CFRP.

Większość autorów zajmujących się analizą wzmocnionych belek żelbetowych poprzez doklejenie kompozytów FRP [33÷36, 55, 64, 223] zaleca, aby naprężenia w zbrojeniu rozciągającym ograniczać do wartości odpowiadającej granicy plastyczności zbrojenia rozciąganego ($\sigma_s < f_{yk}$). Ograniczenie takie jest w pełni zasadne, ponieważ zachowanie się elementu i jego praca po uplastycznieniu stali zbrojeniowej, nie gwarantuje w pełni bezpieczeństwa użytkownika, wskazuje na to bardzo gwałtowny przebieg zniszczenia w badanych elementach. Pierwsze oznaki wyczerpania nośności belek wzmocnionych objętych badaniami własnymi, pojawiały się przy obciążeniach bliskich 90% nośności, przy szerokościach rys nie przekraczających dopuszczalnych ($w_{lim} = 0,3$ mm). Taki przebieg zniszczenia elementu po uplastycznieniu zbrojenia zwykłego, może doprowadzić do sytuacji zagrażającej użytkownikom wzmocnionych w ten sposób elementów konstrukcji. Takie zagrożenie mogłoby nastąpić na przykład w skutek niewielkiego przeciążenia elementu, mechanicznego uszkodzenia zbrojenia kompozytowego lub zainicjowania pożaru.

Zaleca się, aby w obiektach kubaturowych przy projektowaniu wzmocnień dobierać wzmocnienie w taki sposób, aby naprężenia w zbrojeniu rozciągającym w normalnych warunkach użytkowania, nie przekraczały charakterystycznej granicy plastyczności stali ($\sigma_s < f_{yk}$).

8.3 Zarysowanie belek wzmocnionych taśmą CFRP

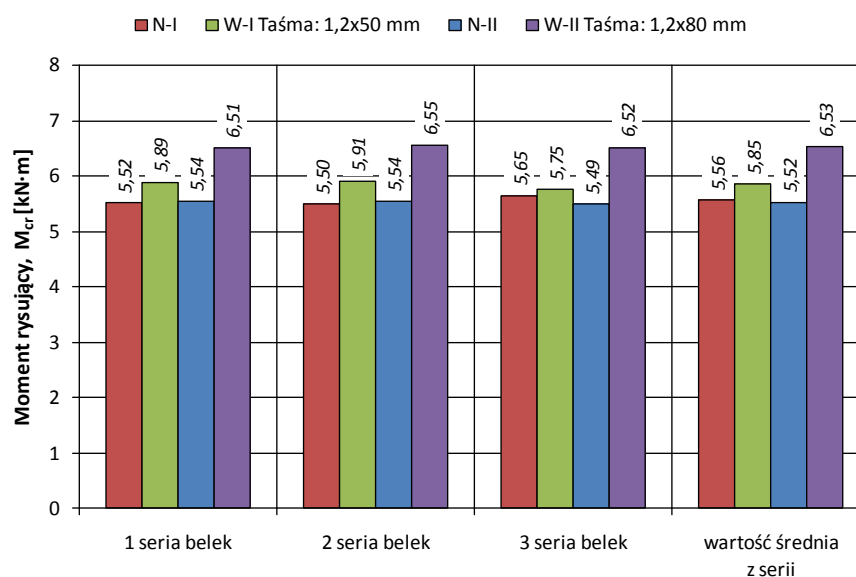
Wzmocnienie zewnętrzne wykonane z materiałów kompozytowych stosowane jest głównie w celu zwiększenia nośności elementów zginanych, jednak z uwagi na umiejscowienie taśmy CFRP na zewnętrznej, rozciąganej powierzchni (w miejscu maksymalnych odkształceń strefy rozciąganej), ten rodzaj wzmocnienia bardzo korzystnie wpływa również na ograniczenie szerokości rozwarcia rys prostopadłych [33, 37, 67]. Konieczność wzmocnienia może wystąpić na skutek wielu czynników (por. rozdz. 2). Wzmocnienie z uwagi na ograniczenie szerokości rozwarcia rys może być zastosowane, gdy konstrukcja nie została poddana jeszcze obciążeniom powodującym przekroczenie granicznych szerokości rys. Potrzeba taka może wystąpić, gdy następuje zmiana obciążeń eksploatacyjnych np. stropu, bądź wycinane są otwory w ścianach lub stropach.

Mechanizm zarysowania belek wzmocnionych jest zbliżony do mechanizmu zarysowania w elementach żelbetowych bez wzmocnienia [33, 224]. W elementach z betonu zwykłego w pierwszej kolejności powstają rysy pierwszego rzędu. Inicjowane są one przy zewnętrznych powierzchniach elementu i propagują w kierunku zbrojenia. Wkładki zbrojeniowe poprzez przyczepność, krępują swobodę odkształceń warstwy betonu znajdującej się w bezpośrednim ich sąsiedztwie. Wraz ze wzrostem obciążenia, gdy naprężenia w warstwie betonu bezpośrednio stykającym się ze zbrojeniem, osiągną wytrzymałość tego betonu na rozciąganie, powstają rysy wyższego rzędu. Inicjowane one są w sąsiedztwie zbrojenia i propagują ku zewnętr-

nej powierzchni elementu. W tym wypadku, to beton ogranicza swobodę odkształceń zbrojenia. Powstawanie rys wyższych rzędów ustaje, gdy siły przenoszone ze zbrojenia na beton na odcinkach pomiędzy rysami są mniejsze od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Stan ten w dalszej części pracy nazywany będzie stanem lub fazą ustabilizowanego zarysowania.

W przypadku belek wzmocnionych kompozytami FRP w pierwszej fazie pracy swoboda odkształceń betonu jest krępowana przez zbrojenie zwykłe oraz doklejony kompozyt FRP. W elementach objętych badaniami, odkształcenia betonu były w większym stopniu krępowane przez taśmę CFRP. Wniosek taki sformułowano na podstawie badań własnych, w których zaobserwowano, że w początkowych fazach pracy belek (bezpośrednio po zarysowaniu) rysy w bezpośrednim sąsiedztwie taśmy CFRP miały mniejszą szerokość rozwarcia niż na wysokości prętów zbrojeniowych. Rysy drugiego rzędu propagowały od taśmy wzmacniającej w kierunku zbrojenia rozciąganego.

Zgodnie z teorią żelbetu przejście z pierwszej do drugiej fazy pracy elementu zginanego następuje na skutek zarysowania belki. Moment zginający odpowiadający obciążeniu, przy którym powstaje pierwsza rysa nazywany jest momentem rysującym. Podczas badania wielkość tego momentu określana była poprzez obserwację powierzchni bocznej elementów, na której uwidaczniały się rysy. Wartość momentu rysującego weryfikowano poprzez analizę wykresów opisujących przyrost odkształceń, mierzonych za pomocą tensometrów elektrooporowych umieszczonych na powierzchni taśmy oraz przemieszczeń pionowych rejestrowanych za pomocą czujników przemieszczeń liniowych. W chwili zarysowania, z uwagi na zmianę sztywności elementu, gwałtownie przyrastała strzałka ugięcia, a tym samym przemieszczenia pionowe. Wraz ze zmianą sztywności w sąsiedztwie rysy gwałtownie przyrastały również naprężenia w zbrojeniu rozciągającym oraz taśmie CFRP. Wszystkie belki żelbetowe, niezależnie od stopnia zewnętrznego wzmocnienia taśmami CFRP, zarysowały się przy zbliżonej wartości obciążenia (rys. 8.18).

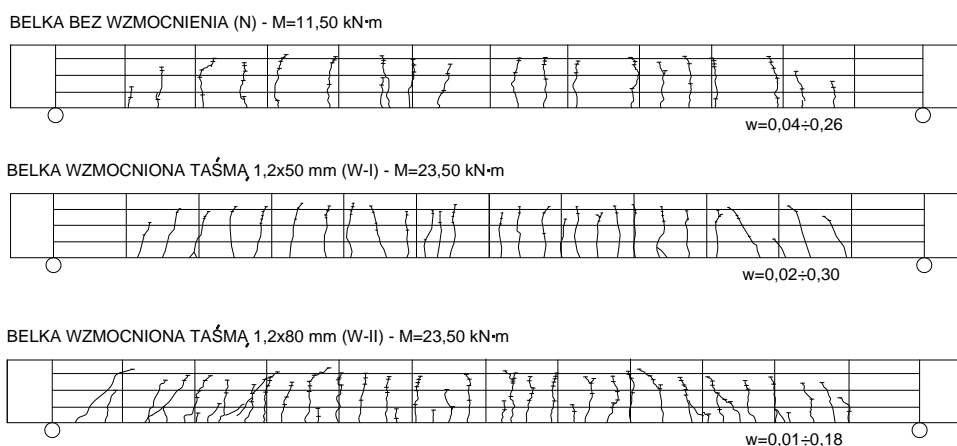


Rys. 8.18. Moment rysujący w belkach objętych programem badań

Obliczeniowy moment rysujący dla belek wzmocnionych serii W-I wyniósł $M_{cr}^o=4,43$ kN·m i był mniejszy od eksperymentalnego $M_{cr}^e=5,85$ kN·m. W przypadku belek wzmocnionych serii W-II momenty te wyniosły odpowiednio: $M_{cr}^o=3,78$ kN·m i $M_{cr}^e=6,53$ kN·m.

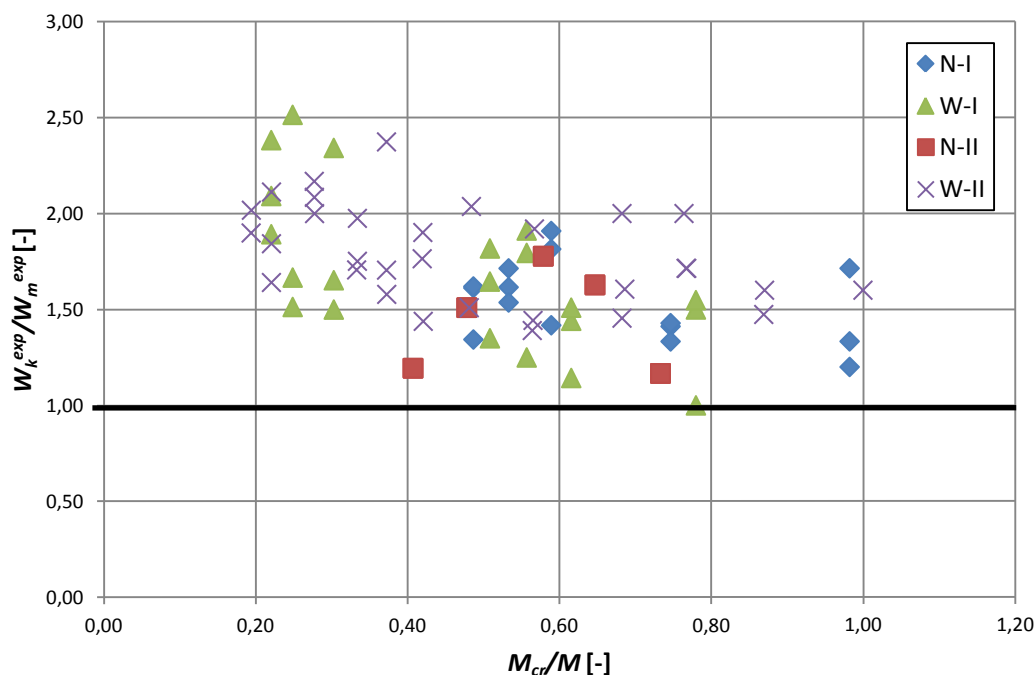
Proces zarysowania elementów wzmocnionych i bez wzmocnienia przebiegał podobnie. Jednak podczas obciążania elementów zarejestrowano istotne różnice w zasięgu na wysokości, szerokościach rozwarcia oraz średnich rozstawach rys prostopadłych. Bezpośrednio po zarysowaniu, rysy po obu stronach belek wzmocnionych, były niewidoczne nieuzbrojonym okiem (średnia szerokość ich rozwarcia $w_m \leq 0,02$ mm). Szerokość pierwszych rys na powierzchni elementów bez wzmocnienia była dwukrotnie większa ($w_m = 0,04$ mm). Różnice szerokości rys na powierzchni elementów wzmocnionych i bez wzmocnienia pogłębiała się wraz ze wzrostem obciążenia. Zasięg rys bezpośrednio po zarysowaniu w belkach nie wzmocnionych przekraczał połowę wysokości przekroju. Rysy te były o 30% dłuższe od zaobserwowanych w badaniu belek serii W-I oraz 50% w przypadku belek W-II. Na taki rozwój rys prostopadłych miał wpływ sposób wzmocnienia belki poprzez doklejenie taśmy na zewnętrznej rozciąganej powierzchni belek oraz efektywny stopień zbrojenia strefy rozciąganej przekroju, zwiększony przez taśmę CFRP.

Stan ustabilizowanego zarysowania (rys. 8.19) w belkach wzmocnionych wystąpił przy obciążeniu dwukrotnie większym (19,5 kN·m) od obciążenia powodującego ten sam stan w elementach bez wzmocnienia (9,5 kN·m). Średni końcowy rozstaw rys prostopadłych był mniejszy o 46% w belkach wzmocnionych typu W-I i 53% w belkach typu W-II, niż w belkach poddanych obciążeniu bez wzmocnienia, dla których wyniósł $s_{rm}=143$ mm.



Rys. 8.19. Układ rys na powierzchni wybranych belek w fazie ustabilizowanego zarysowania

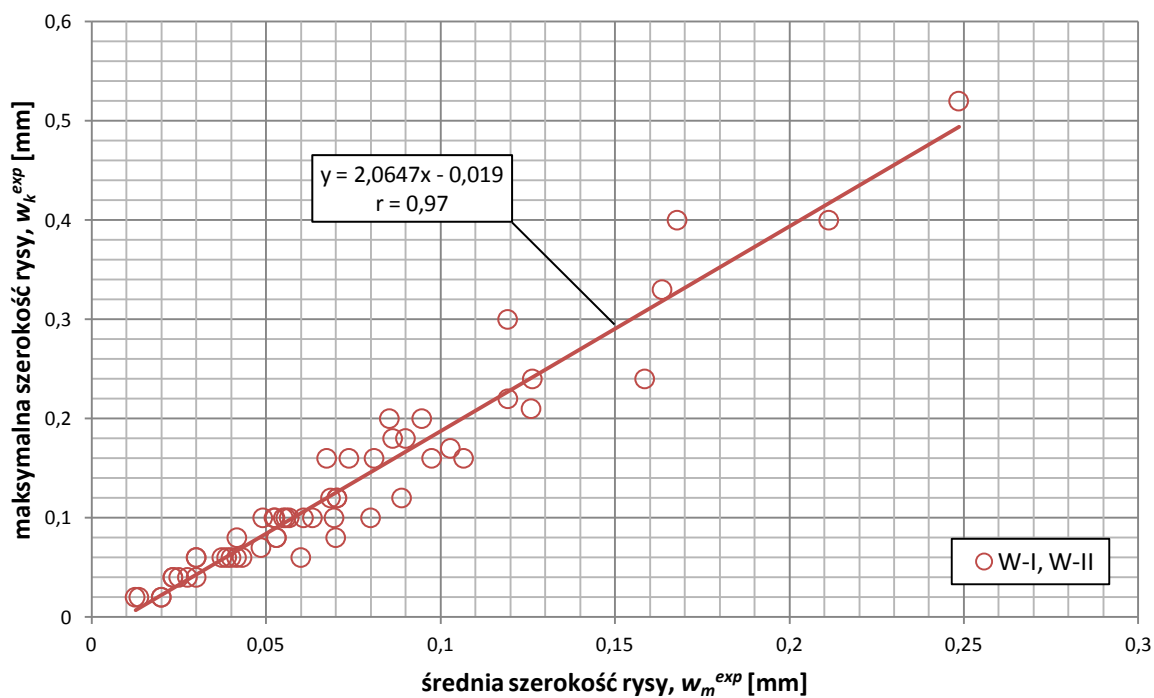
Maksymalna szerokość rozwarcia rys prostopadłych określana jest jako iloczyn średniej szerokości rozwarcia rys oraz współczynnika β . Współczynnik ten określa stosunek maksymalnej rysy (w_k) do szerokości średniej rysy (w_m) (rys. 8.20).



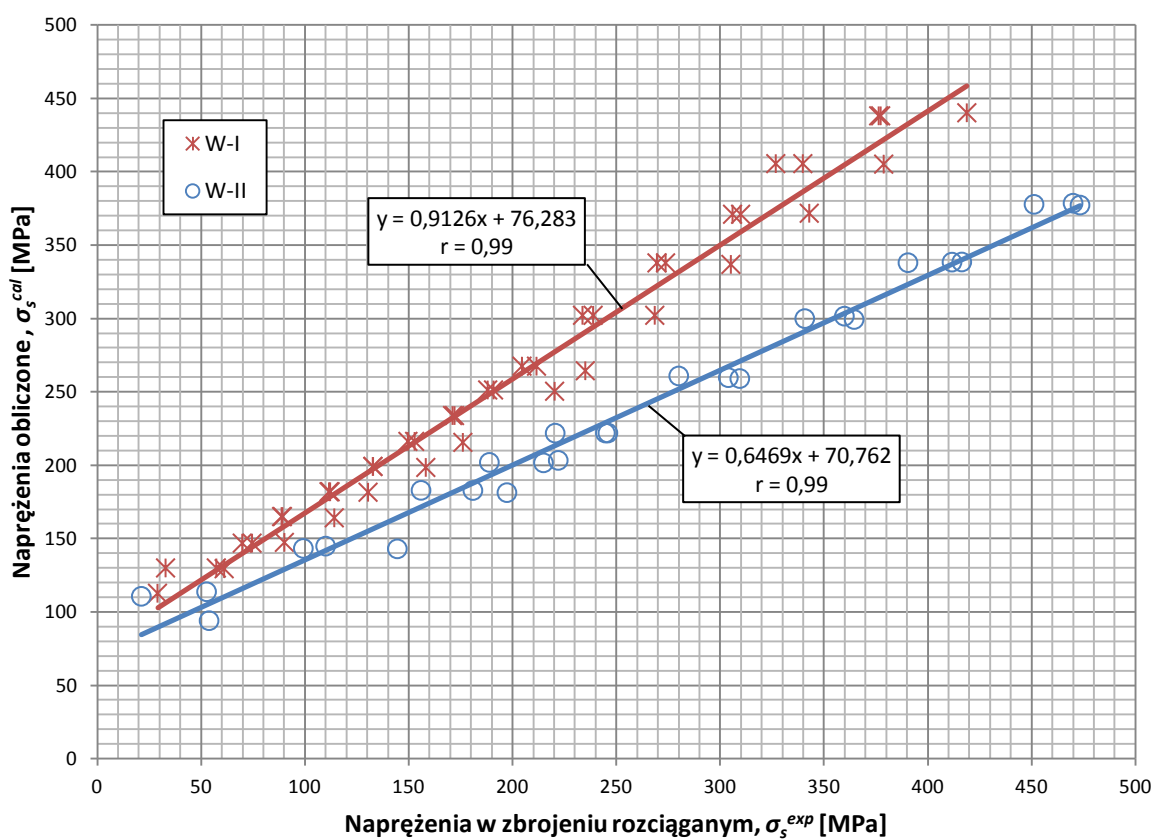
Rys. 8.20. Wartość współczynnika β w funkcji M_{cr}/M

Na podstawie analizy statystycznej stwierdzono, że w fazie ustabilizowanego zarysowania elementom wzmocnionym, jak i bez wzmocnienia, odpowiadają inne wartości tego współczynnika. Wartość średnia współczynnika β w belkach bez wzmocnienia wynosi 1,7 – przy wskaźniku zmienności $v=12\%$, natomiast w przypadku belek wzmocnionych $\beta=1,8$ przy wskaźniku $v=9\%$ i przedziale ufności $\beta=1,6\div 2,0$. Porównanie maksymalnej ze średnią szerokością rys prostokątnych dla belek wzmocnionych serii W-I i W-II przedstawiono na rys. 8.21. Dla rozrzutu wyników wykonano regresję liniową uzyskując wysoką wartość współczynnika korelacji (r), co wskazuje, że zależność ta ma przebieg liniowy. Wartość określonego współczynnika kierunkowego prostej ($a=2,06$) jest większa od obliczonego dla faz eksploatacji współczynnika $\beta=1,8$.

Przyrost szerokości rozwarcia rys prostokątnych na powierzchni elementów belkowych jest bezpośrednio związany z przyrostem odkształceń (zbrojenia i taśmy) w strefie rozciąganej oraz przyczepnością zbrojenia rozciąganego do betonu. W eksperymencie zaobserwowano, że przyrost odkształceń taśmy CFRP, jak i zbrojenia rozciąganego w belkach wzmocnionych, można opisać trzema prostoliniowymi odcinkami (por. rys. 8.10). Odcinek pierwszy odpowiada obciążeniom w przedziale: od przyłożenia obciążenia do momentu rysującego, powodującego pojawienie się pierwszej rysy. Drugi odcinek pomiędzy momentem rysującym, a momentem zginającym wywołującym w zbrojeniu rozciągającym naprężenia większe od granicy plastyczności zastosowanej stali. Trzeci zaś, zawiera się w przedziale od momentu powodującego przekroczenie granicy plastyczności stali do zniszczenia elementu (rys. 8.10). Porównanie odkształceń zbrojenia rozciąganego (σ_s), obliczonych i określonych na podstawie eksperymentu dla belek wzmocnionych obu serii, w zakresie od momentu rysującego do granicy plastyczności stali zbrojeniowej, przedstawiono na rysunku 8.22.



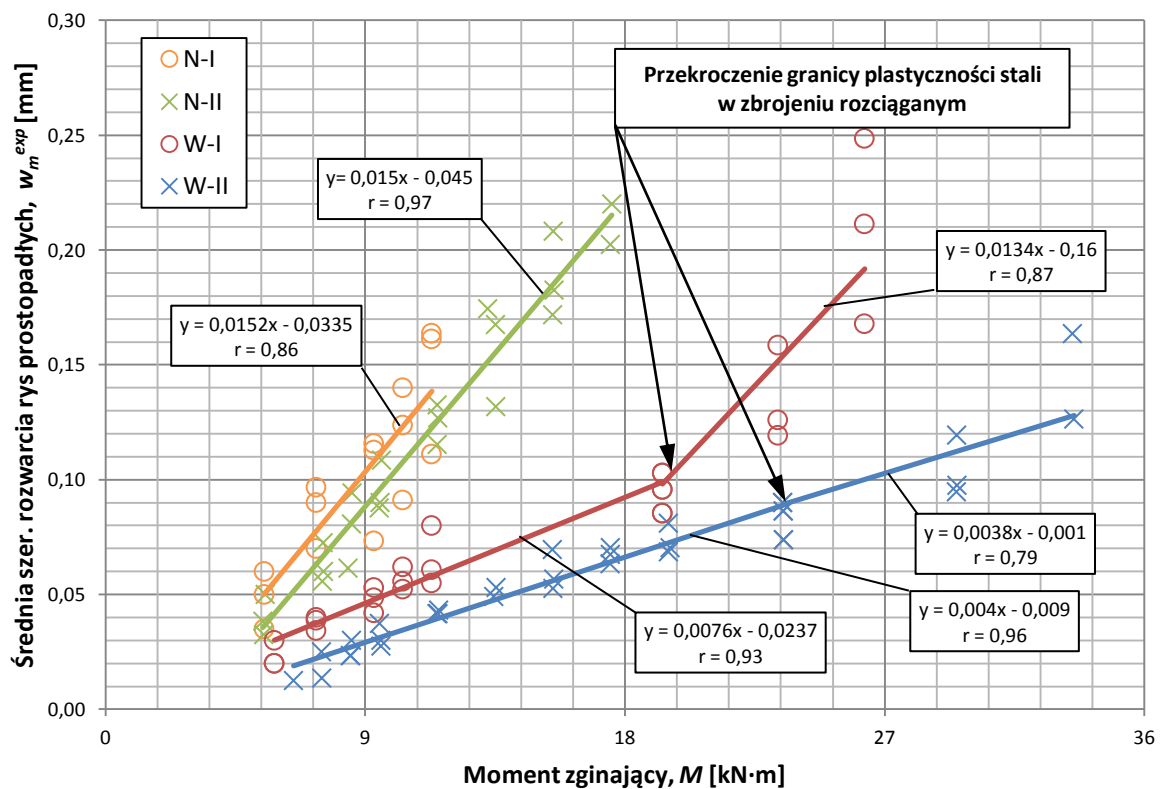
Rys. 8.21. Porównanie średniej i maksymalnej szerokości rozwarcia rys prostopadłych



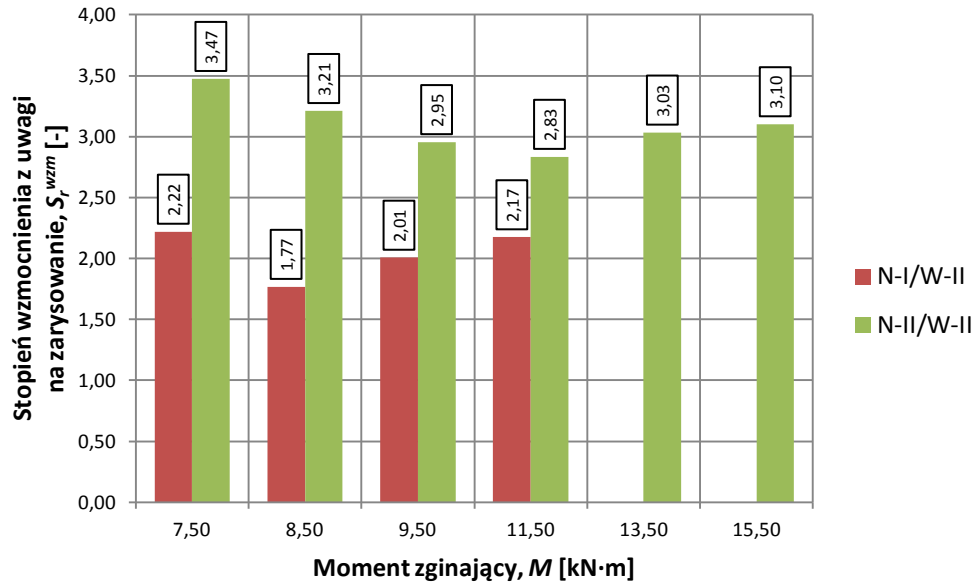
Rys. 8.22. Porównanie naprężeń określonych na podstawie odkształcenia zbrojenia rozciąganego i obliczonych

Przyjmując założenie, że efektywna przyczepność zbrojenia i taśmy CFRP oraz efektywny stopień zbrojenia strefy rozciąganej są niezmiennie, można wnioskować, że przyrost średniej szerokości rozwarcia rys opisują dwie linie proste. Pierwsza z nich ma początek w punkcie odpowiadającym momentowi rysującemu, a koniec w punkcie odpowiadającym momentowi wywołującemu w zbrojeniu rozciągającym naprężenia odpowiadające granicy plastyczności. Druga linia ma początek w punkcie kończącym pierwszą prostą i kończy się na rzędnej odpowiadającej momentowi niszcącemu. Wyniki przeprowadzonej analizy korelacyjnej, zgodnie z przyjętymi wcześniej założeniami, przedstawiono na rysunku 8.23. Dla obu serii belek wzmocnionych uzyskano wysokie współczynniki korelacji liniowej (r), w szczególności dla odcinków poniżej granicy plastyczności stali zbrojeniowej.

Analizując wykresy przedstawione na rys. 8.23 można wnioskować, że wraz ze wzrostem przekroju taśmy, załamanie wykresu ulega zmniejszeniu. Taki przebieg wykresów związany jest z dużym wpływem zbrojenia kompozytowego na ograniczenie szerokości rozwarcia rys, co potwierdzają obliczone współczynniki wzmocnienia z uwagi na zarysowanie (rys. 8.24).

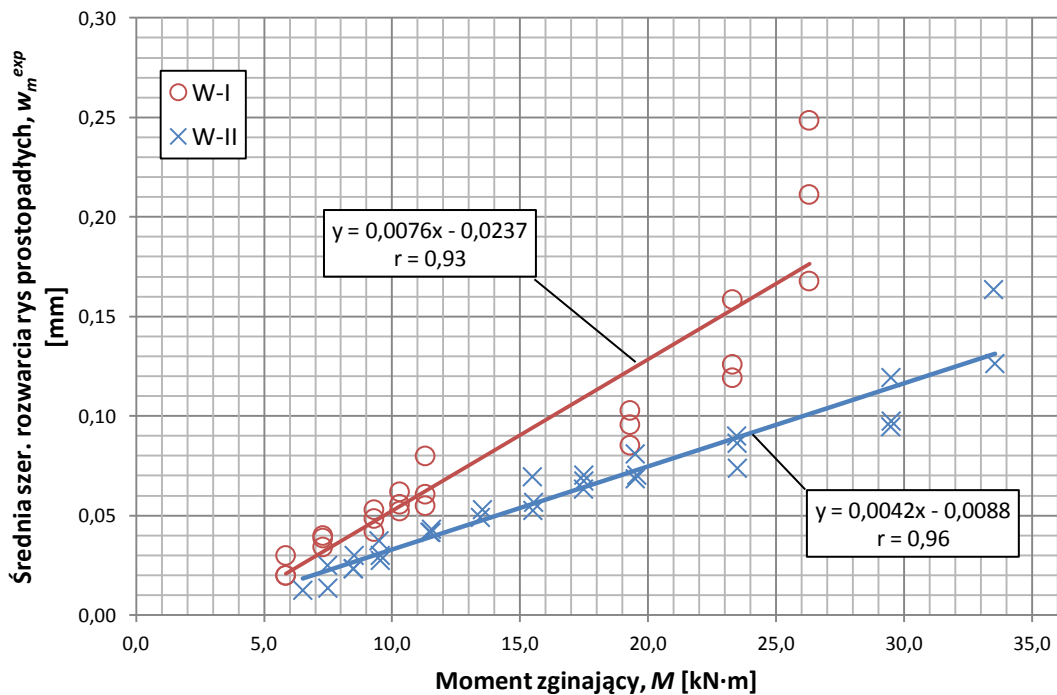


Rys. 8.23. Przyrost średniej szerokości rys w belkach wzmocnionych i bez wzmocnienia w funkcji momentu zginającego



Rys. 8.24. Uzyskany w badaniach stopień wzmocnienia z uwagi na ograniczenie szerokości rozwarcia rys prostopadłych

Proces zarysowania belek zginanych wzmocnionych taśmą CFRP przebiega w sposób o wiele bardziej złożony, dlatego też równie wysokie współczynniki korelacji uzyskuje się przyjmując założenie, że przyrost średniej szerokości rozwarcia rys prostopadłych opisuje jedna prosta (rys. 8.25).

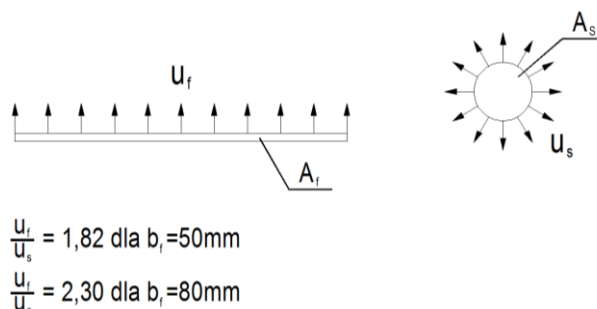


Rys. 8.25. Przyrost średniej szerokości rys w belkach wzmocnionych w funkcji momentu zginającego

Na taki przebieg procesu zarysowania w belkach wzmocnionych wpływ ma powstawanie rys wyższych rzędów, również po uplastycznieniu stali zbrojeniowej. Na skutek czego przyrost odkształceń powoduje tylko w nieznacznym stopniu zwiększenie szerokości rys już istniejących, natomiast w większym stopniu skutkuje powstaniem nowych oraz przyrostem szerokości rys nowopowstałych.

Szerokości rozwarcia rys prostokątnych obliczono za pomocą trzech metod analitycznych: fib [35] (por. rozdz. 4), EN 1992-1-1 [24] i zmodyfikowaną metodą fib*. W przypadku metody pierwszej obliczenia przeprowadzono zgodnie z wytycznymi fib, przyjmując do analizy określone w badaniach cechy techniczne materiałów.

Obliczenia według wytycznych normy EN-1992-1-1 [24] przeprowadzono przyjmując sprowadzony przekrój zbrojenia zwykłego, powiększony o przekrój zbrojenia taśmy CFRP z uwzględnieniem różnicy modułu sprężystości podłużnej. Różnicę tą uwzględniono poprzez przemnożenie przekroju taśmy przez współczynnik α_{fs} , wyrażający iloraz modułu sprężystości taśmy CFRP E_{ft} oraz modułu sprężystości zbrojenia zwykłego E_s . Pominięto wpływ usytuowania taśmy na zewnętrznej powierzchni elementu oraz korzystnego kształtu jej przekroju w stosunku do przekroju pręta zbrojeniowego. Kształt taśmy CFRP korzystnie wpływa na ograniczenie szerokości rozwarcia rys, ponieważ przy tej samej powierzchni przekrój prostokątny o niewielkiej grubości ma większą powierzchnię czynną biorącą udział w przenoszeniu sił przyczepności (rys. 8.26).



Rys. 8.26. Porównanie obwodu czynnego pręta zbrojeniowego i taśmy CFRP gr. 1.2 mm przy założeniu że $A_f = A_s$

Zmodyfikowana na podstawie badań własnych metoda fib* opiera się na wytycznych biuletynu [35]. W analizie zmodyfikowano średnie naprężenia przyczepności pomiędzy powierzchnią taśmy, a powierzchnią belki. Przyjęto zalecenia zawarte w normie [105], zgodnie z którymi naprężenia przyczepności można określić według wzoru empirycznego (wzór 8.11 dostosowano do oznaczeń krajowych):

$$\tau_{fm} = 0,93 \cdot (f_{ck})^{0,44}, \quad (8.11)$$

w którym:

f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie betonu,

τ_{fm} – naprężenia przyczepności.

W wyniku analizy zarysowania belek objętych badaniami określono i porównano z wartościami eksperymentalnymi: średni końcowy rozstaw rys, średnie i maksymalne szerokości rys (tablica 8.6). Analizę tą przeprowadzono w fazach ustabilizowanego zarysowania przyjmując współczynnik $\beta=1,8$. Porównanie wyników obliczeń maksymalnej szerokości rys z wynikami badań dla całego zakresu obciążenia przedstawiono na rys. 8.27.

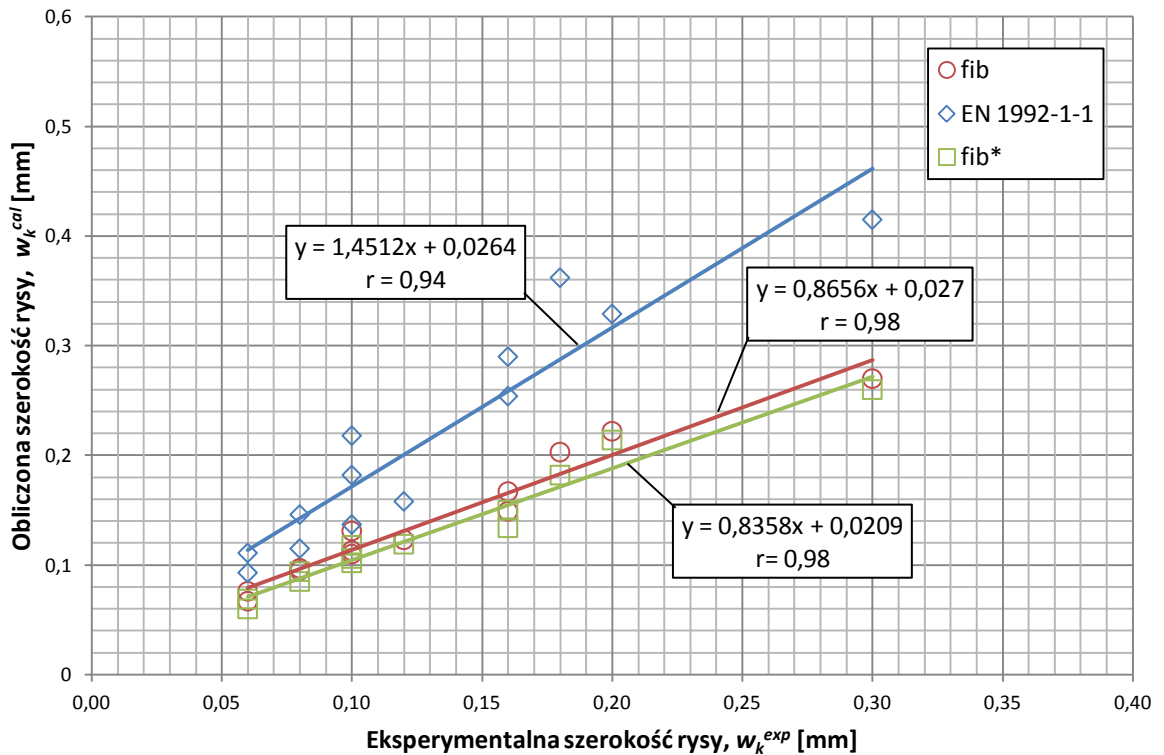
Średnie szerokości rys obliczone wg metody fib dla belek wzmocnionych serii W-I, były większe od zaobserwowanych w badaniach o: 20% – dla momentu zginającego równego 19,5 kN·m oraz o 7% – dla momentu równego 23,5 kN·m. W przypadku belek serii W-II szerokości te były większe odpowiednio: o 29% dla momentu zginającego równego, 19,5 kN·m i 38% dla momentu równego 23,5 kN·m. Maksymalną szerokość rozwarcia rys określono z średnim błędem w wielkości 23% dla belek serii W-I i 24% dla belek serii W-II. Średni końcowy rozstaw rys był mniejszy od uzyskanego w badaniach o 16÷19%. W wyniku przeprowadzonych analiz stwierdzono duże rozbieżności pomiędzy średnimi obliczonymi i pomierzonymi szerokościami rys. Różnice te były zdecydowanie mniejsze w przypadku porównania maksymalnych szerokości rys. Proponowany w fib [35] model obliczeniowy jest wystarczająco dokładny do zastosowań inżynierskich. Ustalanie jednak na jego podstawie przekroju taśmy wzmacniającej z uwagi na stan graniczny zarysowania, może prowadzić do jej przewymiarowania.

Tablica 8.6

Porównanie obliczonych i pomierzonych ugięć dla fazy eksploatacyjnej

Metoda obliczeniowa	Oznaczenie elementu	Moment zginający	Średni końcowy rozstaw rys			Średnia szerokość rys prostopadłych			Maksymalna szerokość rys prostopadłych		
			s_{rm}^{cal}	s_{rm}^{exp}	$\frac{s_{rm}^{cal} - s_{rm}^{exp}}{s_{rm}^{exp}}$	w_m^{cal}	w_m^{exp}	$\frac{w_m^{cal} - w_m^{exp}}{w_m^{exp}}$	w_k^{cal}	w_k^{exp}	$\frac{w_k^{cal} - w_k^{exp}}{w_k^{exp}}$
			[kN·m]	[cm]	[cm]	[%]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]
fib [35]	W-I	19,5	6,5	7,7	-16	0,12	0,10	20	0,22	0,17	29
		23,5	6,5	7,7	-16	0,15	0,14	7	0,27	0,23	17
	W-II	19,5	5,4	6,7	-19	0,09	0,07	29	0,17	0,13	31
		23,5	5,4	6,7	-19	0,11	0,08	38	0,20	0,17	18
EN [24]	W-I	19,5	12,2	7,7	58	0,18	0,10	80	0,33	0,17	94
		23,5	12,2	7,7	58	0,23	0,14	64	0,42	0,23	83
	W-II	19,5	11,6	6,7	73	0,16	0,07	129	0,29	0,13	123
		23,5	11,6	6,7	73	0,20	0,08	150	0,36	0,17	112
fib*	W-I	19,5	6,3	7,7	-18	0,12	0,10	19	0,21	0,17	24
		23,5	6,3	7,7	-18	0,15	0,14	7	0,26	0,23	13
	W-II	19,5	4,8	6,7	-28	0,08	0,07	14	0,15	0,13	15
		23,5	4,8	6,7	-28	0,10	0,08	25	0,18	0,17	6

Objaśnienia:
 s_{rm}^{exp} - eksperymentalny średni końcowy rozstaw rys, s_{rm}^{cal} - obliczeniowy średni końcowy rozstaw rys, w_m^{exp} - eksperymentalna średnia szerokość rozwarcia rys, w_m^{cal} - obliczeniowa średnia szerokość rozwarcia rys, w_k^{exp} - eksperymentalna maksymalna szerokość rozwarcia rys, w_k^{cal} - obliczeniowa maksymalna szerokość rozwarcia rys, fib* - zmodyfikowana na podstawie badań własnych metoda fib [35]



Rys. 8.27. Porównanie obliczeniowej i eksperymentalnej szerokości rys prostokątnych

Średnie szerokości rys, określone zgodnie z normą EN 1992-1-1 [24] dla belek wzmocnionych, były większe o 80÷150% od zaobserwowanych w badaniach. Maksymalne szerokości rys tą metodą określono z średnim błędem 88% w przypadku belek serii W-I oraz 117% w przypadku belek serii W-II. W wyniku przeprowadzonej analizy wykazano, że uproszczone podejście do określenia szerokości rozwarcia rys z pominięciem wpływu korzystnego usytuowania oraz kształtu zbrojenia CFRP prowadzi do dużych błędów obliczeniowych.

Średnie szerokości rys obliczone zgodnie ze zmodyfikowaną metodą fib* dla belek wzmocnionych różniły się od zaobserwowanych w badaniach od 7% do 25%. Maksymalna szerokość rysy określona została ze średnim błędem 18% w przypadku belek serii W-I oraz 10% w przypadku belek serii W-II. Średni błąd z jakim określono szerokość rozwarcia rys, zgodnie ze zmodyfikowaną metodą fib*, jest bliski 0%, jeśli się weźmie pod uwagę cały zakres pracy elementu pod obciążeniem, co wskazuje na dużą zgodność przyjętych założeń obliczeniowych z eksperymentem.

Zmodyfikowana na podstawie badań własnych metoda fib* pozwoliła określić maksymalną szerokość rys prostokątnych z średnim błędem 14,5%, który jest mniejszy o 41% od błędu z jakim określono szerokość tych rys za pomocą metody fib [35]. Dla obu metod obliczeniowych określone obliczeniowo szerokości rys prostokątnych były większe od eksperymentalnych.

Zaleca się obliczanie szerokości rozwarcia rys metodą fib lub zmodyfikowaną metodą fib*, przyjmując naprężenia τ_{fm} zgodnie ze wzorem (8.11). Obliczenia w przypadku obu me-

to pozwalają na dokładne – z punktu widzenia praktyki inżynierskiej – określenie szerokości rys prostopadłych.

W wyniku analizy określono średnią wartość współczynnika β , który dla analizowanych elementów miał wartość 1,8, wartość ta odbiega od wartości proponowanej w biuletynie fib [35] $\beta = 1,7$.

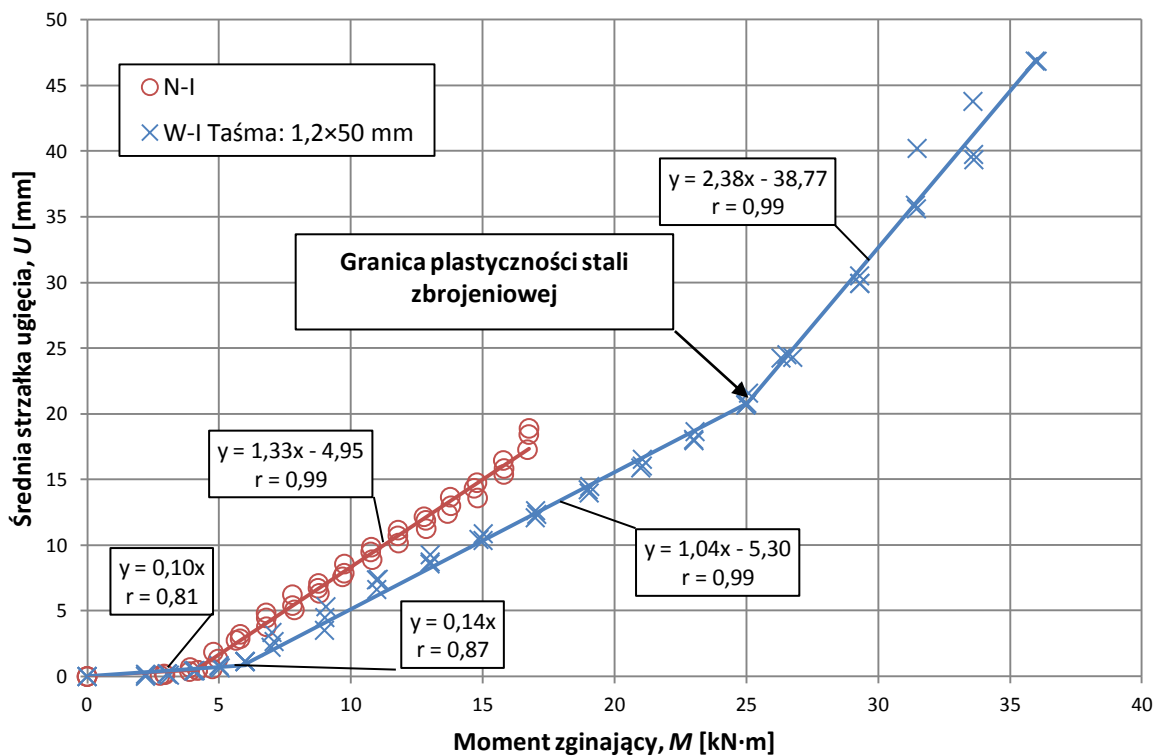
8.4 Ugięcie belek wzmocnionych taśmą CFRP

Poprzez doklejenie kompozytu CFRP można bardzo efektywnie zwiększyć nośność elementów z uwagi na zginanie (por. rozdz. 8.2), dlatego też dobrany przekrój kompozytu CFRP może być stosunkowo niewielki. Taśmy CFRP charakteryzują się bardzo dużą wytrzymałością na rozciąganie i zbliżonym do stali modułem sprężystości (por. rozdz. 3), z tego powodu niezbędna jest również analiza stanu granicznego ugięcia wzmocnionych w ten sposób elementów.

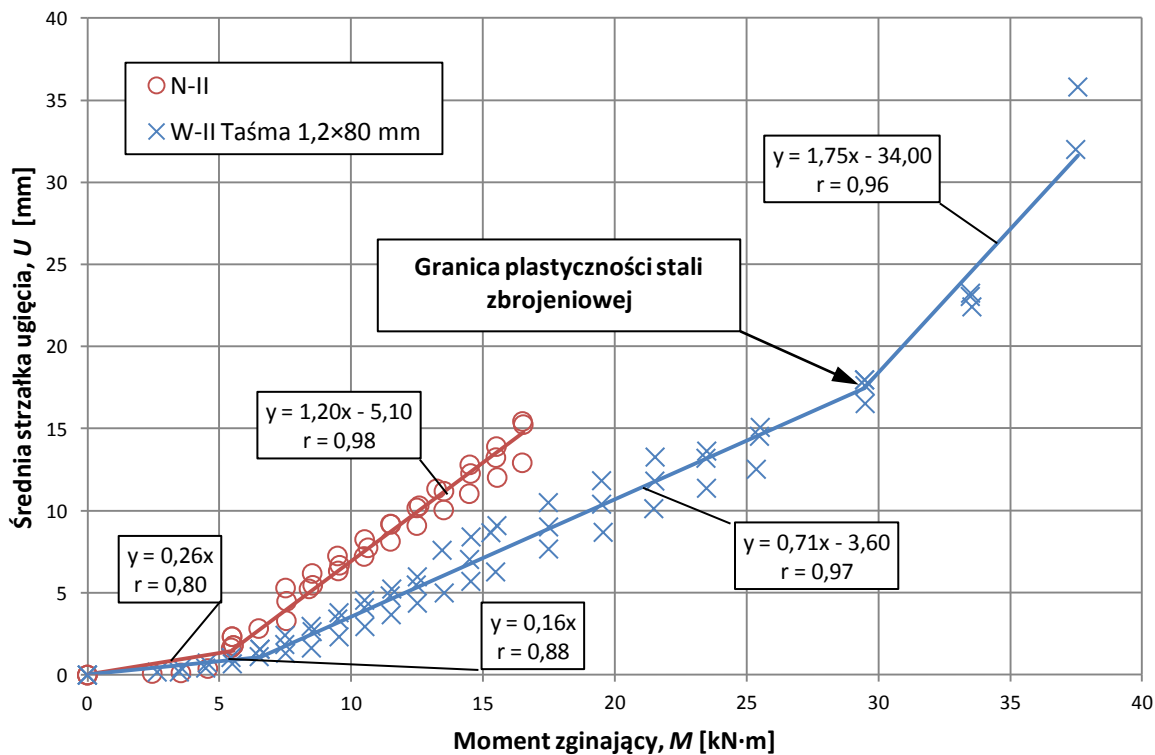
Problem ugięć belek żelbetowych bez wzmocnienia analizowano do tej pory między innymi w pracach [226, 227]. Zasadniczo jego rozwiązanie sprowadza się do jak najdokładniejszego określenia sztywności elementu (momentu bezwładności przekroju, modułów sprężystości zastosowanych materiałów). Opublikowane do tej pory metody określania ugięć elementów wzmocnionych, poprzez doklejenie kompozytu FRP, bazują przede wszystkim na obowiązujących przepisach normowych. Wytyczne te są bezpośrednio adaptowane, a ich zakres obowiązywania rozszerzony został na wzmocnionych belek [34÷36].

W badaniach własnych przemieszczenia mierzono zgodnie z pkt. 6 pracy w pięciu punktach. Maksymalne ugięcie, dalej nazywane strzałką ugięcia (U), obliczano jako różnicę przemieszczenia pomierzonego przy użyciu czujnika przemieszczeń umiejscowionego w środku rozpiętości elementu i średniego przemieszczenia pionowego podpór.

Przyrost strzałki ugięcia w funkcji momentu zginającego w belkach wzmocnionych i bez wzmocnienia przedstawiono na rys. 8.28 i 8.29. Belki wzmocnione charakteryzowały się ponad dwukrotnie większą nośnością, stąd wykres przedstawiający tę zależność dla belek wzmocnionych ma o wiele większy zasięg. Proste ilustrujące związek U-M charakteryzują się również mniejszym kątem nachylenia do osi poziomej, przez co uwidacznia się wpływ zewnętrznego zbrojenia na sztywność wzmocnionej belki. Wzrost sztywności belek był większy w belkach wzmocnionych taśmą o przekroju $1,2 \times 80$ mm. Taśmy pomimo niewielkiej sztywności podłużnej wpływały na ograniczenie ugięć belek. Takie zachowanie elementów wzmocnionych spowodowane było korzystnym wpływem zbrojenia kompozytowego, na charakter zarysowania (por. rys. 8.19). Rozstawy rys oraz ich szerokości w belkach wzmocnionych były zdecydowanie mniejsze, co ma bezpośrednie odzwierciedlenie we wzroście sztywności belki, poprzez większy wpływ betonu strefy rozciąganej na sztywność elementu – tzw. effect tension stiffening (por. rys. 8.28 i 8.29).



Rys. 8.28 Przyrost ugięcia w funkcji momentu zginającego belek serii I

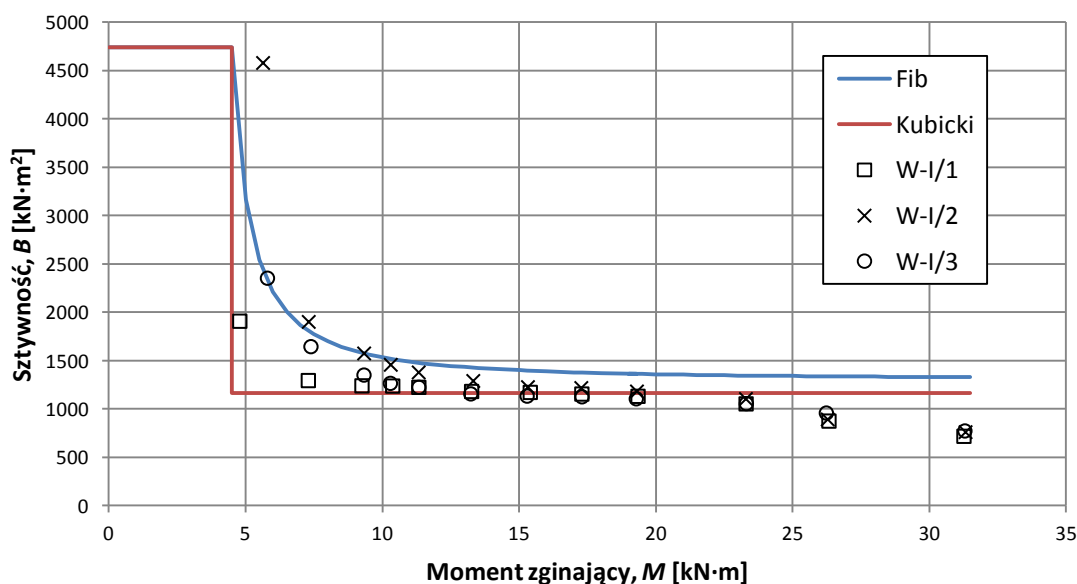


Rys. 8.29 Przyrost ugięcia w funkcji momentu zginającego belek serii II

Na rysunkach, przedstawiających przyrost ugięcia w funkcji momentu zginającego belek objętych badaniami, można dostrzec dwa charakterystyczne załamania obu wykresów. Odpowiadają one kolejno: momentowi rysującemu i momentowi zginającemu wywołującemu w zbrojeniu rozciąganiem naprężenia większe od granicy plastyczności stali zbrojeniowej. Wzmocnienie spowodowało, że stal osiągnęła granicę plastyczności przy znacznie większym obciążeniu i pomimo jej przekroczenia, elementy te nie traciły zdolności do dalszego przeniesienia obciążeń, w przeciwieństwie do belek bez wzmocnienia.

Analizując wykresy opisujące przyrost ugięcia w funkcji momentu zginającego przyjęto założenie, że przyrost ugięcia dobrze opisują trzy proste regresji. Proste te przecinają się w charakterystycznych punktach odpowiadających kolejno momentowi rysującemu oraz momentowi wywołującemu plastyczne płynięcie stali zbrojeniowej. Współczynniki korelacji bliskie jedności, zwłaszcza dla górnych odcinków zależności strzałka ugięcia-moment, pozwalają przypuszczać, że związek ten jest silnie prostoliniowy (rys. 8.28 i 8.29).

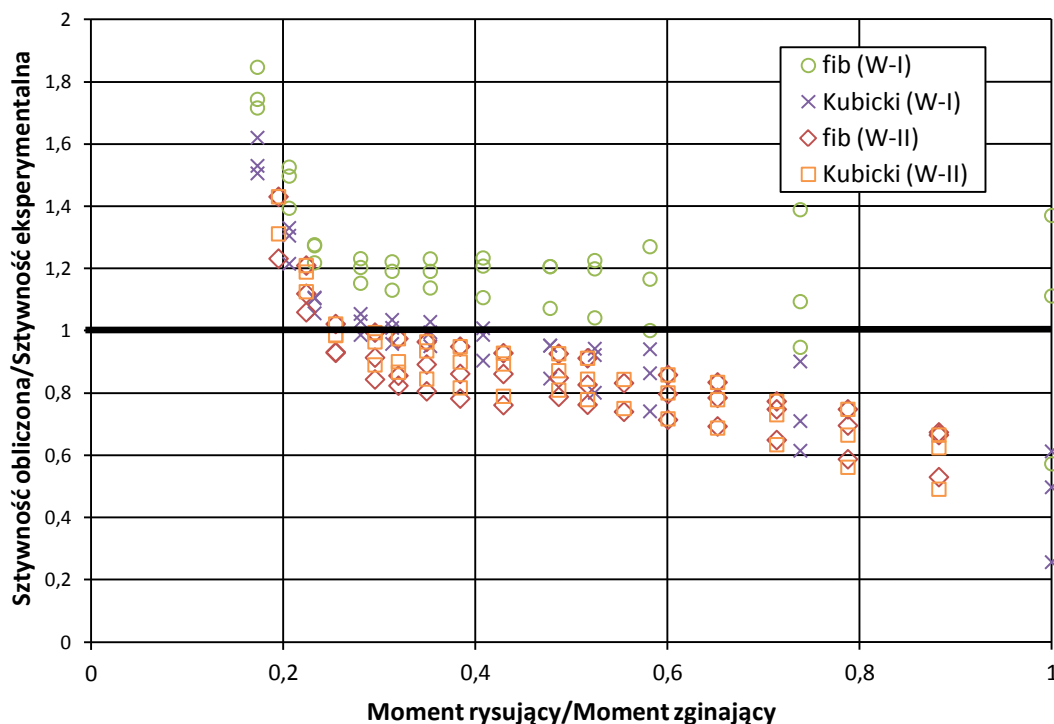
Na rys. 8.30 przedstawiono porównanie obliczonych i określonych na podstawie badań sztywności elementów belkowych serii W-I. Analizą objęto metodę zaproponowaną w biuletynie fib [35], która bezpośrednio bazuje na normie EC [200] oraz metodę Kubickiego [73]. Dla metody zaproponowanej przez fib [35] uzyskano dobrą zgodność pomiędzy obliczeniami a eksperymentem, natomiast metoda Kubickiego, opracowana dla elementów wstępnie zarysowanych, określa sztywność niezależnie od wyężenia elementu (rys. 8.30). Jest to bardzo uproszczone podejście, jednak metoda ta została tak skalibrowana, że uzyskano dobrą zgodność dla faz obciążeń, odpowiadających obciążeniom eksploatacyjnym ($0,55 \div 0,60$ momentu niszczonego).



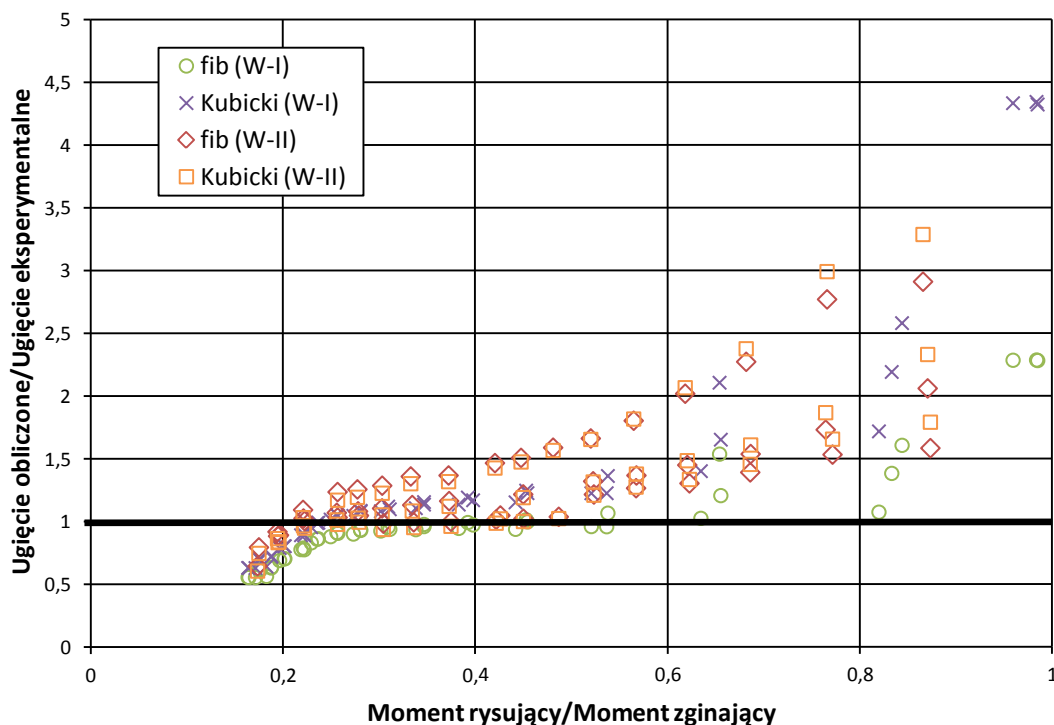
Rys. 8.30. Wykres przedstawiający zmianę sztywności belek wzmocnionych W-I w funkcji momentu zginającego

Analizę obliczonych i eksperymentalnych sztywności w funkcji: moment rysujący/moment zginający (M_{cr}/M) dla wszystkich faz obciążenia przedstawiono na rysunku 8.31. Analizując wykres przedstawiony na rys. 8.31 należy rozpatrywać dwa przedziały oddzielnie dla każdej serii belek, których granice na osi poziomej wyznacza: rzędna 0,25 w przypadku belek serii W-I oraz rzędna 0,22 w przypadku belek serii W-II. Metoda obliczania ugięć zaprezentowana w biuletynie fib [35] zawyża sztywność belek o mniejszym stopniu wzmocnienia, natomiast zaniża w przypadku belek wzmocnionych taśmą CFRP o większym przekroju. Sztywność obliczona metodą Kubickiego dla obu stopni wzmocnienia jest większa od określonej na podstawie wyników badań. Analizując wykres dla rzędnych znajdujących się powyżej zakresu obowiązywania obu metod obliczeniowych (tj. $\sigma_s \geq f_{yk}$), sztywność jest większa od określonej w badaniach.

Porównując ugięcia obliczone na podstawie metod obliczeniowych omówionych w rozdz. 4 z ugięciami uzyskany w badaniu (rys. 8.32), należy rozpatrywać, podobnie jak w przypadku sztywności, oddzielnie dwa przedziały stosunku M_{cr}/M . Dla belek serii W-I przedziały te kształtują się następująco: $M_{cr}/M \leq 0,25$ i $M_{cr}/M > 0,25$, natomiast dla belek serii W-II przedział wynosi: $M_{cr}/M \leq 0,22$ i $M_{cr}/M > 0,22$. Dla przedziału drugiego ($M_{cr}/M > 0,25$ – W-I, $M_{cr}/M > 0,22$ – W-II) średni stosunek ugięcia obliczonego metodą fib [35] do pomierzonego wyniósł: 1,19, ze wskaźnikiem zmienności 37% dla belek serii W-I oraz 1,42 przy wskaźniku zmienności 32% dla serii W-II. Stosunek ten, dla ugięć określonych metodą Kubickiego [73] wyniósł odpowiednio: 1,68 ze wskaźnikiem zmienności 61% dla serii W-I oraz 1,44 ($v=37\%$) dla serii W-II.



Rys. 8.31. Analiza obliczeniowych i eksperymentalnych sztywności badanych elementów belkowych w funkcji M_{cr}/M



Rys. 8.32. Analiza obliczonych i pomierzonych ugięć w funkcji M_{cr}/M

Dla przedziału poniżej wartości wyznaczających granicę plastyczności stali zbrojenio-
wej, metoda fib zaniża średnio ugięcia o 11÷18%, natomiast metoda Kubickiego o 14÷17%.
Większy rozrzut stosunku ugięcia obliczonego metodą Kubickiego do uzyskanego w badaniu
spowodowany jest tym, że metoda ta została opracowana na podstawie badań belek wstępnie
zarysowanych i przyjmuje stałą sztywność dla całego zakresu pracy elementu. Dokładną ana-
lizę porównawczą ugięć dla obciążeń eksploatacyjnych przedstawiono w tabelicy 8.7.

Tablica 8.7

Porównanie obliczonych i eksperymentalnych ugięć dla fazy eksploatacyjnej

Oznaczenie belki	$\frac{M_{exp}}{M_n}$	Ugięcie obliczone a_{cal} , [mm]			Błąd obliczeń	
		a_{exp}	a_{cal}^F	a_{cal}^K	$\frac{a_{exp}-a_{cal}^F}{a_{exp}}$	$\frac{a_{exp}-a_{cal}^K}{a_{exp}}$
W-I/1	0,60	13,97	13,38	15,65	-4,2%	12,0%
W-I/2	0,56	14,21	13,35	15,62	-6,1%	9,9%
W-I/3	0,56	14,46	13,39	15,67	-7,4%	8,3%
W-II/1	0,57	11,37	14,30	13,58	25,8%	19,5%
W-II/2	0,60	13,63	14,30	13,59	4,9%	-0,3%
W-II/3	0,63	13,20	14,28	13,57	8,3%	2,8%
Błąd średni					3,5%	8,7%
Odchylenie standardowe					12,6%	7,0%
Przedział ufności					±14,2%	±4,8%
a_{exp} - ugięcie pomierzone, a_{cal}^F - ugięcie obliczone metodą fib [35], a_{cal}^K - ugięcie obliczone metodą Kubic- kiego [73], M_{exp} - moment zginający odpowiadający fazie eksploatacyjnej, M_n - moment niszczący.						

Ugięcia belek wzmocnionych taśmą CFRP, określone metodą fib [35], były obarczone średnim błędem 3,5% przy rozrzucie tego błędu $s=12,6\%$. Dla obliczeń przeprowadzonych metodą Kubickiego [73] uzyskano wartość odchylenia standardowego równą 7,0%, przy średnim błędzie wynoszącym 8,7%. Można więc stwierdzić, że metoda ta pozwala dostatecznie dokładnie określić ugięcie belek wzmocnionych taśmą CFRP. Jednocześnie należy wziąć pod uwagę, że opisuje ona ugięcie w bardzo uproszczony sposób, dlatego też zastosowanie tej metody jest bardzo ograniczone.

8.5 Podsumowanie

Analiza wyników badań belek żelbetowych wzmocnionych taśmami CFRP o różnym przekroju poprzecznym oraz elementów bez wzmocnienia wykazała ponad dwukrotny wzrost nośności belek. W przypadku elementów wzmocnionych taśmą o przekroju $1,2 \times 50$ mm nośność była większa o 106% od nośności belek kontrolnych (bez wzmocnienia), natomiast w przypadku zastosowania taśmy o przekroju $1,2 \times 80$ mm uzyskano wzrost nośności o 126%.

Przeprowadzone badania doświadczalne udowodniły, że zastosowanie taśm węglowych w postaci zewnętrznego zbrojenia biernego w rozciąganej strefie zginanych elementów żelbetowych również korzystnie wpływa na stany graniczne użytkowości wzmocnianych elementów zmniejszając ich ugięcie, jednak w niewielkim stopniu, oraz ograniczając szerokość rozwarcia rys prostopadłych. Wpływ wzmocnienia na ugięcie zwiększa się wraz z powiększeniem przekroju poprzecznego taśmy CFRP.

Badania doświadczalne i analiza dotychczasowych osiągnięć naukowych dowiodły, że za pomocą prostych metod analitycznych, które omówiono w rozdz. 4, możliwy jest bezpieczny dobór wzmocnienia kompozytem CFRP, w sposób zapewniający spełnienie warunków nośności, jak i stanów granicznych użytkowości (ugięcia i zarysowania).

Wykonane obliczenia potwierdziły zaobserwowany podczas badań model zniszczenia wzmocnionych belek. Przyjęte modele analityczne pozwoliły na poprawną weryfikację zakotwienia taśmy CFRP. We wszystkich elementach próbnych proces odspojenia kompozytu CFRP rozpoczynał się w strefie pomiędzy siłami skupionymi, poza obszarem jej zakotwienia. Proponuje się zatem przyjmowanie do weryfikacji zakotwienia taśm węglowych w strefie niezarysowanej model fib [35]. Metoda przedstawiona w *Fib Bulletin* pozwala na bezpieczne projektowanie wzmocnień konstrukcji żelbetowych przy użyciu taśm węglowych z uwagi na stan graniczny zarysowania. Zapas bezpieczeństwa metody zawiera się w przedziale $17 \div 23\%$.

Przy weryfikacji przyczepności kompozytu CFRP w strefie przęsłowej dla elementów wzmocnionych matami i taśmami, autor proponuje stosować model analityczny Teng'a [75]. Dla określania nośności elementów wzmocnionych taśmami CFRP można zastosować zmodyfikowaną przez autora i przedstawioną w dysertacji metodę Lu* [197]. Stosowanie metody Lu* [197] do analizy nośności wzmocnionych belek żelbetowych z wykorzystaniem mat i taśm CFRP wymaga dalszych badań i analiz.

Dokonując analizy nośności elementów wzmocnionych za pomocą innych modeli analitycznych niż model Teng'a [75] i Lu* [197], należy bezwzględnie przestrzegać warunku ograniczającego naprężenia rozciągane w zbrojeniu zwykłym do granicy plastyczności ($\sigma_s < f_{yk}$). Przy ocenie stanów granicznych użytkowalności zaleca się użycie zmodyfikowanego przez autora dysertacji, modelu opisanego w biuletynie fib [35]. Model ten pozwala na weryfikację szerokości rozwarcia rys i ugięć po stronie bezpiecznej, w zakresie liniowo sprężystym. Nie dopuszczalne jest analizowanie ugięć i rys z wykorzystaniem tej metody wówczas, gdy naprężenia w zbrojeniu zwykłym przekroczą granicę plastyczności.

Przy analizie szerokości rozwarcia rys proponuje się przyjmowanie współczynnika β z przedziału $1,8 \div 2,1$, którego wartość zgodnie z zaleceniami fib [35] wynosi 1,7.

W rozdz. 8 pracy zmodyfikowano dwie metody analityczne. Pierwsza z nich pozwala określić odkształcenie graniczne taśmy CFRP przy odspojeniu w strefie przęsłowej, druga pozwala na określenie szerokości średniej oraz charakterystycznej rys prostopadłych.

W świetle przeprowadzonych badań i obliczeń analitycznych istotnym staje się przeanalizowanie poruszanych w dysertacji kwestii w zakresie obciążeń długotrwałych. Wytacza to dalszy kierunek badań i analiz.

9 Wnioski

Przeprowadzone badania laboratoryjne oraz analiza uzyskanych wyników i dotychczasowych osiągnięć naukowych, pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków, będących potwierdzeniem przyjętych tez rozprawy:

1. Możliwe jest analityczne prognozowanie nośności, ugięć i zarysowania elementów żelbetowych wzmocnionych taśmami węglowymi.
2. Zastosowanie taśm węglowych w postaci zewnętrznego zbrojenia biernego w rozciąganej strefie zginanych elementów żelbetowych, pozwala na zwiększenie nośności tych elementów oraz poprawę ich właściwości użytkowych.
3. Wzmocnienie zginanych elementów żelbetowych taśmami węglowymi korzystnie wpływa na ograniczenie szerokości rozwarcia rys prostopadłych oraz ich morfologię, co zwiększa trwałość konstrukcji, w niewielkim zaś stopniu na ugięcie elementu. Wpływ wzmocnienia na ugięcie elementu zwiększa się wraz z powiększaniem przekroju poprzecznego taśmy.
4. Bez względu na stopień wzmocnienia zewnętrznego, o efektywności i zakresie stosowania zginanych elementów żelbetowych wzmocnionych taśmami węglowymi decyduje głównie stan graniczny ugięć, a nie stan zarysowania i nośności.
5. Wraz ze zwiększeniem szerokości taśmy, zwiększa się strefa kontaktu materiału kompozytowego CFRP z betonem, co korzystnie wpływa na zmniejszenie odległości między rysami prostopadłymi, a beton w strefie rozciąganej efektywniej uczestniczy w przeniesieniu obciążeń.
6. Metoda biernego wzmocniania zginanych elementów żelbetowych taśmami węglowymi pozwala na wykonanie wzmocnienia bez zmiany wymiarów przekroju poprzecznego i ciężaru elementu. Wzmocnienie bierne sprzyja sygnalizowanemu zniszczeniu elementu.
7. Po osiągnięciu granicy plastyczności stali zbrojeniowej obciążenie przejmuje taśma węglowa, co zabezpiecza wzmocniony element przed niekontrolowanym zniszczeniem, lecz wyklucza możliwość dalszej jego eksploatacji.
8. Starzenie termiczne nie przyczyniło się do istotnego pogorszenia właściwości kleju epoksydowego, a tym samym na obniżenie trwałości układu: beton – klej epoksydowy – taśma CFRP, wytworzonego w wyniku wzmocnienia zginanych elementów żelbetowych. Zastosowany system wzmocniający charakteryzuje się dużą trwałością.
9. Równania regresji opisujące krzywe starzenia przyspieszonego umożliwiają określenie zmian wytrzymałości na rozciąganie, odkształcenia granicznego, modułu sprężystości przy rozciąganiu oraz przyczepności do betonu kleju epoksydowego objętego badaniami oraz innych materiałów, podobnych pod względem rodzaju spoiwa.

Literatura

- [1] Runkiewicz L.: Charakterystyka awarii i katastrof budowlanych w Polsce w trzydziestolecu (1964-94). *Poradnik inspektora nadzoru*. Warszawa, 1997.
- [2] Błaszczyński T.: *Durability and repair of building structures*. Wrocław: DWE, 2010.
- [3] Błaszczyński T., Łowińska-Kluge A., Runkiewicz L.: Diagnostyka korozyjna obiektów żelbetowych. *Przegląd Budowlany*, nr 12, 2010.
- [4] Głodkowska, W. : Ocena trwałości niektórych konstrukcji żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6, 2008.
- [5] Błaszczyński T., Łowińska-Kluge A.: Experimental investigations and assessment of damages in case of swimming-pool repairs. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, no. 1, 2007, s. 5-20.
- [6] Błaszczyński T.: Research on repair methods for oiled and cracked RC structures. *Durability and repair of building structures*. Wrocław: DWE, 2010, 52-66.
- [7] Runkiewicz L., Konieczny K., Brząk R.: Zmiany wytrzymałości i odkształcalności betonu zaolejonego w konstrukcji. *Przegląd Budowlany*, nr 2, 2002, s. 26-29.
- [8] Kamiński M, Jasiczak J., Buczkowski W., Błaszczyński T.: *Współczesne metody naprawcze w obiektach budowlanych*. Wrocław: DWE, 2009.
- [9] Czarnecki L., Emmons W.H.: *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*. Kraków: Polski Cement, 2002.
- [10] Bierut W., Borjaniec W., Staszewski M.: Ekspertyza techniczna dotycząca garażu podziemnego w Kołobrzegu., 2008.
- [11] Runkiewicz L.: *Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie*. Warszawa: WEKA, 2001.
- [12] Bierut W., Borjaniec W., Staszewski M.: Projekt zamienny konstrukcji budynku wielofunkcyjnego w Szczecinku., 2007.
- [13] Borsz T.: Wzmacnianie rygli konstrukcji żelbetowej dachu na terenie hali MAN-STAR Starachowice przy pomocy materiałów kompozytowych i ciągnowych konstrukcji odcciążających. *XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie Budowlane.. Szczecin-Międzydroje*, 2007, s. 659-966.
- [14] Podolski B., Podolski M., Bartosik T.: Przeciążenie zaprojektowanej z nadmiernym uproszczeniem niecki basenowej i sposób jej wzmocnienia. *XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie budowlane*. Szczecin-Międzydroje, 2007, s. 785-792.
- [15] Pikos M., Słówek G.: Naprawa stanu awaryjnego słupów żelbetowych spowodowanego błędami wykonawczymi. *XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna. Awarie budowlane*. Szczecin-Międzydroje, 2009, s. 802-808.
- [16] Bierut W., Borjaniec W., Staszewski M.: Analiza przyczyn zniszczenia przekrycia strukturalnego hali sportowej. *IX Konferencja Naukowo-Techniczna. Problemy*

- rzeczoznawstwa budowlanego*. Cedzyna koło Kielc, 2006, s. 185-192.
- [17] Bierut W., Borjaniec W., Staszewski M.: Przebudowa skażonego chemicznie stropu DMS. *XXII Konferencja Naukowo-Techniczna. Awaryje budowlane*, Szczecin-Międzydroje, 2007, s. 805-810.
- [18] Ajdukiewicz A.: Zagrożenia awaryjne w toku prac modernizacyjnych obiektów budowlanych. *Konferencja Naukowo-Techniczna. Awaryje budowlane*. Szczecin-Międzydroje, 1995.
- [19] Runkiewicz L.: *Wzmocnienia konstrukcji żelbetowych, Poradnik nr 468*. Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej, 2011.
- [20] Goran F.: *Trwałość konstrukcji betonowych*. Warszawa: Arkady, 1997.
- [21] Runkiewicz L., Błaszczński T., Łowińska-Kluge A.: Trwałość współczesnych stropów monolitycznych. *Współczesne metody naprawcze w obiektach budowlanych*, pod red. Kamiński M. i innych, Wrocław: DWE, 2009, 324-337.
- [22] Fagerlund G.: *Trwałość konstrukcji betonowych*. Warszawa: Arkady, 1997.
- [23] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. 2002.
- [24] PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. 2008.
- [25] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Awaryje budowlane. Szczecin-Międzydroje, 2000÷2010.
- [26] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Krynica, 2000÷2010.
- [27] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Problemy rzeczoznawstwa budowlanego. Warsztat Pracy. Kielce-Cedzyna, 2000÷2010.
- [28] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Analytical models and new concepts in concrete and masonry structures. Różne miejscowości. 2002÷2008.
- [29] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Proceedings of Advanced Composite Materials in Bridges and Structures: International Conference. Sherbrooke, Canada, 1992.
- [30] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Proceedings International Conference on Composites in Infrastructure. Tucson, Arizona, 1998.
- [31] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures. , Hong-Kong, 2005.
- [32] Materiały konferencji Naukowo-Technicznych: *International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*. Switzerland, 2008÷2009.
- [33] Matthys S.: Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externaly bonded FRP reinforcement. Ghent, Belgium, Doctoral thesis, 2000.
- [34] Concrete Society: Technical Report No. 55. Design guidance for strengthening concrete

- structures using fibre composite materials., 2000.
- [35] International Federation for Structural Concrete: Externally Bonded FRP Reinforcement for RC structures (biulletin fib. 14)., 2001.
- [36] ACI440.2R-02, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. 2002.
- [37] Anders C.: Carbon Fibre Polymers for Strengthening of Structural Elements. Lulea University of Technology, Lulea, Doctoral thesis, 2003.
- [38] German J.: *Podstawy mechaniki kompozytów włóknistych*. Kraków: Politechnika Krakowska, Katedra Wytrzymałości Materiałów, Wydział Inżynierii Ładowej, 2001.
- [39] Ochelski S.: *Metody doświadczalne mechaniki kompozytów konstrukcyjnych*. Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 2004.
- [40] Meier U., Kaiser H.: Strengthening of structures with CFRP laminates. *Proceedings of Specialty Conference on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures*, Las Vegas, 1991.
- [41] Meier U.: Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Construction and Building Materials*, no. 9(6), 1995, s. 341-351.
- [42] Hutchinson R. A., Rahimi H.: Behaviour of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastics. *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Faults and Repairs*, Edinburgh, UK, 1993, s. 221-228.
- [43] Siwowski T., Radomski W.: Pierwsze krajowe zastosowanie taśm kompozytowych do wzmocnienia mostu. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 7, 1998, s. 383-388.
- [44] Kaiser H.P.: Strengthening of Reinforced Concrete with Epoxy Bonded Carbon-Fiber Plastics. ETH, Zurich, Switzerland, Doctoral Thesis 1989.
- [45] Ehsani R. M., Saadatmanesh H.: Fiber Composite Plates for Strengthening Bridge Beams. *Composite Structures*, no. 15, 1990, s. 343-355.
- [46] Eden R., Fallis. G.J. Y.J. Kim, Bizindavyi L., Green M.F.: Damaged bridge girder repaired using prestressed CFRP sheets. *FRP INTERNATIONAL*, vol. 1, no. 2, 2004, s. 14-19.
- [47] Hollaway L.C.: Development and Review of Advanced Polymer/Fibre Composites used in the European Construction Industry. *FRP INTERNATIONAL*, vol. 1, no. 1, 2004, s. 10-20.
- [48] Meier U.: External Strengthening and Rehabilitation: Where from – Where to? *FRP INTERNATIONAL*, vol. 2, no. 1, 2004, s. 2-5.
- [49] Tan H. K.: Externally Bonded FRP Systems for Structural Strengthening: Southeast Asian Region, China and India. *FRP INTERNATIONAL*, vol. 1, no. 2, 2004, s. 5-7.
- [50] Meier U., Deuring M., Meier H., Schwelger G.: Strengthening of with CFRP Laminates: Research and Applications in Switzerland. *Proceedings of Advanced Composite Materials in Bridges and Structures: First International Conference*, Sherbrooke, QB,

- Canada, 1992, s. 243–251.
- [51] Meier U., Kotynia R.: Wzmacnianie konstrukcji żelbetowych naprężonymi materiałami kompozytowymi FRP. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 11, 2006.
- [52] Garden N. H., Hollaway C. L.: An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. *Composites: Part B*, no. 29B, 1998, s. 411-424.
- [53] Garden N. H., Hollaway L.C., Thorne M. A.: The strengthening and deformation behavior of reinforced concrete beams upgraded using prestressed composite plates. *Materials and Structures*, no. 31(208), 1998, s. 247-258.
- [54] Kotynia R., Bonikowski M.: Komputerowa symulacja efektów wzmocnienia elementów żelbetowych wzmocnionych na zginanie naprężonymi kompozytami FRP. *Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej*, nr 55, 2006, s. 49-56.
- [55] Łagoda M.: *Wzmacnianie mostów poprzez doklejanie elementów*. Kraków: Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2005.
- [56] Aram R. M., Czaderski C., Motavalli M.: Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams. *Composites: Part B*, no. 39, 2008, s. 826–841.
- [57] Nanni A., Focacci F., Cobb C.: Proposed Procedure for the Design of RC Flexural Members Strengthened with FRP Sheets. *Proceedings of Second International Conference on Composites in Infrastructure*, Tucson, Arizona, 1998.
- [58] Nanni A.: North American Design Guidelines for Concrete Reinforcement and Strengthening using FRP: Principles, Applications, and Unresolved Issues. *FRP Composites in Civil Engineering*, vol. 1, Hong-Kong, 2001, s. 61-72.
- [59] Brosens K., Ahmed O., Van Gemert D., Ignoul S.: Strengthening of R.C. Beams - Hybrid steel/CFRP solutions. *Structural faults & Repair 99, 8th international conference*, London, England, 1999.
- [60] Kotynia R.: Debonding failures of RC beams strengthened with externally bonded strips. *Bond behaviour of FRP in structures: proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures*, Hong-Kong, 2005.
- [61] Kotynia R., Meier U.: RC Slabs Strengthened With Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips Under Cyclic Loading. *Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures*, Łódź, 2008, s. 263-294.
- [62] Pellegrino C., Boschetto G., Tinazzi D., Modena C.: Progress on understanding bond behavior in RC elements strengthened with FRP. *Proceedings of the International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures*, Hong-Kong, 2005.
- [63] ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2008.
- [64] Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L.: *FRP strengthened RC structures*. West Sussex, England: John Willey & Sons, LTD, 2002.

- [65] Smith S.T., Teng J.G.: FRP strengthened RC beams – I: Review of debonding strength models. *Engineering Structures, Elsevier*, no. 24(4), 2002, s. 385-395.
- [66] Sayed-Ahmed E.Y., Riad A.H., Shrive N.G.: Flexural strengthening of precast reinforced concrete bridge girders using bonded CFRP strips or external posttensioning. *Canadian Journal of Civil Engineering*, no. 31(3), 2004, s. 499-512.
- [67] Valivonis J., Skuturna T.: Cracking and strength of reinforced concrete structures in flexure strengthened with carbon fibre laminates. *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. XIII, no. 4, 2007, s. 317–323.
- [68] Głodkowska W., Staszewski M.: Ugięcie i zarysowanie belek żelbetowych wzmocnionych taśmami z włókien węglowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6, 2008, s. 313-316.
- [69] Głodkowska W., Staszewski M.: Zarysowanie belek żelbetowych wzmocnionych taśmami z włókien węglowych. *Konferencja Naukowa KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB. Krynica 2008*, Krynica - Białystok, 2008, s. 171-178.
- [70] Holzenkämpfer O.: Ingenieurmodelle des verbundes geklebte bewehrung für betonbauteile. Braunschweig, Dissertation 1994.
- [71] Buyukozturk O., Hearing B.: Failure behavior of precracked concrete retrofitted with FRP. *Journal of Composites for Construction, ASCE*, no. 2(3), 1998, s. 138-144.
- [72] Challal O., Nollet J. M., Perraton D.: Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastic plates: design guidelines for shear and flexure. *Canadian Journal of Civil Engineering*, no. 25(4), 1998, s. 692-704.
- [73] Kubicki J.: Ugięcie belek żelbetowych wzmocnionych taśmami kompozytowymi z włókien węglowych. *XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*, Krynica, 2002.
- [74] Kaminska M.E., Kotynia R.: Experimental Research on RC beams strengthened with CFRP strips. Łódź, 2000.
- [75] Teng J.G., Smith T. S., Yao J., Chen F. J.: Intermediate crack induced debonding in RC beams and slabs. *Construction and Building Materials*, no. 17(6-7), 2003, s. 447- 462.
- [76] Wang Y.C. V. Kodur: Variation of strength and stiffness of fibre reinforced polymer reinforcing bars with temperature. *Cement & Concrete Composites*, no. 27, 2005, s. 864-874.
- [77] Gunes O., Buyukozturk O., Karaca E.: A fracture-based model for FRP debonding in strengthened beams. *Engineering Fracture Mechanics*, no. 76, 2009, s. 1897–1909.
- [78] Breña S.F., Bramblett R.M., Wood S.L., Kreger M.E: Increasing flexural capacity of reinforced concrete beams using carbon fibre reinforced polymer composites. *ACI Structural Journal*, no. 100(1), 2003, s. 36-46.
- [79] Gerritse A., Den Uijl J.A.: Long-term Behavior of Arapree. Non-Metallic (FRP) Reinforcements for Concrete Structures. *FRPCS-2*, Ghent, Belgium, 1995, s. 57-66.

- [80] Kotynia R., Baky H. A., Neale W. K., Ebead A. U.: Flexural Strengthening of RC Beams with Externally Bonded CFRP Systems: Test Results and 3D Nonlinear FE Analysis. *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, no. 2, 2008, s. 190-201.
- [81] Kotynia R.: Advances and challenges in FRP strengthening of concrete structures—research at Technical University of Lodz. *Four International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2008)*, Switzerland, 2008, s. 27.
- [82] Mitzel A., Stachurski W., Suwalski J.: *Awarie konstrukcji betonowych i murowych*. Warszawa: Arkady, 1982.
- [83] Masłowski E., Spizewska D.: *Wzmacnianie konstrukcji budowlanych*. , Warszawa, 2000.
- [84] Głodkowska W.: *Podstawy i metoda doboru właściwości kompozytów do napraw i ochrony betonu*. Koszalin: Wydawnictwo Politechniki Koszalińskiej, 2003.
- [85] Głodkowska W.: Współpraca kompozytu polimerowego z betonem zwykłym. Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Technologii i Organizacji Produkcji Budowlanej, Politechnika Warszawska, Warszawa, Rozprawa doktorska 1994.
- [86] Głodkowska W.: Charakterystyka materiałów do ochrony i naprawy konstrukcji z betonu. *Materiały Budowlane*, nr 8, 2003, s. 39-40 i 86.
- [87] Głodkowska W.: Diagnostyka i naprawa konstrukcji żelbetowych obciążonych statycznie. *Trwałość i skuteczność napraw obiektów budowlanych*, Kamińskiego M. i inni, ed. Wrocław: DWE, 2007.
- [88] Głodkowska W., Staszewski M.: Weatherability of Coating Materials for Protection of Concrete. Adhesion in Interfaces of Building Materials: a Multi-scale Approach. *Advances in Materials Science and Restoration.*, vol. 2, 2007.
- [89] Głodkowska W., Garbacz A.: Zagadnienie kompatybilności materiałowej w naprawach i wzmacnianiu konstrukcji betonowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1, 2012, s. 13-17.
- [90] Błaszczyński T.: Ultimate bearing capacity of Cement Composite sections under long term exposure. *Recent Development in Durability Analysis of Composite Systems*, 2000, s. 447-450.
- [91] Urban T.: Badania belek żelbetowych wzmocnionych dwoma sposobami. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2, 2002.
- [92] Ali S. M. M., Oehlers J. D., Park S.M.: Comparison between FRP and steel plating of reinforced concrete beams. *Composites: Part A*, no. 32, 2001, s. 1319-1328.
- [93] Zhang S., Raoof M., Wood L.A.: Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers: Structures and Buildings*, no. 110, 1995, s. 257-268.
- [94] SP-Polska: *Materiały techniczne.*, 2000÷2010.
- [95] Banaś A.: *Współczesne metody wzmacniania konstrukcji.*, 2006.
- [96] El-Ghandour A.A.: Experimental and analytical investigation of CFRP flexural and

- shear strengthening efficiencies of RC beams. *Construction and Building Materials*, no. 25, 2011, s. 1419–1429.
- [97] Van Den Einde Lelli, Zhao Lei, Seible Frieder: Use of FRP composites in civil structural applications. *Construction and Building Materials* 17, 2003, s. 389-403.
- [98] Furtak K.: O przyczynach uszkodzeń i koncepcji wzmocnienia żelbetowych belek mostowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4-5, 2000.
- [99] Panchacharam S. A. Belarbi: Torsional Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites. , Osaka, Japan, 2002.
- [100] Casadei P., Nanni A., Ibell T.: Experiments on two-way RC slabs with openings strengthened with CFRP laminates. Rolla, 2003.
- [101] Khalifa A., De Lorenzis L., Nanni A.: FRP composites for shear strengthening of RC beams. *Proc., 3rd Inter. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Ottawa, Canada, 2000, s. 137-144.
- [102] Borjaniec W., Staszewski M.: Projekt zamienny wybranych elementów konstrukcji hali przemysłowej w Słupsku., 2009.
- [103] Quantrill J. R., Hollaway C. L.: The flexural rehabilitation of reinforced concrete beams by the use of prestressed advanced composite plates. *Composites Science and Technology*, 1998, s. 1259-1275.
- [104] Foremny A.: Kompozyty FRP do wzmocniania konstrukcji. *Materiały Budowlane*, nr 2, 2007.
- [105] JSCE: Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets., 2001.
- [106] D. Żuchowska: *Polimery konstrukcyjne. Przetwórstwo i właściwości*. Warszawa: Politechnika Wrocławska, 1993.
- [107] Kałuża M., Bartosik T.: Wzmocnianie konstrukcji materiałami na bazie włókien węglowych, szklanych i aramidowych. *Materiały budowlane*, nr 2, 2007, s. 36-40.
- [108] Leda H.: Szklane czy węglowe włókna w kompozytach polimerowych. *Kompozyty*, nr 33, 2003, s. 209-215.
- [109] Królikowski W.: *Tworzywa wzmocnione i włókna wzmacniające*. Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 1988.
- [110] Blumberg H.: Fortschritte bei hochfesten Verstärkungsfasern aus Kohlenstoff und Aramid. *Werkstoffe und Konstruktion*, no. 3, 1989, s. 203-208.
- [111] Ray C. B.: Effects of Changing Environment and Loading Speed on Mechanical Behavior of FRP. *Composites Journal of Reinforced Plastics and Composites*, no. 25, 2006, s. 1227-1240.
- [112] Mayer P., Kaczmar J.W.: Właściwości i zastosowania włókien węglowych i szklanych. *Tworzywa Sztuczne i Chemia*, nr 6, 2008.

- [113] Brojer Z., Hert Z, Penczek P.: *Żywice epoksydowe*. Warszawa: WNT, 1982.
- [114] Miracle D.B., Donaldson S.L.: Material Park: ASM International. *ASM Handbook*, vol. 21, 2001.
- [115] Kłosowska-Wońkiewicz Z., Królikowski W., Penczek P.: *Żywice i laminaty poliestrowe*. Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 1969.
- [116] Ohama Y., Kawakami M., Fukuzawa K.: *Polymers In concrete*. London: E&FN Spon, 1997.
- [117] Sika Polska: Materiały techniczne., 2000÷2010.
- [118] Reay J.T., Pantelides P. C., Reaveley D. L., Ring A. T.: Long term durability of carbon FRP Composites applied to RC bridges: State street bridge On interstate 80. Salt Lake City, Utah, 2004.
- [119] Chin W. J., Nguyen T., K. Aouadi: Effect of Environmental Exposure on Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Materials Used in Construction. *Journal of Composites Technology & Research*, vol. 19, no. 4, 1997, s. 205-213.
- [120] Micelli F., Nanni A.: Issues related to durability of FRP reinforcement for RC structures exposed to accelerated ageing. *Proceedings ASC 16th Annual Conference - Virginia Tech*, Blacksburg, 2001.
- [121] Mufti A., Banthia N., Benmokrane B., Boulfiza M., Newhook J.: Durability of GFRP composites rods. Australia, 2009.
- [122] Malvar L.J.: Durability of Composites in Reinforced Concrete. *Durability of Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composite for Construction, Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites*, Sherbrooke, QB, Canada, 1998, s. 361-372.
- [123] Nishizaki I., Kishima T., Sasaki I.: Deterioration of mechanical properties of pultruded FRP through exposure tests. *3rd International Conference on Durability & Field Application of Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction*, Canada, Quebec, Sherbrooke, 2007.
- [124] Micelli F., Nanni A.: Durability of FRP rods for concrete structures. *Construction and Building Materials*, no. 18, 2004, s. 491-503.
- [125] Tavakkolizadeh M., Saadatmanesh H.: Environmental effects on tensile properties of FRP laminates made using wet lay-up method.
- [126] Scheibe M., Rostasy F.S.: Stress-Rupture of AFRP Subjected to Alkaline Solutions and Elevated Temperature – Experiments. *Non-Metallic (FRP) Reinforcements for Concrete Structures*, Ghent, Belgium, 1995, s. 67-73.
- [127] DuPont : De Nemours & Co. Kevlar Data Sheet. Wilmington, 1992.
- [128] Gerritse A.: Durability Criteria for Non-Metallic Tendons in Alkaline Environment. *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Sherbrooke, Quebec, Canada, 1992, s. 129-137.

- [129] Chajes J. M., Thomson A. T., Farshman C.: Durability of concrete beams external-ly reinforced with composite fabrics. *Construction and Building Materials*, vol. 9, no. 3, 1995, s. 141-148.
- [130] Au C., Buyukozturk O.: Peel and Shear Fracture Characterization of Debonding in FRP Plated Concrete Affected by Moisture. *Journal of Composites for Construction*, no. 1-2, 2006, s. 35-47.
- [131] Soudki K., El-Salakawy E., Craig B.: Behaviour of CFRP Strengthened Behavior of CFRP Strengthened Reinforced Concrete Beams in Corrosive Environment. *Journal of Composites for Construction*, no. 5-6, 2007, s. 291-298.
- [132] Gamage J.C.P.H., Wong M.B., Al-Mahaidi R.: Performance of CFRP strengthened concrete members under elevated temperatures. *Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, Hong-Kong, 2005, s. 113-118.
- [133] Williams B.K., Kodur V.K.R., Bisby L.A., Green M.F.: The Performance of FRP-strengthened concrete slabs in fire. *4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Calgary, Alberta, 2004, s. 1÷8.
- [134] Ziraba Y.N. i inni: Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates. *ACI Structural Journal*, no. 91(6), 1994, s. 639-646.
- [135] Toutanji H., Ortiz G.: The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members. *Composite Structures*, no. 53, 2001, s. 457-462.
- [136] Bizindavyi L., Neale K. W.: Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete. *Journal of Composites for Construction*, no. 3(4), 1999, s. 153-160.
- [137] Chajes M.J., Finch Jr. W.W., Januszka T.F., Thomson T.A. Jr.: Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI Structural Journal*, no. 93(2), 1996, s. 208-217.
- [138] Triantafillou C. T., Plevris N.: Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibrecomposite materials. *Materials and Structures*, no. 25, 1992, s. 201–211.
- [139] Fanning J. P., Kelly O.: Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates. *Journal of Composites for Construction*, no. 5(2), 2001, s. 122-127.
- [140] Rahimi H., Hutchinson A.: Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Journal of Composites for Construction*, no. 5(1), 2001, s. 44-56.
- [141] Brosens K., Van Gemert D.: Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminates. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the 3rd International Symposium*, Sapporo, Japan, 1997, s. 271-278.
- [142] Chen J.F., Teng J.G.: Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, no. 127(7), 2001, s. 784-791.
- [143] Dai J., Ueda T., Sato Y.: Development of the nonlinear bond stress-slip model. *Science and Technology of the 21st Century*, 2005, s. 142-155.

- [144] Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J.: Bondslip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures*, no. 27(6), 2005, s. 920-937.
- [145] Maeda T., Asano Y., Sato Y., Yeda T., Kakuta Y.: A study on bond mechanism of carbon fibre sheet. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceed-ings of the 3rd International Symposium*, Sapporo, Japan, 1997, s. 279-285.
- [146] Sato Y., Kimura K., Kobatake Y.: Bond behaviors between CFRP sheet and concrete. *Journal of Structural and Construction Engineering*, no. 500, 1997, s. 75-82.
- [147] Maalej M., Bian Y.: Interfacial shear stress concentration in FRP-strengthened beams. *Composite Structures*, no. 54, 2001, s. 417-426.
- [148] Buyukozturk O. O., Karaca E. Gunes: Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites. *Construction and Building Materials*, no. 18, 2004, s. 9-19.
- [149] Mukhopadhyaya P., Swamy N.: Interface shear stress: a new design criterion for plate debonding. *Journal of Composites for Construction*, no. 5(1), 2001, s. 35-43.
- [150] Teng J.G., Zhang J.W., Smith S.T.: Interfacial stresses in reinforced concrete beams bonded with a soffit plate: a finite element study. *Construction and Building Materials*, no. 16(1), 2002, s. 1-14.
- [151] Maalej M., Leong K.S.: Effect of beam size and FRP thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of FRP-strengthened beams. *Composites Science and Technology*, vol. 65, no. 7-8, 2005, s. 1148-1158.
- [152] Nakaba K., Kankubo T., Furuta T., Yoshizawa H.: Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete. *ACI Structural Journal*, vol. 98, no. 3, 2001, s. 359-367.
- [153] Kaminska M.E., Kotynia R.: Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami CFRP. Łódź, 2003.
- [154] Rabinovitch O., Frostig Y.: Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened with CFRP composites. *Composites: Part B*, no. 34, 2003, s. 663-677.
- [155] Lamanna A.J., Bank L.C., Scott D.W.: Flexure strengthening of reinforced concrete beams by mechanically attaching fibre-reinforced polymer strips. *Journal of Composite for Construction*, no. 8(3), 2004, s. 203-210.
- [156] Barros J.A.O., Fortes A.S.: Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits. *Cement & Concrete Composites*, no. 27, 2005, s. 471-480.
- [157] Barros J., Kotynia R.: Possibilities and challenges of NSM for the flexural strengthening of RC structures. *Four International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE)*, Switzerland, 2008, s. 128.
- [158] Miller B., A. Nanni: Bond Between CFRP Sheets and Concrete. *Proceedings, ASCE 5th Materials Congress*, Cincinnati, 1997, s. 240-247.
- [159] Brosens K., Van Gemert D.: Anchorage Design for externally bonded carbon fiber

- polymer laminates. *Proceedings of the 4th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, Baltimore, USA, 1999, s. 635–645.
- [160] Hiroyuki Y., Wu Z.: Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Proceedings of the 3rd International Symposium*, Sapporo, Japan, 1997, s. 287-294.
- [161] Tanaka T.: Shear resisting mechanism of reinforced concrete beams with CFS as shear reinforcement. Hokkaido University, Hokkaido, Graduation Thesis 1996.
- [162] Niedermeier R.: Stellungnahme zur richtlinie für das verkleben von betonbauteilen durch ankleben von stahllaschen. München, 1996.
- [163] Blaschko M., Niedermeier R., Zilch K.: Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP. *Proceedings of the 2nd International Conference on Composites in Infrastructures (ICCI'98)*, Tucson, Arizona, USA, 1998, s. 315-327.
- [164] Yuan H., Wu Z.S.: Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber., 1999.
- [165] Yuan H. Z., Yoshizawa H. Wu: Theoretical solution on interfacial stress transfer of externally bonded steel/composite laminates. *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, no. 675/1-55, 2001, s. 27-39.
- [166] Neubauer U., Rostásy F.S.: Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. *Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repairs*, Edinburgh, UK, 1997, s. 109-118.
- [167] van Gemert D.: Force transfer in epoxy-bonded steel-concrete joints. *Journal of Adhesion and Adhesives*, no. 1, 1980, s. 67-72.
- [168] Izumo K., Saeki N., Fukao M., Horiguchi T.: Bond behavior and strength between fiber sheets and concrete. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, no. 21, 1999, s. 423-430.
- [169] Sato Y., Asano Y., Ueda T.: Fundamental study on bond mechanism of carbon fiber sheet. *Concrete Library International*, 2001, s. 97-115.
- [170] JCI (Japanese Concrete Institute): Technical Report of Technical Committee on Retrofit Technology. *Proceedings of the International Symposium on Latest Achievement of Technology and Research on Retrofitting Concrete Structures.*, 2003.
- [171] Khalifa A., Gold W.J, Nanni A., Aziz A: Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *Journal of Composite for construction*, no. 2(4), 1998, s. 195-203.
- [172] Yang Y.X., Yue Q.R., Hu Y.C.: Experimental study on bond performance between carbon fibre sheets and concrete. *Journal of building structures*, no. 22(3), 2001, s. 36-42.
- [173] Täljsten B.: Plate bending. Strengthening of existing concrete structures with epoxy

- bonded plates of steel or fibre reinforced plastics., 1994.
- [174] Ladner M., Pralong J., Weder C.: Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrung. EMPA Dubendorf, Dubendorf, Switzerland, EMPA Report No.116/5 1990.
- [175] Ritchie P.A., Thomas D.A., Lu L.W., Connelly M.G.: External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. *ACI Structural Journal*, no. 88(4), 1991, s. 490-500.
- [176] Geymayer H.G.: Static test of reinforced concrete beams: development of iterative analysis procedure and tests of beams reinforced with steel, aluminum and fiber glass. U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Technical Report No. 6-818 1968.
- [177] Shahawy A. M., Arockiasamy M., Beitelman T., Sowrirajan R.: Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates. *Composites: Part B*, no. 27B, 1996, s. 225-233.
- [178] Arduini M., Nanni A.: Behaviour of precracked RC beams strengthstrengthened. *Journal Compos Construction*, no. 1(2), 1997, s. 63-70.
- [179] Bakay R.: Midspan Shear Debonding of CFRP Laminated Reinforced Concrete Beams. MSc Thesis., 2003.
- [180] Yuan H., Teng J.G., Seracino R., Wu Z.S., Yao J.: Full-range behaviour of FRP-to-concrete bonded joints. *Engineering Structures, Elsevier*, no. 26(5), 2004, s. 553-564.
- [181] Chen J.F., Yuan H., Teng J.G.: Debonding failure along a softening FRP-to-concrete interface between two adjacent cracks in concrete members. *Engineering Structures, Elsevier*, no. 29(1), 2007, s. 257-270.
- [182] Sebastian W.M.: Significance of midspan debonding failure in FRP plated concrete beams. *Journal of Structural Engineering*, no. 127(7), 2001, s. 792-798.
- [183] Varastehpour H., Hamelin P.: Analysis and study of failure mechanism of RC beam strengthened with FRP plate. *Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Montreal, Canada, 1996, s. 527-536.
- [184] Sadadatmanesh H., Malek A.M.: Design guidelines for flexure strengthening of RC beams with FRP plates. *Journal of Composites for Construction*, no. 2(4), 1998, s. 158-164.
- [185] Wang C.Y., Ling F.S.: Prediction models for debonding failure of cracked RC beams with externally bonded FRP sheets. *Proceedings of the 2nd International Conference of Composites in Infrastructures*, Tucson, Arizona, USA, 1998.
- [186] Ahmed O., van Gemert D.: Effect of longitudinal carbon fibre reinforced plastic laminates on shear capacity of reinforced concrete beams. *Proceedings of the 4th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, Baltimore, Maryland, USA, 1999, s. 933-943.
- [187] Tumialan G., Belarbi A., Nanni A.: Reinforced Concrete beams strengthened with

- CFRP composites: failure due to concrete cover delamination. Department of Civil Engineering, Centre for infrastructure Engineering Studies, University of Missouri-Rolla, USA, Report No. CEIS 99-01 1999.
- [188] Raoof M., Hassanen M.A.H.: Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre reinforced plastics or steel plates glued to their soffits. *Proceedings of the institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, vol. 140, 2000, s. 291-305.
- [189] Smith S.T., Teng J.G.: FRP strengthened RC beams – II: assessment of debonding strength models. *Engineering Structures*, no. 24(4), 2002, s. 397-417.
- [190] Teng J.G., Yao J.: Plate end debonding in FRP-plated RC beams—II: Strength model. *Engineering Structures*, vol. 29, no. 10, 2007, s. 2472-2486.
- [191] Oehlers D.J.: Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits. *Journal of Structural Engineering*, no. 118(8), 1992, s. 2023-2038.
- [192] Jansze W.: Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates. Delft, PhD thesis 1997.
- [193] Raoof M., Zhang S.: Analysis of plate peeling failure of RC beams with externally bonded plates. *Proceedings of the International Conference on Concrete in the Service of Mankind: Concrete Repair Rehabilitation and Protection*, Scotland, UK, 1996, s. 605-614.
- [194] Toutanji H., Zhao L., Anselm E.: Verifications of Design Equations of Beams Externally Strengthened with FRP Composites. *Journal of Composites for Construction*, no. 5-6, 2006, s. 254-264.
- [195] Smith S.T., Teng J.G.: Shear debonding failure of FRP-plated RC beams. *Advances in Structural Engineering*, no. 6(3), 2003, s. 183-199.
- [196] Bakay R., Sayed-Ahmed E.Y., Shrive N.G.: Interfacial Debonding Failure for Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Strips. *Canadian Journal of Civil Engineering*, no. 36(1), 2009, s. 103-121.
- [197] Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J.: Intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beams: FE analysis and strength model. *Journal of Composites for Construction*, vol. 11, no. 2, 2007, s. 161-174.
- [198] Said H., Wu Z.: Prediction of load carrying capacity due to intermediate crack-induced debonding in FRP-strengthened flexural members., 2007.
- [199] Niedermeier R.: Zugkraftdeckung bei klebarmierten bauteilen (envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement), Munchen., 2000.
- [200] CEN : Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. ENV 1992-1-1., 1991.
- [201] CEB : CEB-FIP Model Code 1990, Design Code. Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, Thomas Telford., 1993.
- [202] Rostasy Holzenkämpfer. P., Hankers, C. F.S.,: Geklebte. Bewehrung für die

- Verstärkung von Betonbauteilen. *Betonkalender*, no. II, 1996, s. 547-576.
- [203] BS 2782: Part 3. Methods 320 A to 320 F: 1976. Tensile strength, elongation and elastic modulus. 1976.
- [204] PN-EN 13733. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczania trwałości konstrukcyjnych materiałów klejących. 2004.
- [205] PN-EN 10002-1. Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze otoczenia. 2004.
- [206] Praca zbiorowa pod redakcją Pliszek, E., Serafin, S.: Budownictwo betonowe t. VIII. Badanie materiałów elementów i konstrukcji. , Warszawa, 1970.
- [207] PN-EN 12620. Kruszywa do betonu. 2002.
- [208] IBDiM: Karta technologiczna materiału S&P CFK - Lamellen, Nr AT/2005-03-0822., 2005.
- [209] IBDiM: Karta technologiczna materiału Resin 220, Nr AT/2005-03-0822., 2005.
- [210] PN-EN 12190. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczanie wytrzymałości na ściskanie zaprawy naprawczej. 2000.
- [211] PN-EN 1770. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Oznaczenie współczynnika rozszerzalności cieplnej. 2000.
- [212] PN-EN 12617-3. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Część 3: Oznaczenie wczesnego skurczu liniowego konstrukcyjnych materiałów klejących. 2004.
- [213] PN-EN 1542. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Pomiar przyczepności przez odrywanie. 2000.
- [214] Instytut Techniki Budowlanej: Instrukcja ITB 194/98. Badanie cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach., 1998.
- [215] PN-EN 24624:1994. Farby i lakiery - Próba odrywania do oceny przyczepności.
- [216] Strzałkowski A., Śliziński A.: *Matematyczne metody opracowania wyników pomiarów*. Warszawa: PWN, 1978.
- [217] Czarnecki L., Szklarska K.: Wytyczne projektowania wykonywania i stosowania zaczynów, zapraw oraz betonów epoksydowych i poliestrowych. *OBR BP "Śląsk"*, 1985.
- [218] PN-EN 206-1. Beton - Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność. 2003.
- [219] Jamroży Z.: *Beton i jego technologie*. Warszawa-Kraków: Wydawnictwo naukowe PWN, 2000.
- [220] Neville A.M.: *Właściwości betonu*. Kraków: Polski Cement, 2000.
- [221] Kotynia R.: Graniczne odkształcenia materiałów kompozytowych przy odspojeniu w ujęciu normowym dla zginania. *LI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*, Krynica, Krynica.

- [222] Rusinowki P., Täljsten B.: Intermediate Crack Induced Debonding in Concrete Beams Strengthened with CFRP Plates — An Experimental Study. *Advances in Structural Engineering*, vol. 12, no. 6, 2009.
- [223] Täljsten B.: Strengthening of beams by plate bonding. *Journal of Materials in Civil Engineering*, no. 9(4), 1997, s. 206-212.
- [224] Godycki-Ćwirko T.: *Mechanika betonu*. Warszawa: Arkady, 1982.
- [225] Chajes M.J., Thomson T.A., Januszka T.F., Finch Jr. W.W.: Flexural strengthening of concrete beams using externally bonded composite materials. *Construction and Building Materials*, no. 8(3), 1994, s. 191-201.
- [226] Knauff M.: *O obliczaniu przemieszczeń belek żelbetowych metodą dwóch prostych*. Warszawa: Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, 1979.
- [227] Kuczyński W.: *Kontynualna teoria zginania żelbetu*. Warszawa: PWN, 1971.

Streszczenie

Konstrukcje z betonu dominują w wielu dziedzinach budownictwa komunikacyjnego, komunalnego, hydrotechnicznego i przemysłowego. Konstrukcje te, użytkowane są w warunkach oddziaływań mechanicznych, termicznych, chemicznych i biologicznych. Czynniki zewnętrzne takie jak: agresywne oddziaływanie środowiska, uszkodzenia mechaniczne, zmiana sposobu użytkowania, powodują potrzebę naprawy lub wzmocnienia konstrukcji.

Do końca lat 90-tych wzmocnienia konstrukcji betonowych opierały się na rozwiązaniach tradycyjnych o wiele rzadziej stosowano materiały FRP (głównie te wykonane na bazie włókien szklanych), ze względu na ich wysoką cenę. Wraz z rozwojem technologii produkcji kompozyty włókniste, zwłaszcza te wykonane na bazie włókien węglowych CFRP, zaczęły odgrywać dużą rolę przy różnego typu wzmocnieniach konstrukcji w tym betonowych. Do podstawowych zalet tej grupy kompozytów należy zaliczyć: niewielki ciężar, dużą wytrzymałość i bardzo dużą łatwość w aplikacji w porównaniu do rozwiązań tradycyjnych. Badania w zakresie możliwości wykorzystania kompozytów CFRP do wzmocnień konstrukcji betonowych rozpoczęły się już na przełomie lat 80/90-tych ubiegłego wieku.

W pracy przedstawiono dorobek naukowy jaki powstał od czasu pierwszych badań i zastosowań w praktyce kompozytów FRP. Scharakteryzowano główne zagadnienia będące przedmiotem rozważań naukowych. Omówiono mechanizmy zniszczenia elementów wzmocnionych poprzez doklejenie kompozytów włóknistych do betonu. Zestawiono i omówiono główne modele, opracowane na przestrzeni ostatnich 20 lat, opisujące analitycznie zagadnienie przyczepności kompozytów włóknistych do betonu. Scharakteryzowano i przedstawiono również główne wytyczne (o znaczeniu światowym) do analizy stanów granicznych nośności i użytkowalności zginanych elementów żelbetowych, wzmocnionych poprzez doklejenie kompozytów FRP.

Badania własne, będące przedmiotem pracy, objęły swoim zakresem analizę nośności, zarysowania oraz ugięć belek żelbetowych wzmocnionych taśmami CFRP. W wyniku przeprowadzonych badań określono wpływ jaki zbrojenie kompozytowe wywiera na nośność, rysoodporność oraz sztywność belek wzmocnionych taśmami CFRP, a także oceniono wpływ przyspieszonego starzenia termicznego na trwałość układu: beton-klej epoksydowy-taśma CFRP. Badania własne skonfrontowano z wynikami badań innych autorów i przedstawiono wnioski.

Kolejnym zadaniem było zmodyfikowanie wybranych metod analitycznych, opisanych w literaturze przedmiotu pracy i dostosowanie ich do wymagań krajowych. Uzyskane wyniki badań i ich analiza stworzyła możliwość opracowania sposobu analitycznego prognozowania nośności, zarysowania i ugięcia elementów wzmocnionych taśmami CFRP.

Summary

Concrete structures prevail in numerous fields of communications, municipal, hydrotechnical and industrial construction. They are used in the conditions of mechanical, thermal, chemical and biological influences. As a result of the impact of the environment where they are used, the properties of the building structure deteriorate in time. Such factors as an aggressive influence of the environment, mechanical damages, a change of the way in which a given building is used, errors that are made on the stages of designing and construction result in a need to repair or strengthen the structure.

By the end of the 1990s, strengthening methods of concrete structures were based on traditional solutions that consisted in the use of various steel profiles. It was only rarely that FRP fibrous composites were used, chiefly considering their high price. With the development of the production technology, fibrous composites, mainly those based on carbon fibers (CFRP) began to play an important role in the strengthening of engineering structures, including those from concrete. The attractiveness of this method was mainly owing to the ease and swiftness of the applications of the CFRP composite, its small weight and practically speaking unlimited possibilities concerning the selection of the length and cross-sectional area. The CFRP system of reinforcements is furthermore characterized by a very high tensile strength and fatigue strength as well as the possibility to cover the composite with mortars and paint coats.

The present dissertation covers the scientific output starting from the first investigations and the practical applications of FRP composites. The destruction modes were discussed of those elements that are reinforced by sticking of fibrous composites to a concrete base in a passive and active mode. The basic analytical models which describe the adhesion of such composites to concrete and that were developed over the past twenty years were described. Those guidelines (of a worldwide importance) were systematized that serve the purpose of an analysis of the ultimate limit states and serviceable limit states of bent ferroconcrete elements that are strengthened by sticking of FRP composites to them.

On the basis of the author's own investigation, issues were considered that concern the behavior of bent ferroconcrete beams that are strengthened in a passive manner with CFRP strips. The analysis included herein covered the ultimate limit state, the serviceable limit state (cracks and deflections) as well as the durability of the system that is obtained as a result of the strengthening: concrete-epoxy glue-CFRP strip. An assessment was made of the capacity, resistance to cracks and the rigidity of bent ferroconcrete beams that are strengthened with CFRP strips with various cross-sections in comparison with identical elements without any strengthening; furthermore, an evaluation was made of the impact of external factors on the durability of the following system: concrete-epoxy glue-CFRP strip. Selected analytical methods were modified that are described in the literature on the subject of the dissertation, and they were adapted to the national requirements. The research results obtained and their analysis provided a possibility to develop an analytical method of a prediction of the capacity of such elements, their scratching and deflection.