

POLITECHNIKA KRAKOWSKA IM. TADEUSZA KOŚCIUSZKI
WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ



ROZPRAWA DOKTORSKA

NOŚNOŚĆ I UGIĘCIA BELEK ZESPOLONYCH TYPU STALOWA BLACHA-BETON

FLEXURAL STRENGTH AND DEFLECTION OF STEEL PLATE-CONCRETE COMPOSITE BEAMS

AUTOR: MGR INŻ. DAWID KISAŁA
PROMOTOR: PROF. DR HAB. INŻ. KAZIMIERZ FURTAK

KRAKÓW, 2017

PODZIĘKOWANIA

Chciałbym złożyć serdeczne podziękowania wszystkim osobom, które pomogły mi w trakcie pisania niniejszej rozprawy doktorskiej, a w szczególności:

- **mojemu promotorowi prof. dr hab. inż. Kazimierzowi Furtakowi za nieocenioną pomoc,**
- prof. dr hab. inż. Kazimierzowi Fladze za cenne rady i wprowadzenie w mury Uczelni,
- mgr inż. Marcinowi Tekielemu za dyskusje i wspólne badania,
- dr inż. Stanisławowi Kańce oraz wszystkim pracownikom Laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej za całą pracę włożoną w badania doświadczalne,
- dr hab. inż. prof. PK Andrzejowi Winnickiemu oraz dr hab. inż. prof. PK Jerzemu Paminowi za wartościowe uwagi w kwestii analiz numerycznych,
- mgr inż. Kazimierzowi Piwowarczykowi za pouczające dyskusje,
- Pani Magdalenie Dudzik za przeprowadzenie przez labirynty biurokracji,
- firmie IMB-Podbeskidzie za pomoc w realizacji badań doświadczalnych.

Dziękuję również Władzom Uczelni, ponieważ badania przedstawione w rozprawie zrealizowano ze środków przyznanych przez Dziekana Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej w ramach grantu o numerze L-1/368/2016/DS-M.

Dziękuję mojej żonie Ani za cierpliwość, wsparcie i motywację.

SPIS TREŚCI

Spis treści	4
1. Wprowadzenie	9
2. Przegląd literatury	11
2.1. Rys historyczny	11
2.2. Badania doświadczalne.....	13
2.2.1. Badania doświadczalne belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	13
2.2.2. Badania doświadczalne typu push-out	17
2.3. Analiza teoretyczna	18
2.3.1. Sztywność łączników wiotkich	19
2.3.2. Nośność łączników wiotkich	20
2.3.3. Poślizg w płaszczyźnie zespolenia	22
2.3.4. Wpływ poślizgu na nośność konstrukcji zespolonych	23
2.3.5. Wpływ poślizgu na ugięcie konstrukcji zespolonych.....	24
2.4. Analiza numeryczna.....	24
2.5. Podsumowanie	26
3. Cel, tezy i zakres pracy.....	27
3.1. Cel pracy	27
3.2. Tezy pracy	27
3.3. Zakres pracy.....	27
3.3.1. Przegląd literatury	27
3.3.2. Badania doświadczalne.....	28
3.3.3. Analiza teoretyczna	28
3.3.4. Analiza numeryczna	28
3.3.5. Analiza porównawcza	28
4. Badania doświadczalne	29
4.1. Wprowadzenie	29
4.1.1. Zakres badań	29
4.1.2. Metody optyczne.....	30
4.2. Badania materiałów.....	34
4.2.1. Beton	34
4.2.2. Stal	44
4.2.3. Łączniki sworzniowe	52
4.3. Badania belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	59

4.3.1. Wykonanie elementów badawczych	59
4.3.2. Charakterystyka elementów badawczych.....	61
4.3.3. Stanowisko badań.....	65
4.3.4. Aparatura pomiarowa.....	67
4.3.5. Wyniki badań	72
4.4. Podsumowanie	91
5. Analiza teoretyczna	95
5.1. Wprowadzenie	95
5.2. Nośność na zginanie konstrukcji żelbetowej	95
5.3. Zarysowanie.....	96
5.4. Wpływ poślizgu na pracę konstrukcji.....	98
5.5. Nośność na zginanie konstrukcji zespolonej typu stalowa blacha-beton	102
5.6. Ugięcia konstrukcji zespolonych typu stalowa blacha-beton.....	103
5.6.1. Ugięcie w pierwszej fazie	103
5.6.2. Ugięcie w drugiej fazie	103
5.6.3. Ugięcie w trzeciej fazie	104
5.6.4. Ugięcie dodatkowe od poślizgu	105
5.7. Wyniki badań	105
5.7.1. Nośność na zginanie	105
5.7.2. Ugięcia	106
5.7.3. Odkształcenia w betonie.....	111
5.7.4. Odkształcenia w stalowej blasze.....	112
5.7.5. Poślizg.....	113
5.8. Podsumowanie	114
6. Analiza numeryczna	117
6.1. Parametry geometryczne	117
6.2. Parametry materiałowe.....	118
6.2.1. Model betonu.....	118
6.2.2. Model stali.....	119
6.3. Typy elementów skończonych.....	119
6.4. Model zespolenia.....	120
6.5. Siatka elementów skończonych.....	121
6.6. Analiza gęstości siatki elementów skończonych	121
6.7. Warunki brzegowe.....	122
6.8. Analiza numeryczna zadania.....	122
6.9. Wyniki badań	123
6.9.1. Nośność na zginanie	123
6.9.2. Ugięcia	123

6.9.3. Odkształcenia w betonie.....	128
6.9.4. Odkształcenia w stali	128
6.9.5. Poślizg.....	129
6.10. Podsumowanie	130
7. Analiza porównawcza	133
7.1. Nośność na zginanie	133
7.2. Ugięcia	134
7.3. Poślizg.....	137
7.4. Analiza parametryczna	144
7.4.1. Wpływ klasy betonu	145
7.4.2. Wpływ klasy stali konstrukcyjnej	146
7.4.3. Wpływ średnicy łączników.....	147
7.4.4. Wpływ rozstawu łączników.....	148
7.4.5. Zależność pomiędzy stopniem zespolenia, a ugięciem	149
7.5. Podsumowanie	150
8. Wnioski i uwagi końcowe	153
Literatura	157
Spis rysunków	161
Spis tablic	167
Streszczenie	171
Abstract	173

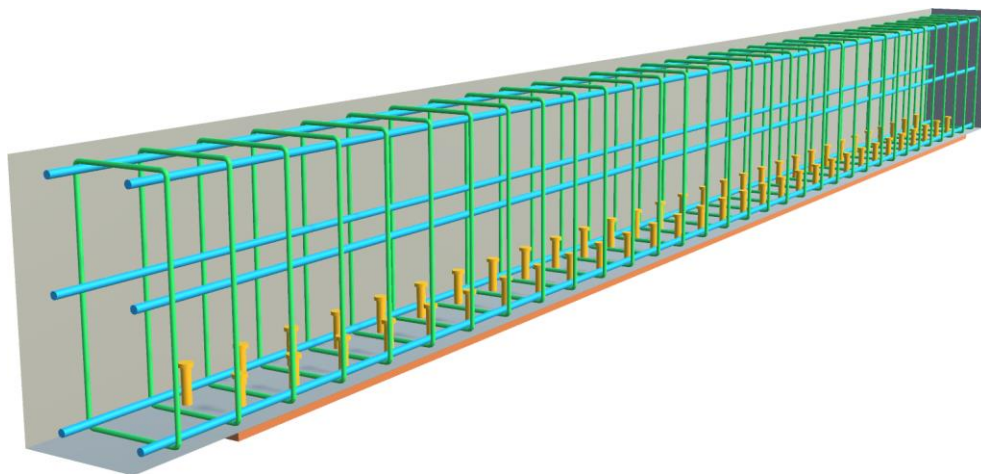
1. WPROWADZENIE

Konstrukcje zespolone to określenie obejmujące szeroką dziedzinę struktur, których cechą charakterystyczną jest połączenie w jeden ustrój dwóch lub więcej elementów konstrukcyjnych wykonanych z różnych materiałów. Złożony przekrój przenosi siły wewnętrzne i zewnętrzne, zapewniając jednocześnie odpowiednie warunki współpracy elementów składowych, umożliwiając przeciwstawienie się siłom w płaszczyźnie zespolenia. Do najpopularniejszych rozwiązań można zaliczyć konstrukcje: stalowo-betonowe, betonowo-betonowe, drewniano-stalowe oraz drewniano-betonowe.

Najczęściej wykorzystywanymi materiałami w budownictwie są stal i beton. Wynika to przede wszystkim z licznych zalet obu materiałów, które w konstrukcji zespolonej, ze względu na swoje zupełnie odmienne właściwości, uzupełniają się, co daje synergiczny efekt. Zastosowanie konstrukcji zespolonych można zaobserwować w wielu dziedzinach inżynierskich, jednak największą popularnością cieszą się one w przypadku budownictwa mostowego i kubaturowego. W związku z tym od wielu lat na całym świecie prowadzone są na szeroką skalę badania naukowe, mające na celu dokładne poznanie zachowania tego typu konstrukcji. Powoduje to ich bardzo dynamiczny rozwój, który skutkuje powstawaniem innowatorskich rozwiązań oraz innowacyjnych metod analizy.

Początki konstrukcji zespolonych w budownictwie sięgają przełomu XIX i XX wieku, kiedy żelbetową płytę montowano na stalowych dźwigarach, które pełniły funkcję nośną. Rozwiązania te jednak tylko wizualnie przypominały konstrukcje stosowane obecnie, ponieważ nie wykorzystywały one potencjału zespolenia [1]. Pierwsze badania i zastosowania z wykorzystaniem współpracy pomiędzy dwoma odmiennymi materiałami datuje się na lata dwudzieste XX wieku. Ich coraz większa powszechność wynika z licznych zalet, z których najważniejsze to: optymalne wykorzystanie właściwości materiałów składowych, mniejszy ciężar własny oraz wysokość konstrukcyjna w stosunku do konstrukcji żelbetowych, większa sztywność, a tym samym mniejsze ugięcia w odniesieniu do konstrukcji stalowych, dobra odporność ogniowa, a także niski koszt i szybkość montażu.

Ciągłe poszukiwania coraz to doskonalszych rozwiązań doprowadziły do powstania nowych koncepcji konstrukcyjnych. Jedną z nich jest przedstawiona w 2009 roku przez dwóch chińskich badaczy Jiangua Nie i Jie Zhaoz Uniwersytetu Tsinghua w Pekinie, określana jako konstrukcja zespolona typu stalowa blacha-beton (rys. 1.1).



Rys. 1.1. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton

Pochodzenie samej idei może mieć swoje początki w istniejących rozwiązaniach konstrukcyjnych. Zaproponowany pomysł zakłada zastąpienie części stalowej klasycznej konstrukcji zespolonej, która najczęściej była w formie dwuteownika lub blachownicy, przez stalową blachę zespoloną z betonem za pomocą łączników (*SPCC – steel plate-concrete composite*) [2]. Korzystając z doświadczeń w przypadku konstruowania tradycyjnych konstrukcji zespolonych, ze względu na łatwość wykonania i zautomatyzowanie procesu, wykorzystano łączniki wiotkie typu sworzniowego z główką (Nelsona). Konstrukcje te wykazują podobieństwo do charakteru pracy konstrukcji żelbetowych. Jednak w przeciwieństwie do nich, główne zbrojenie w postaci stalowych, żebrowanych prętów jest zastąpione stalową blachą zamontowaną poza obrysem części betonowej. Zastosowane rozwiązanie można zakwalifikować jako pewnego rodzaju samonośne zbrojenie zewnętrzne.

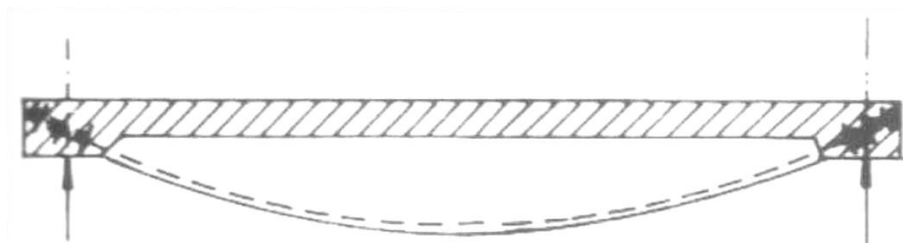
W związku z innowatorskim charakterem konstrukcji zespolonych typu stalowa blacha-beton oraz koniecznością przeprowadzenia dogłębnych badań rozpoznających podstawowe zagadnienia dotyczące ich zachowania pod obciążeniem, ten rodzaj konstrukcji jest przedmiotem rozprawy.

2. PRZEGLĄD LITERATURY

2.1. RYS HISTORYCZNY

Konstrukcje belkowe tego typu nie zostały jeszcze wykorzystane w praktycznych realizacjach, jednak koncepcje, które do nich nawiązują można odnaleźć w rozwiązaniach określanych jako „mosty Möllera”. Dodatkowo pewne podobieństwo można dostrzec w realizacji wsporników mostu Wilde Gera, co wskazuje na pewne możliwe obszary wykorzystania tego rozwiązania.

Mianem mostów Möllera określa się obiekty wznoszone jeszcze w XIX wieku w Niemczech i północnej Polsce [3], próbujące wykorzystać innowacyjne pomysły ówczesnych projektantów. Ich budowy zaprzestano w latach dwudziestych XX wieku ze względu na wygląd niezgodny z panującą w tamtych latach tendencją do kształtowania ustrojów nośnych. Profesor Möller z Braunschweigu zaproponował innowacyjne zastosowanie stali i nowego w tamtym czasie żelbetu. Pomysł polegał na połączeniu stalowego cięgna zakotwionego w pasie górnym w strefie podporowej z uźebrowaną płytą betonową, co pozwoliło osiągnąć ustrój łączący w sobie cechy elementu łukowego, linowego i belkowego. Belki charakteryzowały się zmienną wysokością dopasowaną do krzywej cięgna poddanego obciążeniu ciężarem własnym. Było one najczęściej wykonane z płaskowników o szerokości równej betonowemu średnikowi. Schemat tego rozwiązania można zobaczyć na rysunku 2.1.



Rys. 2.1. Schemat dźwigara taśmowego systemu Möllera [3]

Drugi z przykładów, który wykazuje pewne cechy podobieństwa z prezentowanymi tutaj rozwiązaniami, to koncepcja konstrukcyjna wykorzystana w betonowym moście łukowym Wilde Gera przedstawionym na rysunku 2.2. Został on wybudowany w Niemczech w 2001 roku jako część autostrady A71, która przekracza w tym miejscu na wysokości 110 m głęboką dolinę w obszarze lasów Turyńskich niedaleko miejscowości Ilmenau. Jego długość całkowita wynosi 552 m, szerokość całkowita 26 m, a wysokość konstrukcji 3,74 m. Główny łuk ma 252 m i podpira sześć belkowych przęseł o rozpiętości 42 m każde.

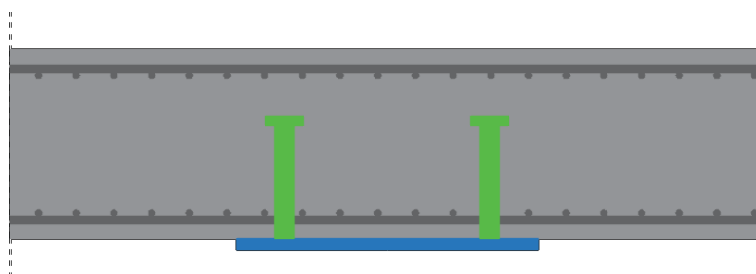


Rys. 2.2. Widok na most Wilde Gera (<http://www.highestbridges.com/wiki/images/f/fb/1WildeGeraBridge.jpg>)

Jest on z wielu względów niepowtarzalnym obiektem na skalę europejską, jak i światową. Dodatkowo jednym z nowatorskich pomysłów wykorzystanych w tym obiekcie było zastosowanie przedstawionych na rysunkach 2.3 i 2.4 zespolonych wsporników w postaci płyty typu stalowa blacha-beton.



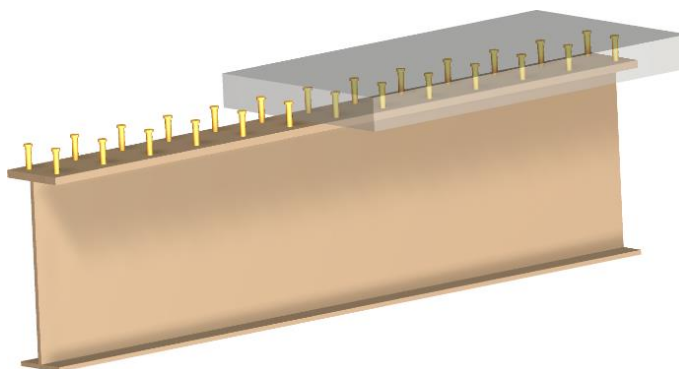
Rys. 2.3. Część wspornikowa mostu Wilde Gera z nowatorskim rozwiązaniem w postaci płyt zespolonych typu stalowa blacha-beton



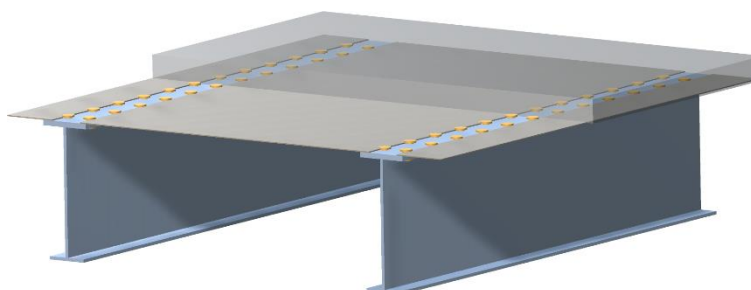
Rys. 2.4. Schemat zespolenia płyty pomostowej wspornika ze stalową blachą

2.2. BADANIA DOŚWIADCZALNE

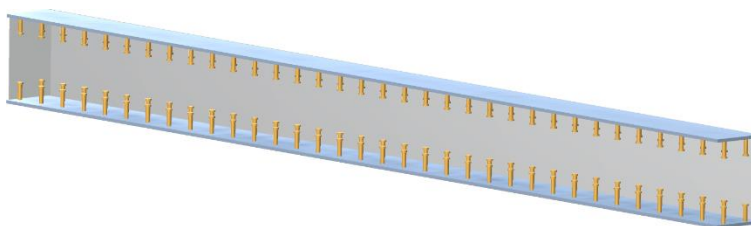
Konstrukcje zespolone typu stalowa blacha-beton stanowią innowację w budownictwie, w związku z czym literatura na ich temat nie jest obszerna. Nie są one jednak zupełnie nową koncepcją konstrukcyjną, a hybrydowym rozwiązaniem, które czerpie inspirację z już istniejących konstrukcji. Wywodzi się ona przede wszystkim z klasycznych konstrukcji zespolonych (rys. 2.5), ale nawiązuje również do metod wzmacniania żelbetowych belek za pomocą przyklejanych stalowych płaskowników oraz koncepcji określanych w literaturze anglojęzycznej jako konstrukcje zespolone warstwowe typu *open-sandwich* (rys. 2.6) i *double-skin sandwich* (rys. 2.7).



Rys. 2.5. Schemat tradycyjnej stalowo-betonowej belki zespolonej



Rys. 2.6. Schemat konstrukcji zespolonej typu open-sandwich

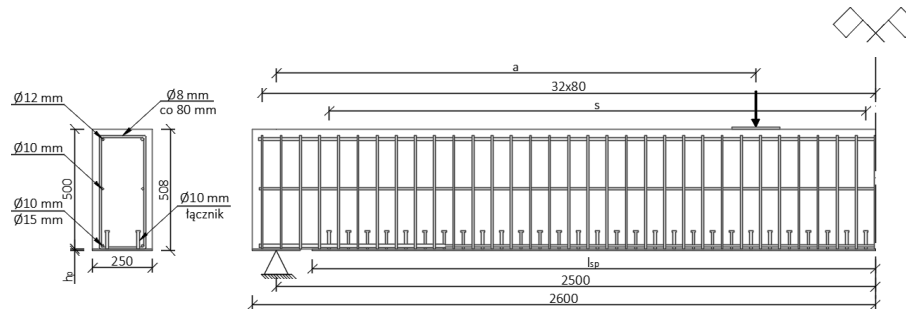


Rys. 2.7. Schemat belki zespolonej typu double-skin sandwich

2.2.1. BADANIA DOŚWIADCZALNE BELEK ZESPOLONYCH TYPU STALOWA BLACHA-BETON

Przeprowadzone badania doświadczalne belek zespolonych typu stalowa blacha-beton pozwoliły na wstępne rozpoznanie zagadnień, które wiążą się z pracą tego typu elementów. Przebadano pięć belek zaprezentowanych schematycznie na rysunku 2.8, różniących się parametrami takimi jak [2]:

- miejsce przyłożenia obciążenia,
- grubość i długość stalowej blachy,
- rozstaw łączników,
- wytrzymałość betonu na ściskanie,
- granica plastyczności i wytrzymałość na rozciąganie stali.



Rys. 2.8. Schemat badanych doświadczalnie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton

W każdym przypadku belka miała taki sam prostokątny przekrój poprzeczny o wymiarach 250 x 500 mm oraz rozpiętość wynoszącą 500 cm. Belki zostały podparte i obciążone w taki sposób, aby zrealizować schemat statyczny w postaci elementu wolnopodpartego obciążonego w środku rozpiętości lub dwoma symetrycznie ustawionymi siłami skupionymi. Zbrojenie wewnątrz belki również było identyczne w każdym przypadku i składało się z:

- dwóch prętów o średnicy 12 mm w górnej części belki,
- dwóch prętów o średnicy 10 mm w środku belki,
- dwóch prętów o średnicy 10 mm w dolnej części belki,
- strzemion o średnicy 8 mm w rozstawie 80 mm na całej długości belki,
- dodatkowych czterech prętów o średnicy 20 mm w przypadkach, gdy stalowa blacha nie była doprowadzona do podpór.

Stalowa blacha miała wysokość 8 lub 10 mm oraz długość 470 lub 520 cm. Na jej powierzchni zamocowano łączniki wiotkie typu Nelsona o średnicy 10 mm. Główne parametry elementów badawczych zaprezentowano w tablicach 2.1 i 2.2.

Tab. 2.1. Charakterystyka głównych parametrów badanych belek według

Nazwa parametru	SCCB-2	SCCB-3	SCCB-5	SCCB-7	SCCB-8
Wysokość części betonowej [mm]	500				
Szerokość belki [mm]	250				
Rozpiętość teoretyczna belki [mm]	5000				
Wysokość stalowej blachy h_p [mm]	8	10	8	8	8
Długość stalowej blachy l_{sp} [mm]	5200	5200	4700	4700	4700
Odległość przyłożenia obciążenia od krawędzi belki a [mm]	1500	1500	2500	2500	2000
Rozstaw łączników s [mm]	130	130	130	170	85
Wytrzymałość charakterystyczna betonu przy ściskaniu próbki sześcienniej [MPa]	40,7	46,3	45,1	46,4	37,4
Granica plastyczności stalowej blachy [MPa]	327	291	327	327	327
Wytrzymałość na rozciąganie stalowej blachy [MPa]	477	446	477	477	477

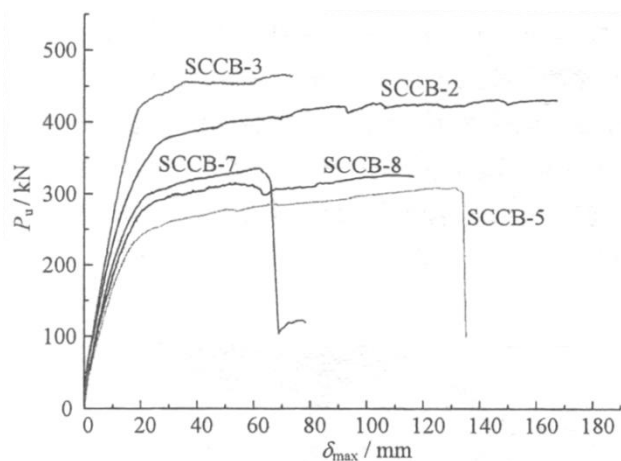
Parametry materiałowe zostały określone na podstawie badań losowo wybranych próbek. Zastosowana receptura betonu została dobrana w taki sposób, aby po 28 dniach otrzymać beton o wytrzymałości na ściskanie badanej na sześcienniej próbce o wartości około 40 MPa. Pręty zbrojeniowe w każdej belce charakteryzowały się takimi samymi właściwościami.

Tab. 2.2. Parametry materiałowe zbrojenia oraz łączników zastosowanych w badanych belkach zespolonych typu stalowa blacha-beton

Rodzaj elementu	Pole powierzchni przekroju poprzecznego [mm ²]	Moduł sprężystości podłużnej [GPa] Parametr wzmocnienia [GPa] Współczynnik Poissona [-]	Granica plastyczności [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]
Zbrojenie poprzeczne 8 mm	50,27	200,0 2,0 0,3	323,0	441,0
Zbrojenie podłużne 10 mm	78,54		397,0	568,0
Zbrojenie podłużne 12 mm	113,1		391,0	566,0
Zbrojenie podłużne 20 mm	392,7		-	-
Łączniki 10 mm	78,54		-	509,0

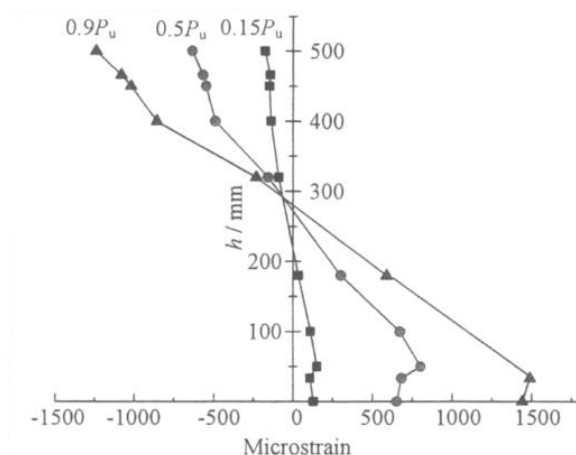
Zgodnie z autorami [2] zależność ugięć od przyłożonego obciążenia wyraźnie wskazuje na trzy fazy pracy (rys. 2.9):

- sprężysty (liniowy) do momentu pojawienia się pierwszej rysy,
- sprężysto-plastyczny (zależność bliska liniowej) do momentu uplastycznienia stalowej blachy,
- plastyczny do momentu zniszczenia stalowej blachy i zbrojenia belki.



Rys. 2.9. Wykres zależności ugięcia w środku rozpiętości od obciążenia przyłożonego do badanych belek [2]

Zgodnie z badaniami można wysnuć wniosek o słuszności założenia o płaskich przekrojach. Ich analiza w trzech fazach: przed zarysowaniem, pod obciążeniem użytkowym oraz przed zniszczeniem pokazuje, że w przybliżeniu odkształcenia mają liniowy rozkład nawet po pojawieniu się rys (rys. 2.10).



Rys. 2.10. Rozkład odkształceń na wysokości belki [2]

Wyniki badań zamieszczonych w tabelicy 2.3 pokazują, że przy prawidłowo wykonanych elementach z właściwym połączeniem stali i betonu za pomocą łączników, można otrzymać dość dobrą zgodność wyników z zastosowaniem metody uproszczonej określania nośności na zginanie według [4] przy przyjęciu założeń: pełnego połączenia pomiędzy stalą, a betonem, prostokątnego rozkładu naprężeń ściskających w betonie, pominięcia wpływu betonu w strefie rozciąganej oraz pominięcia wzmocnienia plastycznego stali.

Tab. 2.3. Porównanie poziomów obciążenia wywołującego powstanie pierwszej rysy oraz nośności badanych belek [2]

Nazwa belki			SCCB-2	SCCB-3	SCCB-5	SCCB-7	SCCB-8
Obciążenie wywołujące powstanie pierwszej rysy [kN]	A	Badanie doświadczalne	86,0	102,0	40,0	40,0	51,0
	B	EC	73,2	79,1	46,8	47,5	52,8
	C	A / B	1,17	1,29	0,85	0,84	0,97
Nośność na zginanie [kN]	D	Badanie doświadczalne	433,2	465,8	308,6	335,2	325,8
	E	EC	433,2	477,7	261,9	262,4	322,7
	F	D / E	1,00	0,98	1,18	1,28	1.01

Jak można zobaczyć w tablicy 2.4 porównanie wyników dotyczących ugięć wykazuje duże rozbieżności (w nawiasach podano wartość stosunku ugięcia obliczonego przez autorów do rezultatu badania doświadczalnego). Wynikają one z nieprawidłowego założenia o pełnym połączeniu części betonowej ze stalową, co sztucznie zwiększa sztywność takiego elementu. Z tego względu obliczanie ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton należy przeprowadzać w oparciu o inną metodologię, uwzględniającą ten aspekt.

Tab. 2.4. Porównanie ugięć osiągniętych w badaniach doświadczalnych oraz analizy teoretycznej przy obciążeniu na poziomie połowy maksymalnej nośności belki

Nazwa belki	SCCB-2	SCCB-3	SCCB-5	SCCB-7	SCCB-8
Badanie doświadczalne	9,42	8,66	8,97	7,85	8,53
ASHTOO	7,24 (0,77)	6,68 (0,77)	6,50 (0,72)	7,06 (0,90)	6,55 (0,76)
EC	7,12 (0,76)	6,57 (0,76)	6,35 (0,71)	6,96 (0,89)	6,45 (0,76)
GB50017	8,33 (0,88)	7,81 (0,90)	7,58 (0,85)	8,30 (1,06)	7,61 (0,89)

Pierwsze badania tego typu konstrukcji ujawniły szereg ich zalet: brak otuliny betonu od strony stalowej blachy, mniejszy ciężar belki, zabezpieczenie zarysowanej części elementu, wykorzystanie blachy jako deskowania dla części betonowej oraz większa efektywność niż w przypadku zwykłego zbrojenia na rozciąganie, ponieważ blacha może pracować w każdym kierunku. Przykładowe zastosowania tego typu rozwiązania można upatrywać w: mostownictwie, do wzmacniania i naprawiania konstrukcji, w przemyśle jądrowym, zbiornikach na gazy i płyny oraz w schronach.

2.2.2. BADANIA DOŚWIADCZALNE TYPU PUSH-OUT

Badania doświadczalne połączenia pomiędzy betonem, a stalą w przypadku belek zespolonych jest stosunkowo drogie i trudne. Wymaga to wykonania szeregu elementów różniących się parametrami pozwalającymi na analizę wpływu danych zmiennych na pracę takiego elementu. W związku z tym dość szybko rozpoczęto pracę nad uproszczoną formą badań połączeń tego typu, co zaowocowało wykorzystaniem badań typu push-out, które w prosty sposób pozwalają badać zachowanie łączników. Początek badań połączenia zespalającego beton ze stalą w formie łączników sworzniowych (w teraźniejszej formie) datuje się na nie wcześniej niż rok 1956 [5]. Pierwsze testy typu push-out pozwalające na zbadanie podatności łączników wykonane zostały przez Viest'a [6]. W początkowym okresie badacze skupiali swoją uwagę głównie na nośności łączników [7, 8, 9], jednak okazało się, że równie ważna jest zależność pomiędzy przyłożonym obciążeniem, a poślizgiem w płaszczyźnie zespolenia. Wykazano, że jego wielkość jest zależna

od wielu czynników. W artykule [10] autorzy podjęli się wyznawania wykazania, że klasa betonu, a w szczególności wytrzymałość na ściskanie, w dużym stopniu wpływa na nośność połączenia w przypadku wykorzystania łączników wiotkich. Ponadto dowiedli, że dla elementów płytowych pomijalny wpływ ma w takim przypadku zwiększenie ilości zbrojenia poprzecznego, gdy zastosowano betony wysokiej wytrzymałości (znikomy wpływ był obserwowany w elementach wykonanych z betonów normalnej wytrzymałości). Kolejne prace [11] wykazywały, że wykorzystanie łączników sworzniowych jest najbardziej efektywną i ekonomicznie uzasadnioną formą zespolenia. Ostatecznie okazało się, że ich nośność jest funkcją zależną przede wszystkim od otaczającego go betonu (wytrzymałości na ściskanie oraz modułu sprężystości podłużnej), wytrzymałości na rozciąganie samego łącznika, jego wysokości oraz średnicy.

Badania typu push-out mimo swojej ograniczonej formy pozwoliły na dość dobre rozpoznanie zagadnień, które w dużej mierze odpowiadają za charakterystyczne zachowanie elementów zespolonych pod obciążeniem. Wykazano, że w przypadku niskich poziomów obciążeń zespolenie w dużej mierze związane jest z przyczepnością pomiędzy stalą, a betonem, jednakże wraz ze zwiększaniem wartości obciążenia jest ono „zrywane” i nie może być brane pod uwagę w obliczeniach [5]. Przy wyższych poziomach obciążenia coraz większą rolę zaczynają odgrywać same łączniki.

Standardowy test typu push-out wykonywany jest na ustandaryzowanych elementach [12]. Składa się on z dwóch charakterystycznych części: stalowego dwuteownika oraz bloków betonowych, które są połączone za pomocą czterech łączników sworzniowych po każdej stronie. Głównym wynikiem testu jest zależność pomiędzy siłą podłużną, a poślizgiem w płaszczyźnie zespolenia oraz nośność samego łącznika. Do dnia dzisiejszego wykonano wiele standardowych badań typu push-out, które pozwalają na coraz lepsze zrozumienie pracy tego typu połączenia. Mimo różnic pomiędzy podejściami dyktowanymi przez normy opracowane w różnych krajach, wyniki są dość spójne [13]. Dodatkowo w ostatnich latach widać tendencję zmierzającą do modyfikacji standardowych próbek, co pozwala analizować kolejne aspekty zachowania tego typu konstrukcji m.in. w przypadku zastosowania betonów wysokiej wytrzymałości [10] czy też zachowania próbki przy zastosowaniu większej ilości łączników niż czterech [14].

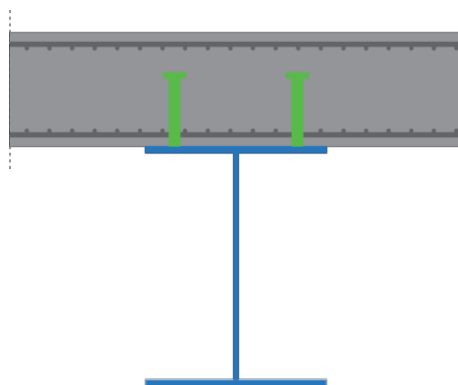
2.3. ANALIZA TEORETYCZNA

Analiza teoretyczna danego zagadnienia pozwala na dogłębne rozpoznanie głównych czynników wpływających na pracę konstrukcji. Już wczesne prace dotyczące konstrukcji zespolonych wskazywały, że prawidłowy opis zachowania tego typu konstrukcji wymaga uwzględnienia przemieszczeń pomiędzy częścią stalową i betonową. Wskazywała na to między innymi praca [15], która później była wykorzystywana przez wielu innych autorów jako punkt wyjścia do własnych rozwiązań tego zagadnienia. Zaproponowany model, określany obecnie jako model Newmarka, łączy w sobie dwie belki zamodelowane w zgodzie z teorią Eulera-Bernuliego z uwzględnieniem sił poprzecznych w płaszczyźnie zespolenia, które pozwalają na względne przemieszczenia podłużne, jednocześnie przeciwdziałając rozłączeniu obu elementów [16]. Późniejsze prace rozszerzyły ten model, pozwalając uwzględnić również odseparowanie elementów, czy też nieliniowość materiałów.

Jednakże w przypadku konstrukcji zespolonej typu stalowa blacha-beton nie możemy rozważać jej jak w przypadku klasycznej konstrukcji zespolonej, a element, który pracuje w sposób hybrydowy, łączący cechy konstrukcji żelbetowych i zespolonych.

2.3.1. SZTYWNOŚĆ ŁĄCZNIKÓW WIOTKICH

Pierwsze konstrukcje zespolone charakteryzowały się brakiem współpracy pomiędzy zastosowanymi materiałami, ponieważ nie było elementów, które mogłyby przenieść siły w płaszczyźnie zespolenia. Efekt tarcia również jest zbyt mały, aby móc mówić o zadowalającym stopniu zespolenia. W związku z tym od lat stosowane są różne mechaniczne sposoby uzyskania pożądanego efektu. W pracy [17] dokonano przeglądu różnego typu łączników, które mogą pełnić rolę zespolenia pomiędzy częścią betonową i stalową. W przypadku obiektów kubaturowych oraz mostowych najczęściej są to łączniki wiotkie w postaci sworzni (rys. 2.11), które pozwalają przenieść naprężenia ścinające w płaszczyźnie zespolenia.



Rys. 2.11. Schemat łączników sworzniowych

Sztywność (podatność) łącznika, czyli zależność wiążąca potrzebną siłę w stosunku do przemieszczenia łącznika o jednostkę długości, najczęściej wyznaczana jest w badaniach typu push-out. Zależność ta jest w ogólności nieliniowa, jednak nie ma jednej uznanej teorii do opisanego zjawiska. Co więcej nie ma również jednej definicji czym jest sztywność łącznika. Zgodnie z [18] możemy określić ją jako sieczną sztywność na poziomie obliczeniowej wytrzymałości łącznika przy ekwiwalentnym poślizgu wynoszącym 0,8 mm. Jednak jak zaznacza sam autor jest to dość duże uproszczenie, mające na celu ułatwić zastosowanie rozwiązania w przypadku praktycznych zagadnień inżynierskich. Zgodnie z [19] jest to sieczna sztywność w połowie nośności łącznika. Według [20] sztywność łącznika możemy obliczyć zgodnie z zależnością:

$$K = 0,66N_sP_{max} \quad (2.1)$$

gdzie:

- N_s – liczba łączników w jednym rzędzie,
- P_{max} – obliczeniowa nośność łącznika.

Opis poślizgu na styku zespolenia według liniowego modelu Newmarka zakłada [21]:

- zasadę płaskich przekrojów,
- współodkształcalność części betonowej i stalowej w kierunku pionowym,
- liniową zależność pomiędzy siłą w płaszczyźnie zespolenia $\frac{dF}{dz}$ pracującej na nieskończenie małym odcinku elementu, a poślizgiem s :

$$\frac{dF}{dz} = k \cdot s \quad (2.2)$$

gdzie:

- $\frac{dF}{dz}$ – siła w płaszczyźnie zespolenia przypadająca na jednostkowy odcinek długości,
- k – stała sztywności połączenia poprzecznego,
- s – poślizg w płaszczyźnie zespolenia.

Jednak w przypadku większości konstrukcji zespolonych, połączenie realizowane jest poprzez łączniki rozmieszczone w określonym dystansie. Pozwala to na wyprowadzenie wzoru:

$$\frac{dF}{dz} \approx \frac{P(s)}{i_c} \quad (2.3)$$

gdzie:

- $P(s)$ – siła przypisana do pojedynczego łącznika w zależności od lokalnego poślizgu s ,
- i_c – odległość pomiędzy łącznikami.

Opis zależności pomiędzy siłą, a poślizgiem może być ona wyznaczona według teorii zaproponowanej przez Johnsona i Molenstra [22]:

$$P(s) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\beta_c \cdot s})^{\alpha_c} \quad (2.4)$$

gdzie:

- P_{max} – wytrzymałość łącznika,
- α_c – stała określana za pomocą standardowego testu typu push-out zgodnie z PN-EN 1994,
- β_c – stała określana za pomocą standardowego testu typu push-out zgodnie z PN-EN 1994.

Współczynniki α_c i β_c mogą przyjmować różne wartości np. w zależności od zastosowanego betonu. Na potrzeby tej pracy przyjęto zaproponowane w [22] wartości $\alpha_c = 0,558$ oraz $\beta_c = 1,0 \text{ mm}^{-1}$.

Wykorzystując równania (2.3) i (2.4) możemy zapisać zależność:

$$\frac{dF}{dz} = \frac{P_{max}}{i_c} \cdot (1 - e^{-\beta_c \cdot s})^{\alpha_c} \quad (2.5)$$

Dodatkowo wykorzystując zależność liniową Newmarka (2.2) możemy otrzymać wzór na nieliniową sieczną sztywność:

$$K(s) = \frac{P_{max}}{i_c} \cdot \frac{(1 - e^{-\beta_c \cdot s})^{\alpha_c}}{s} \quad (2.6)$$

2.3.2. NOŚNOŚĆ ŁĄCZNIKÓW WIOTKICH

Istnieje wiele rozwiązań podających nośność łączników w zależności od danych parametrów. Zgodnie z [23]:

$$R_k = 39,8d\sqrt{df_{ctkm}} \quad (2.7)$$

gdzie:

- d – średnica łącznika w centymetrach,
- f_{ctkm} – średnia wytrzymałość betonu na ścinanie.

Według [24] nośność łącznika można wyrazić zależnością:

$$T_{co} = \frac{\beta d_c^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_{con}} \leq 0,8 f_s A_{con} \quad (2.8)$$

gdzie:

- $\beta_c = \begin{cases} 0,36, \frac{h_c}{d_c} \geq 4,2 \\ 0,28, \frac{h_c}{d_c} = 3,0 \end{cases}$, dla wartości pośrednich wartość współczynnika należy interpolować liniowo,
- γ_{con} – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla łączników (równy $\gamma_c = 1,30$),
- A_{con} – pole przekroju poprzecznego łącznika,
- h_c – długość łącznika,
- d_c – średnica łącznika,
- f_s – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie stali łącznika,
- f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie betonu.

Obliczeniową nośność na ścinanie łącznika sworzniowego z łbem spawanym automatycznie możemy przyjąć zgodnie z normowymi zapisami [12] jako:

$$P_{max} = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_V} \leq \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (2.9)$$

gdzie:

- f_u – wytrzymałość na rozciąganie sworznia, ale nie więcej niż 500 MPa,
- d – średnica trzpienia sworznia ($16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$),
- f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu w rozpatrywanym wieku, o gęstości nie mniejszej niż $1750 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$,
- E_{cm} – średni moduł sprężystości podłużnej betonu,

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right), 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1, h_{sc} > 4 \end{cases} \quad (2.10)$$

- h_{sc} – całkowita nominalna wysokość łącznika sworzniowego,
- γ_V – współczynnik częściowy (dla połączeń ścinanych wartość zalecana wynosi 1,25).

Zgodnie z [25] nośność łącznika możemy obliczyć z wykorzystaniem wzoru:

$$P_{max} = 1,3 d^2 \sqrt{1,2 f_c f_u} \quad (2.11)$$

gdzie:

- f_u – wytrzymałość na rozciąganie sworznia,
- d – średnica trzpienia sworznia,
- f_c – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu.

2.3.3. POŚLIZG W PŁASZCZYŹNIE ZESPOLENIA

Jednym z kluczowych aspektów w projektowaniu konstrukcji zespolonych jest zapewnienie odpowiedniej ilości łączników po długości elementu. Zgodnie z pracą [26] możemy mówić o pełnym zespoleniu w przypadku, gdy element ma nośność na zginanie, którą nie jesteśmy w stanie zwiększyć poprzez zwiększenie ilości łączników. W przeciwnym wypadku połączenie określamy mianem częściowego, w którym zasadne jest wzięcie pod uwagę wpływu podatności połączenia.

Poślizg w płaszczyźnie zespolenia, który wynika z podatności łączników wiotkich, możemy zdefiniować jako względne przemieszczenie pomiędzy częścią żelbetową i stalową konstrukcji zespolonej. W przypadku projektowania klasycznych konstrukcji zespolonych dopuszcza się do zastosowania założenie pełnego zespolenia elementów stanowiących konstrukcję (*full interaction*). Przyjmuje się występowanie nieskończonego sztywnego połączenia, które łączy oba materiały [27]. Teoretycznie poślizg na końcach belki przy pełnym zespoleniu wynosi zero, jednak w rzeczywistości pojawia się już przy niskich poziomach obciążenia (w przypadku tradycyjnych konstrukcji zespolonych najczęściej w zanedbywalnie małych wartościach). Względny poślizg wpływa na sztywność oraz wytrzymałość, a przez to w niektórych przypadkach może mocno wpływać na otrzymywane wyniki, na co wskazywały wyniki badań w pracy [28].

Jak pokazują badania konstrukcji zespolonych, występowanie poślizgu na styku elementów może prowadzić do zwiększenia ugięć konstrukcji [21]. Zjawisko to występuje również w przypadku pełnego zespolenia, co potwierdza, że łączniki zespalające są podatne i nie są w stanie całkowicie przeciwdziałać przesunięciu części żelbetowej względem stalowej blachy. W przypadku obciążeń użytkowych sztywność belki o zespoleniu pełnym wynosi około 85-90 % sztywności bez uwzględniania zjawiska poślizgu [20]. Okazuje się jednak, że w przypadku wolnopodpartych belek zespolonych, ze względu na zjawisko wzmocnienia stali przy odkształceniach plastycznych, wykazują one dużą rezerwę nośności oraz wystąpienie dużych ugięć od początku uplastycznienia do momentu zniszczenia [29]. W związku z tym w uproszczonych obliczeniach inżynierskich, w przypadku zastosowania łączników wiotkich, globalna nośność jak i sztywność konstrukcji jest przeszacowana.

W pracy [30] możemy znaleźć wyprowadzenie wzorów na poślizg belki swobodnie podpartej poddanej działaniu obciążenia ciągłego równomiernie rozłożonego na całej długości:

$$S = \beta w x - \left(\frac{\beta w}{\alpha} \right) \operatorname{sech} \left(\frac{\alpha L}{2} \right) \sinh(\alpha x) \quad (2.12)$$

gdzie:

- w – wartość obciążenia równomiernie rozłożonego,
- L – rozpiętość elementu,
- k – sztywność (podatność) łącznika,
- E_c – moduł sprężystości podłużnej betonu,
- E_s – moduł sprężystości podłużnej stali,

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.13)$$

$$I_0 = \frac{I_c}{n} + I_s \quad (2.14)$$

- p – odległość pomiędzy łącznikami,
- d_c – odległość pomiędzy środkami ciężkości części betonowej i stalowej,
- A_c – pole powierzchni części betonowej,

- A_s – pole powierzchni części stalowej,

$$\frac{1}{A_0} = \frac{n}{A_c} + \frac{1}{A_s} \quad (2.15)$$

$$\frac{1}{A'} = d_c^2 + \frac{I_0}{A_0} \quad (2.16)$$

- α^2 – współczynnik zależny od parametrów przekroju poprzecznego:

$$\alpha^2 = \frac{k}{pE_s I_0 A'} \quad (2.17)$$

- β – współczynnik zależny od sztywności połączenia poprzecznego:

$$\beta = \frac{p d_c A'}{k} \quad (2.18)$$

W artykule [31] wyprowadzono wzory na obliczanie poślizgu dla belki swobodnie podpartej obciążonej w środku rozpiętości:

$$S = \frac{\beta P (1 + e^{-\alpha L} - e^{\alpha x - \alpha L} - e^{-\alpha x})}{2(1 + e^{-\alpha L})} \quad (2.19)$$

Przeanalizowano również wpływ poślizgu na pracę konstrukcji zespolonej, zauważając, że nawet w przypadku pełnego zespolenia, redukcja sztywności elementu może wynieść 17 % dla belek o małych rozpiętościach. Jednakże większość norm projektowych pomija ten aspekt w swoich zasadach i regułach. Wyjątkiem w tym przypadku jest norma AISC (American Institute of Steel Construction), w której nie stosuje się metody przekroju zastępczego, a wykorzystuje się efektywny moduł i moment bezwładności, aby wziąć pod uwagę wpływ poślizgu w elementach o niepełnym zespoleniu. W przypadku elementów o pełnym zespoleniu obliczenia dalej stawiają nas po niebezpiecznej stronie.

Niestety zastosowanie teorii ścisłej jest skomplikowane w praktyce, ponieważ wprowadzone zależności na poślizg są zależne nie tylko od parametrów geometrycznych czy materiałowych, ale również od schematu statycznego oraz sposobu obciążenia elementu, w związku z tym w każdym przypadku konieczne jest rozwiązywanie zadań wykorzystujących rachunek różniczkowy i całkowy.

2.3.4. WPŁYW POŚLIZGU NA NOŚNOŚĆ KONSTRUKCJI ZESPOLONYCH

W celu przeanalizowania wpływu poślizgu na nośność konstrukcji zespolonej w pracy [31] wyprowadzono wzory na dodatkowy moment zginających wynikający z tego zjawiska. Zgodnie z [32] w przypadku belek zespolonych typu stalowa blacha-beton wzór można zapisać w postaci:

$$\Delta M = \frac{h_s}{6h} E_s \varepsilon_s (2h_c A_{ft} + h A_w) \quad (2.20)$$

gdzie:

- h_s – wysokość części stalowej,
- h – wysokość całkowita konstrukcji zespolonej,
- E_s – moduł sprężystości podłużnej stali,
- ε_s – odkształcenie wynikające z poślizgu,

- h_c – wysokość części betonowej,
- A_{ft} – pole powierzchni górnej półki przekroju dwuteowego,
- A_w – pole powierzchni środka przekroju dwuteowego.

2.3.5. WPŁYW POŚLIZGU NA UGIĘCIE KONSTRUKCJI ZESPOLONYCH

W obecnie obowiązujących normach europejskich oprócz sprawdzenia stanu granicznego nośności, niezwykle ważne w przypadku większości konstrukcji jest uwzględnienie stanów granicznych użytkowości, w tym sprawdzenie ze względu na ugięcia konstrukcji. Dodatkowo w związku z wprowadzaniem do użytku materiałów o coraz większej wytrzymałości, jesteśmy w stanie projektować coraz bardziej smukłe konstrukcje, co w konsekwencji doprowadzi do sytuacji, że ograniczenie ugięć może być jednym z kluczowych elementów projektowania konstrukcji [33]. Kolejnym przypadkiem, który może również wpływać na wartość ugięcia jest zastosowanie mniejszej ilości łączników, niż wynika to z zapotrzebowania do zapewnienia pełnego zespolenia. W przypadku niepełnego zespolenia, również wartość ugięcia belki znacznie wzrasta.

W większości obowiązujących obecnie norm projektowych ugięcie konstrukcji zespolonej jest powiązane z nośnością łączników. W pracy [18] autor proponuje wykorzystanie odmiennego podejścia bazującego na uwzględnieniu sztywności łącznika. Takie założenie uwzględniono również w pracy [31]. Podane zostały wzory na dodatkowe ugięcie wynikające z poślizgu w przypadku belek o schemacie wolnopodpartym obciążonym siłą skupioną w środku rozpiętości i dwoma symetrycznie ustawionymi siłami skupionymi:

$$\Delta f_1 = \beta P \left(\frac{L}{4h} + \frac{1 - e^{\alpha L}}{2\alpha h(1 + e^{\alpha L})} \right) \quad (2.21)$$

$$\Delta f_2 = \beta P \left(\frac{L - 2b}{4h} + \frac{e^{\alpha b} - e^{\alpha L - \alpha b}}{2\alpha h(1 + e^{\alpha L})} \right) \quad (2.22)$$

gdzie:

- b – odległość od środka ciężkości belki do miejsca przyłożenia obciążenia skupionego w przypadku schematu obciążonego dwoma, symetrycznie ustawionymi siłami skupionymi,
- h – wysokość przekroju zespolonego.

Wyprowadzenie drugiego ze wzorów można znaleźć w rozdziale 5 dotyczącym analizy teoretycznej.

2.4. ANALIZA NUMERYCZNA

Badania doświadczalne pozwalają dostarczyć wielu cennych informacji w zakresie zachowania elementu pod obciążeniem. Jednak pomiary odkształceń i przemieszczeń w wybranych punktach konstrukcji nie pozwalają na pełną analizę zachowania konstrukcji (w najlepszym wypadku byłoby to bardzo kosztowne i czasochłonne). W związku z tym analiza numeryczna z wykorzystaniem metody elementów skończonych jest doskonałym narzędziem, które można wykorzystać w celu dogłębnego poznania pracy konstrukcji pod obciążeniem.

Jedna z pierwszych prac traktujących o analizie numerycznej elementów zespolonych została opublikowana już w 1975 roku [34], jednak rozważania były w niej ograniczone do zakresu sprężystego oraz elementów o pełnym zespoleniu. W kolejnych latach zaczęto coraz częściej wykorzystywać metody

numeryczne w celu uzupełnienia badań doświadczalnych konstrukcji zespolonych. Obejmowało to między innymi zachowanie konstrukcji o zespoleniu częściowym [35, 36, 37].

Analizę numeryczną tradycyjnych konstrukcji zespolonych z uwzględnieniem poślizgu zaprezentowano między innymi w pracy [38], w której skupiono się w szczególności na poprawnym opisie sprężystego modelu zachowania połączenia części stalowej z betonową i zaimplementowaniu wiernego modelu moment-krzywizna. W artykule [39] przedstawiono nowy model możliwy do zastosowania w konstrukcjach zespolonych, który wykorzystuje teorię belek Eulera-Bernouliego dla części żelbetowej i teorię Timoshenki dla części stalowej. W pracach [40] i [41] zaprezentowano wyprowadzenie macierzy sztywności nowych elementów belkowych, które dla obu części wykorzystują teorię Timoshenki i pozwalają na uwzględnienie dziesięciu stopni swobody w elemencie.

Analiza numeryczna konstrukcji betonowych z uwzględnieniem zamodelowanego dyskretnie zbrojenia czy też sprężenia w literaturze jest dość dobrze rozpoznana [42]. Zastosowane rozwiązania pozwalają na analizę elementów żelbetowych z uwzględnieniem takich zjawisk jak zarysowanie i miażdżenie betonu, czy też plastyczność w odniesieniu do elementów stalowych. W przypadku tradycyjnych konstrukcji zespolonych w analizach dodatkowo uwzględniono wpływ stopnia zespolenia na pracę takiego elementu [43] [44] [45] [46] [27]. W literaturze można również znaleźć prace traktujące nie tylko o wpływie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia, ale również uwzględniające odseparowanie części betonowej od stalowego kształtownika (*uplift*) [47]. W pracy [48] przeanalizowano z wykorzystaniem komercyjnego programu Ansys wpływ łączników w belkach poddanych zginaniu i ścinaniu. Obszerne badania można znaleźć również w artykule na temat konstrukcji podwójnie zespolonych (zarówno na górnej jak i dolnej powierzchni stalowego elementu) [49]. Na podstawie porównań do przeprowadzonych badań laboratoryjnych dowiedziono możliwości zastosowania zaprezentowanego sposobu modelowania konstrukcji z otrzymaniem zadowalającej zgodności wyników. W pracy [33] analizowano belki zespolone w przypadku obciążenia wywołującego rozciąganie w części betonowej, udowodniono w niej, że znaczny poślizg w płaszczyźnie zespolenia występuje pomimo zapewnienia pełnego zespolenia. Analizowano również konstrukcje zespolone z zewnętrznym sprężeniem w trzech wariantach [50]. Również i w tym przypadku okazało się, że wykorzystanie metody elementów skończonych pozwala na bardzo dobre odwzorowanie pracy rzeczywistej konstrukcji.

Szerokie badania dotyczące modelowania zespolenia w przypadku badań typu push-out przeprowadzono w pracach [5, 51, 52], w których zaprezentowano wierny nieliniowy model numeryczny omawianego zagadnienia. W artykule [53] zaprezentowano przygotowanie modelu numerycznego oraz nieliniową analizę elementów badawczych wykorzystywanych w testach typu push-out w celu określenia zależności siła-poślizg dla łączników.

Ponadto bardzo wiele prac napisano na temat modelowania konstrukcji żelbetowych. Wiele z ich elementów można wykorzystać również w przypadku modelowania konstrukcji zespolonych. Bardzo obszerną pozycją jest praca Wolanskiego [54], który w szczegółach opisał sposób modelowania oraz analizy belek żelbetowych oraz sprężonych z wykorzystaniem programu Ansys, w którym zaimplementowano model betonu w zgodzie z teorią Willama-Warkea [55]. Autorzy tego modelu zaprezentowali również analizę numeryczną konstrukcji żelbetowych z wykorzystaniem swoich rozwiązań [56]. Ponadto niezwykle ważną pozycją traktującą o modelowaniu tej klasy konstrukcji w programie Ansys jest praca Kachlakeva [57], w której określono między innymi zakres przyjmowania współczynników transferu sił poprzecznych przez rysy w konstrukcji żelbetowej. Na bazie tych artykułów autor opracował modele numeryczne konstrukcji, które zostały opisane w pracach [58, 59] i służyły jako modele bazowe podczas przygotowania niniejszej rozprawy.

2.5. PODSUMOWANIE

Przeprowadzony przegląd literaturowy stanowił rozpoznanie zagadnień oraz ich rozwiązań w przypadku tradycyjnych konstrukcji zespolonych. Poznanie tej tematyki pozwoliło wykorzystać kluczowe informacje do sformułowania rozwiązań dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.

W pierwszym punkcie przedstawiono badania laboratoryjne, które przeprowadzono na pięciu elementach badawczych różniących się takimi parametrami jak: miejsce przyłożenia obciążenia, grubość, długość i klasa stali wykorzystanej do produkcji stalowej blachy, rozstaw łączników oraz klasa betonu. Zaprezentowano również wnioski, które zostały wysnute przez autorów badań na temat zachowania tego typu elementów pod obciążeniem, które były jednym z czynników skłaniających autora do podjęcia tematów opisywanych w niniejszej rozprawie. Ze względu na niezwykle ważny aspekt jakim jest zależność pomiędzy siłą i poślizgiem w płaszczyźnie zespolenia, przybliżono literaturę traktującą o badaniach doświadczalnych typu push-out.

W rozdziale tym zaprezentowano również, istotne z punktu widzenia rozprawy, informacje na temat obliczania sztywności i nośności łączników wiotkich oraz wpływu ich podatności na poślizg. Zaprezentowano klasyczne wyprowadzenia wzorów teoretycznych na poślizg występujący w belce swobodnie podpartej poddanej na całej długości obciążeniu równomiernie rozłożonemu oraz obciążonej siłą skupioną w środku rozpiętości. Ponadto przytoczono wyniki badań autorów, którzy wykazywali duży wpływ poślizgu na zachowanie konstrukcji w przypadku tradycyjnych konstrukcji zespolonych. Kolejnym punktem przeglądu literaturowego były pozycje zajmujące się wpływem poślizgu na nośność na zginanie oraz ugięcia konstrukcji zespolonych. Przybliżono również aspekty związane z modelowaniem konstrukcji zespolonych z wykorzystaniem analizy numerycznej, w tym w szczególności metody elementów skończonych. Przytoczono pozycje literaturowe traktujące zarówno o rozwiązaniach autorskich jak i obejmujące wykorzystanie programów komercyjnych, wykazujące, że zaproponowane modele dobrze oddają pracę rzeczywistych konstrukcji poddanych badaniom eksperymentalnym, do których odnoszone były wyniki otrzymane z pomocą komputerów.

Kolejnym punktem przeglądu literaturowego były istniejące realizacje wykorzystujące koncepcje podobne do konstrukcji zespolonych typu stalowa blacha-beton. Pokazane zostały wznoszone jeszcze w XIX wieku mosty Möllera oraz zrealizowany w 2001 roku most Wilde Gera.

3. CEL, TEZY I ZAKRES PRACY

3.1. CEL PRACY

Ciągła ewolucja konstrukcji zespolonych prowadzi do powstawania nowych form konstrukcyjnych, które jednak przed wprowadzeniem do praktycznych zastosowań wymagają szczegółowych badań doświadczalnych. Przeprowadzony przegląd literatury oraz wstępne analizy własne pokazały, że konstrukcje zespolone typu stalowa blacha-beton wymagają dodatkowych badań. Dotychczas przebadanych zostało jedynie pięć belek [2], co w żadnej mierze nie pozwala wysuwać ostatecznych wniosków na temat pracy tego typu elementów. Przeprowadzone eksperymenty uwiarykowały również, że wiele z aspektów wymaga wyjaśnienia lub doprecyzowania, na co zwracali uwagę sami autorzy przytoczonych badań. W szczególności dotyczy to wpływu poślizgu w płaszczyźnie zespolenia na nośność na zginanie i ugięcia, ponieważ w wielu wypadkach wielkość ta jest kluczowa w projektowaniu. W związku z tym głównym celem pracy jest analiza zachowania belek zespolonych typu stalowa blacha-beton pod obciążeniem, a w szczególności badania eksperymentalne wpływu poślizgu występującego w płaszczyźnie zespolenia, nawet w przypadku elementów charakteryzujących się pełnym zespoleniem.

Jednakowoż badania eksperymentalne konstrukcji zespolonych wymagają dużego nakładu czasowego oraz kapitału ze względu na sporą liczbę parametrów, które mogą mieć wpływ na ostateczny wynik doświadczenia. Biorąc to pod uwagę, celem pracy jest również zweryfikowanie zaprezentowanych procedur analitycznych oraz nieliniowych modeli numerycznych, które mogłyby być z powodzeniem wykorzystane w przyszłych badaniach, a które pozwalają w prosty sposób na wykonanie analizy parametrycznej, która w dużej mierze może uzupełnić, a nawet w pewnej mierze zastąpić badania doświadczalne.

3.2. TEZY PRACY

Przedmiotem rozprawy są badania doświadczalne, analizy teoretyczne oraz numeryczne, które mają na celu ocenę wpływu poślizgu (wynikającego z podatności łączników wiotkich) w belkach zespolonych typu stalowa blacha-beton na nośność na zginanie i ugięcia.

Tezy pracy sformułowane są następująco:

1. Wpływ poślizgu na nośność na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton jest pomijalnie mały.
2. Wpływ poślizgu na ugięcie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton jest na tyle istotny, że wymaga uwzględnienia w obliczeniach.

3.3. ZAKRES PRACY

3.3.1. PRZEGLĄD LITERATURY

Przegląd literatury dotyczącej konstrukcji zespolonych typu stalowa blacha-beton wykazuje, że jest to nowy obszar badawczy, który wymaga rozwiązania wielu – w tym także podstawowych – problemów,

ponieważ literatura przedmiotu jest bardzo uboga. W związku z tym, dotyczył on głównie rozpoznania zagadnień związanych z przeprowadzaniem badań doświadczalnych belek oraz materiałów, z których były wykonane. Szczególnie dużo uwagi poświęcono wynikom pierwszych eksperymentów tego typu konstrukcji. Ponadto obejmował on kwestie rozwiązań teoretycznych oraz zagadnień numerycznych stanowiących uzupełnienie badań doświadczalnych.

3.3.2. BADANIA DOŚWIADCZALNE

Badania doświadczalne przeprowadzone w ramach pracy doktorskiej obejmowały:

- badania materiałów zastosowanych do wykonania elementów badawczych, w celu określenia ich parametrów, bądź potwierdzenia właściwości zadeklarowanych przez producentów w wystawionych atestach oraz badania typu push-out,
- badania zasadnicze mające na celu określenie parametrów pracy belki takich jak: nośność na zginanie, ugięcie, poślizg w płaszczyźnie zespolenia, odkształcenia w części betonowej oraz na powierzchni stalowej blachy.

3.3.3. ANALIZA TEORETYCZNA

W celu lepszego zrozumienia wpływu zespolenia na pracę belek zespolonych typu stalowa blacha-beton, wykonano przegląd literaturowy dotychczasowych rozwiązań stosowanych w zakresie konstrukcji zespolonych oraz odniesiono się do reguł zawartych w powszechnie wykorzystywanych normach. Zaproponowano rozwiązania obliczania nośności na zginanie i ugięcie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton pozwalające w dobrym stopniu odwzorować pracę rzeczywistych belek, co ma kluczowe znaczenie w przypadku projektowania tego typu elementów. Ich wyprowadzenia bazują na wzorach zaczerpniętych z norm lub literatury przedmiotu, które zostały odpowiednio zmodyfikowane, aby uwzględnić wpływ poślizgu na pracę tego typu elementów.

3.3.4. ANALIZA NUMERYCZNA

Zaprezentowana analiza numeryczna miała na celu potwierdzenie wyników otrzymanych w ramach rozwiązań teoretycznych oraz porównanie rezultatów z pomiarami dokonanymi na belkach rzeczywistych. Opisany został sposób przygotowania modelu obliczeniowego oraz przeprowadzenia analizy z wykorzystaniem powszechnie stosowanej metody elementów skończonych. Została ona wykonana głównie ze względu na fakt, że model numeryczny może stanowić dobry sposób na wykonanie wielu analiz parametrycznych bez konieczności wykonywania drogich i czasochłonnych badań eksperymentalnych.

3.3.5. ANALIZA PORÓWNAWCZA

Po przeprowadzeniu rozpoznania kluczowych problemów zdefiniowanych w tezach rozprawy, zaprezentowana została analiza porównawcza pomiędzy wynikami badań doświadczalnych, analiz teoretycznych oraz numerycznych, aby pokazać ich wzajemną korelację. Uwieńczeniem tego są przeprowadzone analizy parametryczne, badające wpływ: klasy betonu, klasy stali konstrukcyjnej, średnicy łączników oraz rozstawu łączników na pracę belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.

4. BADANIA DOŚWIADCZALNE

4.1. WPROWADZENIE

Badania doświadczalne belek zespolonych typu stalowa blacha-beton zostały wykonane w celu opracowania modeli kalibracyjnych oraz dokonanie weryfikacji zaprezentowanych w rozprawie doktorskiej rozwiązań teoretycznych i analiz numerycznych. W czasie testów belki zostały wyposażone w aparaturę pozwalającą na pomiar interesujących wartości takich jak: wartość przyłożonego obciążenia, ugięcia, odkształcenia w betonie i w blasze, poślizg pomiędzy stalową blachą, a betonem oraz osiadanie i przesuw elementów podporowych (dwa ostatnie w celu zapewnienia braku niezamierzonych przemieszczeń elementu badawczego). Jako dodatkowa forma weryfikacji i rozszerzenie badań tradycyjnych, wykorzystane zostały metody optyczne do pomiaru pola przemieszczeń na powierzchni belki, co pozwoliło w prosty sposób zmierzyć również poślizg na długości elementu w wybranych punktach konstrukcji. Dodatkowym etapem badań było określenie kluczowych z punktu widzenia analiz teoretycznych i numerycznych właściwości zastosowanych materiałów.

4.1.1. ZAKRES BADAŃ

Zakres badań doświadczalnych został dobrany w taki sposób, aby eksperymentalnie potwierdzić zaprezentowane w dalszych rozdziałach rozwiązania oraz stworzyć rzetelne modele kalibracyjne. Wyróżnić można trzy zasadnicze rodzaje badań:

1. badania wstępne materiałów, w których zweryfikowane zostały potrzebne z punktu widzenia badań zasadniczych właściwości materiałów. Określone zostały:
 - a. wytrzymałość betonu na ściskanie,
 - b. wytrzymałość betonu na rozciąganie,
 - c. moduł sprężystości podłużnej betonu,
 - d. granica plastyczności stali (prętów zbrojeniowych i stalowej blachy),
 - e. wytrzymałość na rozciąganie stali (prętów zbrojeniowych i stalowej blachy),
 - f. moduł sprężystości podłużnej stali (prętów zbrojeniowych i stalowej blachy),
 - g. zależność siła-poślizg dla łączników.

Pozostałe parametry niezbędne w przypadku dalszych analiz zostały przyjęte zgodnie z zaleceniami literaturowymi, z wykorzystaniem właściwości określonych z badań własnych lub deklaracji wystawionych przez producenta wyrobu.

2. badania zasadnicze belek zespolonych typu stalowa blacha-beton zostały wykorzystane do weryfikacji rozwiązań teoretycznych oraz jako baza do wykonania modeli numerycznych belek,
3. badania z wykorzystaniem bezkontaktowych metod optycznych.

W związku z tym, że praca belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w dużej mierze jest zależna od:

- średnicy łączników,
- rozstawu łączników,

- wytrzymałości na ściskanie betonu,
- granicy plastyczności stali stalowej blachy,
- schematu statycznego,

wpływ tych parametrów na nośność na zginanie, ugięcie oraz poślizg został poddany analizie. Ogólna charakterystyka belek została przedstawiona w tablicy 4.30.

4.1.2. METODY OPTYCZNE

Bezkontaktowe metody pomiaru stosowane są w celu rozszerzenia możliwości standardowych systemów pomiarowych opartych na czujnikach indukcyjnych, tensometrach lub akcelerometrach. W większości przypadków są w stanie dostarczyć dokładniejszej informacji (na temat badanego materiału lub konstrukcji) niż tradycyjne czujniki, przy zachowaniu odpowiednio wysokiej rozdzielczości i stabilności pomiaru. Stabilność pomiaru i jego zgodność z wynikami otrzymywanymi za pomocą tradycyjnych metod, możliwa jest po odpowiednim przygotowaniu stanowiska badawczego i dostatecznym doświetleniu badanej próbki. Z wykorzystaniem metod optycznych możliwe jest wygenerowanie pełnego pola przemieszczeń na powierzchni badanej próbki. Wartość przemieszczenia jest podstawową (pierwotną) wielkością i na jej podstawie możliwe jest wyznaczenie wielkości pochodnych na przykład w postaci odkształcenia próbki [60, 61].

W celu zapewnienia prawidłowego działania metod opartych na wizji komputerowej konieczne jest, aby powierzchnia badanej próbki miała odpowiednią fakturę pozwalającą na śledzenie poszczególnych jej fragmentów za pomocą metod korelacyjnych (*correlation based methods*). Zapewnienie takich warunków w wielu przypadkach wiąże się z naniesieniem na próbkę losowego wzorca o kontrastujących ze sobą elementach. Konieczne jest również, aby powierzchnia próbki nie powodowała odbłasków, dlatego obligatoryjne jest jej zmatowienie, co można zaobserwować na rysunku 4.1.



Rys. 4.1. Zmatowiona próbka z naniesionym za pomocą farby w spreju losowym wzorcem

Nałożenie wzorca odbywa się najczęściej za pomocą farby w spreju lub markera, aby na powierzchni próbki powstały wyraźne czarne plamki o losowej średnicy i dystrybucji. W niektórych przypadkach nakładanie wzorca nie jest konieczne i do poprawnego działania metod optycznych

wystarczająca jest niejednorodna tekstura powierzchni badanego materiału. Taka sytuacja występuje w przypadku betonu.

Korzystając z metod wizyjnych nie jest konieczne wyznaczanie pola przemieszczeń na całej powierzchni próbki. Możliwe jest ograniczenie się do charakterystycznych punktów badanej próbki lub konstrukcji. Punkty te oznaczane są za pomocą markerów, aby zwiększyć stabilność pomiaru. Marker umieszczany na badanej konstrukcji powinien charakteryzować się dużym kontrastem między elementami składowymi – podobnie, jak w przypadku losowego wzorca nakładanego za pomocą farby na próbkę. Taka tekstura wzorca pozwala na przeprowadzenie obliczeń z zastosowaniem wysokiej rozdzielczości pomiaru [62]. Przykładowe markery przedstawiono na rysunku 4.2.



Rys. 4.2. Projekt przykładowego markera na bazie QR kodu (po lewej stronie) oraz zastosowanie markera na badanej konstrukcji (po prawej stronie)

W przypadku zastosowania do akwizycji obrazu kamer monochromatycznych, markery powinny składać się z białego tła i czarnych losowych elementów umieszczonych na tle oraz czarnej ramki, która w odpowiedni sposób odseparowuje powierzchnię markera od powierzchni konstrukcji. Jeśli do akwizycji obrazu stosowana jest kamera kolorowa, ramka i losowe plamy umieszczone na markerze mogą być w dowolnym kolorze, co niesie ze sobą dodatkową informację na temat tego, w jakim charakterystycznym punkcie konstrukcji umieszczony jest marker. Zastosowanie koloru nie wpływa znacząco na zmniejszenie kontrastu w porównaniu do markerów czarno-białych. Dzięki charakterystycznej i odróżniającej się barwie markerów, mogą one być automatycznie lokalizowane przed rozpoczęciem ich śledzenia.

Śledzenie markerów podczas pomiaru wizyjnego prowadzi do określenia przemieszczeń w oznaczonych za ich pomocą punktach konstrukcji. Do śledzenia markera (*pattern tracking*) nazywanego również wzorcem i określania jego przemieszczenia, wykorzystywana jest sekwencja zdjęć, zebranych podczas trwania badania przez system wizyjny wyposażony w aparat fotograficzny lub kamerę. Zdjęcia wykonywane są w równych odstępach czasu od początku badania do jego zakończenia lub wcześniejszego zniszczenia próbki. Do wyznaczenia przemieszczenia markera wykorzystywane są iteracyjnie dwa zdjęcia z poprzedniej i aktualnej chwili pomiarowej. Całkowite przemieszczenie markera określone jest jako suma przemieszczeń wyznaczonych na bazie każdych dwóch kolejnych zdjęć. Ideę metody śledzenia wzorca stanowiącego fragment powierzchni badanej próbki przedstawia rysunek 4.3.

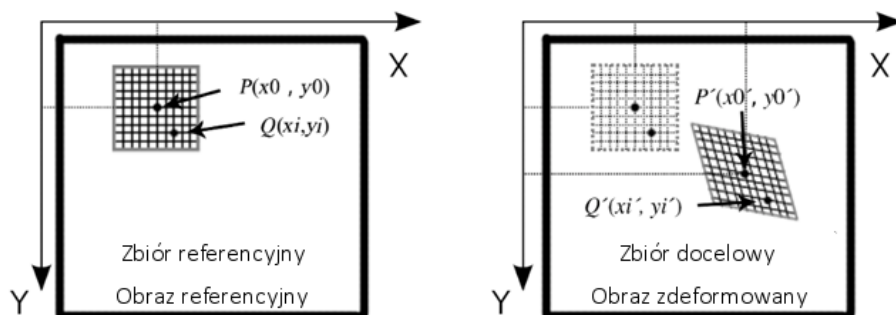


Rys. 4.3. Śledzenie wzorca z wykorzystaniem sekwencji obrazów

4.1.2.1. METODA DIGITAL IMAGE CORRELATION

Jedną z metod szeroko wykorzystywanych (na różnych polach inżynierii pomiarowej) do wyznaczania przemieszczeń w badanych próbkach materiałów, jest korelacja obrazów cyfrowych (*digital image correlation*, DIC). Metoda ta jest bezkontaktową metodą optyczną, która umożliwia śledzenie wzorców w celu wyznaczenia pola przemieszczeń w przestrzeni 2D, jeśli wykorzystywana jest jedna kamera i 3D, jeśli wykorzystywane są co najmniej dwie kamery [63, 64].

Metoda DIC opiera się na wyszukiwaniu maksymalnej wartości współczynnika korelacji między dwoma macierzami zawierającymi całkowite wartości opisujące jasność pikseli wchodzących w skład odpowiadających sobie fragmentów dwóch obrazów. Wyznaczona wartość równa jest przesunięciu jednego fragmentu obrazu względem odpowiadającego mu fragmentu drugiego obrazu. Ogólna zasada działania metody przedstawiona jest na rysunku 4.4.



Rys. 4.4. Ogólna zasada działania metody DIC

Do obliczenia współczynnika korelacji między podzbiorem referencyjnym f i podzbiorem docelowym g , których wymiary są równe i wynoszą $M \times N$ pikseli, wykorzystano metodę określaną w literaturze angielskojęzycznej jako Zero Mean Normalized Cross Correlation opisaną wzorem:

$$CC^{ZMN} = \frac{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N ((f(i, j) - \mu_f) \times (g(i, j) - \mu_g))}{\sqrt{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N (f(i, j) - \mu_f)^2} \times \sqrt{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N (g(i, j) - \mu_g)^2}} \quad (4.1)$$

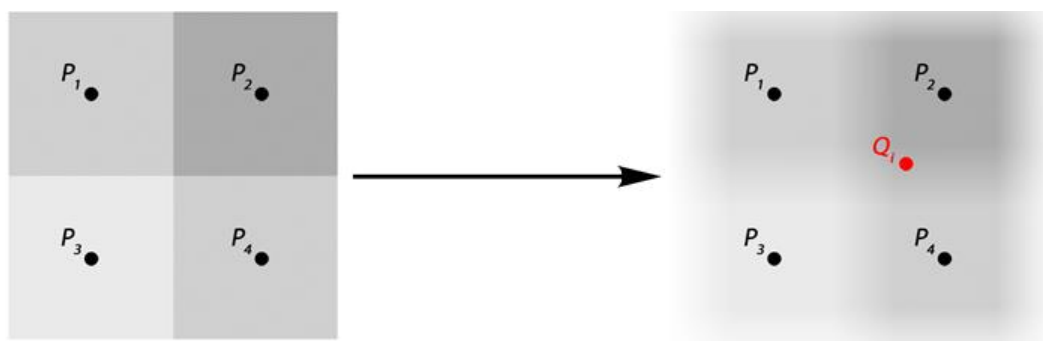
gdzie:

- μ_f jest średnią jasnością podzbioru referencyjnego,
- μ_g jest średnią jasnością podzbioru docelowego.

4.1.2.2. POMIARY SUB-PIXELOWE

Pomiary z wykorzystaniem standardowej metody DIC mogą być wykorzystywane do wyznaczania dużych deformacji ze względu na fakt, że wyznaczone przemieszczenie fragmentu obrazu między dwoma kolejnymi zdjęciami próbki jest wartością całkowitą. Rozdzielczość takiego pomiaru uzależniona jest od wielkości pikseli na obrazie przedstawiającym próbkę. Zwiększenie rozdzielczości pomiaru optycznego wiąże się ze zwiększeniem rozdzielczości sensora optycznego, z wykorzystaniem którego wykonywane są zdjęcia. Rozdzielczość ta określana jest w megapikselach (Mpx). Zwiększenie rozdzielczości sensora wiąże się jednak również ze zwiększeniem wymiarów macierzy przechowującej informacje na temat jasności pikseli wchodzących w skład obrazu, a co za tym idzie, zwiększeniem ilości obliczeń i zasobów sprzętowych koniecznych do dokonania pomiaru.

W celu wyznaczenia przemieszczenia z dokładnością większą niż jeden piksel bez zwiększania rozdzielczości obrazu, konieczne jest zastosowanie pomiaru sub-pikselowego. Zdjęcia zebrane podczas pomiarów w pierwszej kolejności konwertowane są do skali szarości, aby każdy piksel dyskretyzujący obraz opisany był za pomocą wartości całkowitej od 0 (kolor czarny) do 255 (kolor biały). Pomiar sub-pikselowy oparty jest na interpolacji wartości jasności między pikselami, co zostało pokazane na rysunku 4.5. Metoda Bi-cubic Spline Interpolation jest najczęściej wykorzystywana [65, 66, 67, 68].

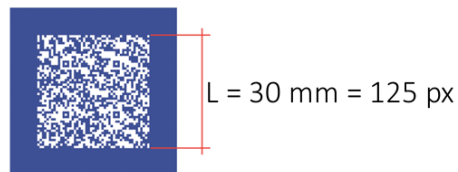


Rys. 4.5. Interpolacja jasności między pikselami

Dzięki zastosowaniu pomiaru sub-pikselowego możliwe jest zwiększenie rozdzielczości pomiaru do poziomu 1/50 lub nawet 1/100 całkowitej wielkości pikseli. Przy zastosowaniu odpowiedniej rozdzielczości sensora optycznego i wysokiej jakości obiektywu, możliwe jest uzyskanie rozdzielczości pomiaru, zbliżonej do oferowanej przez tradycyjne czujniki tensometryczne.

4.1.2.3. KONWERSJA Z PIKSELI DO JEDNOSTEK METRYCZNYCH

Przemieszczenie otrzymywane za pomocą metody DIC określone jest w bezwymiarowych jednostkach stanowiących całkowite i ułamkowe części pikseli. Konwersja do jednostek standardowych jest możliwa poprzez obliczenia z wykorzystaniem długości ogniskowej zastosowanego obiektywu i odległości płaszczyzny sensora optycznego od płaszczyzny próbki, ale jest to metoda mało dokładna. Prostszy i szybszy podejście jest zastosowanie proporcji zawierającej wymiar znanego obiektu w rzeczywistości określony w standardowych jednostkach długości i na obrazie w pikselach, co zostało pokazane na rysunku 4.6.



Rys. 4.6. Obliczanie wielkości piksela w jednostkach długości

Użyte podczas badania markery mają zdefiniowany wcześniej i znany wymiar, który może posłużyć do utworzenia opisanej proporcji. Proste obliczenia prowadzą do wyznaczenia współczynnika konwersji między pikselami, a jednostkami długości.

Jeśli obraz z kamery jest wolny od dystorsji i nie występuje dystorsja beczkowa, ani dystorsja poduszkowa (*pincushion distortion*), konieczne jest wyznaczenie jednego współczynnika konwersji dla całego obrazu. W przeciwnym wypadku, taki współczynnik powinien być wyznaczony dla każdego punktu na powierzchni konstrukcji lub próbki, w którym dokonywany jest pomiar wizyjny.

4.2. BADANIA MATERIAŁÓW

W związku z tym, że belki zespolone typu stalowa blacha-beton składają się z dwóch podstawowych materiałów (betonu i stali), to w każdym przypadku zostały one poddane badaniom mającym na celu określenie podstawowych parametrów.

4.2.1. BETON

4.2.1.1. MIESZANKA BETONOWA

Mieszanka betonowa została wyprodukowana w dwóch partiach w Wytwórni Betonu IMB-Podbeskidzie w Skoczowie. Proporcje mieszanek betonowych przedstawiają tablice 4.1 i 4.3. Tablice 4.2 i 4.4 przedstawiają parametry betonów deklarowane przez producenta.

Tab. 4.1. Dobór proporcji składników mieszanki betonowej wykorzystanej w produkcji pierwszej partii belek

Materiał	Ilość składników suchych [kg]	Gęstość [$\frac{g}{cm^3}$]	Objętość [dm^3]
Piasek 0/2	709,0	2,62	270,6
Grys bazaltowy 2/8	536,0	3,00	178,8
Grys bazaltowy 8/16	671,0	3,00	223,5
Cement	355,0	3,00	118,3
Woda	149,0	1,00	149
Plastyfikator Optima 206 Chryso	2,13	1,07	2,0
Plastyfikator Plast Cer 50 Chryso	2,49	1,07	2,3
Napowietrzacz Air A10 Chryso	0,25	1,01	0,2
Powietrze	5,5 %		
SUMA	2422		1000

Tab. 4.2. Parametry mieszanki betonowej deklarowane przez producenta

Nazwa parametru	Wartość
Klasa ekspozycji	XC4, XA1, XF2
Maksymalny wymiar ziaren kruszywa	16 mm
Rozwój wytrzymałości	Umiarkowany
Konsystencja	S3
Klasa zawartości chlorków	Cl 0,2
Rodzaj cementu	CEM I 42,5R
Współczynnik W/C	0,42
Punkt piaskowy	37 %

Tab. 4.3. Dobór proporcji składników mieszanki betonowej wykorzystanej w produkcji drugiej partii belek

Materiał	Ilość składników suchych [kg]	Gęstość $\frac{g}{cm^3}$	Objętość [dm ³]
Piasek 0/2	737,0	2,63	280,8
Grys bazaltowy 2/8	430,0	3,00	143,4
Grys bazaltowy 8/16	520,0	3,00	173,2
Cement	450,0	3,00	150,0
Mączka wapienna	60,0	2,65	22,6
Woda	171,0	1,00	171,0
Plastyfikator Premia 380	3,6	1,07	3,4
Napowietrzacz Air A10 Chryso	0,4	1,01	0,4
Powietrze	5,5 %	-	-
SUMA	2372	-	1000

Tab. 4.4. Parametry mieszanki betonowej deklarowane przez producenta

Nazwa parametru	Wartość
Klasa ekspozycji	XC4, XA1, XD3, XF4
Maksymalny wymiar ziaren kruszywa	16 mm
Rozwój wytrzymałości	Szybki
Konsystencja	SF2 (SCC) 660-750 mm
Klasa zawartości chlorków	Cl 0,2
Rodzaj cementu	CEM I 52,5R
Współczynnik W/C	0,38
Punkt piaskowy	44 %

4.2.1.2. PRZYGOTOWANIE PRÓBEK

Wymiary nominalne próbek zostały dobrane zgodnie z normą [69]. Próbki zostały przygotowane w formach stalowych. Wykorzystano formy walcowe, w których wykonane zostały próbki o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm oraz prostopadłościennne o wymiarach przekroju poprzecznego wynoszących 100 mm i długości 500 mm. Z każdej partii materiału pobranych zostało:

- sześć normowych próbek walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm do określenia wytrzymałości na ściskanie,
- sześć normowych próbek walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm do określenia wytrzymałości na rozciąganie w próbie rozłupywania (metoda brazylijska),
- sześć normowych próbek walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm do określenia modułu sprężystości podłużnej przy ściskaniu,

- sześć normowych próbek belkowych o wymiarach 150 x 150 x 600 mm do badania wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu.

Przed przystąpieniem do prac, formy zostały pokryte od wewnątrz niereaktywnym środkiem antyadhezyjnym w celu zabezpieczenia betonu przed przywieraniem do ścianek formy. Próbki wykonano dla dwóch partii betonu. Po napełnieniu formy warstwą o miąższości maksymalnie 100 mm, mieszanka betonowa była zawibrowana z wykorzystaniem pręta do zagęszczania zgodnie z normą [70]. Przykładowy przekrój poprzeczny próbki betonowej zaprezentowano na rysunku 4.7.



Rys. 4.7. Przekrój próbki betonowej

Próbki przechowywane były w pomieszczeniu, w którym składowane były również belki do badań zasadniczych. Odstąpiono tutaj od procedur normowych, ponieważ kluczowe w badaniu materiałów było osiągnięcie jak najbardziej zbliżonych parametrów, w stosunku do właściwości jakie posiadał beton, z którego wykonane były belki. Wyniki te posłużyły później jako parametry materiałowe w analizach teoretycznych i numerycznych.

4.2.1.3. BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE

Próbki przed badaniem zostały przygotowane zgodnie z zapisami normy [71]. Obciążenie było przykładane z prędkością 0,5 MPa/s a, próbki badano do zniszczenia, Badanie zostało wykonane przez akredytowane Laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej. Przykładowe badanie próbki zaprezentowano na rysunku 4.8.



Rys. 4.8. Próbką betonowa poddana badaniu wytrzymałości na ściskanie

Po zniszczeniu próbki, zapisywane było największe przyłożone obciążenie, a wytrzymałość na ściskanie określona została z zastosowaniem normowego wzoru:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (4.2)$$

gdzie:

- f_c – wytrzymałość na ściskanie,
- F – maksymalne obciążenie przy zniszczeniu,
- A_c – pole przekroju poprzecznego próbki, na które działa siła ściskająca.

W tablicach 4.5 i 4.7 zaprezentowano minimalne parametry wykorzystanych betonów deklarowane przez producenta. W tablicach 4.6 i 4.8 znajdują się wyniki przeprowadzonych badań wytrzymałości na ściskanie. Jak widać w przypadku pierwszej partii betonu wytrzymałość na ściskanie kształtowała się na poziomie od 56,6 do 59,0 MPa, podczas gdy w drugiej partii zakres ten był większy i wynosił od 82,3 do 101,1 MPa, a więc w każdym przypadku więcej niż deklarowana minimalna wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach. Obliczone odchylenie standardowe oraz współczynnik zmienności wskazują na spójne wyniki i małą zmienność rezultatów w próbie, co tym samym potwierdza poprawne wykonanie mieszanki betonowej.

Tab. 4.5. Minimalne parametry betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek deklarowane przez producenta

Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach [MPa]	22,8
Wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach [MPa]	43,7
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]	49,1
Nasiąkliwość betonu [%]	4,7 (< 5,0)
Stopień wodoszczelności [-]	W8
Stopień mrozoodporności [-]	F150

Tab. 4.6. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na ściskanie próbek walcowych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	Data i czas wykonania próbek	Data i czas badania próbek	Powierzchnia ściskania [mm ²]	Maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Średnia [MPa] Odchylenie standardowe [MPa] Współczynnik zmienności [%]
LB/D1/16-1	08.09.2016	15.12.2016	17671,0	1720,0	56,6±0,7	57,6 1,1 1,9
LB/D1/16-2	08.09.2016	15.12.2016	17719,0	1700,0	57,0±0,7	
LB/D1/16-3	08.09.2016	15.12.2016	17671,0	1450,0	58,9±0,8	
LB/D1/16-7	08.09.2016	22.12.2016	17719,0	1020,0	57,6±0,7	
LB/D1/16-8	08.09.2016	22.12.2016	17789,0	1050,0	59,0±0,8	
LB/D1/16-9	08.09.2016	22.12.2016	17884,0	1010,0	56,5±0,7	

Tab. 4.7. Minimalne parametry betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek deklarowane przez producenta

Wytrzymałość na ściskanie po 2 dniach [MPa]	55,6
Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]	78,7
Nasiąkliwość betonu [%]	4,3 (< 5,0)
Stopień wodoszczelności [-]	W8
Głębokość penetracji wody	< 40 mm
Stopień mrozoodporności [-]	F150

Tab. 4.8. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na ściskanie próbek walcowych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	Data i czas wykonania próbek	Data i czas badania próbek	Powierzchnia ściskania [mm ²]	Maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Średnia [MPa] Odchylenie standardowe [MPa] Współczynnik zmienności [%]
LB/D1/16-52	30.11.2016	26.01.2017	17624,0	1720,0	97,6±1,3	94,4 6,7 7,1
LB/D1/16-53	30.11.2016	26.01.2017	17719,0	1700,0	95,9±1,2	
LB/D1/16-54	30.11.2016	26.01.2017	17624,0	1450,0	82,3±1,1	
LB/D1/16-76	30.11.2016	08.02.2017	17413,0	1760,0	101,1±1,3	
LB/D1/16-77	30.11.2016	08.02.2017	17554,0	1720,0	98,0±1,3	
LB/D1/16-78	30.11.2016	08.02.2017	17742,0	1620,0	91,3±1,2	

4.2.1.4. BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE W PRÓBIE ROZŁUPYWANIA

Badanie było przeprowadzane zgodnie z zapisami normy [72]. Obciążenie było przykładane z prędkością 0,05 MPa/s do uzyskania wartości niszczącej. Przykładowa próbka poddana badaniu została zaprezentowana na rysunku 4.9. Po zniszczeniu próbki zapisywane było największe przyłożone obciążenie, a wytrzymałość na rozciąganie określona została z zastosowaniem normowego wzoru:

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (4.3)$$

gdzie:

- f_{ct} – wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu,
- F – maksymalne obciążenie,
- L – długość linii styku próbki,
- d – wymiar przekroju poprzecznego próbki.

W tablicach 4.9 i 4.10 zaprezentowano sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie w próbie rozłupywania. Osiągnięte wyniki kształtowały się odpowiednio na poziomie 4,2 i 4,9 MPa. Analiza parametru odchylenia standardowego oraz współczynnika zmienności, który kształtuje się na poziomie poniżej 10 % ponownie wskazuje na małą zmienność w obrębie rezultatów.



Rys. 4.9. Próbką betonową poddana badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu

Tab. 4.9. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie w próbie rozłupywania próbek prostokątnych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	Data i czas wykonania próbek	Data i czas badania próbek	Maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Wytrzymałość na rozciąganie w próbie rozłupywania [MPa]	Średnia [MPa] Odchylenie standardowe [MPa] Współczynnik zmienności [%]
LB/D1/16-13	08.09.2016	15.12.2016	300,0	4,25±0,05	4,2 0,4 8,5
LB/D1/16-14	08.09.2016	15.12.2016	342,0	4,85±0,05	
LB/D1/16-15	08.09.2016	15.12.2016	270,0	3,80±0,05	
LB/D1/16-16	08.09.2016	22.12.2016	308,0	4,30±0,05	
LB/D1/16-17	08.09.2016	22.12.2016	294,0	4,10±0,05	
LB/D1/16-18	08.09.2016	22.12.2016	280,0	4,00±0,05	

Tab. 4.10. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie w próbie rozłupywania próbek prostokątnych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	Data i czas wykonania próbek	Data i czas badania próbek	Maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Wytrzymałość na rozciąganie w próbie rozłupywania [MPa]	Średnia [MPa] Odchylenie standardowe [MPa] Współczynnik zmienności [%]
LB/D1/16-58	30.11.2016	26.01.2017	400,0	5,70±0,05	4,9 0,5 9,4
LB/D1/16-59	30.11.2016	26.01.2017	315,0	4,45±0,05	
LB/D1/16-60	30.11.2016	26.01.2017	335,0	4,70±0,05	
LB/D1/16-82	30.11.2016	08.02.2017	350,0	4,95±0,05	
LB/D1/16-83	30.11.2016	08.02.2017	370,0	5,25±0,05	
LB/D1/16-84	30.11.2016	08.02.2017	330,0	4,60±0,05	

4.2.1.5. BADANIE MODUŁU SPRĘŻYSTOŚCI PODŁUŻNEJ

Wyznaczenie modułu sprężystości podłużnej wykorzystywanego w obliczeniach teoretycznych zostało przeprowadzone w próbie jednoosiowego ściskania. Badanie było przeprowadzane zgodnie z rekomendacjami normy [73] na próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Powierzchnia próbek została przygotowana poprzez oszlifowanie. Baza pomiarowa została przyjęta na 150 mm, a prędkość obciążenia na poziomie $v = 0,6 \pm 0,2 \text{ N/mm}^2$. Zostały również wykonane „próbki świadki”, których wyniki przedstawione zostały w tablicach 4.11 i 4.13. Wyniki badań modułu sprężystości podłużnej przedstawione są w tablicach 4.12 i 4.13. Dla pierwszej partii belek wynik wynosił średnio 35,5 GPa, dla drugiej znacznie więcej i kształtował się na poziomie 45,5 GPa, co jednak jest zasadne w przypadku proporcjonalnie większej klasy wyprodukowanego betonu. Wyznaczone odchylenie standardowe oraz współczynnik zmienności są rząd wielkości mniejsze o średniej, co ponownie wskazuje na mały rozrzut wyników.

Tab. 4.11. Sprawozdanie z badań próbek „świadków” wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	LB/D1/16-1	LB/D1/16-2	LB/D1/16-3	LB/D1/16-7	LB/D1/16-8	LB/D1/16-9
Gęstość betonu D [$\frac{kg}{m^3}$]	2410	2410	2380	2390	2410	2380
Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]	56,6±0,7	57,0±0,7	58,9±0,8	57,6±0,7	59,0±0,8	56,5±0,7

Tab. 4.12. Sprawozdanie z badań modułu sprężystości podłużnej przy ściskaniu, próbek wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki		LB/D1/16-4	LB/D1/16-5	LB/D1/16-6	LB/D1/16-10	LB/D1/16-11	LB/D1/16-12
Napężenie σ [MPa]	$\sigma_p^m = 0,5$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	$\sigma_a^m = \frac{f_c}{3}$	19,2	19,2	19,2	19,0	19,0	19,0
Odształcenie przy napężeniu ε [‰]	$\varepsilon_{p,2}$	0,069	0,056	0,059	0,037	0,048	0,069
	$\varepsilon_{a,3}$	0,578	0,592	0,573	0,549	0,581	0,613
Moduł sprężystości E_{cs} [GPa]		36,7±0,3	34,9±0,3	36,4±0,3	36,2±0,3	34,7±0,3	34,0±0,3
Średnia [GPa] Odchylenie standardowe [GPa] Współczynnik zmienności [%]		35,5 1,1 3,1					
Gęstość betonu D [$\frac{kg}{m^3}$]		2410	2370	2410	2410	2370	2410
Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]		57,1±0,7	53,5±0,7	57,9±0,7	59,3±0,8	55,8±0,7	53,9±0,7

Tab. 4.13. Sprawozdanie z badań próbek „świadków” wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	LB/D1/16-52	LB/D1/16-53	LB/D1/16-54	LB/D1/16-76	LB/D1/16-77	LB/D1/16-78
Gęstość betonu $D \left[\frac{kg}{m^3} \right]$	2530	2530	2540	2560	2560	2490
Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]	97,6±1,3	95,9±1,2	82,3±1,1	101,1±1,3	98,0±1,3	91,3±1,2

Tab. 4.14. Sprawozdanie z badań modułu sprężystości podłużnej przy ściskaniu, próbek wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki		LB/D1/16-4	LB/D1/16-5	LB/D1/16-6	LB/D1/16-10	LB/D1/16-11	LB/D1/16-12
Napężenie σ [MPa]	$\sigma_p^m = 0,5$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	$\sigma_a^m = \frac{f_c}{3}$	32,4	32,4	32,4	33,2	33,2	33,2
Odkształcenie przy napężeniu ε [‰]	$\varepsilon_{p,2}$	0,064	0,053	0,064	0,053	0,040	0,037
	$\varepsilon_{a,3}$	0,768	0,749	0,768	0,794	0,765	0,730
Moduł sprężystości E_{cs} [GPa]		45,3±0,4	45,9±0,4	45,3±0,4	44,1±0,4	45,1±0,4	47,2±0,4
Średnia [GPa] Odchylenie standardowe [GPa] Współczynnik zmienności [%]		45,5 1,0 2,3					
Gęstość betonu $D \left[\frac{kg}{m^3} \right]$		2540	2550	2550	2570	2540	2540
Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]		98,7±1,3	91,8±1,2	101,7±1,3	97,8±1,3	100,7±1,3	98,9±1,3

4.2.1.6. BADANIE WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE PRZY ZGINANIU

W przypadku określania wytrzymałości na rozciąganie w próbie zginania, zastosowano próbki prostopadłościennne, które umieszczone zostały na dwóch wałkach podporowych w rozstawie 300 mm, podczas gdy poprzez dwa kolejne wałki przykładane było obciążenie do górnej powierzchni próbki. Prędkość obciążenia przyjęto na 167 N/s w przypadku betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek i 111 N/s w przypadku belek wykonanych z wykorzystaniem mieszanki przygotowanej dla drugiej partii elementów. Badanie było przeprowadzane zgodnie z zapisami normy [74], a przykładowa próbka poddana badaniu została zaprezentowana na rysunku 4.10.



Rys. 4.10. Próbką betonowa poddana badaniu na zginanie

Po zniszczeniu próbki zapisywane było największe przyłożone obciążenie, a wytrzymałość na rozciąganie określona została z zastosowaniem normowego wzoru:

$$f_{ct} = \frac{F \cdot l}{d_1 \cdot d_2^2} \quad (4.4)$$

gdzie:

- f_{ct} – wytrzymałość na zginanie,
- F – maksymalne obciążenie,
- l – rozstaw wałków podpierających,
- d_1 – pierwszy poprzeczny wymiar próbki,
- d_2 – drugi poprzeczny wymiar próbki.

Wyniki z badań wytrzymałości na rozciąganie próbek prostopadłościennych wykonanych z dwóch rodzajów betonu zostały przedstawione w tablicach 4.15 i 4.16. Zarejestrowane pomiary dały średni wynik na poziomie 5,7 MPa w przypadku pierwszej partii betonu oraz 6,8 MPa w przypadku drugiej. Odchylenie standardowe ponownie kształtuje się na stosunkowo niskim poziomie. W przypadku pierwszej partii belek współczynnik zmienności przekroczył nieznacznie poziom 10 %.

Tab. 4.15. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie próbek prostopadłościennych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek

Dane identyfikacyjne próbki	Data i czas wykonania próbek	Data i czas badania próbek	Maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu [MPa]	Średnia [MPa] Odchylenie standardowe [MPa] Współczynnik zmienności [%]
LB/D1/16-28	08.09.2016	15.12.2016	19,7	5,8±0,2	5,7 0,6 10,4
LB/D1/16-29	08.09.2016	15.12.2016	15,4	4,6±0,2	
LB/D1/16-30	08.09.2016	15.12.2016	19,6	5,9±0,2	
LB/D1/16-31	08.09.2016	22.12.2016	19,0	5,7±0,2	
LB/D1/16-32	08.09.2016	22.12.2016	20,7	6,1±0,2	
LB/D1/16-33	08.09.2016	22.12.2016	20,4	6,0±0,2	

Tab. 4.16. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie próbek prostopadłościennych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek

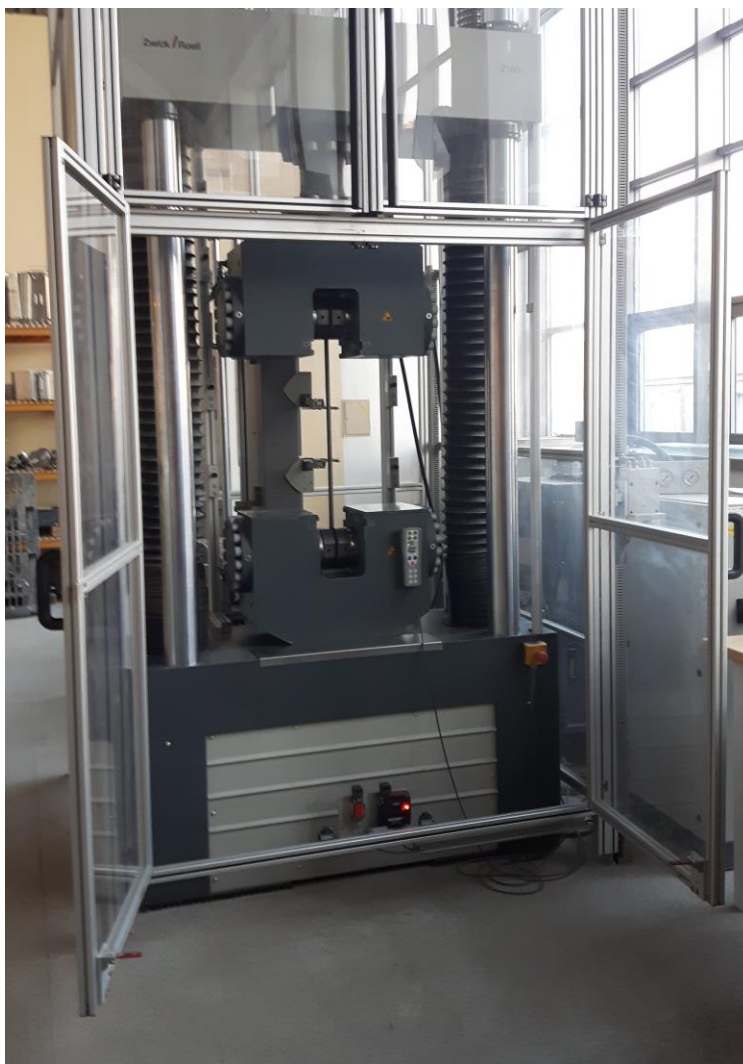
Dane identyfikacyjne próbki	Data i czas wykonania próbek	Data i czas badania próbek	Maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]	Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu [MPa]	Średnia [MPa] Odchylenie standardowe [MPa] Współczynnik zmienności [%]
LB/D1/16-70	30.11.2016	26.01.2017	15,3	6,8±0,2	6,8 0,4 5,3
LB/D1/16-71	30.11.2016	26.01.2017	16,0	6,9±0,2	
LB/D1/16-71	30.11.2016	26.01.2017	16,0	6,7±0,2	
LB/D1/16-85	30.11.2016	08.02.2017	15,1	6,4±0,2	
LB/D1/16-86	30.11.2016	08.02.2017	17,6	7,4±0,2	
LB/D1/16-87	30.11.2016	08.02.2017	15,9	6,7±0,2	

4.2.2. STAL

4.2.2.1. BADANIA STALI ZBROJENIOWEJ

W przypadku stali zbrojeniowej, z prętów dostarczonych przez producenta zostało wyciętych sześć próbek dla każdej z zastosowanych średnic. Zostały one poddane próbie rozciągania, aby porównać wyniki z danymi określonymi przez producenta w dostarczonych atestach. Określone zostały główne parametry, takie jak moduł sprężystości podłużnej stali E_s , granica plastyczności f_y , wytrzymałość na rozciąganie f_u oraz zależność $\sigma - \varepsilon$. Zgodnie z zapisami w Załączniku D normy [75] próbki prętów poddano badaniom w statycznej próbie rozciągania bez specjalnej obróbki mechanicznej. Na rysunku 4.11 pokazano próbkę zamontowaną w maszynie wytrzymałościowej, podczas gdy na rysunku 4.14 próbkę po zerwaniu.

W tablicach 4.17 i 4.20 zaprezentowano parametry stali zbrojeniowej B500SP deklarowane przez producenta. W tablicach 4.18 i 4.21 zamieszczono sprawozdania z badań w statycznej próbie rozciągania prętów o średnicy 12,0 mm i 16,0 mm wykonanych ze stali B500SP. W tablicach 4.19 i 4.22 zaprezentowano wyniki obliczeń statystycznych. Na rysunkach 4.12 i 4.13 zamieszczono wykresy zależności pomiędzy naprężeniami, a odkształceniami. Jak można zauważyć porównując wyniki badań własnych i deklaracji producenta występuje bardzo dobra zgodność pomiędzy wynikami. Ponadto obliczone odchylenia standardowe oraz współczynniki zmienności wskazują na dużą jednorodność próbek i można przyjąć, że wykorzystanie otrzymanych wyników w dobrym stopniu pozwoli zamodelować element badawczy.



Rys. 4.11. Badanie statycznej próby rozciągania prętów zbrojeniowych

Tab. 4.17. Parametry stali zbrojeniowej B500SP o średnicy 12,0 mm deklarowane przez producenta

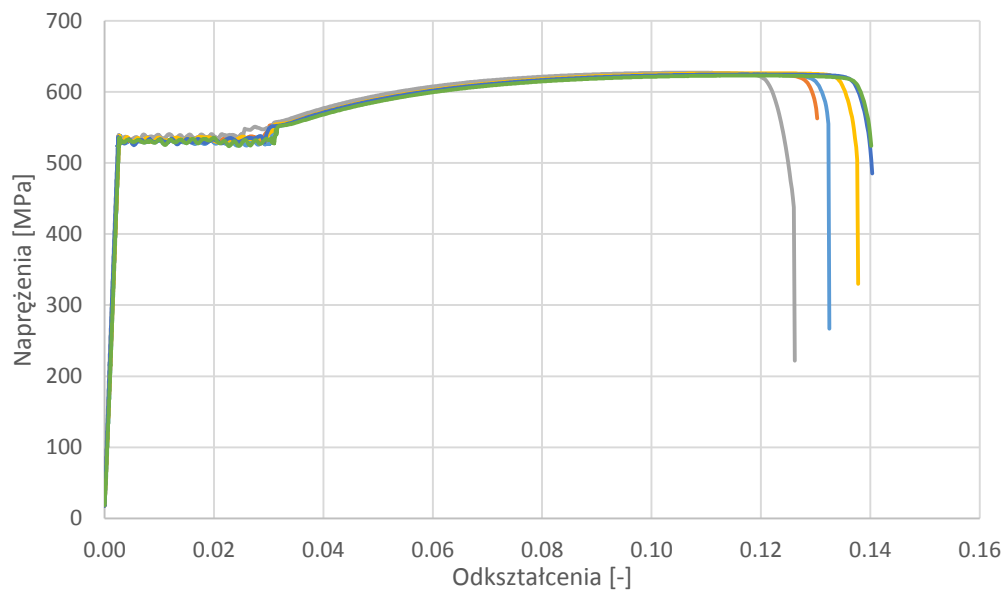
Granica plastyczności [MPa]	531,7
Granica wytrzymałości na rozciąganie [MPa]	620,3
Wydłużenie A_{gt} [%]	14,5

Tab. 4.18. Sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania prętów o średnicy 12,0 mm wykonanych ze stali B500SP

Dane identyfikacyjne próbki	E	R _{eH}	R _{eL}	R _m	F _m	A _{gt}	S ₀
	GPa	MPa	MPa	MPa	kN	%	mm ²
Pręt 12 mm (1)	204,1	528,2	523,5	624,8	70,7	11,6	113,1
Pręt 12 mm (2)	200,4	529,7	524,5	625,1	70,7	11,3	113,1
Pręt 12 mm (3)	211,3	530,3	527,1	627,1	70,9	10,7	113,1
Pręt 12 mm (4)	199,7	532,9	528,3	626,3	70,8	11,9	113,1
Pręt 12 mm (5)	213,1	527,4	-	624,7	70,7	11,6	113,1
Pręt 12 mm (6)	202,7	526,1	523,2	623,1	70,5	11,8	113,1

Tab 4.19. Wyniki obliczeń statystycznych dla wyników badań prętów o średnicy 12,0 mm wykonanych ze stali B500SP

Obliczona wielkość	m _E	R _{eH}	R _{eL}	R _m	A _{5,65}	S ₀
	GPa	MPa	MPa	MPa	%	mm ²
Średnia	205,2	529,1	525,3	625,2	18,1	113,1
Odchylenie standardowe	5,7	2,4	2,3	1,4	1,0	0,0
Współczynnik zmienności	2,8	0,5	0,4	0,2	5,7	0,0



Rys. 4.12. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla prętów o średnicy 12 mm

Tab. 4.20. Parametry stali zbrojeniowej B500SP o średnicy 16,0 mm deklarowane przez producenta

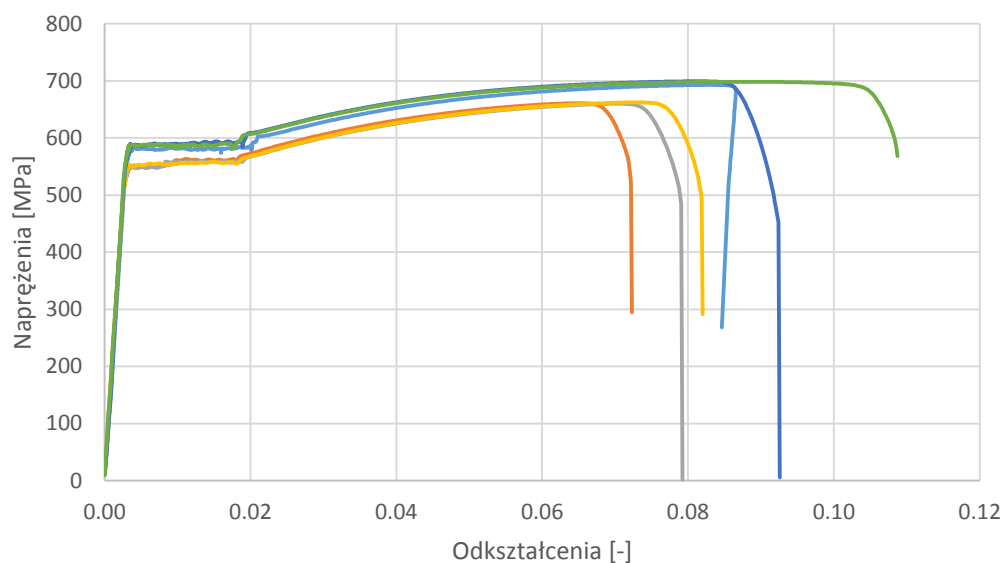
Granica plastyczności [MPa]	569,7
Granica wytrzymałości na rozciąganie [MPa]	687,0
Wydłużenie A_{gt} [%]	10,7

Tab. 4.21. Sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania prętów o średnicy 16,0 mm wykonanych ze stali B500SP

Dane identyfikacyjne próbki	m_E	R_{eH}	R_{eL}	R_m	F_m	A_{gt}	S_0
	GPa	MPa	MPa	MPa	kN	%	mm ²
Pręt 16 mm (1)	196,4	581,5	574,7	693,0	139,3	8,3	201,1
Pręt 16 mm (2)	203,3	543,5	539,0	660,9	132,9	6,5	201,1
Pręt 16 mm (3)	194,9	539,3	533,3	660,2	132,7	7,0	201,1
Pręt 16 mm (4)	190,2	526,8	524,1	662,4	133,2	7,3	201,1
Pręt 16 mm (5)	211,7	583,1	575,2	699,3	140,6	8,1	201,1
Pręt 16 mm (6)	196,2	581,2	578,2	698,5	140,4	8,8	201,1

Tab. 4.22. Wyniki obliczeń statystycznych dla wyników badań prętów o średnicy 16,0 mm wykonanych ze stali B500SP

Obliczona wielkość	m_E	R_{eH}	R_{eL}	R_m	$A_{5,65}$	S_0
	GPa	MPa	MPa	MPa	%	mm ²
Średnia	198,8	559,2	554,1	679,1	136,5	7,7
Odchylenie standardowe	7,6	25,5	24,5	19,7	4,0	0,9
Współczynnik zmienności	3,8	4,6	4,4	2,9	2,9	11,4



Rys. 4.13. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla prętów o średnicy 16 mm



Rys. 4.14. Próbką stali zbrojeniowej po zerwaniu w statycznej próbie rozciągania

4.2.2.2. BADANIA STALI KONSTRUKCYJNEJ

W przypadku blach, wycięte zostały próbki o prostokątnym przekroju poprzecznym i o wymiarach: długość 50 cm, szerokość 5 cm i grubość uzależniona od badanej blachy (6, 10 lub 16 mm). Na bazie tych elementów przygotowane zostały normowe próbki do badania w statycznej próbie rozciągania o parametrach uzależnionych od pola powierzchni przekroju zastosowanej blachy zgodnie ze wzorem:

$$L_0 = k\sqrt{S_0} \quad (4.5)$$

gdzie:

- L_0 – początkowa długość pomiarowa próbki do badań przed przyłożeniem siły,
- k – współczynnik proporcjonalności, międzynarodowo przyjęta wartość na poziomie 5,56,
- S_0 – początkowa powierzchnia przekroju poprzecznego części równoległej próbki.

Przykładowa próbka po obróbce została przedstawiona na rysunku 4.15.



Rys. 4.15. Próbką wykorzystywana w badaniu statycznej próby rozciągania dla blach

Przed przystąpieniem do pomiaru oznakowano na próbce początkową długość pomiarową L_0 . Szybkość przyrostu naprężenia ustalono na poziomie 10,0 MPa/s. Element badawczy zamontowany w maszynie wytrzymałościowej zaprezentowano na rysunku 4.16.

Wyznaczone zostały analogiczne parametry jak w przypadku stali zbrojeniowej. Dla każdej z grubości blachy zostały przygotowane dwie próbki badawcze. Badania przeprowadzono do momentu zerwania próbek zgodnie z zapisami normy [75]. W tablicach 4.23, 4.24 i 4.25 zaprezentowano parametry stali dla blach S355J2+N o grubościach 6, 10 i 16 mm deklarowane przez producenta. W tablicy 4.26 zamieszczono sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania blach. Na rysunkach 4.17, 4.18 i 4.19 zaprezentowano wykresy zależności naprężeń od odkształceń.



Rys. 4.16. Badanie statycznej próby rozciągania blach

Tab. 4.23. Parametry stali dla blachy S355J2+N o grubości 6,0 mm deklarowane przez producenta

Granica plastyczności [MPa]	445,0
Granica wytrzymałości na rozciąganie [MPa]	555,0
Wydłużenie [%]	30,2

Tab. 4.24. Parametry stali dla blachy S355J2+N o grubości 10,0 mm deklarowane przez producenta

Granica plastyczności [MPa]	424,0
Granica wytrzymałości na rozciąganie [MPa]	520,0
Wydłużenie [%]	25,0

Tab. 4.25. Parametry stali dla blachy S355J2+N o grubości 16,0 mm deklarowane przez producenta

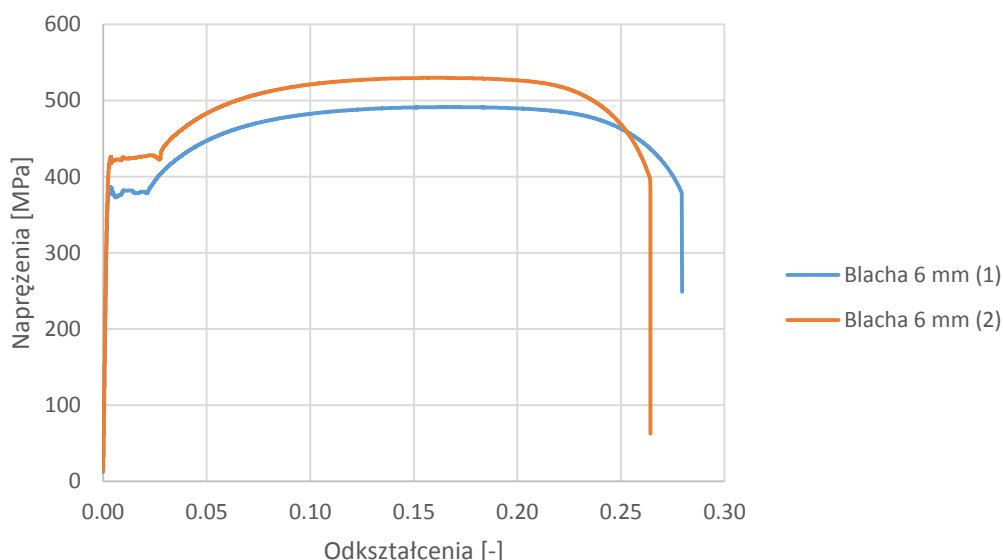
Granica plastyczności [MPa]	420,0
Granica wytrzymałości na rozciąganie [MPa]	545,0
Wydłużenie [%]	31,0

W przypadku blach o grubości 6 mm widać pewną rozbieżność w stosunku do wyników deklarowanych przez producenta. Ciężko również ustalić jaką definicję przyjęto w przypadku określenia granicy plastyczności, jednak wyznaczając średnią wartość z badań własnych i porównując ją do

deklarowanych parametrów, różnica ta zarówno w przypadku granicy plastyczności jak i wytrzymałości na rozciąganie kształtuje się na poziomie około 45 MPa. Ze względu na zbyt małą ilość próbek nie były prowadzone dalsze obliczenia statystyczne. Widać jednak, że próbka oznaczona jako (2) osiągnęła wyniki znacznie bardziej zbliżone z tym co deklarował producent.

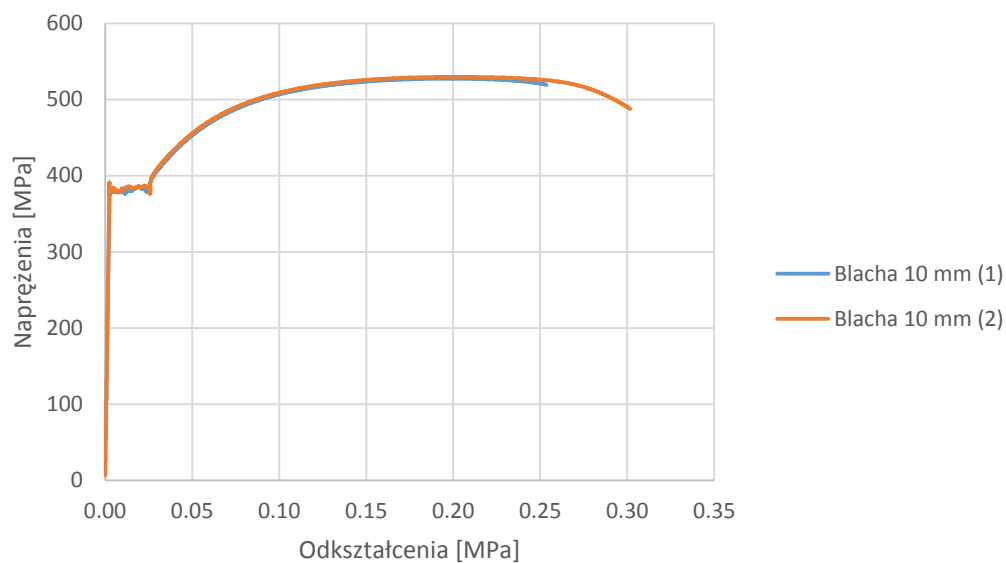
Tab. 4.26. Sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania blach

Dane identyfikacyjne próbki	m_E	R_{eH}	R_{eL}	R_m	F_m	$A_{gt} (korr.)$	a_0	b_0	S_0
	GPa	MPa	MPa	MPa	kN	%	mm	mm	mm ²
Blacha 6 mm (1)	210,0	386,01	372,70	491,53	74,91	16,73	6,00	25,40	152,40
Blacha 6 mm (2)	210,0	425,94	417,76	529,82	79,34	16,31	5,99	25,00	149,75
Średnia	210,0	405,98	395,23	510,68	77,13	16,52	6,00	25,20	151,08
Blacha 10 mm (1)	210,0	379,42	376,49	527,31	131,96	15,26	10,01	25,00	250,25
Blacha 10 mm (2)	210,0	390,91	376,42	529,67	132,55	15,78	10,01	25,00	250,25
Średnia	210,0	385,17	376,46	528,49	132,26	15,52	10,01	25,00	250,25
Blacha 16 mm (1)	210,0	389,42	366,82	531,74	214,29	15,46	16,12	25,00	403,00
Blacha 16 mm (2)	210,0	396,93	370,24	532,02	214,40	15,49	16,12	25,00	403,00
Średnia	210,0	393,18	368,53	531,88	214,35	15,48	16,12	25,00	403,00



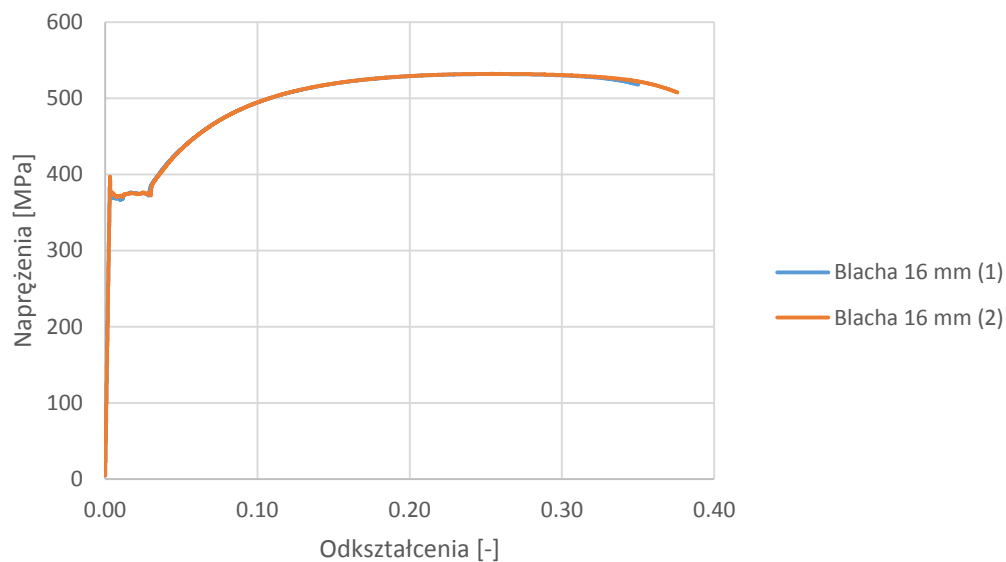
Rys. 4.17. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla blach o grubości 6,0 mm

W przypadku blach o grubości 10 mm i 16 mm zgodność wyników pomiędzy próbkami jest bardzo dobra. W odniesieniu do parametrów zadeklarowanych przez producenta, w przypadku blachy o grubości 10 mm granica plastyczności była o około 45 MPa mniejsza, podczas gdy wytrzymałość na rozciąganie kształtowała się na poziomie około 10 MPa więcej.



Rys. 4.18. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla blach o grubości 10,0 mm

W przypadku blach o grubości 16,0 mm producent deklaruje około 40 MPa wyższy poziom granicy plastyczności oraz o około 15 MPa wyższy poziom wytrzymałości próbki na rozciąganie w statycznej próbie rozciągania.



Rys. 4.19. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla blach o grubości 16,0 mm



Rys. 4.20. Próbką stali konstrukcyjnej po zerwaniu w statycznej próbie rozciągania

4.2.3. ŁĄCZNIKI SWORZNIOWE

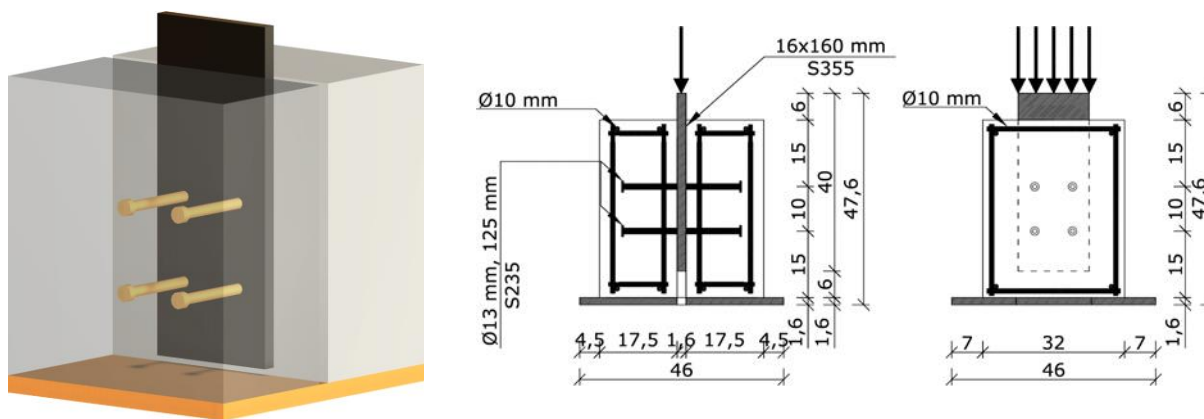
Pomiary zależności siła-poślizg nie były wykonywane w zgodzie z zapisami normy [12]. Podyktowane było to głównie chęcią przebadania elementu w taki sposób, aby jak najlepiej odzwierciedlić jego pracę w docelowej konstrukcji zespolonej typu stalowa blacha-beton, aby wyniki mogły stanowić dobrą bazę do stworzenia modeli teoretycznych i numerycznych zagadnienia. Dziesięć elementów badawczych zostało przygotowanych w dużej mierze zgodnie z normą, jednak różniły się one wymiarami oraz sposobem betonowania. W standardowym teście typu push-out, najczęściej wykorzystywany jest stalowy kształtownik (dwuteownik) ze względu na specyfikę przekroju poprzecznego tradycyjnej konstrukcji zespolonej. Jednak w przypadku opisywanych belek elementem stalowym jest blacha, dlatego też badania przeprowadzono na elementach wzorowanych na tych przedstawionych w [12] z wzięciem pod uwagę odmienności budowy konstrukcji (rys. 4.21), w których poszukiwana zależność siła-poślizg ma zastosowanie. Wiązało się to ze zmianą wymiarów standardowej próbki badawczej.



Rys. 4.21. Stalowa blacha z zamontowanymi łącznikami wiotkimi typu Nelsona

Ponadto normy zalecają, aby betonować próbki w pozycji horyzontalnej, aby lepiej odzwierciedlić warunki w jakich rzeczywiste konstrukcje są wykonywane, jednak stwarza to dość duże problemy w przypadku prefabrykacji takich elementów badawczych [76]. Metoda, która jest powszechnie wykorzystywana w takim wypadku to przecięcie dwuteownika na pół i zespawanie dwóch części z powrotem po zabetonowaniu i dojrzewaniu próbek. Takie podejście byłoby jednak bardzo skomplikowane do wykonania w przypadku opisywanych elementów badawczych z cienką blachą i nie zostało zastosowane w tych badaniach. Innym rozwiązaniem, które jest wykorzystywane i opisane w [77], jest betonowanie dwóch części w innym czasie. Jednak takie podejście prowadzi do znacznych różnic w parametrach betonów zastosowanych do wykonania bloków.

Elementy badawcze zostały podzielone na dwa typy w zależności od zastosowanego betonu. Wszystkie charakteryzowały się takimi samymi wymiarami. Zostały one wykonane na stalowych blachach, a dodatkowo zbrojone prętami o średnicy 10,0 mm. Zastosowano również dodatkowo pręty, które zostały przyspawane do dolnej blachy, aby zapewnić zespolenie pomiędzy dolną blachą, a betonem. Schemat elementów badawczych zaprezentowany jest na rysunku 4.22.



Rys. 4.22. Schemat elementu badawczego do wyznaczenia zależności siła-poślizg dla łączników wiotkich

4.2.3.1. MATERIAŁY

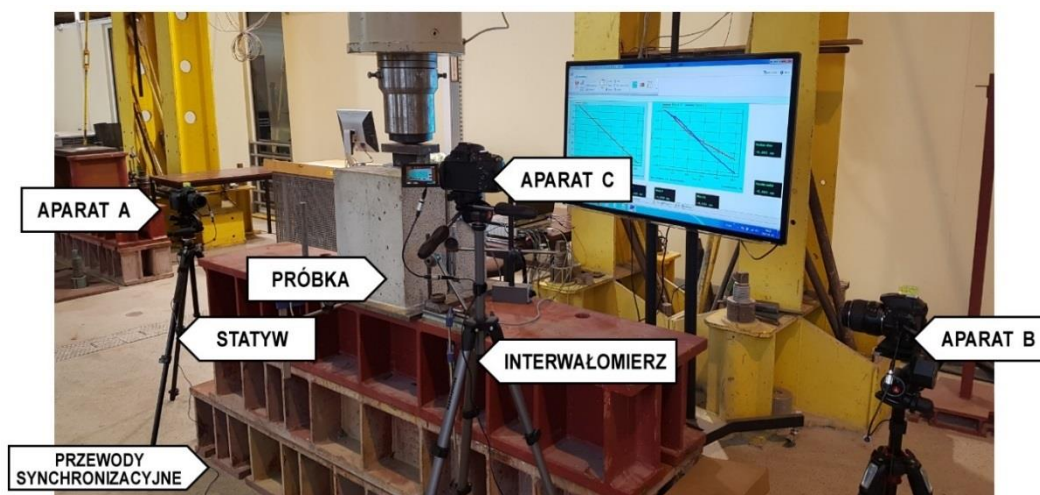
Każda grupa próbek została wykonana z betonu, który następnie był wykorzystany w produkcji belek zespolonych typu stalowa blacha-beton, więc wartości poszczególnych parametrów są zgodne z tym, co zaprezentowano w poprzednich podrozdziałach. Podstawowe parametry stali z jakiej wykonane zostały łączniki, takie jak moduł sprężystości podłużnej stali E_s , granica plastyczności f_y , wytrzymałość na rozciąganie f_u oraz zależność $\sigma - \varepsilon$ zostały przyjęte zgodnie z deklaracją producenta. Podano je w tablicy 4.27.

Tab. 4.27. Parametry stali dla łączników S235J2+C470 o średnicy 13,0 mm i wysokości 125,0 mm

Granica plastyczności [MPa]	515,0
Granica wytrzymałości na rozciąganie [MPa]	546,0
Wydłużenie [%]	19,0

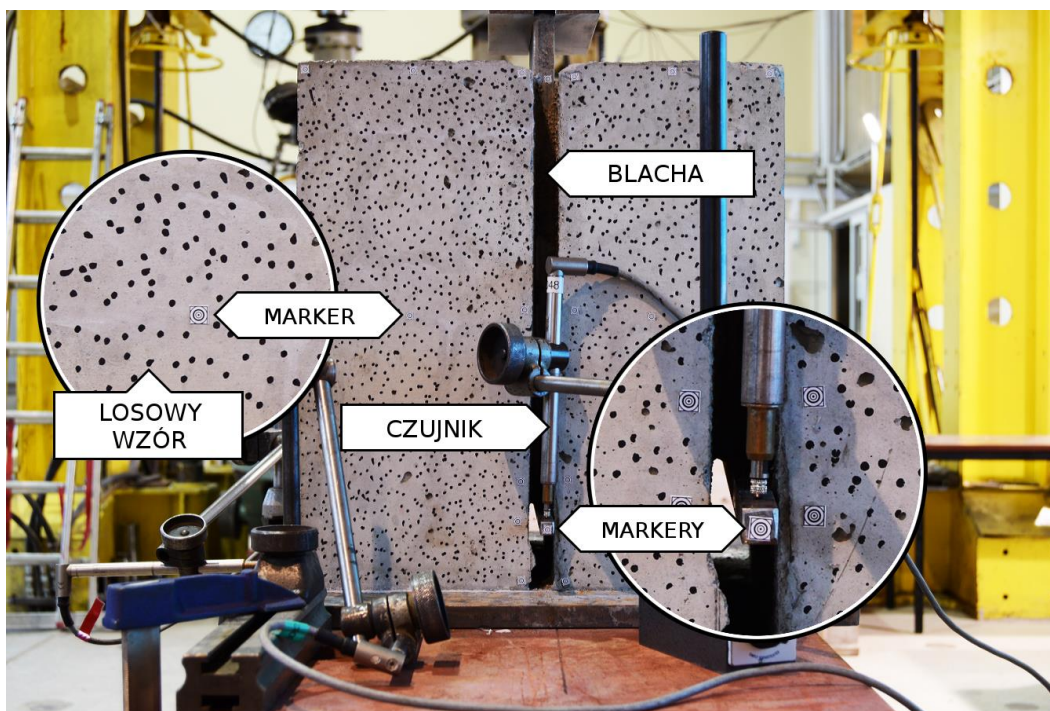
4.2.3.2. OPIS STANOWISKA POMIAROWEGO

Pomiary tradycyjne zostały wykonane z wykorzystaniem standardowych czujników indukcyjnych, które zostały zamontowane na opórce przyspawanej do dolnej powierzchni stalowej blachy. Dodatkowo wykonywano pomiary optyczne przeprowadzone z wykorzystaniem systemu opracowanego przez współautora badań optycznych M. Tekieliego. Pomiary były wykonywane z dwóch stron z wykorzystaniem dwóch identycznych zestawów kamer i obiektywów (A, B). Zastosowane zostały cyfrowe aparaty Nikon D5300 z matrycą o rozdzielczości 24 Mpx. Trzeci aparat (C) wykorzystany został do rejestracji wartości aktualnego obciążenia i innych wartości otrzymywanych z wykorzystaniem tradycyjnych systemów pomiarowych. Wszystkie aparaty były ze sobą zsynchronizowane, a zdjęcia wykonywane były w stałym interwale czasowym, po czym zostały zapisane do plików o formacie RAW bez kompresji obrazu. Stanowisko pomiarowe zaprezentowane jest na rysunku 4.23. Stanowiły one weryfikację metody w zastosowaniu do pomiarów, które miały zostać wykonane dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.



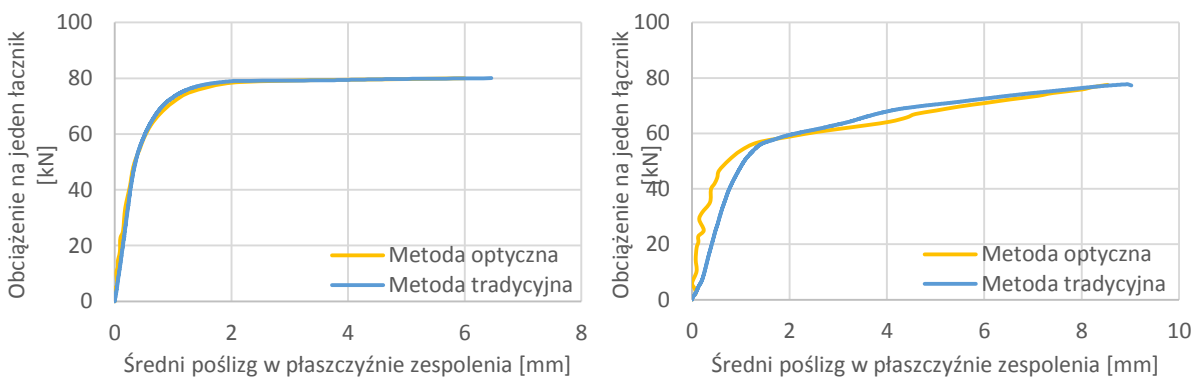
Rys. 4.23. Stanowisko badawcze z wykorzystaniem metod tradycyjnych i optycznych w przypadku badania łączników sworzniowych

Ze względu na teksturę elementów badawczych, w badaniu wykorzystano markery, aby umożliwić wykonanie pomiarów. Zostały one umieszczone na stalowej blasze oraz betonie, aby umożliwić pomiary przemieszczeń i poślizgu pomiędzy tymi elementami. Na rysunku 4.24 zaprezentowano element badawczy przygotowany do przeprowadzenia eksperymentu.



Rys. 4.24. Element badawczy przygotowany do badania z wykorzystaniem metod optycznych

Porównanie wyników (pomiar o najlepszej i najgorszej zbieżności) pomiędzy metodami tradycyjnymi bazującymi na czujnikach indukcyjnych oraz metodami optycznymi zostało zaprezentowane na rysunku 4.25. Metody optyczne użyte w eksperymencie potwierdziły swoją użyteczność i zostały następnie wykorzystane w badaniach belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.



Rys. 4.25. Porównanie metod tradycyjnych i optycznych wykorzystanych w badaniu elementów służących wyznaczeniu zależności siła-poślizg

4.2.3.3. WYNIKI OBLICZEŃ NORMOWYCH

Zgodnie z [12] wzór pozwalający wyznaczyć obliczeniową nośność łącznika sworzniowego możemy zapisać jako:

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \leq \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (4.6)$$

gdzie:

f_u - wytrzymałość na rozciąganie stali łącznika, ale nie więcej niż 500 MPa,

f_{ck} - charakterystyczna walцова wytrzymałość na ściskanie betonu,

E_{cm} - moduł sprężystości podłużnej betonu,

d - średnica łącznika,

h_{sc} - nominalna wysokość łącznika,

$\alpha = 1$ dla $\frac{h_{sc}}{d} > 4$,

γ_V - współczynnik bezpieczeństwa.

Zgodnie z [78] nominalna nośność jednego łącznika zlokalizowanego w betonowej płycie pomostowej może być oszacowana z wykorzystaniem wzoru:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (4.7)$$

gdzie:

A_{sc} - pole powierzchni przekroju poprzecznego łącznika,

f_c' - wytrzymałość na ściskanie betonu,

E_c - moduł sprężystości podłużnej betonu wykorzystanego w płycie pomostowej,

F_u - minimalna wytrzymałość na rozciąganie stali łącznika.

Zgodnie z [79] analogiczna wartość możemy być wyznaczona z wykorzystaniem wzoru:

$$N_V^C = 0.43 A_s \sqrt{f_c E_c} \leq 0.7 A_s \gamma f \quad (4.8)$$

gdzie:

A_s - pole powierzchni przekroju poprzecznego łącznika,

f_c - wytrzymałość na ściskanie betonu,

f - wytrzymałość na rozciąganie stali łącznika,

γ - stosunek minimalnej wytrzymałości na rozciąganie i granicy plastyczności stali łącznika.

Wyznaczone obliczeniowe nośności łączników sworzniowych w zgodzie z zapisami przytoczonych wyżej norm zaprezentowane są w tablicy 4.28.

Tab. 4.28. Obliczeniowa nośność łączników sworzniowych obliczona zgodnie z zapisami norm: Eurokod 4, AASHTO LRFD i GB50017 [kN]

Partia	Eurokod 4		AASHTO LRFD		GB50017	
	$P_{Rd.1}$	$P_{Rd.2}$	$Q_{n.1}$	$Q_{n.2}$	$N_{v.1}^c$	$N_{v.2}^c$
(1)	65,0	53,1	88,0	54,9	75,7	45,1
(2)	101,5	53,1	131,5	54,9	113,1	45,1

4.2.3.4. FORMA ZNISZCZENIA

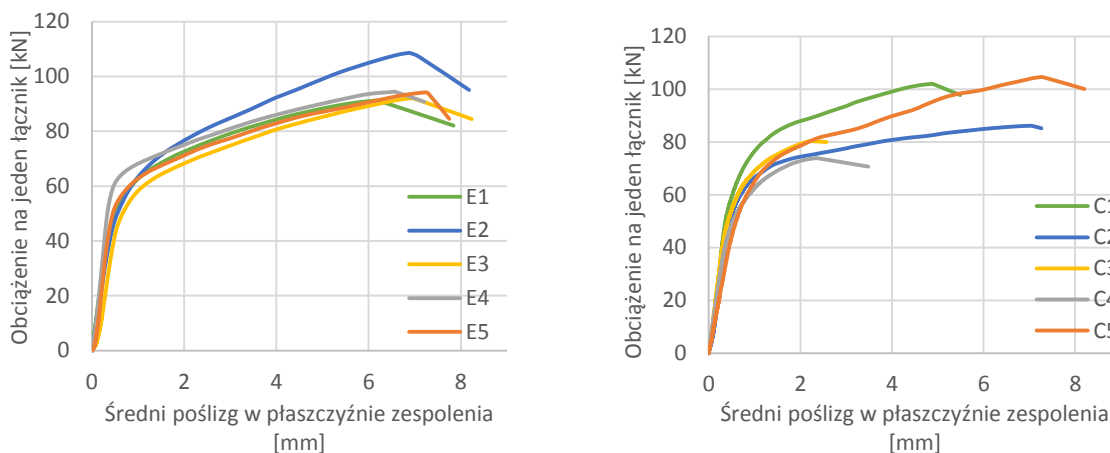
W przypadku wszystkich próbek, po osiągnięciu przez łączniki granicy plastyczności, doszło do ścięcia łącznika w płaszczyźnie zespolenia. Inne formy zniszczenia, związane na przykład z częścią betonową, nie zostały zaobserwowane w przeprowadzonych badaniach, głównie ze względu na nieosiągnięcie wytrzymałości betonu. Łączniki sworzniowe i powierzchnie betonu oraz stalowej blachy po zniszczeniu próbki przedstawiono na rysunku 4.26.



Rys. 4.26. Formy zniszczenia: powierzchnia stalowej blachy, powierzchnia betonu i łączniki sworzniowe

4.2.3.5. ZALEŻNOŚĆ SIŁA-POŚLIZG

Krzywa przedstawiająca relację pomiędzy obciążeniem przyłożonym do elementu badawczego, a poślizgiem pomiędzy częścią stalową i betonową, dobrze obrazuje zachowanie próbki w teście typu push-out. Próbki oznaczone jako E zostały wykonane z betonu pierwszej partii, podczas gdy próbki C z betonu drugiej partii. W początkowej fazie obciążania zależność siła-poślizg jest praktycznie liniowa do momentu osiągnięcia granicy plastyczności w łączniku sworzniowym. W tej pierwszej charakterystycznej fazie, poślizg był bardzo mały. Następnie nachylenie krzywej zmienia się znacznie i zaobserwowany został gwałtowny wzrost wartości mierzonego poślizgu do momentu osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie stali łączników, co skutkowało ścięciem łącznika. Po osiągnięciu tej granicznej wartości, próbka ulegała nagłemu zniszczeniu. Zależności siła-poślizg dla poszczególnych elementów badawczych zostały zaprezentowane na rysunku 4.27.



Rys. 4.27. Zależność siła-poślizg dla elementów badawczych łączników sworzniowych

4.2.3.6. NOŚNOŚĆ ŁĄCZNIKÓW SWORZNIOWYCH

Zgodnie z [12] co najmniej trzy elementy badawcze powinny zostać przetestowane i odchylenie każdego indywidualnego wyniku od wartości średniej otrzymanej z eksperymentu nie powinno przekraczać 10 %. Jeżeli te kryteria są spełnione, to nośność obliczeniową można wyznaczyć wykorzystując wzór:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (4.9)$$

gdzie:

- P_{Rk} - charakterystyczna nośność łącznika powinna zostać przyjęta jako minimalna siła powodująca zniszczenie zredukowana dodatkowo o 10 %,
- f_u - minimalna wytrzymałość na rozciąganie stali łącznika,
- f_{ut} - wytrzymałość na rozciąganie stali łącznika otrzymana w badaniu,
- γ_V - współczynnik bezpieczeństwa dla łączników (wartość zalecana to 1,25).

Jak pokazuje tablica 4.29 wartości obliczone zgodnie ze wzorem w dobrym stopniu pokrywają się z wartościami otrzymanymi poprzez wykorzystanie wzorów normowych w przypadku próbek wykonanych z betonu pierwszej partii (E). Możliwe było wybranie trzech próbek, których odchylenie od wyniku wartości średniej nie przekraczało 10 %. Nie było to możliwe w przypadku elementów z betonu drugiej partii (C). Rozrzut wyników okazał się zbyt duży, jednakowoż do dalszych analiz wybrano trzy próbki i na ich podstawie wyznaczono wartość średnią (C2, C3 i C4) wykorzystywaną do dalszych analiz.

Tab. 4.29. Porównanie wyników otrzymanych z eksperymentu i wartości otrzymanych z wykorzystaniem norm: Eurokod 4, ASSHTO LRFD i GB50017 [kN]

Oznaczenie próbki	P_{Rk} [kN]	P_{Rd} [kN]	$P_{Rd} / (4.6)$	$P_{Rd} / (4.7)$	$P_{Rd} / (4.8)$
C1	102,0	67,3	1,27	1,23	1,49
C2	77,5	56,8	1,07	1,03	1,26
C3	72,3	53,0	1,00	0,96	1,17
C4	66,5	48,7	0,92	0,89	1,08
C5	104,5	68,9	1,30	1,26	1,53
E1	82,1	60,2	1,13	1,10	1,33
E2	82,8	60,7	1,14	1,11	1,35
E3	84,9	62,2	1,17	1,13	1,38
E4	84,7	62,1	1,17	1,13	1,38
E5	81,2	59,5	1,12	1,08	1,32

4.2.3.7. PODSUMOWANIE

Testy typu push-out na próbkach wykonanych z wykorzystaniem łączników sworzniowych, które zespalały stalową blachę z betonem zostały przeprowadzone, aby zbadać zachowanie takiego zespolenia w belkach zespolonych typu stalowa blacha-beton. Badania pokazały charakterystyczne zachowanie elementów badawczych, które w szczególności dobrze można przeanalizować z wykorzystaniem wykresów zależności siła-poślizg. Eksperymenty te pokazały, iż można z powodzeniem wykorzystywać wzory wyprowadzone dla tradycyjnych konstrukcji zespolonych w opisywanym przypadku. Najlepsza zgodność w stosunku do wyników eksperymentalnych została zaobserwowana w przypadku zastosowania zależności opisywanych w Eurokodzie 4 [12] i ASSHTO LRFD [78]. Wyniki przeprowadzonych badań zostaną wykorzystane w dalszych analizach teoretycznych i numerycznych belek zespolonych typu stalowa blacha-beton oraz analizach parametrycznych testów typu push-out.

4.3. BADANIA BELEK ZESPOLONYCH TYPU STALOWA BLACHA-BETON

4.3.1. WYKONANIE ELEMENTÓW BADAWCZYCH

Elementy badawcze zostały wykonane w Wytwórni Prefabrykatów Przedsiębiorstwa Inżynieryjnego „IMB-Podbeskidzie” zlokalizowanej na terenie bazy przedsiębiorstwa w Skoczowie. Części stalowe belki takie jak zbrojenie podłużne, poprzeczne (w postaci strzemion) oraz stalowa blacha, zostały dostarczone przez zewnętrznych producentów w postaci sprefabrykowanej, gotowej do wbudowania w element. Zostały one zmontowane zgodnie z przygotowanymi rysunkami wykonawczymi (rys. 4.28). Montaż łączników sworzniowych został wykonany za pomocą zgrzewarek (rys. 4.29).



Rys. 4.28. Przygotowane szkielety zbrojenia belek



Rys. 4.29. Stalowe blachy z zamontowanymi łącznikami Nelsona

Wykonanie elementu obejmowało przygotowanie szalunków w postaci prostopadłościennych form pokrytych od wewnątrz środkiem antyadhezyjnym (rys. 4.30), w których została ułożona stalowa blacha z zamontowanymi wcześniej łącznikami wiotkimi typu Nelsona. Następnie zamontowano elementy dystansowe, zbrojenie belek oraz dodatkowe haki transportowe. Ze względu na chęć uniknięcia wystąpienia innego schematu zniszczenia niż zakładany, w strefie podporowej, gdzie kończy się stalowa blacha, zostały dodane pręty podłużne w ilości zapewniającej zakładaną pracę konstrukcji.

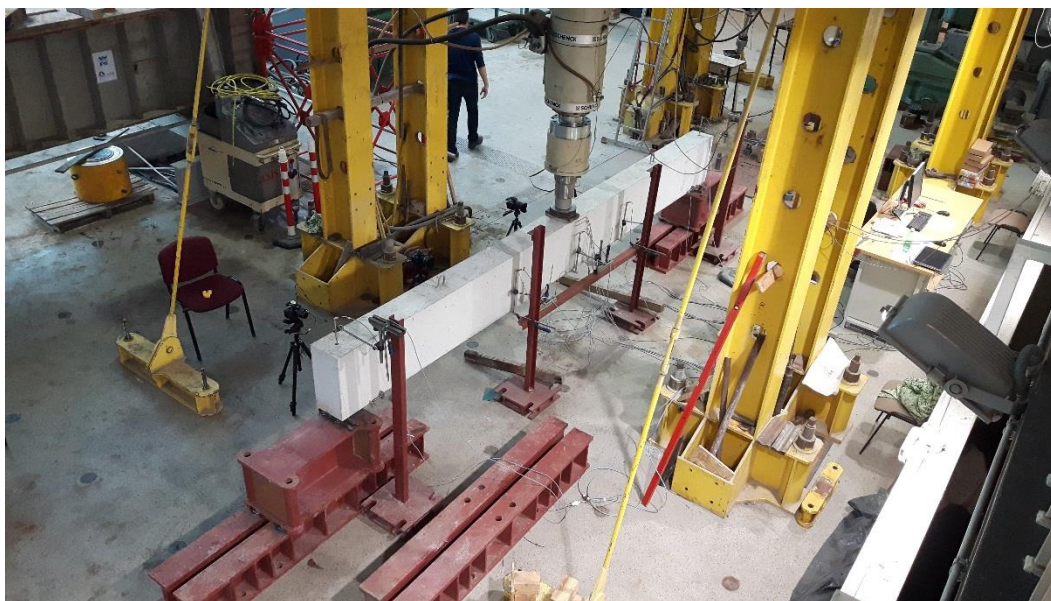


Rys. 4.30. Przygotowane do betonowania szalunki wraz z zamontowanym zbrojeniem i stalową blachą

Kolejnym krokiem było betonowanie wszystkich belek danej partii z wykorzystaniem tej samej mieszanki. W związku z tym betonowanie zostało wykonane w dwóch turach. Mieszanka betonowa została dostarczona z wytwórni betonu. Samo betonowanie wykonywane było z wysokości nie przekraczającej 50 cm, aby nie doprowadzić do segregacji mieszanki, co mogłoby niekorzystnie wpłynąć na wyniki badań doświadczalnych. W celu uzyskania odpowiedniego zagęszczenia wykorzystywanej mieszanki betonowej, użyte zostały wibratory buławowe. Po wykonaniu tego etapu prac, belki zostały zabezpieczone poprzez okrycie wilgotnymi matami i w tym stanie były pielęgnowane przez kolejnych czternaście dni. Po trzech dniach wykonane zostało rozszalowanie elementów. Następnie belki zostały przetransportowane do akredytowanego Laboratorium Badawczego Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej.

4.3.2. CHARAKTERYSTYKA ELEMENTÓW BADAWCZYCH

Badania zasadnicze stanowiły kontynuację oraz rozszerzenie eksperymentów zaprezentowanych w pracy [2]. W każdym przypadku część żelbetowa belki miała taki sam prostokątny przekrój poprzeczny o wymiarach 240 x 490 mm oraz rozpiętość teoretyczną (efektywną) wynoszącą 5000 mm (rys. 4.31). Belki zostały podparte i obciążone w taki sposób, aby zrealizować trójpunktowy schemat zginania. Stalowa blacha miała zmienną grubość 6, 10 i 16 mm oraz długość 4740 mm (zakończona przed podporą). Na jej powierzchni zamocowane zostały łączniki sworzniowe.



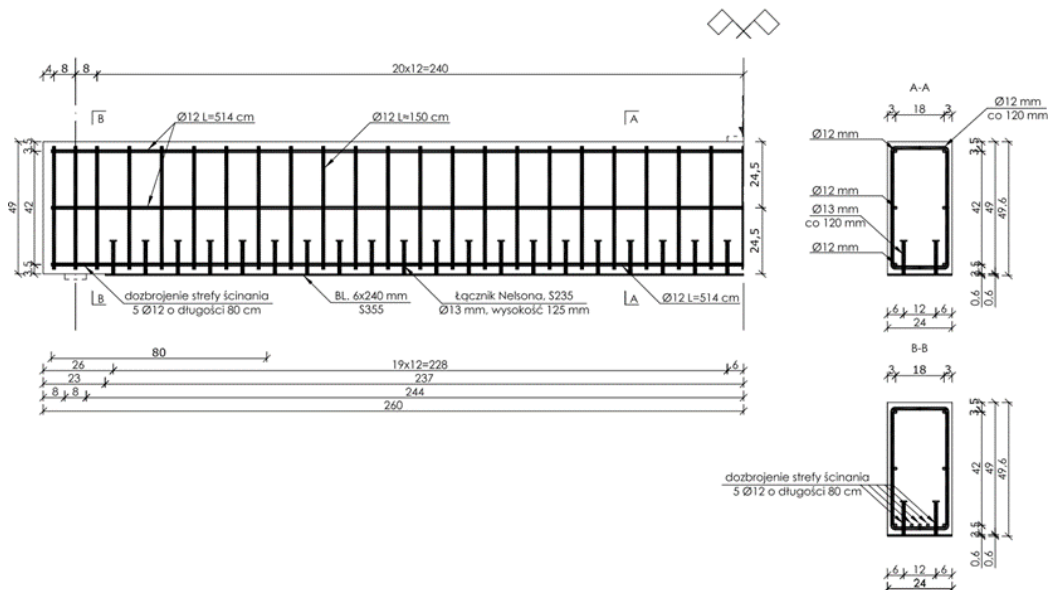
Rys. 4.31. Belka zespolona typu stalowa blacha-beton przygotowana do badania

Zbrojenie w postaci prętów podłużnych i poprzecznych wykonane zostało z zastosowaniem prętów o średnicy 12 lub 16 mm. Zbrojenie poprzeczne zostało tak dobrane, aby nośność strzemion była co najmniej 1,5 razy większa od spodziewanej siły poprzecznej, co ma zabezpieczyć belkę przed innym typem zniszczenia niż założono.

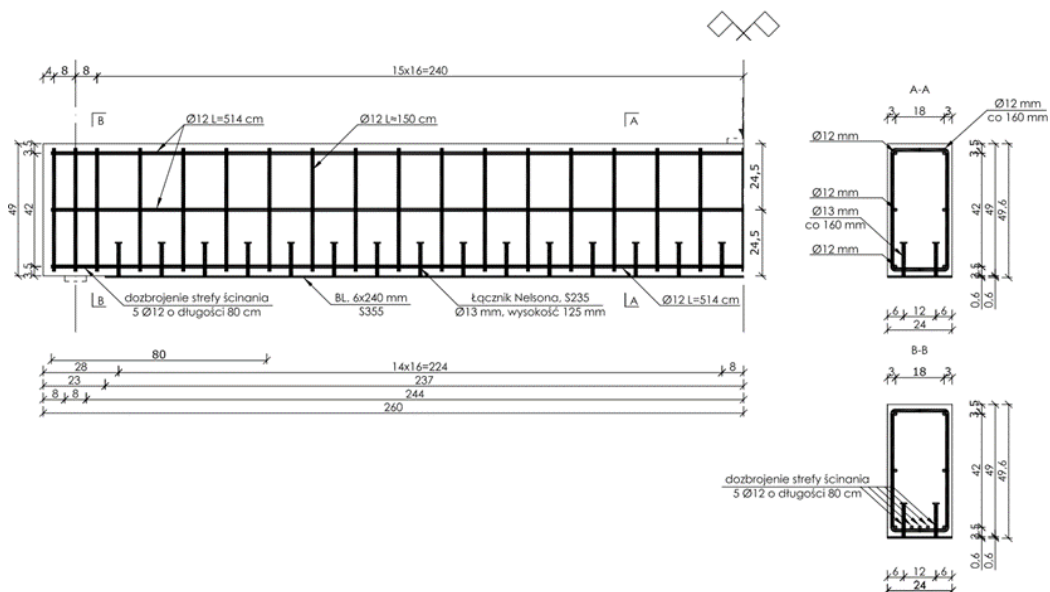
Wykonanych zostało sześć belek różniących się parametrami zgodnie z tablicą 4.30 oraz parametrami geometrycznymi zgodnymi z rysunkami 4.32 – 4.37. Pozostałe parametry były identyczne dla wszystkich badanych belek.

Tab. 4.30. Zestawienie elementów badawczych

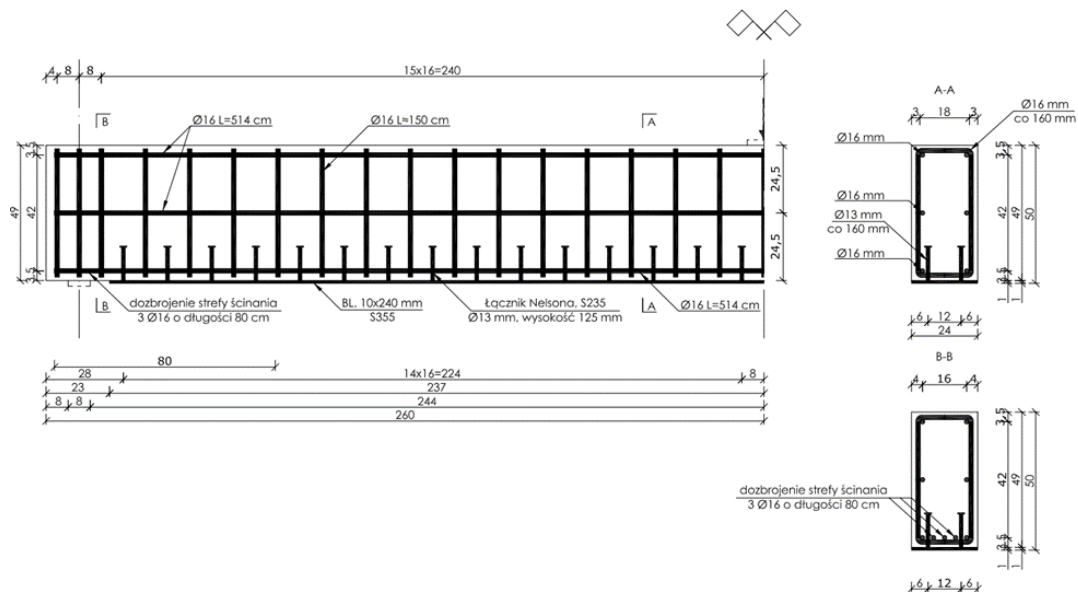
LP	Nazwa belki	Data badania	Rozstaw łączników [mm]	Partia betonu [-]	Grubość blachy [mm]
1	SPCC_1	01.12.2016	160 mm	(1)	6,0
2	SPCC_2	26.01.2017	200 mm	(2)	6,0
3	SPCC_3	07.12.2016	160 mm	(1)	10,0
4	SPCC_4	31.01.2017	120 mm	(2)	10,0
5	SPCC_5	08.02.2017	80 mm	(2)	16,0
6	SPCC_6	03.02.2017	160 mm	(2)	16,0



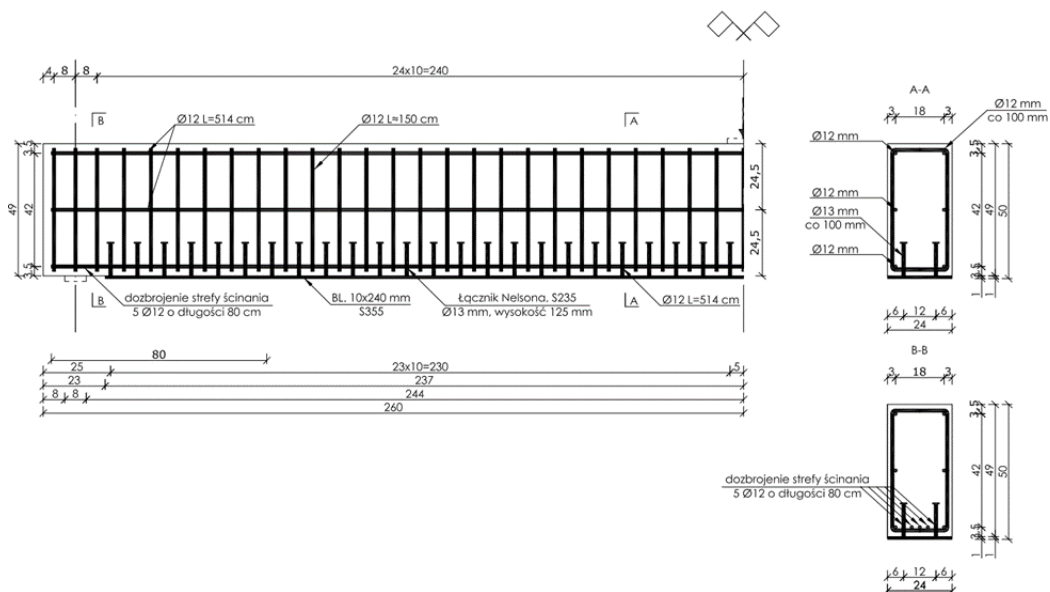
Rys. 4.32. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_1



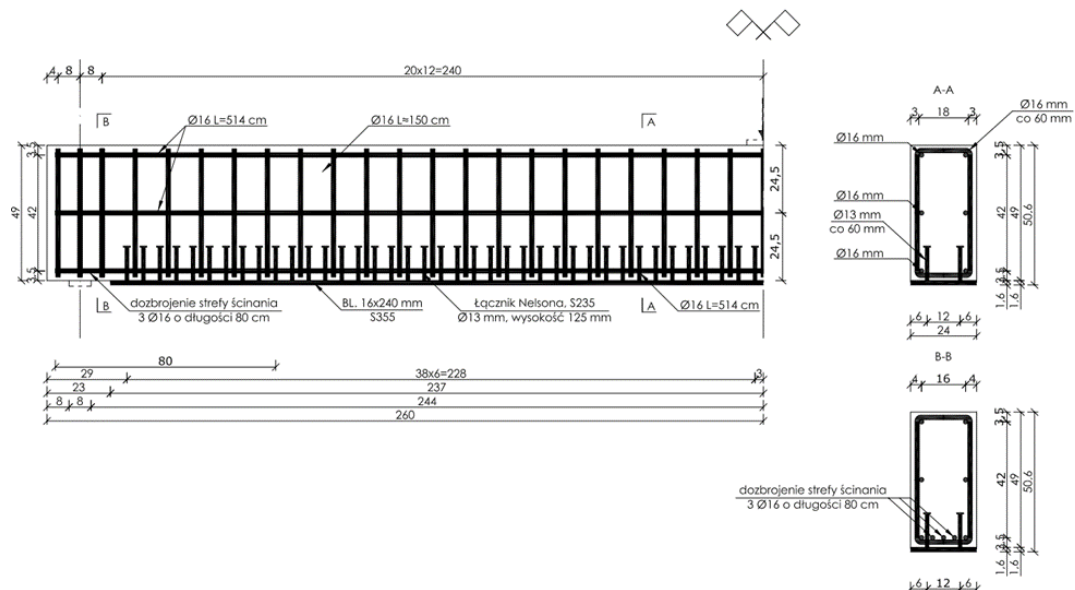
Rys. 4.33. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_2



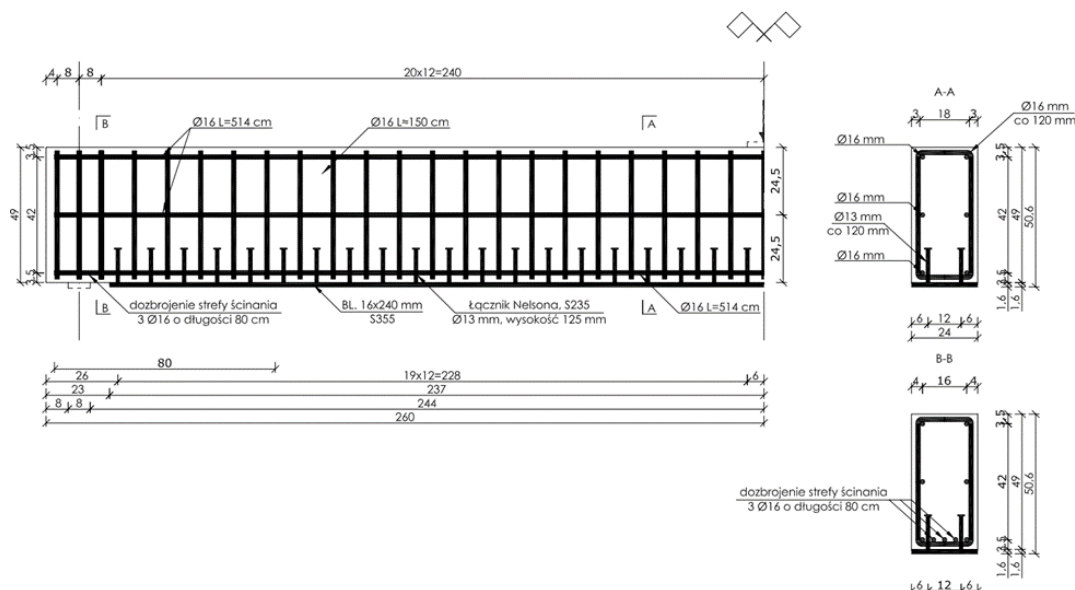
Rys. 4.34. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_3



Rys. 4.35. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_4



Rys. 4.36. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_5



Rys. 4.37. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_6

4.3.3. STANOWISKO BADAŃ

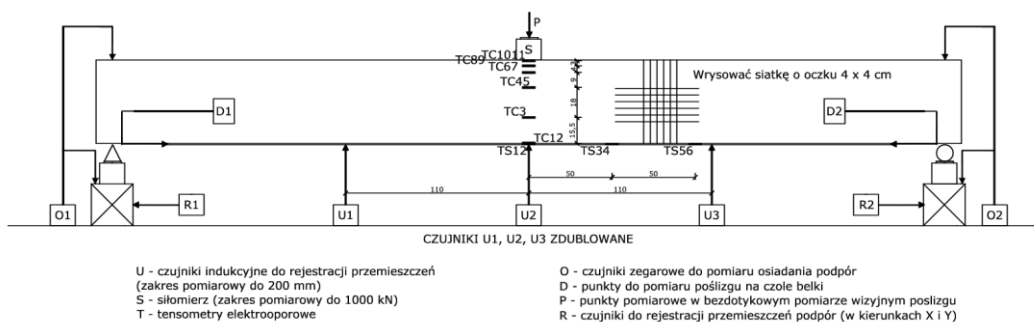
Stanowisko badań zostało zaprojektowane i wykonane we współpracy z pracownikami akredytowanego Laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej. Schemat podparcia w każdym przypadku był taki sam. Obejmował łożysko stałe (przegubowe) oraz łożysko przesuwne (wałkowe, przegubowe). Na rysunkach 4.38 i 4.39 zaprezentowano wykonane łożyska. Badanie belek zostało wykonane z wykorzystaniem prasy wytrzymałościowej z wykorzystaniem sterowania przemieszczeniem do momentu zniszczenia elementu. Badania były przeprowadzane w temperaturze około 20°C oraz wilgotności na poziomie 52 ÷ 58 %.



Rys. 4.38. Łożysko przegubowo-nieprzesuwne



Rys. 4.39. Łożysko przegubowo-przesuwne



Rys. 4.40. Schemat stanowiska badawczego belek zespolonych typu stalowa blacha-beton

4.3.4. APARATURA POMIAROWA

Punkty pomiarowe zostały rozmieszczone zgodnie z projektem skonsultowanym z pracownikami Laboratorium przedstawionym na rys. 4.40. Aparatura obejmowała:

- czujniki indukcyjne do rejestracji przemieszczeń (rys. 4.41),
- tensometry foliowe do pomiaru odkształceń stalowej blachy (rys. 4.42),
- tensometry papierowe do pomiaru odkształceń części betonowej (rys. 4.43),
- czujniki indukcyjne do pomiaru poślizgu (rys. 4.44),
- czujniki indukcyjne do rejestracji osiadania i przesuwu podpór (rys. 4.45),
- aparaturę oraz markery do bezdotykowego pomiaru wizyjnego (rys. 4.46, 4.47 i 4.48).



Rys. 4.41. Czujnik indukcyjny do rejestracji przemieszczeń



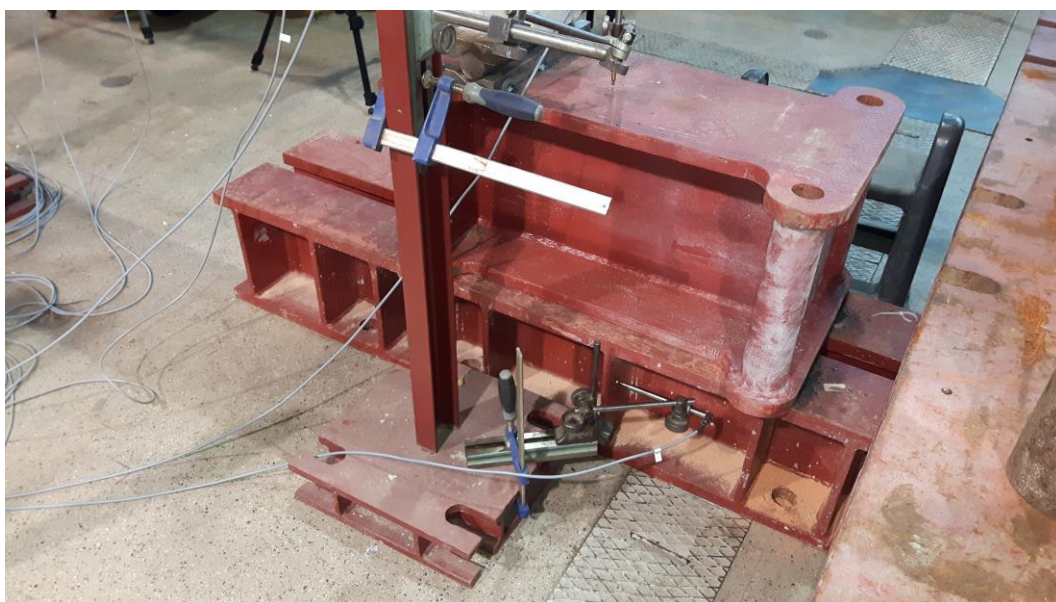
Rys. 4.42. Tensometr foliowy do pomiaru odkształceń na powierzchni stalowej blachy



Rys. 4.43. Tensometr papierowy do pomiaru odkształceń na powierzchni betonu



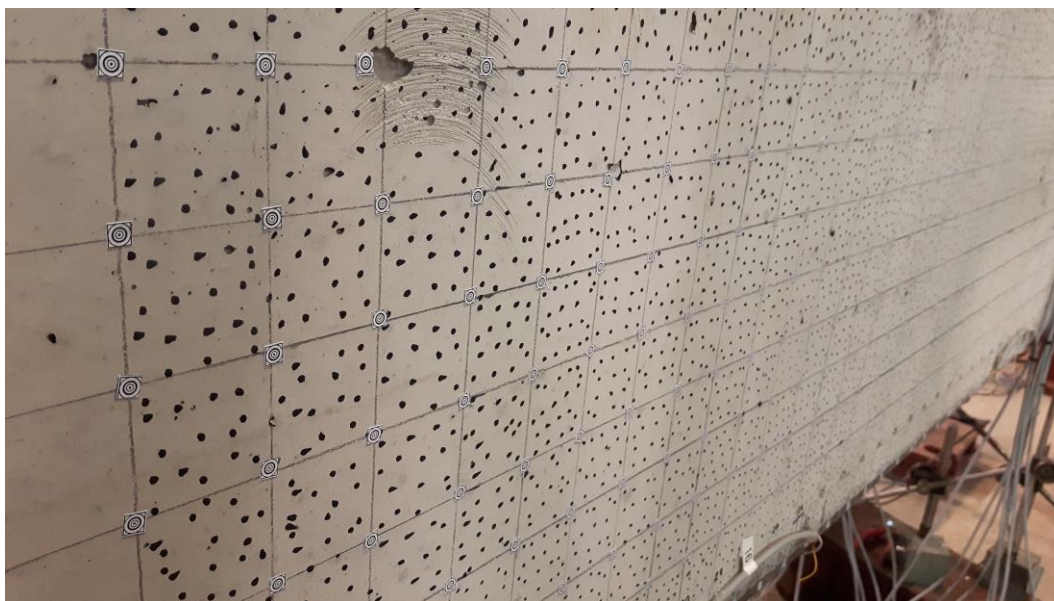
Rys. 4.44. Czujnik indukcyjny do pomiaru poślizgu



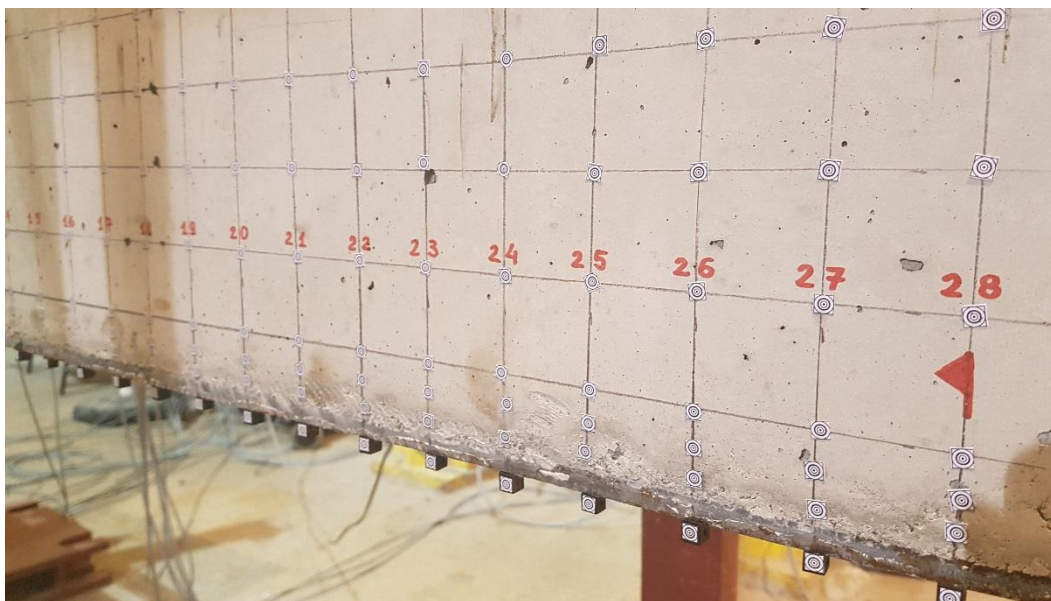
Rys. 4.45. Czujniki indukcyjne do pomiaru przesuwu i osiadania podpór



Rys. 4.46. Aparatura do bezdotykowego pomiaru wizyjnego



Rys. 4.47. Markery w postaci czarnych kropek służących do określenia pola przemieszczeń na powierzchni części betonowej



Rys. 4.48. Markery naklejone na konstrukcję w celu pomiaru poślizgu pomiędzy stalową blachą, a częścią betonową

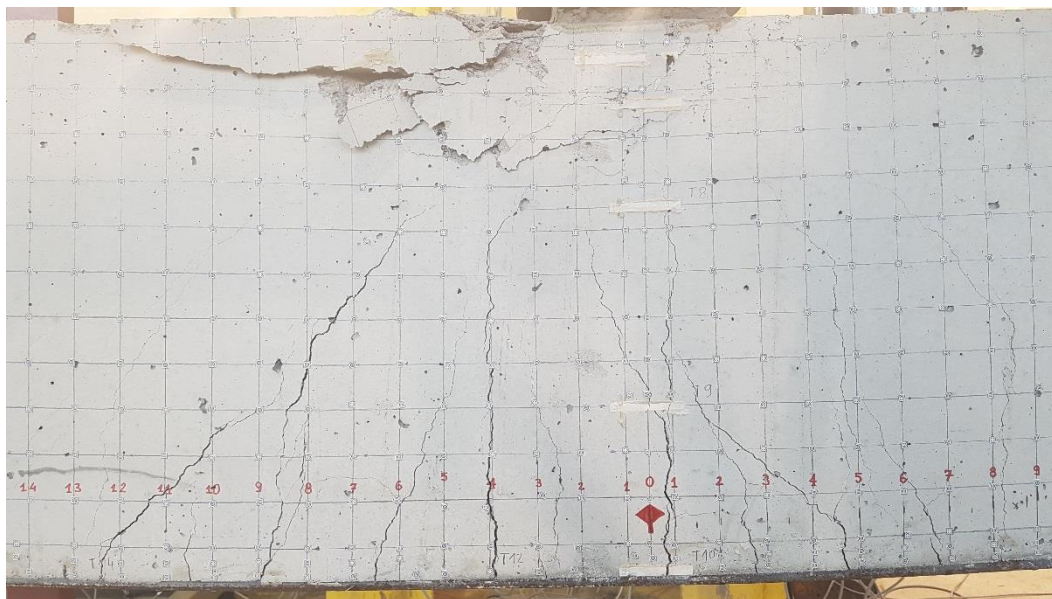
Laboratorium Badawcze Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej spełnia wymagania zawarte w normie PN-EN ISO/IEC 17025:2005 i dokumentach wewnętrznych PCA, co stanowiło podstawę wydania Certyfikatu Akredytacji Laboratorium Badawczego nr AB 1251 przez Polskie Centrum Akredytacji. Zakres akredytacji obejmuje badania:

1. beton:
 - a. wytrzymałości na ściskanie betonu (zakres siły od 40 – 4000 kN) – PN-EN 12390-3:2011 + AC:2012,
 - b. wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu (zakres siły 8 – 400 kN) – PN-EN 12390-6:2011,
 - c. wytrzymałość na zginanie (zakres siły 8 – 400 kN) – PN-EN 12390-5:2011,
 - d. moduł sprężystości (metoda B) – PN-EN 12390-13:2014-02,
2. pręty (PN-EN ISO 6892-1:2016-09, PN-EN ISO 15630-1:2011, PN-H 93220:2006, PN-EN ISO 15630-3:2011):
 - a. umowna granica plastyczności,
 - b. granica plastyczności,
 - c. wytrzymałość na rozciąganie (zakres siły 0,2 – 1200 kN),
 - d. wydłużenie względne,
 - e. wydłużenie całkowite przy największej sile,
 - f. przewężenie
3. elementy żelbetowe (PN-B 06281:1973):
 - a. nośność (zakres siły 10 – 1000 kN),
 - b. ugięcie (zakres do 100 mm),

4.3.5. WYNIKI BADAŃ

4.3.5.1. FORMA ZNISZCZENIA

Zniszczenie elementu przybrało formę analogiczną do typowego zniszczenia elementów żelbetowych poddanych głównie zginaniu. W obszarze górnych włókien części betonowej doszło do wyczerpania wytrzymałości na ściskanie betonu, co doprowadziło do zmiążdżenia tej strefy w sąsiedztwie miejsca, w którym przykładane było obciążenie. W dolnej części belki doszło przede wszystkim do uplastycznienia stalowej blachy, a następnie do uplastycznienia dolnej warstwy zbrojenia, które znajdowało się w betonie. Na rysunku 4.49 zaprezentowano typowy przebieg zarysowań.



Rys. 4.49. Typowa forma zniszczenia elementu badawczego

4.3.5.2. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE

W tablicy 4.31 zaprezentowano maksymalne wartości obciążenia jakie udało się przyłożyć do badanych elementów. W przypadku każdej belki osiągnięta wartość była zbieżna z przewidywaniami opartymi na standardowej analizie elementów żelbetowych czy też zespolonych, w których nie jest brana pod uwagę kwestia podatności łączników (więcej informacji na temat porównania wyników w dalszych rozdziałach dotyczących analizy teoretycznej i numerycznej). Wyniki te potwierdzają, iż mimo zastosowania elementów o innych parametrach (powodujących wystąpienie różnych wartości poślizgu), pary belek zaprojektowane na taką samą nośność na zginanie (SPCC_1 i SPCC_2, SPCC_3 i SPCC_4, SPCC_5 i SPCC_6), osiągnęły zbliżone wartości.

Tab. 4.31. Nośność na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton

Nazwa belki	Badanie dośw. [kN]	Różnica [kN]	Różnica [%]
A	C	D	E
SPCC_1	287,7	8,6	3,0
SPCC_2	296,3		
SPCC_3	415,1	21,6	-5,2
SPCC_4	393,5		
SPCC_5	635,2	6,4	-1,0
SPCC_6	628,8		

4.3.5.3. UGIĘCIA

Analiza wyników w przypadku belek zespolonych typu stalowa blacha-beton pokazuje wyraźnie trójfazowy charakter pracy takiej konstrukcji. Belka charakteryzowała się liniowym zachowaniem do momentu pojawienia się pierwszych zarysowań. Po przekroczeniu wytrzymałości betonu na rozciąganie nachylenie wykresu ulega nieznacznemu zwiększeniu, co spowodowane jest zmniejszeniem sztywności elementu. Następnie występuje stopniowe zwiększanie ugięć i zarysowań na skutek przyłożenia coraz większego obciążenia do elementu. W momencie, gdy w blasze naprężenia zbliżają się do poziomu granicy plastyczności stali, można zaobserwować wyraźne stopniowe zwiększenie nachylenia wykresu. Badanie było kontynuowane do momentu zmiążdżenia betonu w strefie ściskanej (rys. 4.50).



Rys. 4.50. Ugięcie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton w trakcie badania

W tablicy 4.32 zaprezentowano porównanie ugięć przebadanych belek zespolonych typu stalowa blacha-beton. Jako P_u oznaczono nośność na zginanie elementu. W kolumnie (B) (stopień zespolenia) zaprezentowano obliczony orientacyjny stosunek stopnia zespolenia pomiędzy parami belek. Obliczoną różnicę w ugięciach pomiędzy elementami odnoszono do belki o większym poziomie zespolenia. W kolumnach od (C) do (G) zaprezentowano ugięcia dla poszczególnych poziomów obciążenia dla danej belki. W kolumnach oznaczonych jako (BD) zaprezentowano wyniki z tradycyjnych pomiarów z wykorzystaniem czujników indukcyjnych, podczas gdy w kolumnach z adnotacją (MO) wyniki z pomiarów

z wykorzystaniem metod optycznych. Ostatnia kolumna każdego z poziomów obciążenia, pokazuje różnicę w pomiarach pomiędzy dwoma dublującymi się metodami.

Elementy oznaczone jako SPCC_1 oraz SPCC_2 zgodnie z projektem różniły się zastosowaną klasą betonu oraz rozstawem łączników. Wynosił on 12 cm w przypadku belki SPCC_1 oraz 16 cm w belce SPCC_2. Mimo to osiągnęły bardzo zbliżoną do siebie nośność na zginanie (3,0 % różnicy). W przypadku ugięć sytuacja jest mniej jednoznaczna, ponieważ wyniki otrzymane z metod tradycyjnych różnią się od rezultatów zmierzonych metodą optyczną. Jednak w przypadku badań belki oznaczonej jako SPCC_1 pomiary metodami tradycyjnymi nie mogą być rozpatrywane jako w pełni wiarygodne z dwóch powodów: „podskokienia” belki na skutek źle ukształtowanej podpory przegubowo-przesuwnej (w pierwszym badaniu łożysko wykonano na zasadzie soczewki wytoczonej w stalowej podkładce - niestety sposób ten nie zdał egzaminu i został zmodyfikowany w dalszych badaniach zgodnie z tym co zaprezentowano na rysunku 4.39) oraz uszkodzenia czujnika mierzącego ugięcie (odpadnięcie w momencie badania ze względu na rysę). W zaistniałej sytuacji interpretację wyników postanowiono w głównej mierze odnieść do wyników osiągniętych metodą optyczną. Widać wyraźnie, że element o mniejszym stopniu zespolenia wykazywał większe ugięcia. Po odrzuceniu skrajnych wyników, które można zaobserwować w przypadku obciążenia na poziomie jednej piątej nośności na zginanie oraz przy osiągnięciu granicznej wartości obciążenia, nadal widać, że większy poślizg na skutek większej podatności łączników spowodował zwiększenie ugięcia w środku rozpiętości na poziomie od 9,6 – 14,7 %. Porównanie wyników metody tradycyjnej i optycznej wypada bardzo korzystnie, mimo wcześniej opisanych problemów. Różnica pomiaru dla belki SPCC_1 to średnio 7,9 %, a dla belki SPCC_2 5,4% (do obliczeń nie brano pod uwagę ugięć przy osiągnięciu nośności na zginanie belki).

W przypadku belek SPCC_3 i SPCC_4 parametry, które odróżniały je od siebie to klasa betonu, zastosowane zbrojenie (w belce SPCC_3 miało ono średnicę 16 mm, a w belce SPCC_4 12 mm) oraz rozstaw łączników, który wynosił 16 cm dla pierwszej z belek oraz 10 cm dla drugiej. Belka oznaczona jako SPCC_3 zgodnie z przewidywaniami charakteryzowała się większymi ugięciami w stosunku do belki oznaczonej jako SPCC_4 ze względu na prawie półtorej razy mniejszy stopień zespolenia. Jak wykazano w poprzednim podrozdziale, ich nośność również kształtowała się na podobnym poziomie (5,2 %). Ugięcia trzeciej belki były większe od ugięć czwartej belki o średnio 22,5 %. Dobrze korespondowały ze sobą wyniki poszczególnych metod pomiaru: 4,9 % dla belki SPCC_3 oraz 8,2 % dla belki SPCC_4.

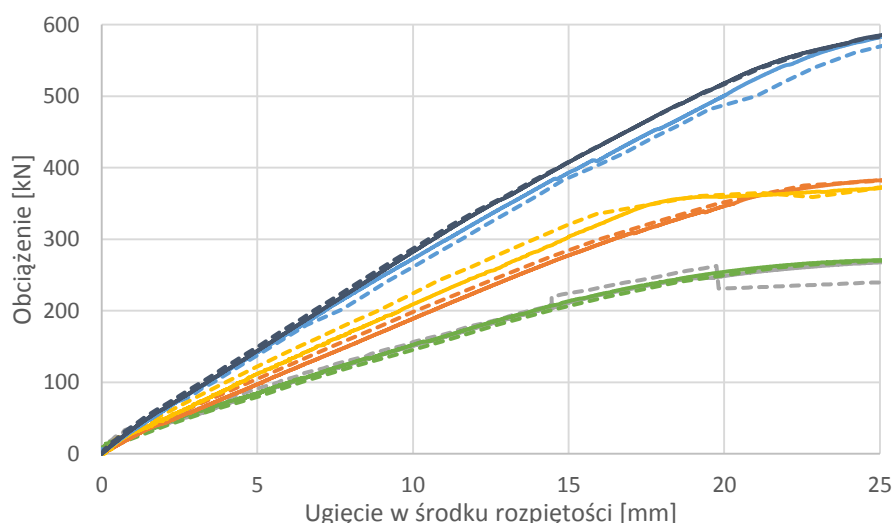
Belki oznaczone jako SPCC_5 i SPCC_6 różniły się od siebie tylko i wyłącznie rozstawem łączników wiotkich po długości elementu. W pierwszej z belek zastosowano rozstaw 12 cm, a w drugiej zagęszczono łączniki dwukrotnie. W przypadku belek oznaczonych jako SPCC_5 i SPCC_6 powtórzyła się sytuacja opisywana dla poprzedniej pary. Różnica w nośności na zginanie kształtowała się na marginalnym poziomie około 1,0 %, podczas gdy ugięcia dla elementu o niższym poziomie zespolenia były większe. Występuje różnica pomiędzy wynikami metod tradycyjnych i optycznych. W przypadku czujników indukcyjnych można wnioskować, że wpływ poślizgu na ugięcia wynosił niecałe 6,0 % podczas gdy metody optyczne wskazują na wartość rzędu 12,5 %.

Analiza przebadanych belek zespolonych typu stalowa blacha-beton dowodzi, że poślizg w płaszczyźnie zespolenia, który jest wypadkową takich parametrów jak: wytrzymałość betonu na ściskanie, klasa stali z której wykonano blachę, rozstaw łączników oraz ich średnica wpływa na wielkość ugięcia, które zostało zmierzone w środku rozpiętości elementu badawczego.

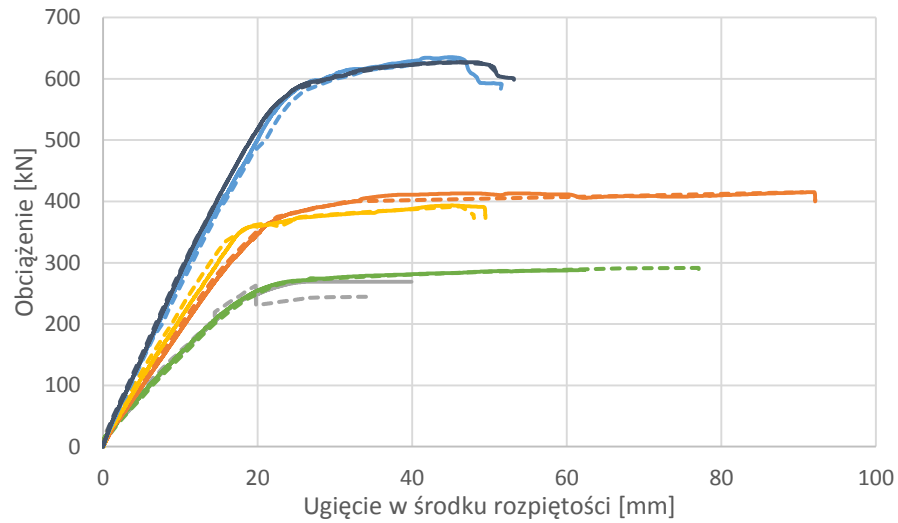
Tab. 4.32. Porównanie ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton

Nazwa belki	Stop. zesp.	0,2 Pu			0,4 Pu			0,6 Pu			0,8 Pu			1,0 Pu		
		BD [mm]	MO [mm]	Δ [%]	BD [mm]	MO [mm]	Δ [%]	BD [mm]	MO [mm]	Δ [%]	BD [mm]	MO [mm]	Δ [%]	BD [mm]	MO [mm]	Δ [%]
A	B	C			D			E			F			G		
SPCC_1	1,6 · X	3,3	2,8	15,1	7,2	6,8	5,6	11,8	11,4	3,4	17,0	15,7	7,6	-	34,5	-
SPCC_2	X	3,1	3,4	-9,7	7,4	7,8	-5,4	12,0	12,5	-4,2	17,6	18,0	-2,3	62,4	77,1	-23,6
Różnica [%]		-6,1	21,4	-	2,8	14,7	-	1,7	9,6	-	3,5	14,6	-	-	123,5	-
SPCC_3	Y	4,2	3,8	9,5	8,8	8,3	5,7	13,3	13,0	2,3	18,8	18,4	2,1	92,2	90,6	1,7
SPCC_4	1,4 · Y	3,4	3,0	11,8	7,3	6,7	8,2	11,4	10,6	7,0	15,6	14,7	5,8	49,5	44,8	9,5
Różnica [%]		23,5	26,7	-	20,5	23,9	-	16,7	22,6	-	20,5	25,2	-	86,3	102,2	-
SPCC_5	Z	4,4	4,6	4,5	9,3	9,7	-4,3	14,4	14,8	-2,8	20,3	21,5	-5,9	51,6	46,4	10,1
SPCC_6	2,0 · Z	4,3	4,1	4,7	8,8	8,6	2,3	13,7	13,6	0,7	19,2	19,2	0,0	53,7	52,5	2,2
Różnica [%]		2,3	12,2	-	5,7	12,8	-	5,1	8,8	-	5,7	12,0	-	-3,9	-11,6	-

Na rysunkach 4.51 i 4.52 pokazane zostały wyniki pomiarów ugięcia w środku rozpiętości w zależności od przyłożonego obciążenia. Na pierwszym z nich zaprezentowano rezultaty w ograniczonym zakresie ugięć do 20 mm. Można zaobserwować dobrą zgodność wyników nośności na zginanie w przypadku elementów wykonanych z wykorzystaniem blach o jednakowych grubościach 6, 10 i 16 mm. W przypadku belek o grubości blachy 6 oraz 10 mm widać bardzo dobrą ciągłość elementów (SPCC_1 ÷ SPCC_4) po osiągnięciu w blasze granicy plastyczności stali. Ponadto, co widać wyraźnie po wykresie rezultatów metody optycznej dla belki SPCC_1, w czasie badania belka „podskoczyła” – o czym wspomniano wcześniej – ze względu na błędnie skonstruowane łożysko przesuwne nie pozwalające na swobodny ruch elementu. W kolejnych badaniach błąd ten został skorygowany. Dlatego też wyniki prezentowane dla belki oznaczonej jako SPCC_1 należy rozważać z pewną dozą nieufności. Ponadto wyniki osiągnięte metodą optyczną można uważać za bardziej wiarygodne, ponieważ w czasie badania w trzeciej fazie pracy belki doszło do dyslokacji czujnika indukcyjnego.



Rys. 4.51. Zależność obciążenie-ugięcie dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w zakresie do 20 mm ugięcia w środku rozpiętości



Rys. 4.52. Zależność obciążenie-ugięcie dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w pełnym zakresie obciążenia
Na rysunkach 4.53, 4.54, 4.55 i 4.56 pokazano zniszczony element bezpośrednio po badaniu.



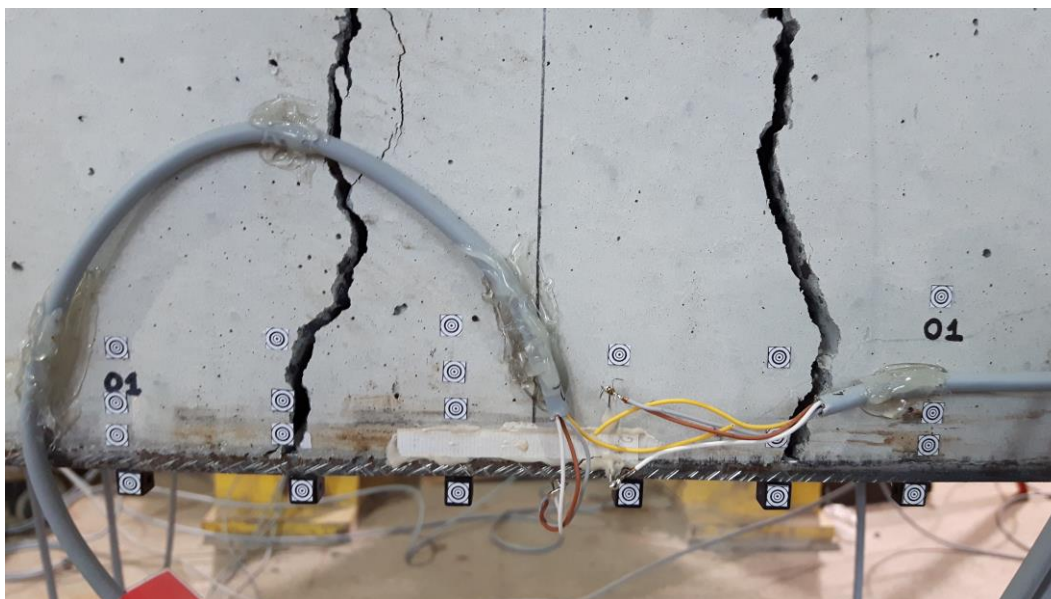
Rys. 4.53. Belka zespolone typu stalowa blacha-beton po przyłożeniu obciążenia niszczonego



Rys. 4.54. Zarysowania w środku rozpiętości belki



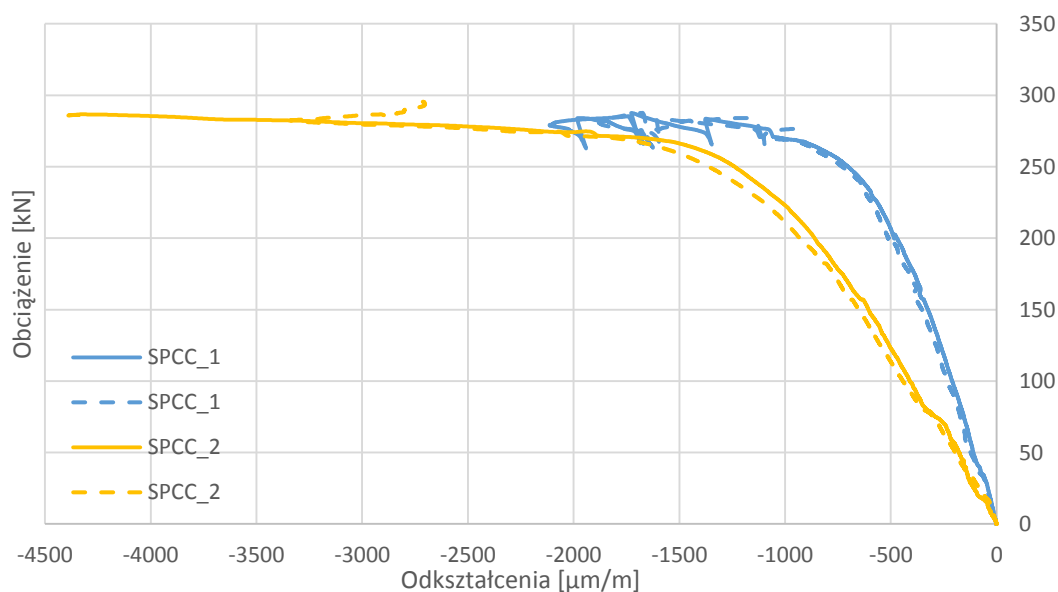
Rys. 4.55. Zarysowanie i zmiażdżenie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton przy obciążeniu niszczącym w środku rozpiętości



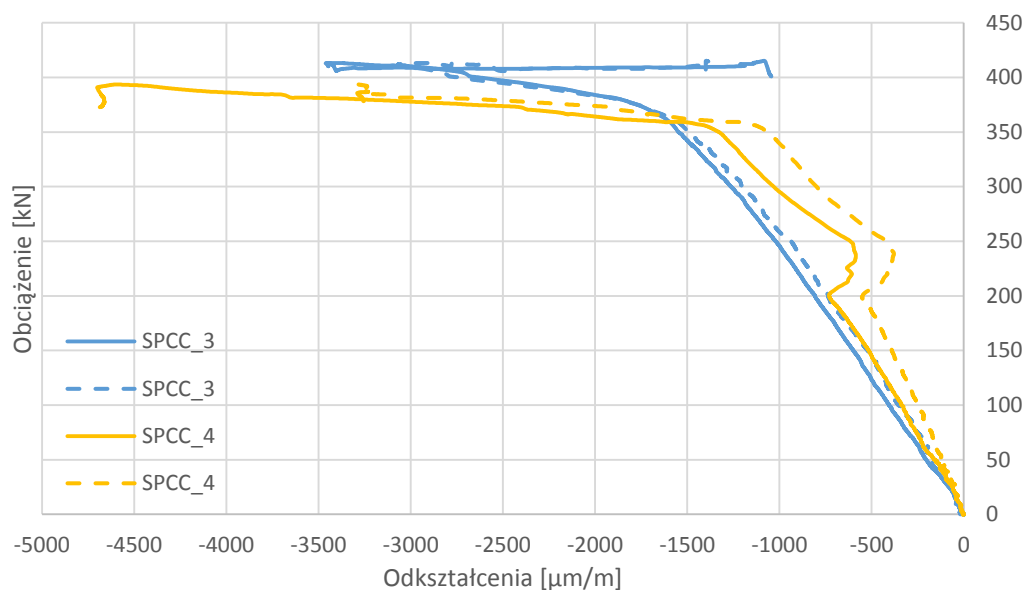
Rys. 4.56. Zarysowanie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton przy obciążeniu niszczącym w środku rozpiętości

4.3.5.4. ODKSZTAŁCENIA W BETONIE

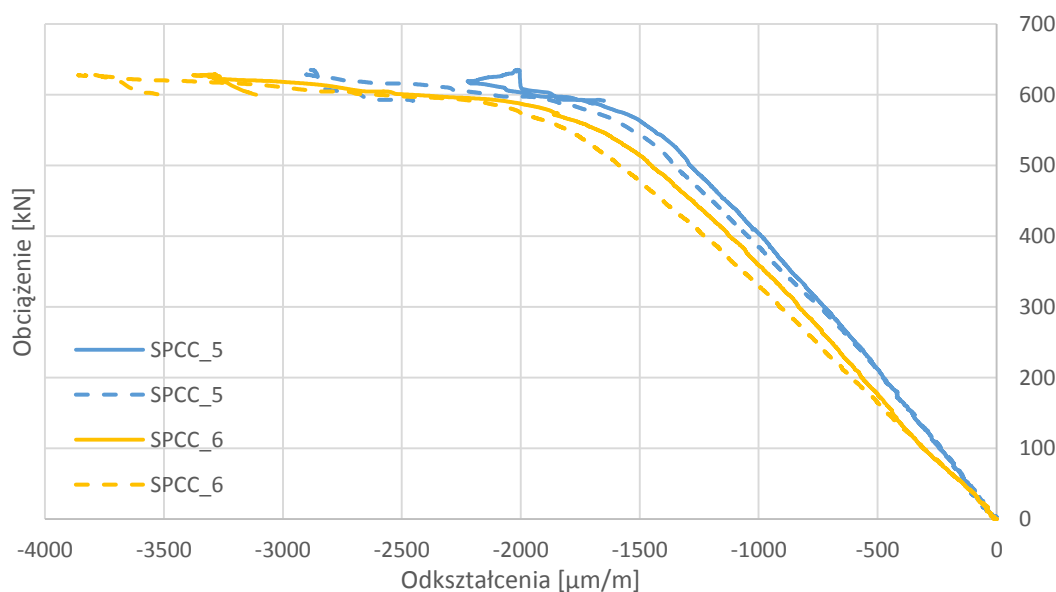
Na rysunkach 4.57, 4.58 i 4.59 przedstawiono zależności pomiędzy przyłożonym obciążeniem, a odkształceniami w górnych włóknach części betonowej. Tensometry papierowe były przyklejone po dwóch stronach belek, aby sprawdzić czy element pracuje symetrycznie pod obciążeniem. Jak można wywnioskować z wykresów, zależności dobrze ze sobą korelują.



Rys. 4.57. Zależność siła-odkształcenia w górnych włóknach w części betonowej dla belek o blasze grubości 6 mm

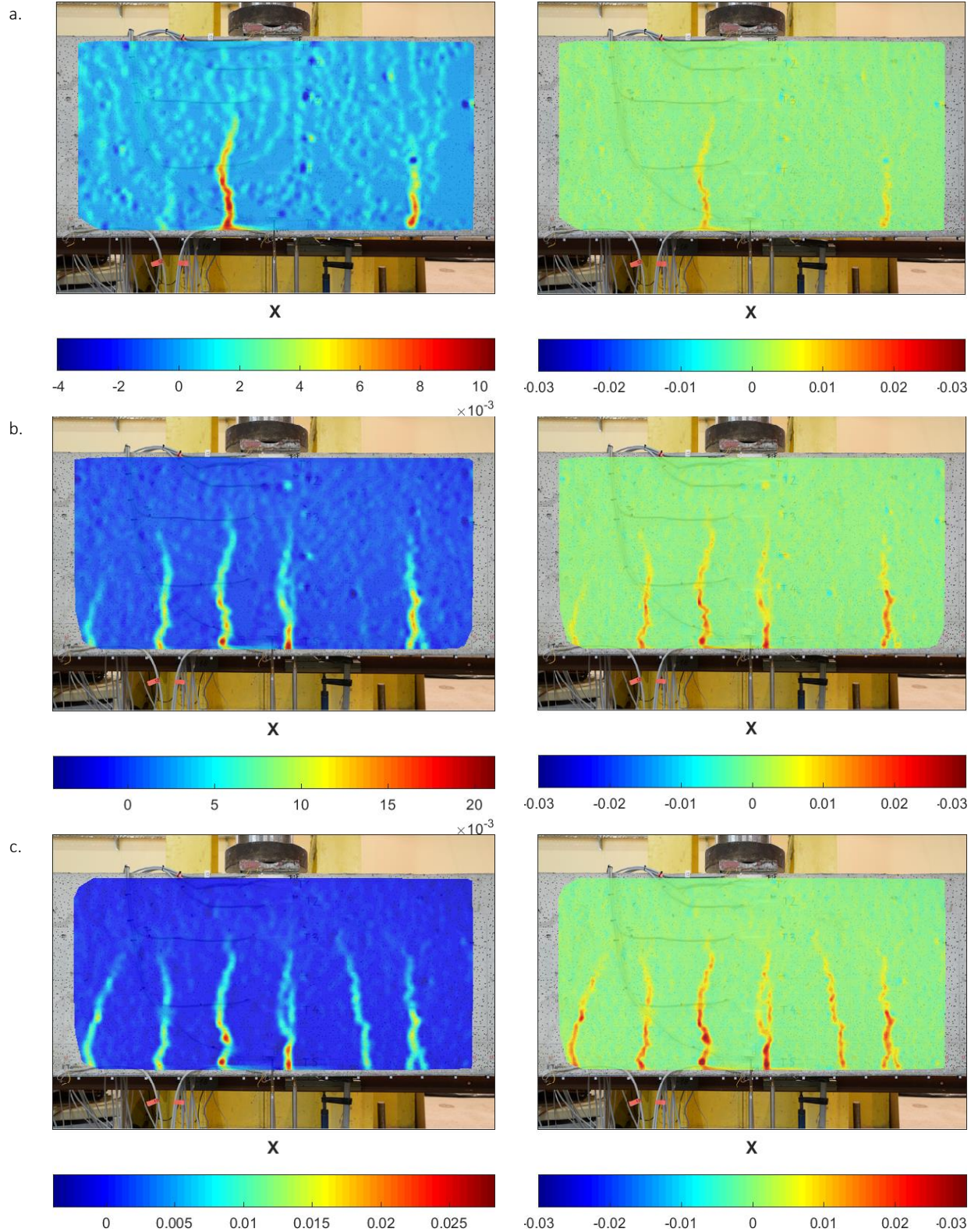


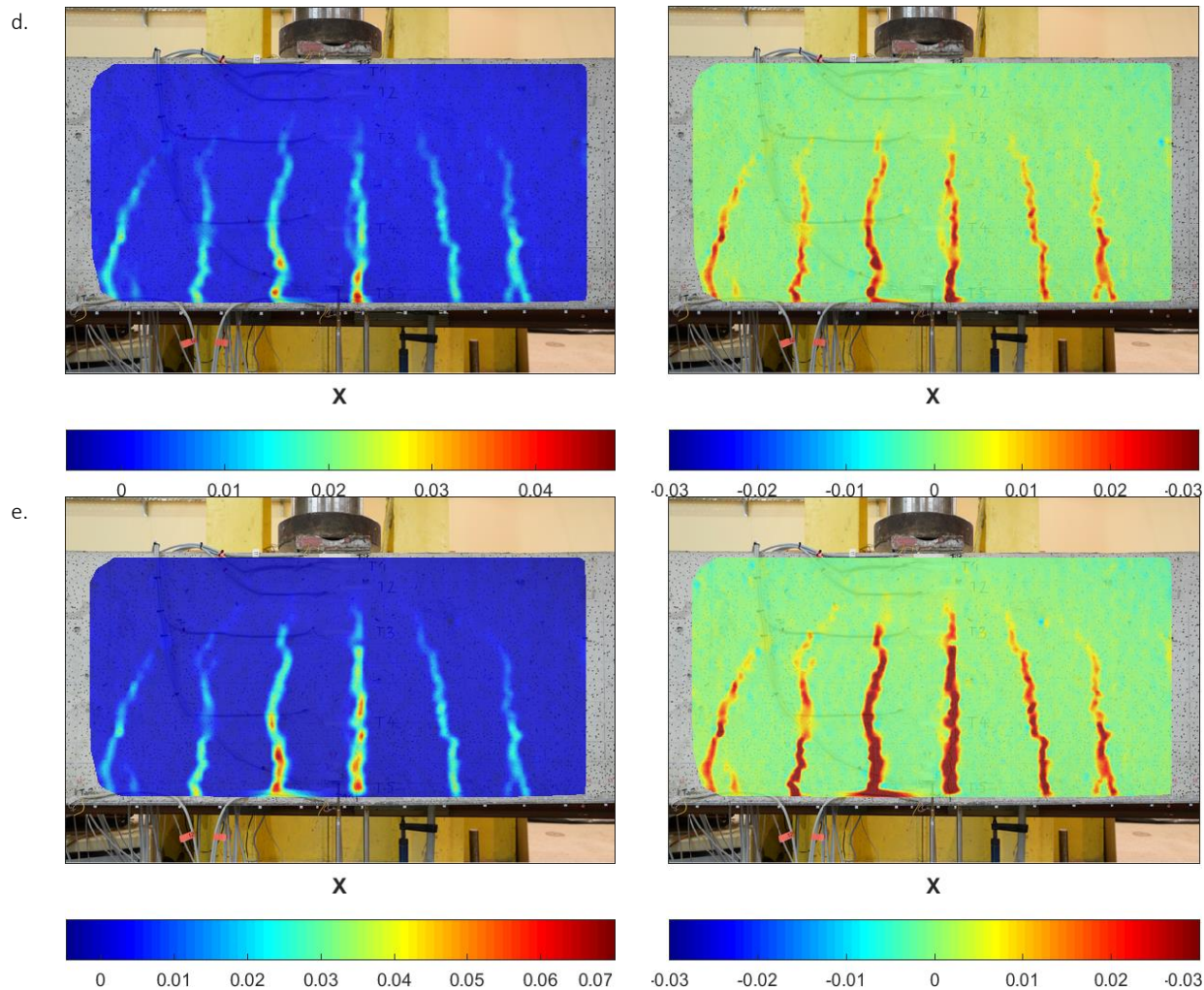
Rys. 4.58. Zależność siła-odkształcenia w górnych włóknach w części betonowej dla belek o blasze grubości 10 mm



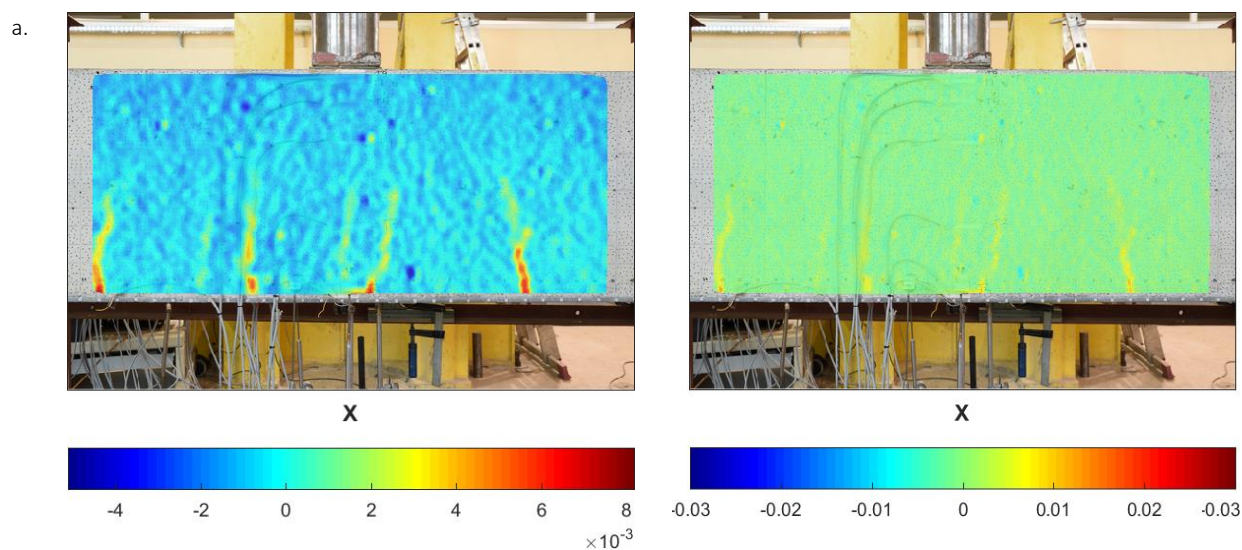
Rys. 4.59. Zależność siła-odkształcenia w górnych włóknach w części betonowej dla belek o blasze grubości 16 mm

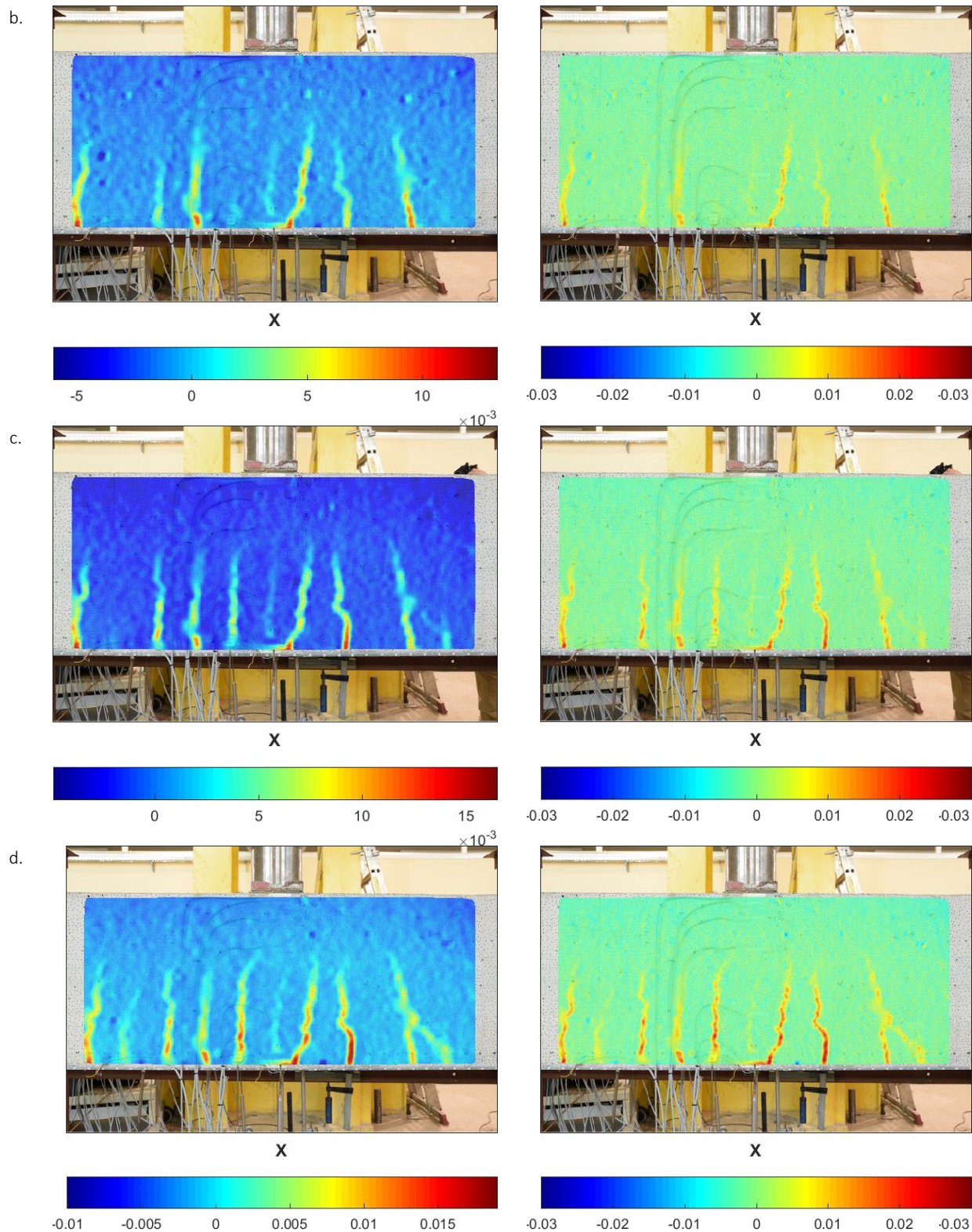
Na rysunkach 4.60 ÷ 4.63 przedstawiono mapy odkształceń w części betonowej dla czterech przebadanych belek. W przypadku elementów wykonanych z pierwszej partii betonu, mapy nie zostały sporządzone. Ich analiza w kolejnych krokach obciążeniowych pozwala na łatwą identyfikację rys oraz śledzenie ich rozwoju w miarę wzrastającego poziomu siły przykładanej do belki. Po lewej stronie zaprezentowano mapy z wykorzystaniem zmiennej skali w zależności od maksymalnego zmierzonego obciążenia. Po prawej stronie zaprezentowano mapy z wykorzystaniem stałej skali. Jako poziom odkształceń maksymalnych przyjęto wartość 0,03. Jak można wywnioskować z zaprezentowanych rysunków, największe zarysowania zgodnie z przewidywaniami pojawiły się w środku rozpiętości belki, a ich rozstaw w przybliżeniu odpowiadał rozstawowi taczowników sworzniowych/strzemion.

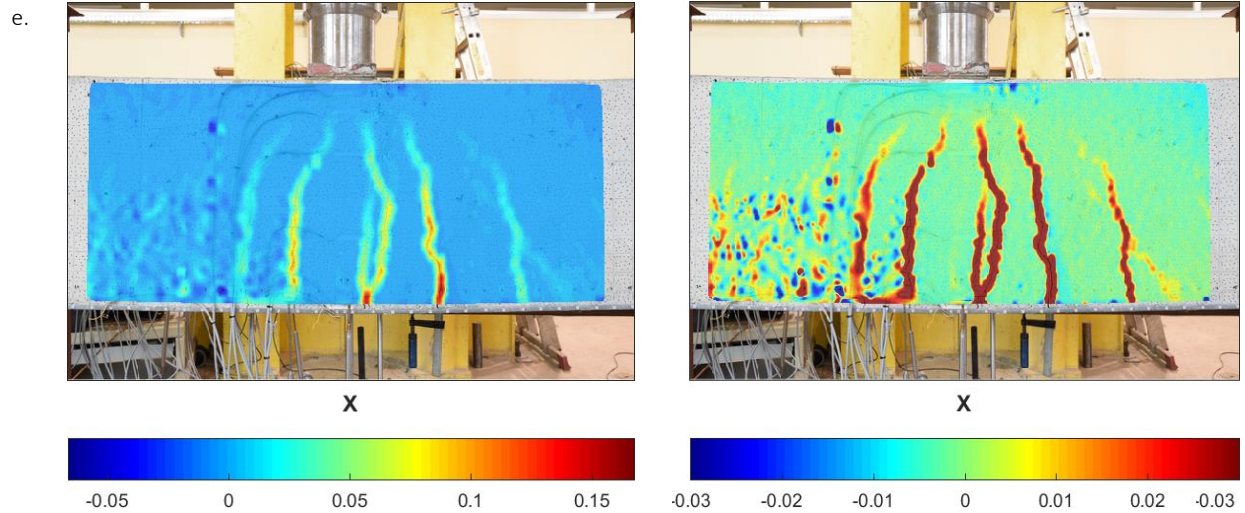




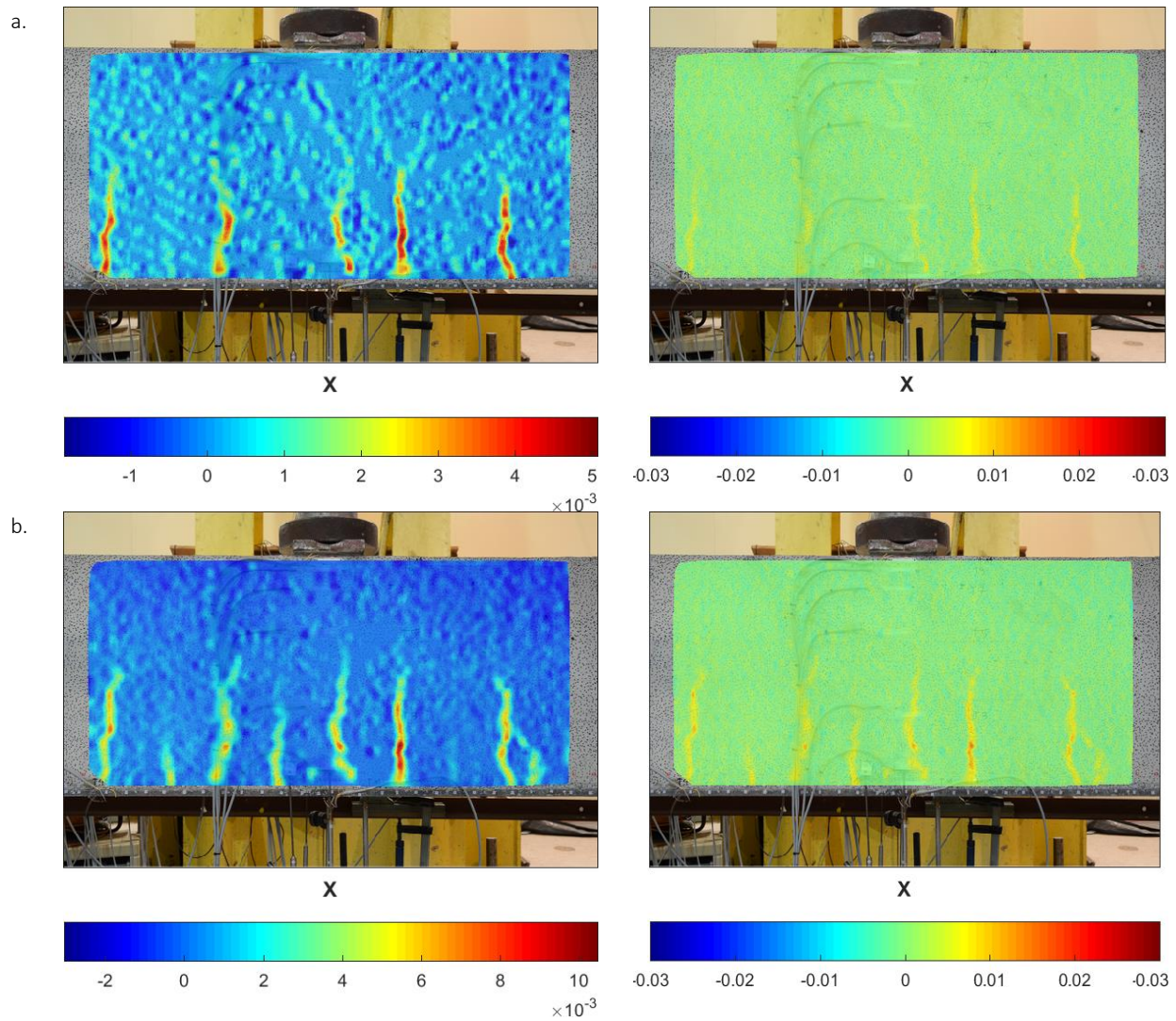
Rys. 4.60. Mapy odkształceń belki SPCC_2: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń)

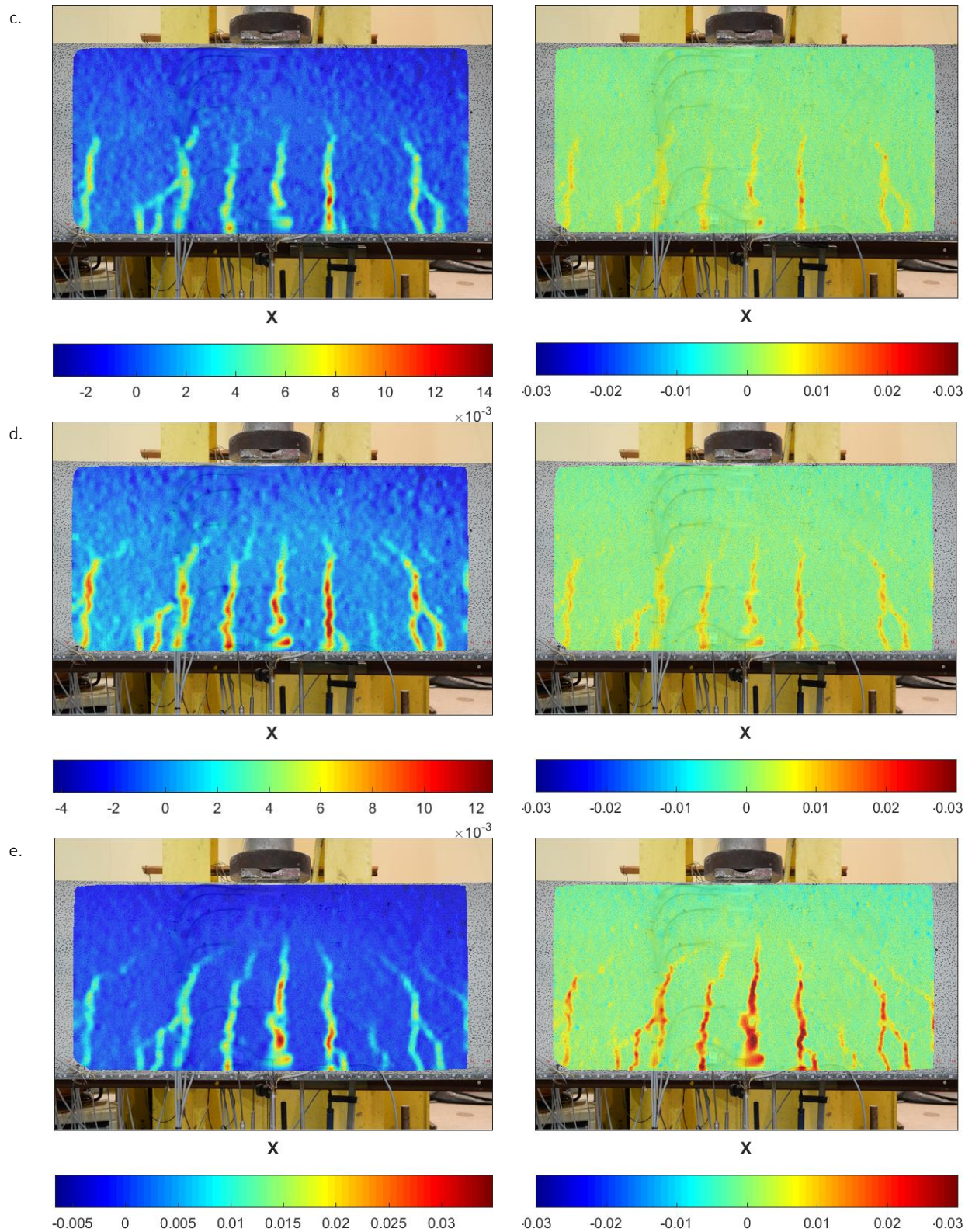




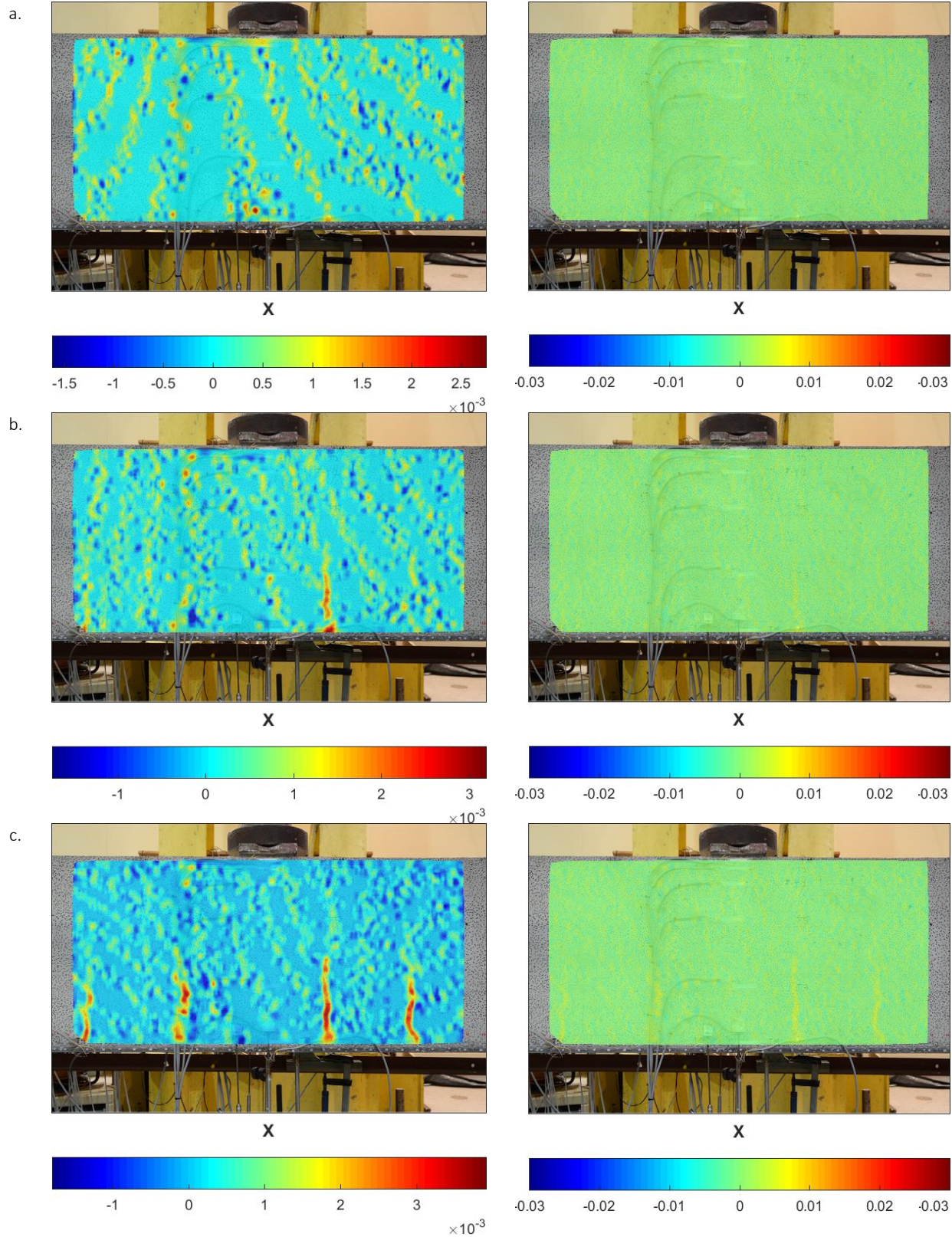


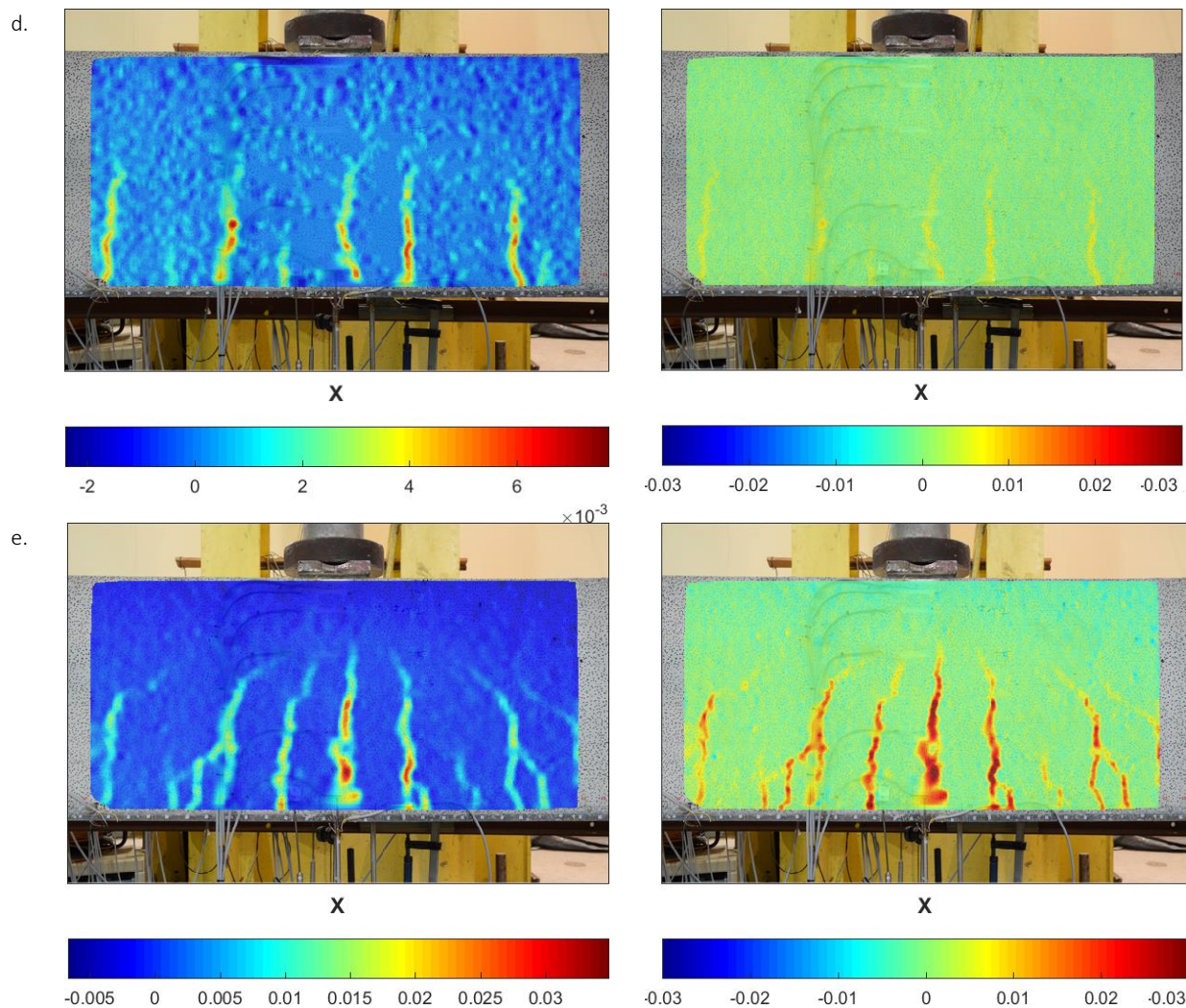
Rys. 4.61. Mapy odkształceń belki SPCC_4: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń)





Rys. 4.62. Mapy odkształceń belki SPCC_5: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń)

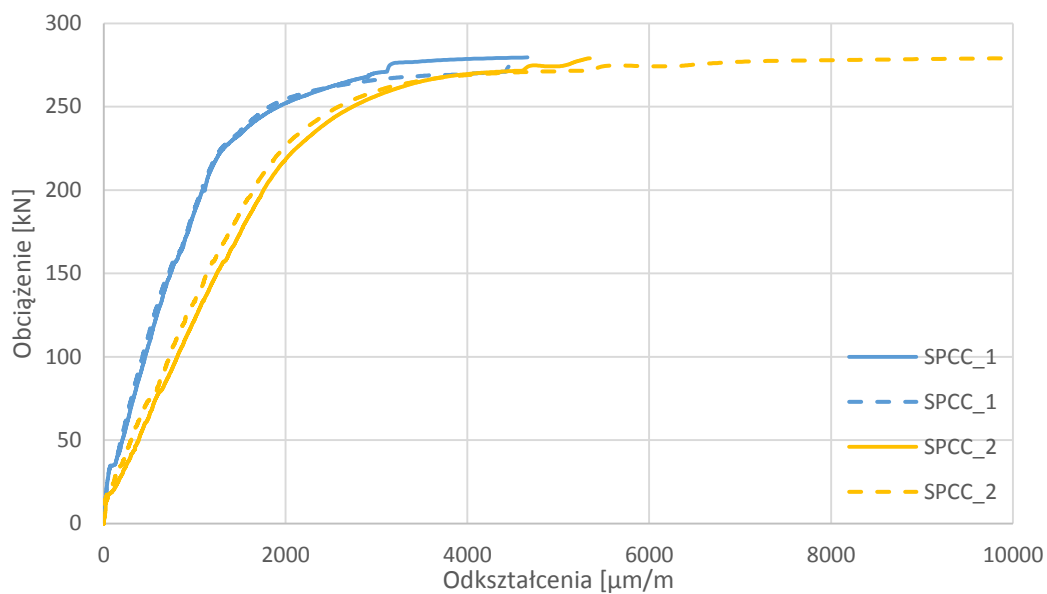




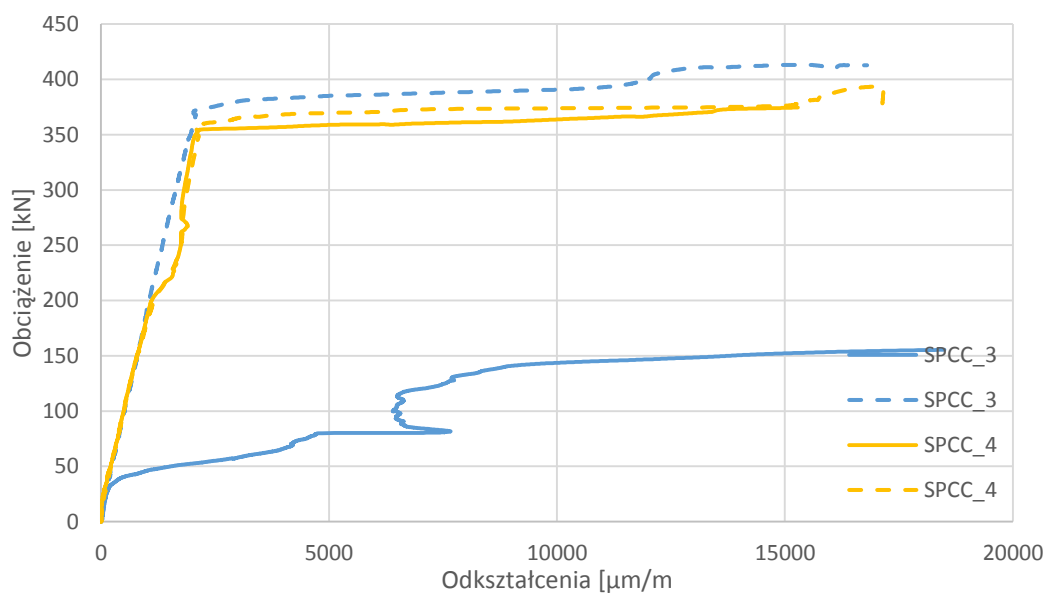
Rys. 4.63. Mapy odkształceń belki SPCC_6: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń)

4.3.5.5. ODKSZTAŁCENIA W STALOWEJ BLASZE

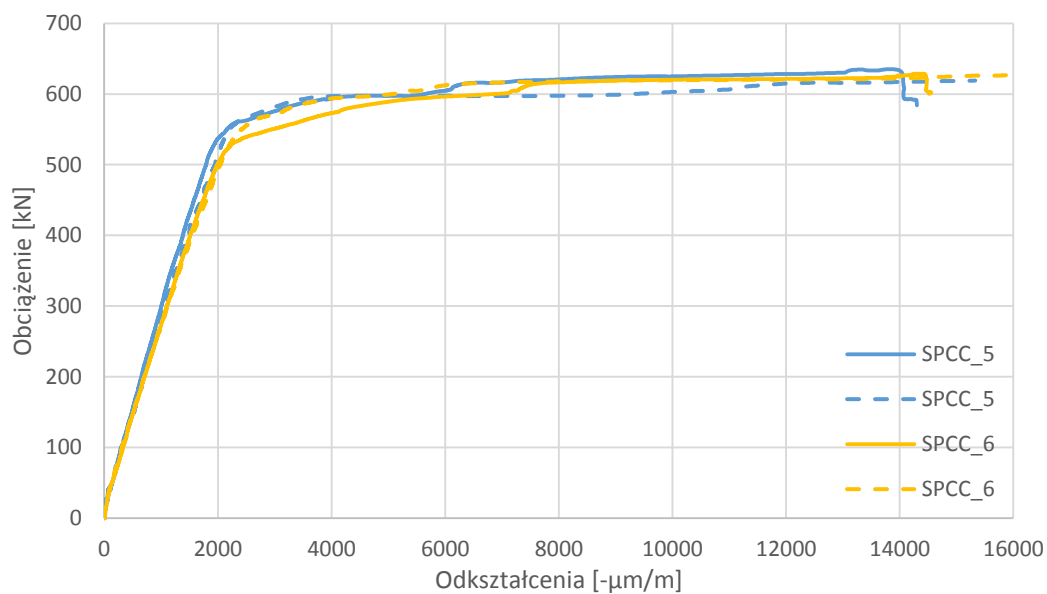
W przypadku stalowych blach zamontowane zostały tensometry foliowe po dwóch stronach elementu. Mierzone wartości dobrze ze sobą korelują (rys. 4.64, 4.65, 4.66) poza jednym przypadkiem dla belki z blachą grubości 10 mm (rys. 4.65). Jednak w tym przypadku na pewno doszło do uszkodzenia tensometru, ponieważ pozostałe wskazywały zbieżne wartości odkształceń dla danego poziomu obciążenia.



Rys. 4.64. Zależność siła-odkształcenia w dolnych włóknach stalowej blachy w środku rozpiętości dla belek o blasze grubości 6 mm



Rys. 4.65. Zależność siła-odkształcenia w dolnych włóknach stalowej blachy w środku rozpiętości dla belek o blasze grubości 10 mm



Rys. 4.66. Zależność siła-odkształcenia w dolnych włóknach stalowej blachy w środku rozpiętości dla belek o blasze grubości 16 mm

4.3.5.6. Poślizg

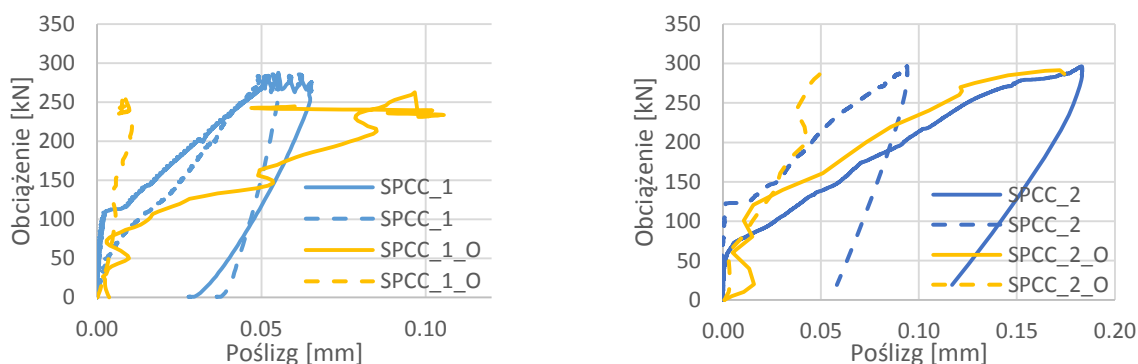
Pomiary poślizgu w płaszczyźnie zespolenia dokonywane były na końcu stalowej blachy z wykorzystaniem czujników indukcyjnych (rys. 4.67). Dodatkowe pomiary optyczne pozwoliły na weryfikację tych wyników, a także umożliwiły pomiar wielkości poślizgu na długości belki.



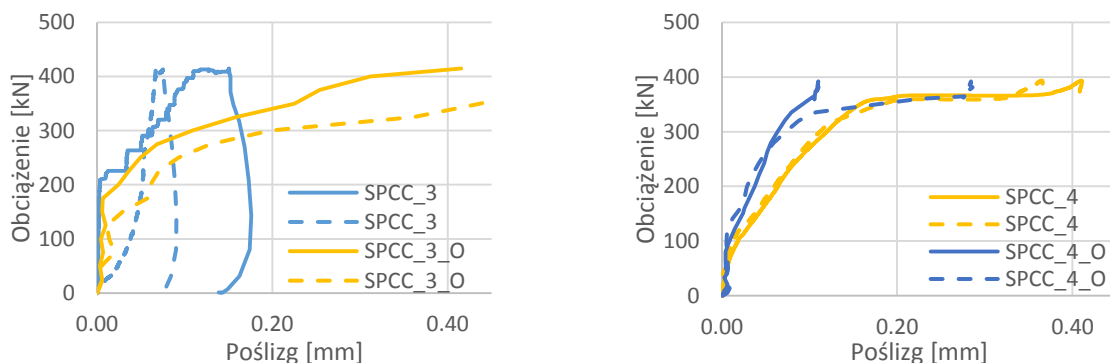
Rys. 4.67. Markery mierzące poślizg stalowej blachy względem części betonowej belki

Pomiary techniką tradycyjną wykonano po dwóch stronach belek. W przypadku belek oznaczonych jako SPCC_1 i SPCC_3 (wykonanych z pierwszej partii betonu) są one dyskusyjne ze względu na ich nietypowy przebieg. W obu przypadkach dochodzi również kwestia bardzo małego poślizgu na końcu belki, który w teorii powinien być największy (w przedostatnim rozdziale zaprezentowano wyniki w innych

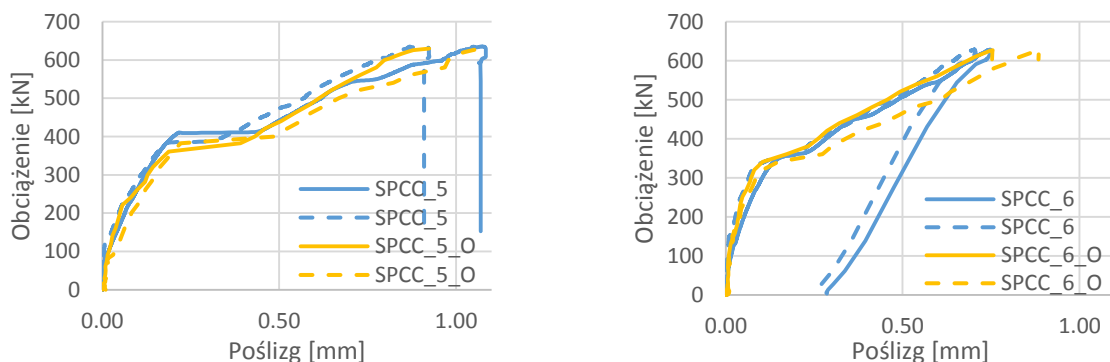
punktach pomiarowych belki i poślizg ten był w tych miejscach nawet siedmiokrotnie większy niż zaprezentowany poślizg na końcu stalowej blachy). Zastanawiający jest również ich „schodkowy” przebieg w przypadku belki SPCC_3. W związku z tym wyniki te nie były brane pod uwagę podczas interpretacji rezultatów. Znacznie lepiej prezentują się wyniki otrzymane z metod optycznych. W przypadku belki SPCC_1 potwierdzają one, że w rzeczywistości poślizg na końcu elementu nie osiągał znaczących wartości. Wyniki otrzymane za pomocą metod tradycyjnych i optycznych, zestawiono na rysunkach 4.68 ÷ 4.70. Linia ciągłą zaznaczono na nich wyniki od strony podpory nieprzesuwnej, linią przerywaną rezultaty pomiarów w sąsiedztwie łożyska przesuwnego. Jak widać w przypadku pozostałych belek wyniki dobrze ze sobą korelują, co stanowi potwierdzenie poprawności przeprowadzania badań z wykorzystaniem dwóch niezależnych systemów pomiarów.



Rys. 4.68. Zależność siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 6 mm (SPCC_1 i SPCC_2)

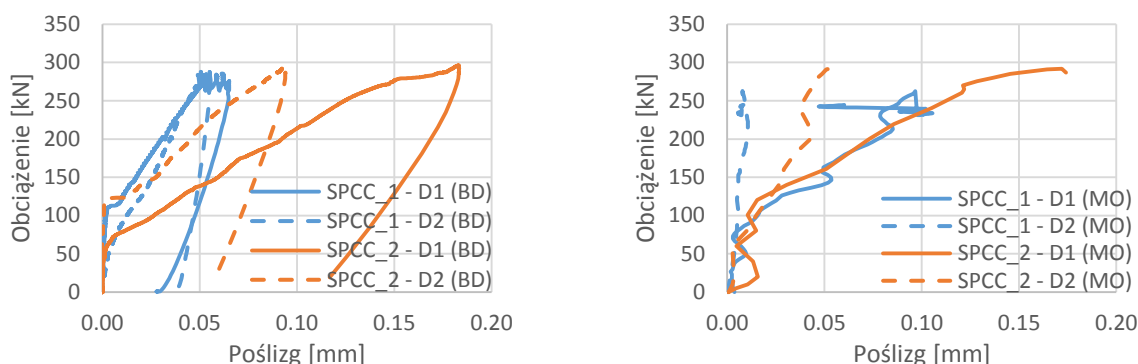


Rys. 4.69. Zależność siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 10 mm (SPCC_3 i SPCC_4)



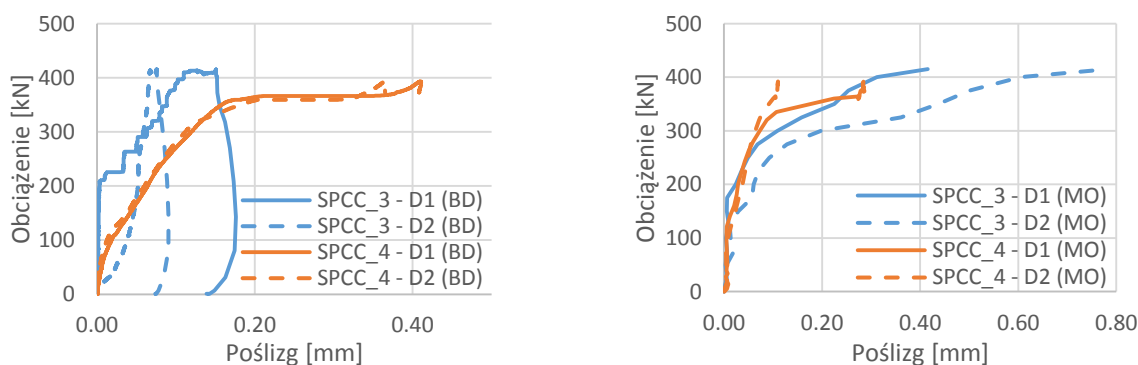
Rys. 4.70. Zależność siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 16 mm (SPCC_5 i SPCC_6)

W celu porównania poślizgu w płaszczyźnie zespolenia w poszczególnych parach belek, na kolejnych rysunkach zestawiono wyniki badań metodami tradycyjnymi oraz optycznymi. W przypadku pierwszej pary, w której zastosowano blachę grubości 6 mm teoretycznie widać, że element o większym stopniu zespolenia (SPCC_1) odznacza się mniejszą podatnością, a tym samym zmierzony poślizg jest znacznie mniejszy niż w przypadku belki SPCC_2, jednak wyniki należy interpretować z rozważą ze względu na wcześniej opisane uwagi co do wiarygodności tych pomiarów. Efekt ten jednak potwierdza się, gdy przeanalizujemy również wyniki w pozostałych punktach pomiarowych (zaprezentowane w rozdziale 7).



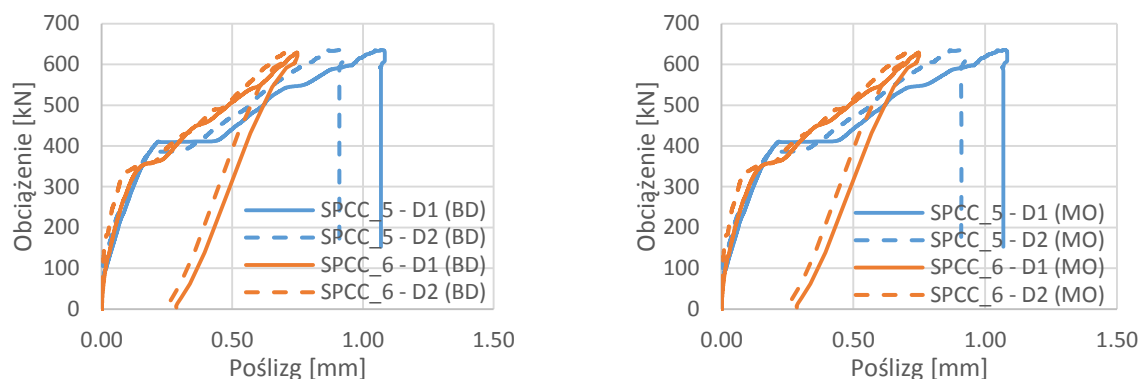
Rys. 4.71. Porównanie zależności siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 6 mm w przypadku badań doświadczalnych i z wykorzystaniem metod optycznych

W przypadku belki SPCC_3 interpretacja jest stosunkowo trudna. Jak opisano wcześniej wydaje się, że wyniki metody tradycyjnej nie są miarodajne. Wykres zależności wynikający z pomiarów po obu stronach belki ma osobliwy kształt, który znacznie odbiega od tego co można zaobserwować w przypadku pozostałych belek. Wyraźnie widoczna jest trudna do wyjaśnienia „schodkowość” pomiaru. Znacznie lepiej do przewidywań odnoszą się wyniki metody optycznej. Porównaniu wyników dla obu belek z wykorzystaniem tej metody ponownie potwierdza, że większy poślizg wystąpił w przypadku belki SPCC_3.



Rys. 4.72. Porównanie zależności siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 10 mm w przypadku badań doświadczalnych i z wykorzystaniem metod optycznych

Belki SPCC_5 i SPCC_6 charakteryzują się najbardziej spójnymi wynikami. Najprawdopodobniej jest to skutek tego, iż elementy te różniły się od siebie jedynie rozstawem łączników. Porównanie pokazuje zachowanie, które jest zbliżone z przewidywaniami – element o większym stopniu zespolenia wykazywał mniejszą podatność, a tym samym mniejszy poślizg, co bezpośrednio przełożyło się również na mniejsze ugięcie, co wykazano w jednym z wcześniejszych podrozdziałów.



Rys. 4.73. Porównanie zależności siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 16 mm w przypadku badań doświadczalnych i z wykorzystaniem metod optycznych

Na rysunku 4.74 przedstawiono rozkuty fragment belki w miejscu, gdzie kończyła się stalowa blacha. Odkrywki zostały wykonane w celu analizy odkształceń zamontowanych łączników po przyłożeniu obciążenia niszczącego do belki, jednak ze względu na małe wartości odkształceń oraz trudności z rozkuciem belki (konieczność wykorzystania młota pneumatycznego) nie były one cennym źródłem danych do analizy.



Rys. 4.74. Łącznik sworzniowe po zniszczeniu belki

4.4. PODSUMOWANIE

W rozdziale tym podsumowane zostały przedstawione wyniki badań doświadczalnych przeprowadzonych w ramach realizacji rozprawy doktorskiej. Zaprezentowano zakres prac z podziałem na badania materiałów oraz belek zasadniczych.

W przypadku badań betonu opisany został sposób przygotowania próbek, a także przeprowadzone badania. Przebadano takie parametry jak: wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie w próbie rozłupywania i przy zginaniu oraz moduł sprężystości podłużnej. Każdorazowo otrzymano parametry lepsze

niż deklarowane przez producenta. Opisano również zastosowane procedury w przypadku badań laboratoryjnych wykorzystanych stali konstrukcyjnych i zbrojeniowych, które zostały poddane statycznej próbie rozciągania. W przypadku przeprowadzonych pomiarów zaobserwowano zadowalającą powtarzalność rezultatów.

Kolejnym punktem były badania typu push-out na przygotowanych elementach zaprojektowanych w celu określenia zachowania pod obciążeniem łączników wiotkich przymocowanych do stalowej blachy. Badania te potwierdziły zasadność stosowania wzorów wykorzystywanych w aktualnych normach projektowych, pomimo iż przygotowane próbki badawcze różniły się od tych opisywanych w ogólnie obowiązujących normach.

Następnie szczegółowo opisano badane belki zespolone typu stalowa blacha-beton. Zaprezentowany został sposób wykonania tego typu elementów, przygotowane stanowisko badań oraz sposób wykonania pomiarów. Wyniki otrzymane z przeprowadzonego eksperymentu pozwoliły przeanalizować pracę elementów. W przypadku wszystkich belek forma zniszczenia była charakterystyczna dla elementów poddanych głównie zginaniu.

Uzyskane wartości nośności na zginanie oscylowały wokół wstępnie wyznaczonych wartości podczas projektowania, które zostały obliczone zgodnie z regułami opracowanymi dla konstrukcji żelbetowych bez uwzględniania występującego poślizgu w płaszczyźnie zespolenia. Wyniki te potwierdzają zdefiniowaną w rozprawie tezę na temat możliwości pominięcia poślizgu w analizie nośności na zginanie tego typu elementów. Zaprojektowane elementy, które różniły się od siebie parametrami wpływającymi na pracę belek, nie wykazały znaczących różnic w kwestii nośności na zginanie i kształtowały się one na poziomie maksymalnie 5 %.

Analiz ugięć oraz poślizgu wykazała, że mimo zapewnienia pełnego zespolenia efekt przesunięcia pomiędzy częścią betonową i stalową występuje, i ma znaczący wpływ na zachowanie elementu. Wyniki kolejnych par belek wykazały, że w przypadku elementów o mniejszym stopniu zespolenia ugięcia były większe, co jest pierwszym z elementów potwierdzających zdefiniowaną tezę dotyczącą ugięć tego typu elementów. Przeanalizowane zostały również odkształcenia w części betonowej oraz na dolnej powierzchni stalowej blachy. Wyniki te głównie posłużyły do dalszych prac mających na celu zaproponowanie wiernych modeli kalibracyjnych (teoretycznych i numerycznych), służących do analizy belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.

W obu rodzajach badań (materiałowych i zasadniczych) wykorzystano bezkontaktowe pomiary optyczne, w związku z czym w niniejszym rozdziale przytoczono najważniejsze informacje charakteryzujące wykorzystane metody. Dzięki zastosowaniu systemu wizyjnego możliwe było wyznaczenie przemieszczeń konstrukcji w większej liczbie punktów, niż w przypadku zastosowania tradycyjnych czujników. Pomiar wizyjny pozwolił na wielokrotne przetworzenie tych samych obrazów zebranych podczas badania, pod kątem otrzymania różnego rodzaju wielkości charakteryzujących badany materiał lub analizowaną konstrukcję. Pozwoliło to znacznie zmniejszyć koszt w przypadku zaplanowanego zakresu badań. Dodatkowo przygotowanie stanowiska było znacznie szybsze i nie wymagało udziału personelu przeszkolonego w zakresie instalacji i obsługi czujników. Zastosowanie optycznego systemu pomiarowego wiązało się również z pewnymi ograniczeniami i niedogodnościami:

- aby otrzymać prawidłowe i stabilne wyniki konieczne było zapewnienie stabilności elementów odpowiedzialnych za akwizycję obrazów (aparaturę, obiektyw),
- podczas badania konieczne było utrzymywanie stałych warunków oświetleniowych,

- uzyskanie wyników za pomocą systemu wizyjnego trwa dłużej ze względu na konieczność przetworzenia obrazów wysokiej rozdzielczości, co powoduje również zużycie większej ilości zasobów systemowych w postaci czasu procesora i pamięci operacyjnej.

5. ANALIZA TEORETYCZNA

5.1. WPROWADZENIE

Badania doświadczalne konstrukcji zespolonych typu stalowa blacha-beton wykazały, że zastosowanie procedur zaproponowanych w normach nie pozwala na poprawne obliczenie ugięć konstrukcji [2]. Kalkulacje wykonywane bez uwzględniania podatności połączenia, powodują niedoszacowanie wartości. Badania doświadczalne pokazują jednak, że odmiennie od określania ugięć konstrukcji, wpływ poślizgu wynikającego z zastosowania łączników wiotkich nie rzutuje znacznie na nośność na zginanie takiego elementu w większości przebadanych przypadków

W związku z tym oraz ze względu na hybrydowy charakter elementu, który jest swego rodzaju belką żelbetową ze zbrojeniem zewnętrznym, zasadnym wydaje się wykorzystanie do obliczania nośności na zginanie wzorów wykorzystywanych dla tradycyjnych belek żelbetowych. Bazując na wynikach badań doświadczalnych można wysnuć przypuszczenie, że w przypadku obliczania ugięć sytuacja jest nieco bardziej skomplikowana i oprócz wyznaczenia ugięcia wynikającego ze sposobu pracy belki żelbetowej, konieczna będzie do uwzględnienia dodatkowa wartość ugięcia wynikająca z poślizgu w płaszczyźnie zespolenia.

5.2. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ

W przypadku wymiarowania konstrukcji żelbetowych, najczęstszym sposobem stosowanym w praktyce jest metoda uproszczona, w której stan odkształceń przekroju nie jest rozważany. Zamiast tego (w większości przypadków) stosujemy redukcję wysokości strefy ściskanej do wysokości efektywnej [4]:

$$x_{eff} = \lambda \cdot x \quad (5.1)$$

gdzie:

- x – wysokość strefy ściskanej,
- $\lambda = \begin{cases} 0,8, & f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_c - 50}{400}, & 50 < f_c \leq 90 \text{ MPa} \end{cases}$

Wykres naprężeń w strefie ściskanej elementu przyjmowany jest jako prostokątny, a jego rzędna jest równa wytrzymałości na ściskanie betonu f_c przemnożonej przez współczynnik η dla klas o wytrzymałości na ściskanie większej od 50, a mniejszej od 90 MPa.

Rozważając równania równowagi w przekroju możemy zapisać następujące związki:

$$F_c = x_{eff} b f_c \quad (5.2)$$

$$F_s = A_{s1} f_y \quad (5.3)$$

gdzie:

- F_c – wypadkowa bryły naprężeń w strefie ściskanej elementu,

- b – szerokość przekroju poprzecznego elementu,
- F_s – wypadkowa naprężeń w zbrojeniu w strefie rozciąganej elementu,
- A_{s1} – pole przekroju zbrojenia rozciąganego,
- f_y – granica plastyczności stali zbrojeniowej.

Wynika z tego, że wysokość efektywną strefy ściskanej możemy określić wzorem:

$$x_{eff} = \frac{A_{s1}f_y}{bf_c} \quad (5.4)$$

Przyjmując, że wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - a_1 \quad (5.5)$$

gdzie:

- h – wysokość przekroju poprzecznego elementu,
- a_1 – odległość środka ciężkości zbrojenia od krawędzi.

Nośność na zginanie przekroju bez uwzględnienia wpływu podatności łączników wiotkich możemy zapisać wzorem:

$$M_{Rd} = x_{eff}bf_c(d - 0.5x_{eff}) \quad (5.6)$$

5.3. ZARYSOWANIE

Pracę konstrukcji żelbetowych możemy podzielić na dwie fazy: przed zarysowaniem i po zarysowaniu. Ze względu na trudności w wyznaczeniu i uwzględnieniu zmiennej sztywności zarysowanego elementu na długości, stosujemy uproszczenie polegające na uśrednieniu sztywności elementu. Wtedy współczynnik uwzględniający efekt współpracy zbrojenia i betonu na odcinku między rysami możemy obliczyć ze wzoru:

$$\zeta = 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 = 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (5.7)$$

gdzie:

- $\beta_1 = 1,0$ (dla prętów żebrowanych) – współczynnik doświadczalny dobrany w zależności od rodzaju przyczepności prętów zbrojenia do betonu,
- $\beta_2 = 1,0$ (dla obciążeń krótkotrwałych) – współczynnik doświadczalny zależny od czasu działania i powtarzalności obciążenia,
- M – całkowity moment zginający,
- M_{cr} – moment rysujący,

- σ_{sr}^{II} – naprężenia w zbrojeniu rozciągającym w przekroju zarysowanym pod działaniem momentu rysującego M_{cr} ,
- σ_s^{II} – naprężenia w zbrojeniu rozciągającym w przekroju zarysowanym pod działaniem momentu większego od momentu rysującego M_{cr} .

W przypadku obliczania elementu obciążonego krótkotrwale jego sztywność możemy zapisać jako:

$$B_0 = \frac{E_c \cdot I_{II}}{\zeta(1 - \frac{I_{II}}{I_I})} \quad (5.8)$$

gdzie:

- E_c – moduł sprężystości podłużnej betonu,
- I_I – moment bezwładności przekroju w fazie I (niezarysowanej),
- I_{II} – moment bezwładności przekroju w fazie II (zarysowanej).

Należy nadmienić, że zaprezentowane podejście do uwzględnienia zarysowania w obliczeniu ugięć konstrukcji jest zasadne w przypadku tradycyjnych konstrukcji żelbetowych, w których funkcje nośną pełni zbrojenie otoczone betonem. W przypadku belek zespolonych typu stalowa blacha-beton, zależności te mogą być traktowane jako przybliżenie. Ze względu na fakt, iż wpływ tego czynnika jest widoczny w dużej mierze jedynie w niewielkim zakresie obciążenia po przekroczeniu wytrzymałości betonu na rozciąganie, nie ma on znaczącego wpływu na zachowanie belki w przypadku obciążeń, które zbliżałyby się wartością do nośności na zginanie belki. W związku z tym efekt nieliniowy można w takim przypadku pominąć i pomimo tego otrzymać zadowalające wyniki.

Uwzględniając wpływ poślizgu na sztywność elementu możemy zapisać, że wynosi ona:

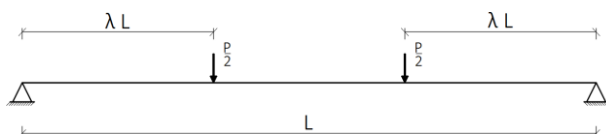
$$B = \frac{B_0}{(1 + \xi)} \quad (5.9)$$

gdzie ξ to współczynnik uwzględniający wpływ poślizgu (wartość tego współczynnika będzie wyznaczona w dalszej części). Wtedy ugięcie całkowite elementu możemy przedstawić za pomocą wzoru:

$$f_{tot} = \alpha_k \frac{ML^2}{B} = \alpha_k \frac{ML^2}{B_0} (1 + \xi) \quad (5.10)$$

gdzie:

- α_k – współczynnik zależny od układu obciążeń i schematu statycznego, w przypadku belki swobodnie podpartej obciążonej dwoma symetrycznymi siłami skupionymi wynosi $\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$,



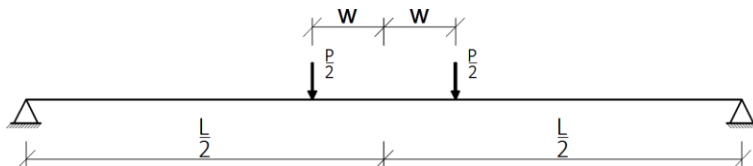
Rys. 5.1. Schemat statyczny oraz układ obciążenia elementu

- M – całkowity moment zginający,

- L – rozpiętość elementu (λ zgodnie z rysunkiem 5.1).

5.4. WPŁYW POŚLIZGU NA PRACĘ KONSTRUKCJI

Bazując na wyprowadzeniu wzoru na poślizg dla belki swobodnie podpartej obciążonej równomiernie na całej długości [30, 31] można wyprowadzić analogiczną zależność dla obciążenia dwoma symetrycznymi siłami skupionymi - zależność bardziej ogólna i możliwa do wykorzystania w przypadku belki wolnopodpartej obciążonej w środku rozpiętości (rys. 5.2).



Rys. 5.2. Schemat statyczny i układ obciążeń analizowanej belki zespolonej typu stalowa blacha-beton

Analizując równania równowagi otrzymujemy:

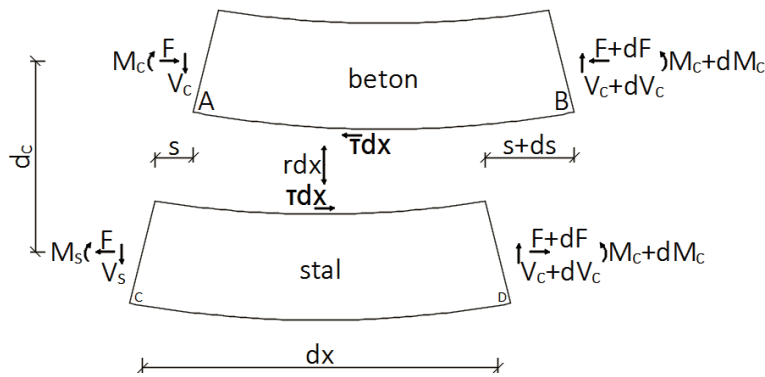
$$\frac{dF}{dx} = -\tau \quad (5.11)$$

$$\frac{dM_c}{dx} + V_c = \frac{1}{2}h_c\tau \quad \frac{dM_s}{dx} + V_s = \frac{1}{2}h_s\tau \quad (5.12)$$

$$V_c + V_s = \frac{P}{2} \quad (5.13)$$

gdzie:

- F – siła podłużna,
- M_c – moment zginający w części betonowej,
- M_s – moment zginający w części stalowej,
- V_c – siła poprzeczna w części betonowej,
- V_s – siła poprzeczna w części stalowej,
- P – całkowita siła przyłożona do belki,
- τ – siła poprzeczna na jednostkę długości w płaszczyźnie zespolenia,
- h_c – wysokość części betonowej,
- h_s – wysokość części stalowej.



Rys. 5.3. Model wycinka konstrukcji zespolonej według [30]

Przyjmując dalej:

$$d_c = \frac{1}{2}(h_c + h_s) \quad (5.14)$$

oraz wykorzystując zależności (5.12) i (5.13) otrzymujemy:

$$\frac{dM_c}{dx} + \frac{dM_s}{dx} - \frac{P}{2} = d_c \tau \quad (5.15)$$

Zakładając, że pomijamy ewentualne podniesienie elementów (ponieważ zakładamy dostateczne ich połączenie), możemy zapisać następujące związki:

$$\phi = \frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{n M_c}{E_s I_c} \quad (5.16)$$

gdzie:

- ϕ – krzywizna,
- E_s – moduł sprężystości podłużnej stali,
- $n = \frac{E_s}{E_c}$ – współczynnik określający stosunek modułów sprężystości podłużnej stali i betonu,
- I_c – moment bezwładności części betonowej,
- I_s – moment bezwładności części stalowej.

Podłużne odkształcenia w betonie oraz w stali możemy obliczyć ze wzorów [30]:

$$\varepsilon_{AB} = \frac{1}{2} h_c \phi - \frac{n F}{E_s A_c} \quad (5.17)$$

$$\varepsilon_{CD} = -\frac{1}{2} h_s \phi + \frac{F}{E_s A_s} \quad (5.18)$$

gdzie:

- A_c – pole powierzchni przekroju części betonowej,
- A_s – pole powierzchni przekroju części stalowej.

Różnica pomiędzy ε_{AB} oraz ε_{CD} to odkształcenie wynikające z poślizgu ε_s . W związku z tym możemy zapisać:

$$\varepsilon_s = \frac{ds}{dx} = \varepsilon_{AB} - \varepsilon_{CD} = \phi d_c - \frac{F}{E_s} \left(\frac{n}{A_c} + \frac{1}{A_s} \right) \quad (5.19)$$

Wykorzystując relację (5.15) oraz (5.16) otrzymujemy:

$$\frac{d\phi}{dx} E_s \left(I_s + \frac{I_c}{n} \right) + \frac{P}{2} = d_c \tau \quad (5.20)$$

Zależność pomiędzy siłami działającymi w płaszczyźnie zespolenia, poślizgiem oraz parametrami łączników możemy zapisać w następującej postaci [33]:

$$p\tau = ks \quad (5.21)$$

gdzie:

- p – podłużny rozstaw łączników wiotkich,
- τ – siła podłużna na jednostkę długości w płaszczyźnie zespolenia,
- k – sztywność łącznika,
- s – poślizg.

Wykorzystując (5.21) oraz przyjmując, że $I_0 = I_s + \frac{I_c}{n}$, gdzie momenty bezwładności wyznaczone są w zależności od wartości przyłożonej siły P , możemy zapisać:

$$\frac{d\phi}{dx} = \frac{\frac{ksd_c}{p} - \frac{P}{2}}{E_s I_0} \quad (5.22)$$

Różniczkując (5.19) i przyjmując, że:

$$A_0 = \frac{A_s A_c}{n A_s + A_c} \quad (5.23)$$

otrzymamy:

$$\frac{d^2 s}{dx^2} = \frac{ks}{p E_s I_0} \left(d_c^2 + \frac{I_0}{A_0} \right) - \frac{P}{2 E_s I_0} \quad (5.24)$$

Przyjmując oznaczenia:

$$\frac{1}{A'} = \left(d_c^2 + \frac{I_0}{A_0} \right) \quad (5.25)$$

$$\alpha^2 = \frac{k}{p E_s I_0 A'} \quad (5.26)$$

$$\beta = \frac{A' p d_c}{k} \quad (5.27)$$

otrzymujemy równanie:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \alpha^2 s - \alpha^2 \beta \frac{P}{2} \quad (5.28)$$

Jego rozwiązanie wyraża się wzorem:

$$s(x) = C_1 e^{\alpha x} + C_2 e^{-\alpha x} + \frac{\beta P}{2} \quad (5.29)$$

gdzie C_1 i C_2 to stałe całkowania.

Wykorzystując warunki brzegowe $s(0) = 0$ oraz $\frac{ds}{dx}\left(\frac{L}{2}\right) = 0$ możemy wyznaczyć stałe C_1 i C_2 i otrzymać rozwiązanie postaci:

$$s(x) = \frac{\beta P(e^{\alpha x - \alpha L} + e^{-\alpha x})}{2(1 + e^{-\alpha L})} + \frac{\beta P}{2} \quad (5.30)$$

Po wykonaniu różniczkowania otrzymujemy wzór na odkształcenie wynikające z poślizgu:

$$\varepsilon_s = \frac{ds}{dx}(x) = \frac{\alpha \beta P(e^{\alpha x} - e^{\alpha L - \alpha x})}{2(1 + e^{\alpha L})} \quad (5.31)$$

Dodatkowa krzywizna belki na skutek poślizgu wynosi:

$$\Delta \phi = \frac{\varepsilon_s}{h} \quad (5.32)$$

Wykorzystując fakt, że $\frac{\Delta f}{dx}(0) = 0$ oraz $\Delta f\left(\frac{L}{2}\right) = 0$, można obliczyć wartość dodatkowego ugięcia wynikającego z poślizgu w płaszczyźnie zespolenia w odległości w od środka rozpiętości elementu:

$$\Delta f = \Delta f(w) = \beta P \left(\frac{L - 2w}{4h} + \frac{e^{\alpha w} - e^{\alpha L - \alpha w}}{2\alpha h(1 + e^{\alpha L})} \right) \quad (5.33)$$

Wykorzystując teraz wzory (5.10) i (5.33) oraz fakt, że $P = \frac{4M}{L - 2w}$ w przypadku schematu statycznego w postaci belki wolnopodpartej obciążonej symetrycznie ustawionymi siłami skupionymi, możemy zapisać, że:

$$\xi = \frac{\Delta f}{\alpha_k \frac{ML^2}{B_0}} \quad (5.34)$$

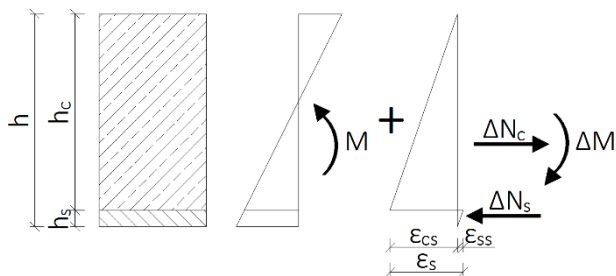
Współczynnik ξ , który potrzebny jest do wyznaczenia wpływu poślizgu możemy wyznaczyć z zależności, która w tym przypadku wyniesie:

$$\xi = \frac{f_\Delta}{f_c} - 1 = \frac{4B_0}{\alpha_k(L - 2w)PL^2} \Delta f = \frac{4B_0\beta}{\alpha_k(L - 2w)L^2} \left(\frac{L_t - 2w}{4h} + \frac{e^{\alpha w} - e^{\alpha L - \alpha w}}{2\alpha h(1 + e^{\alpha L})} \right) \quad (5.35)$$

gdzie:

- f_Δ – ugięcie całkowite z uwzględnieniem wpływu poślizgu,
- f_c – ugięcie bez uwzględnienia wpływu poślizgu.

5.5. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE KONSTRUKCJI ZESPOLONEJ TYPU STAŁOWA BLACHA-BETON



Rys. 5.4. Schematyczny rysunek rozkładu odkształceń w przekroju zespolonym typu stalowa blacha-beton

Odształcenie wywołane poślizgiem zachowuje się liniowo w obrębie przekroju poprzecznego (rys. 5.4). Modyfikując wyprowadzenie znajdujące się w pracy [33] możemy zapisać, że:

$$\frac{\varepsilon_{ss}}{h_s} = \frac{\varepsilon_s}{h} \quad (5.36)$$

Dodatkowa siła poprzeczna spowodowana poślizgiem wynosi wtedy:

$$\Delta N_s = E_s A_s \varepsilon_{ss} = \frac{h_s}{h} \varepsilon_s E_s A_s \quad (5.37)$$

W związku z tym wzór na moment przyjmie postać:

$$\Delta M_s = \Delta N_s d_c = \frac{h_s}{h} d_c \varepsilon_s E_s A_s \quad (5.38)$$

Całkowitą krzywiznę wywołaną działaniem momentu zginającego możemy powiązać zależnością:

$$\phi = \frac{M}{B} = \frac{M(1 + \xi)}{B_0} \quad (5.39)$$

Dodatkowa krzywizna wywołana poślizgiem będzie zatem wynosić:

$$\Delta \phi = \frac{M \xi}{B_0} = \frac{\varepsilon_s}{h} \quad (5.40)$$

Wtedy odkształcenie wywołane poślizgiem wynosi:

$$\varepsilon_s = \frac{M h \xi}{B_0} \quad (5.41)$$

Wykorzystując równanie (5.38) oraz (5.41) możemy zapisać, że:

$$\Delta M_s = \frac{h_s d_c M \xi E_s A_s}{B_0} \quad (5.42)$$

Gdy już mamy wyznaczony dodatkowy moment wynikający z poślizgu, możemy określić moment całkowity uwzględniający wpływ poślizgu:

$$M_p = M - \Delta M_s \quad (5.43)$$

5.6. UGIĘCIA KONSTRUKCJI ZESPOLONYCH TYPU STAŁOWA BLACHA-BETON

5.6.1. UGIĘCIE W PIERWSZEJ FAZIE

Pierwsza faza pracy konstrukcji objawia się liniowym przyrostem ugięcia do chwili osiągnięcia momentu rysującego, który możemy obliczyć z wykorzystaniem zastępczego modułu bezwładności belki uwzględniającego udział stalowej blachy oraz zbrojenia:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} I_I}{y_t} \quad (5.44)$$

gdzie:

- f_{ct} - wytrzymałość na rozciąganie betonu,
- I_I - zastępczy moment bezwładności niezarysowanej belki (I faza),
- y_t - odległość od środka ciężkości do rozciąganej krawędzi belki.

Ugięcie w tej fazie pracy konstrukcji można zapisać jako:

$$f_I = \alpha_k \frac{M L^2}{E_c I_I} \quad (5.45)$$

5.6.2. UGIĘCIE W DRUGIEJ FAZIE

Druga faza pracy konstrukcji trwa od momentu pojawienia się pierwszej rysy do chwili uplastycznienia stalowej blachy. Pojawienie się zarysowań znacznie obniża sztywność elementu, co powoduje zwiększenie ugięć.

Krzywiznę elementu w momencie uplastycznienia stalowej blachy możemy obliczyć wykorzystując zależności geometryczne oraz zasadę płaskich przekrojów w przypadku analizy wykresu odkształceń [80]:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{h + h_s - x_{II}} \quad (5.46)$$

gdzie:

- ε_y - odkształcenia stalowej blachy w momencie uplastycznienia,
- h – wysokość całego przekroju,
- h_s – wysokość części stalowej,
- x_{II} – wysokość strefy ściskanej zarysowanej części betonowej.

Moment uplastycznienia stalowej blachy możemy obliczyć zgodnie ze wzorem [80]:

$$M_y = \varphi_y E_c I_{II} \quad (5.47)$$

Uwzględnienie w obliczeniach inżynierskich zmiennej sztywności elementu po długości jest niepraktyczne. Dodatkowo sytuację komplikuje fakt, że w rejonach działania niskich wartości momentów zginających, sztywność konstrukcji jest zbliżona do sztywności niezarysowanego elementu, a w miarę zbliżania się do miejsca gdzie działa maksymalny moment zginający, sztywność ta stopniowo maleje.

W związku z tym w przypadku obciążeń krótkotrwałych do obliczeń można wprowadzić wartość uśrednioną sztywności, którą można wyrazić wzorem [81]:

$$B_0 = \frac{E_c I_{II}}{\zeta(1 - \frac{I_{II}}{I_I})} \quad (5.48)$$

gdzie:

- ζ – współczynnik uwzględniający efekt współpracy zbrojenia i betonu na odcinku między rysami,
- I_{II} – moment bezwładności zarysowanej belki (II faza).

Ugięcie konstrukcji w tej fazie pracy możemy obliczyć z wykorzystaniem wzoru:

$$f_{II} = \alpha_k \frac{ML^2}{B_0} \quad (5.49)$$

5.6.3. UGIĘCIE W TRZECIEJ FAZIE

Ogólny wzór pozwalający wyznaczyć krzywiznę belki możemy zapisać w postaci [82]:

$$\varphi(M) = \frac{M}{B} = \frac{M}{E_c I_{III}} \quad (5.50)$$

gdzie:

- I_{III} – zastępczy moment bezwładności belki w III fazie.

Nośność na zginanie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton M_u z dobrym przybliżeniem możemy wyznaczyć stosując standardowe procedury przewidziane dla tradycyjnych konstrukcji żelbetowych wykorzystujących analizę plastyczną (zostanie to udowodnione w dalszych rozdziałach pracy). Krzywiznę belki w momencie uplastycznienia stalowej blachy możemy obliczyć z wykorzystaniem wzoru:

$$\varphi_u = \frac{\lambda \eta \varepsilon_{cu} b f_c}{A_s f_y} \quad (5.51)$$

gdzie:

- λ – współczynnik uśrednienia bryły naprężeń ściskających w metodzie uproszczonej obliczania nośności belki,
- η – współczynnik efektywnej wytrzymałości na ściskanie.
- ε_{cu} – graniczne odkształcenia betonu,
- f_c – wytrzymałość na ściskanie betonu,
- f_y – granica plastyczności stali,
- b – szerokość przekroju poprzecznego elementu.

W celu uwzględnienia plastycznej fazy pracy konstrukcji, która objawia się znacznym przyrostem ugięć przy małym przyroście przyłożonego obciążenia, zaproponowano liniową zależność pomiędzy momentem, a krzywizną analizowanej belki [80]:

$$\varphi(M) = \varphi_y + \frac{M - M_y}{M_u - M_y} (\varphi_u - \varphi_y) \quad (5.52)$$

Moment bezwładności belki w zależności od działającego obciążenia możemy zapisać jako:

$$I_{III}(M) = \frac{M}{\varphi(M)E_c} \quad (5.53)$$

Ugięcie belki wyniesie w tym przypadku:

$$f_{III}(M) = \alpha_k \frac{ML^2}{E_c I_{III}(M)} \quad (5.54)$$

5.6.4. UGIĘCIE DODATKOWE OD POŚLIZGU

W celu poprawnego obliczenia ugięć konstrukcji zespolonej, w której zastosowano łączniki wiotkie, konieczne jest uwzględnienie podatności tych elementów. Dodatkowo ugięcie w przypadku schematu statycznego w postaci belki wolnopodparłej obciążonej dwoma symetrycznie ustawionymi siłami można wyznaczyć ze wzoru (5.33).

5.7. WYNIKI BADAŃ

5.7.1. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE

W tablicy 5.1 zaprezentowano porównanie wartości obciążeń w badaniu doświadczalnym oraz analizie teoretycznej, które powodowały wystąpienie charakterystycznych zjawisk dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton, czyli pojawienie się zarysowania (P_{cr}), uplastycznienie dolnych włókien stalowej blachy (P_y) oraz osiągnięcie nośności na zginanie (P_u), co objawiało się zmiażdżeniem betonu w górnych włóknach w strefie ściskanej belki. Maksymalna różnica pomiędzy wynikami nośności na zginanie otrzymanymi w badaniu doświadczalnym, a rezultatem obliczonym w zgodzie z przedstawionymi rozwiązaniami teoretycznymi wynosi 27,2 %, podczas gdy średnia to 9,4 %. Również porównanie wyników w pozostałych punktach charakterystycznych charakteryzuje się dobrą zgodnością rezultatów. Określenie momentu wystąpienia pierwszej rysy różni się średnio od rzeczywistego obciążenia o 15,1 %, podczas gdy moment uplastycznienia o 5,1 %. W większości przypadków obliczenia analityczne stawiają projektanta po bezpiecznej stronie, ponieważ obliczone wartości obciążenia były mniejsze niż te, które osiągnięto w rzeczywistości. Jak można zobaczyć na rysunkach 5.5 - 5.10 również porównanie obu metod (tradycyjnej i optycznej) dobrze ze sobą koreluje, co uwiarygodnia pomiary pozostałych wartości, które nie miały dublujących się czujników (np. pomiar poślizgu po długości elementu). Zaprezentowane wyniki potwierdzają poprawność zaprezentowanego modelu.

Tab. 5.1. Porównanie wartości nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach teoretycznych

Rodzaj badania	Nazwa belki	Badanie doświadczalne			Analiza teoretyczna			F / C [%]	G / D [%]	H / E [%]
		P _{cr} [kN]	P _y [kN]	P _u [kN]	P _{cr} [kN]	P _y [kN]	P _u [kN]			
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Badania własne	SPCC_1	-	254,7	287,7	59,6	228,5	252,6	-	96,0	87,8
	SPCC_2	-	226,5	296,3	66,1	231,5	255,3	-	94,9	86,2
	SPCC_3	-	375,2	415,1	63,5	359,8	392,5	-	95,9	94,6
	SPCC_4	-	355,1	393,5	69,0	348,6	370,9	-	88,6	94,2
	SPCC_5	-	575,0	635,2	73,6	556,7	569,9	-	96,8	89,7
	SPCC_6	-	573,1	628,8	73,6	556,7	570,5	-	97,1	90,7
Badania obce	SCCB-2	86,0	-	433,2	73,5	416,9	430,9	85,5	-	99,5
	SCCB-3	102,0	-	465,8	82,2	456,6	473,7	80,6	-	101,7
	SCCB-5	40,0	-	308,6	46,1	250,6	261,2	115,3	-	84,6
	SCCB-7	40,0	-	335,2	49,8	233,3	243,9	124,5	-	72,8
	SCCB-8	51,0	-	325,8	50,1	312,3	321,1	98,2	-	98,6

5.7.2. UGIĘCIA

W tablicy 5.2 zaprezentowano porównanie wartości ugięć otrzymanych w badaniach doświadczalnych oraz ich odpowiedników obliczonych zgodnie z rozwiązaniami teoretycznymi przy danym poziomie obciążenia odniesionym do nośności na zginanie osiągniętej w badaniu doświadczalnym (P_u). Wyjątkiem jest kolumna (MAX), w której zamieszczono maksymalną zmierzoną lub obliczoną wartość ugięcia.

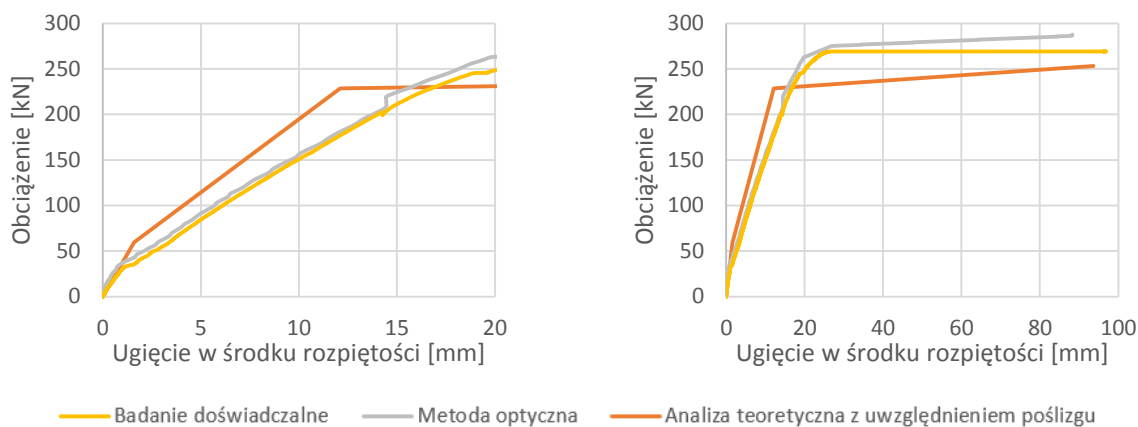
W przypadku badań własnych nie udało się poprawnie zamodelować zachowania elementu przy niskich poziomach obciążeń ($0,2 P_u$). W tym wypadku różnica kształtuje się na średnim poziomie 36,6 %. Dla obciążeń na średnim poziomie średnia wynosi odpowiednio: 15,4 %, 14,5 % oraz 17,3 %. Bardzo dobrą zgodność udało się osiągnąć w przypadku granicznej wartości obciążenia, w tym wypadku różnica wynosiła średnio 2,9 %.

Odwrotnie wygląda sytuacja w przypadku badań obcych. Bardzo dobra zgodność wyników występuje w przypadku niskich poziomów obciążeń, gdzie średnia kształtuje się na poziomie 8,2 %. Zaprezentowany model bardzo dobrze odwzorowuje pracę elementu do obciążeń na poziomie około połowy nośności na zginanie. Różnice kształtują się na poziomie 11,9 % oraz 20,2 %.

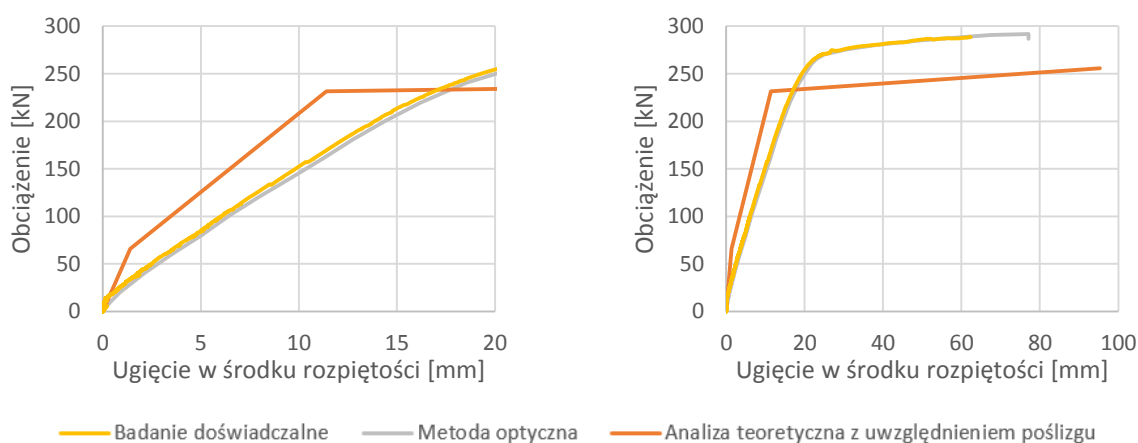
Tab. 5.2. Porównanie wartości ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach teoretycznych

Rodzaj badania	Nazwa belki	Badanie doświadczalne					Analiza teoretyczna				
		0,2 P _u	0,4 P _u	0,6 P _u	0,8 P _u	Max	0,2 P _u	0,4 P _u	0,6 P _u	0,8 P _u	Max
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Badania własne	SPCC_1	3,3	7,2	11,8	17,0	96,4	1,4	5,4	8,9	12,3	93,7
	SPCC_2	3,1	7,4	12,0	17,6	62,4	0,8	5,0	8,4	12,1	93,4
	SPCC_3	4,2	8,8	13,3	18,8	92,2	2,9	7,3	11,4	15,4	56,3
	SPCC_4	3,4	7,3	11,4	15,6	49,5	2,1	6,2	9,9	13,5	63,2
	SPCC_5	4,4	9,3	14,4	20,3	51,6	4,0	9,1	13,9	18,7	38,7
	SPCC_6	4,3	8,8	13,7	19,2	53,7	3,9	8,8	13,5	18,1	38,7
Badania obce	SCCB-2	2,3	6,7	12,1	22,1	116,5	2,2	5,9	9,4	12,7	116,5
	SCCB-3	2,3	6,5	10,7	15,9	73,6	2,0	5,5	8,7	11,8	121,1
	SCCB-5	2,4	6,6	11,5	22,5	132,2	2,1	5,3	8,2	11,1	96,5
	SCCB-7	2,2	5,9	10,0	-	64,6	2,4	6,2	9,6	-	107,5
	SCCB-8	2,5	6,3	11,0	17,9	116,8	2,0	5,2	8,0	10,9	92,2

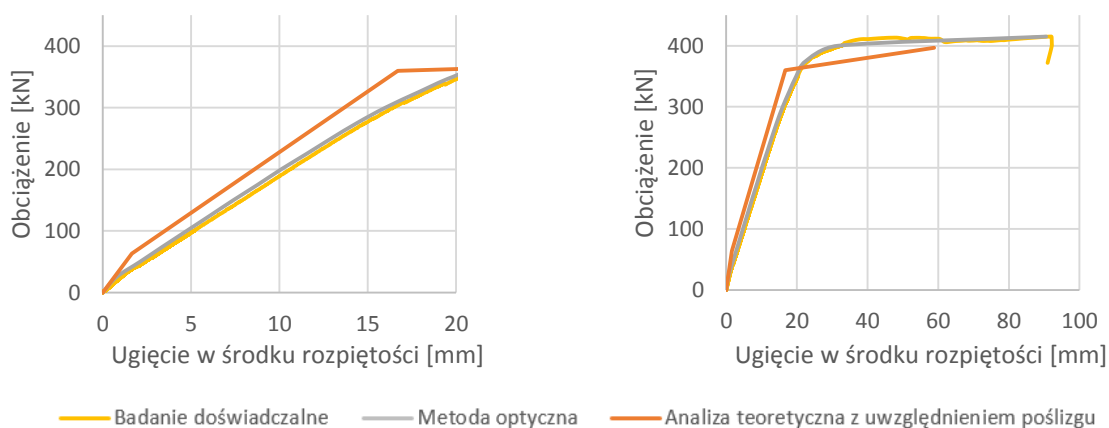
Tablicę 5.2 należy rozpatrywać jednocześnie z wykresami zamieszczonymi na rysunkach 5.5 ÷ 5.15. Pokazano na nich wyniki analizy teoretycznej w odniesieniu do rezultatów badań doświadczalnych. Po lewej stronie zaprezentowano bardziej szczegółowo wykres zależności pomiędzy przyłożonym obciążeniem, a ugięciem w środku rozpiętości elementu do momentu uplastycznienia stalowej blachy. Po prawej stronie pokazano zachowanie belki w pełnym zakresie obciążenia. Dla belek, w których zastosowano blachy o grubości 10 i 16 mm przeprowadzono obliczenia przy założeniu parametrów stali otrzymanych z badań doświadczalnych, wyliczonych jako uśredniona wartość modułu sprężystości podłużnej do momentu uplastycznienia stalowej blachy. Wynika to ze znacznego spadku wartości modułu sprężystości podłużnej w związku z czym zastosowanie modelu biliniowego z modułem Young'a na poziomie 210 GPa sztucznie podnosiło sztywność elementów. Potwierdziły to również późniejsze analizy numeryczne, w których do obliczeń zadano rzeczywistą krzywą naprężenie-odkształcenie otrzymana z badań doświadczalnych. Widać wyraźnie, że belki SPCC_1 i SPCC_2 w przypadku badań własnych wykazały się znacznie mniejszą sztywnością niż wynika to z obliczeń analitycznych. W pozostałych przypadkach zgodność rezultatów jest na dobrym poziomie. Jednakże mimo zastosowania rozwiązań teoretycznych i poprawy zbieżności rezultatów, ugięcia występujące w rzeczywistości były znacznie większe, co stawia projektanta tego typu elementów po stronie niebezpiecznej.



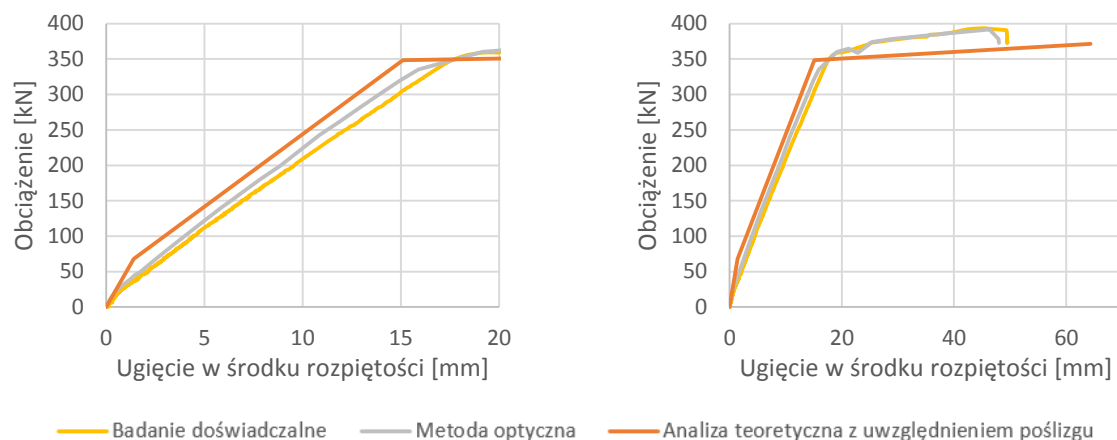
Rys. 5.5. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_1



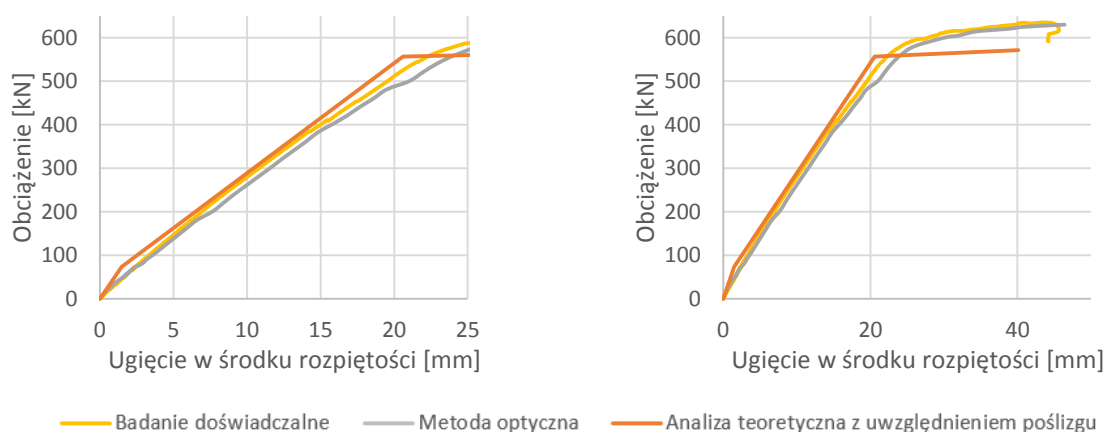
Rys. 5.6. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_2



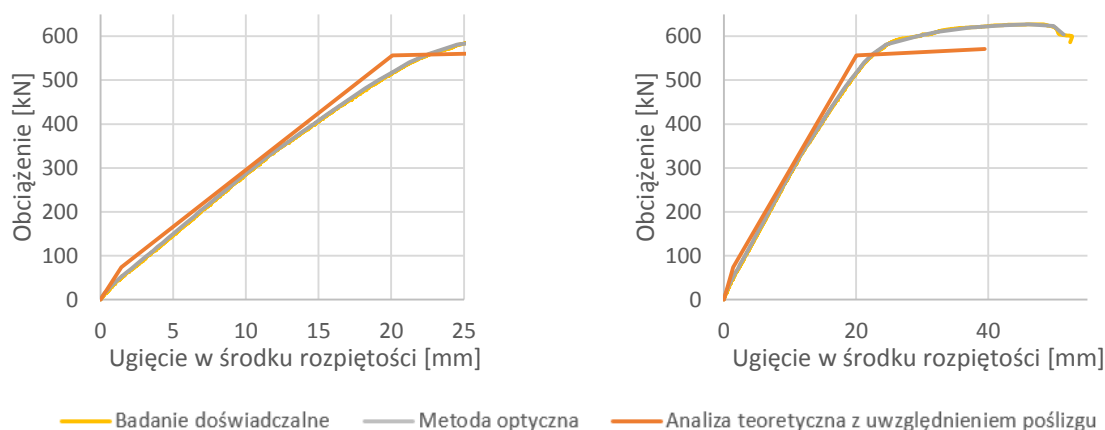
Rys. 5.7. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_3



Rys. 5.8. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_4



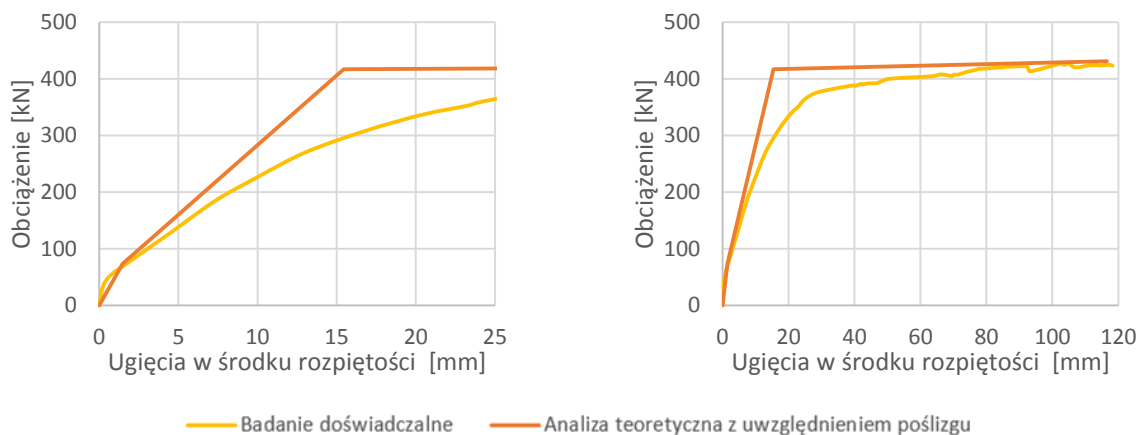
Rys. 5.9. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_5



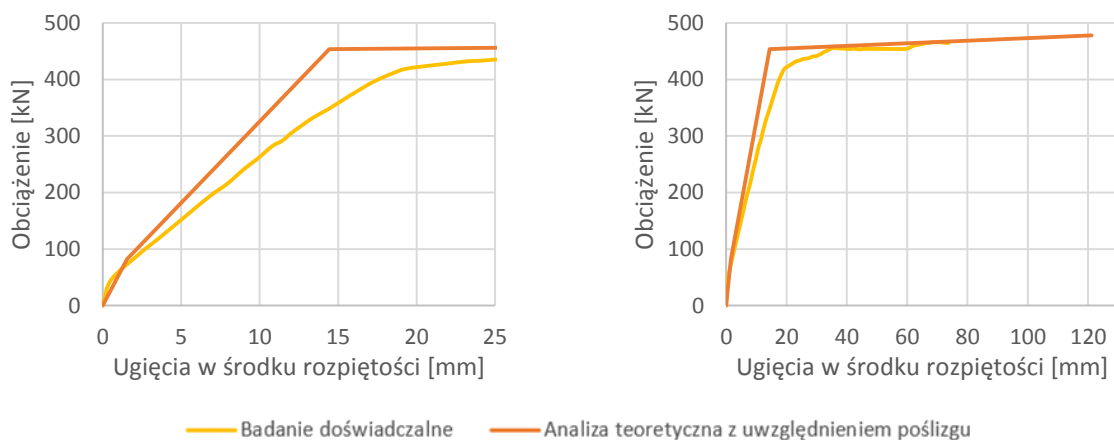
Rys. 5.10. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_6

W przypadku badań obcych, ze względu na mniejsze stopnie zespolenia, efekt zmniejszenia sztywności na skutek podatności zastosowanych łączników wiotkich jest znaczny. Dobra zgodność wyników występuje w szczególności w zakresie do około połowy nośności na zginanie belki. W przypadku wyższych poziomów obciążenia widoczny jest wyraźny wpływ zastosowania w dużej mierze modeli liniowych i biliniowych materiałów, które nie uwzględniają innych charakterystyk, co skutkuje w rzeczywistym

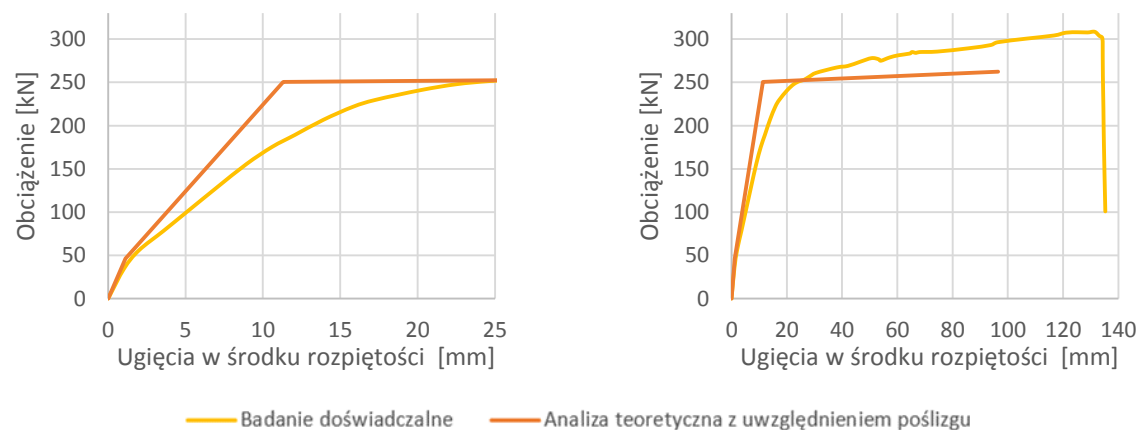
elementem charakterystycznym nieliniowym zakrzywieniem zależności pomiędzy przyłożonym obciążeniem, a ugięciem. W przypadku belki oznaczonej jako SCCB_7 ciężko jednoznacznie wyjaśnić powód wystąpienia znacznie zawyżonej nośności na zginanie. W przypadku tym na uwagę zasługuje jednak fakt najlepszej zgodności wyników przy niższych poziomach obciążeń.



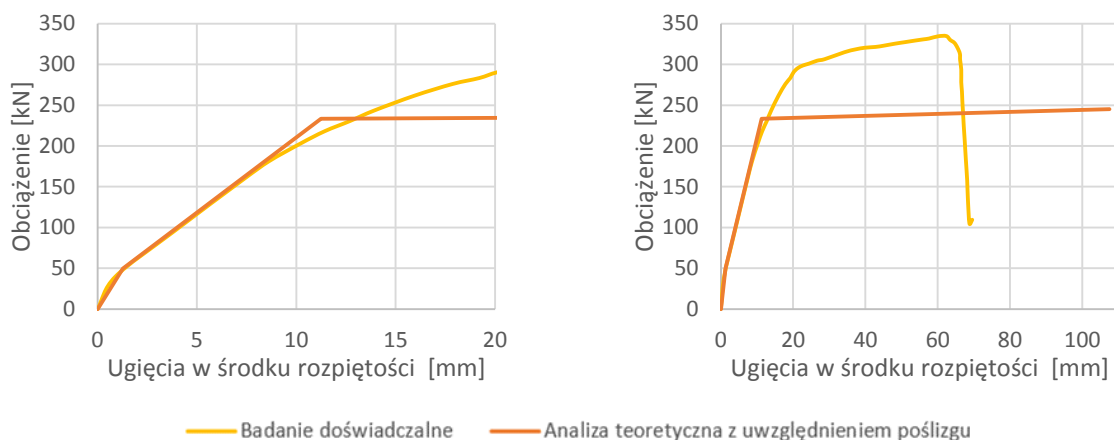
Rys. 5.11. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_2 (badania obce)



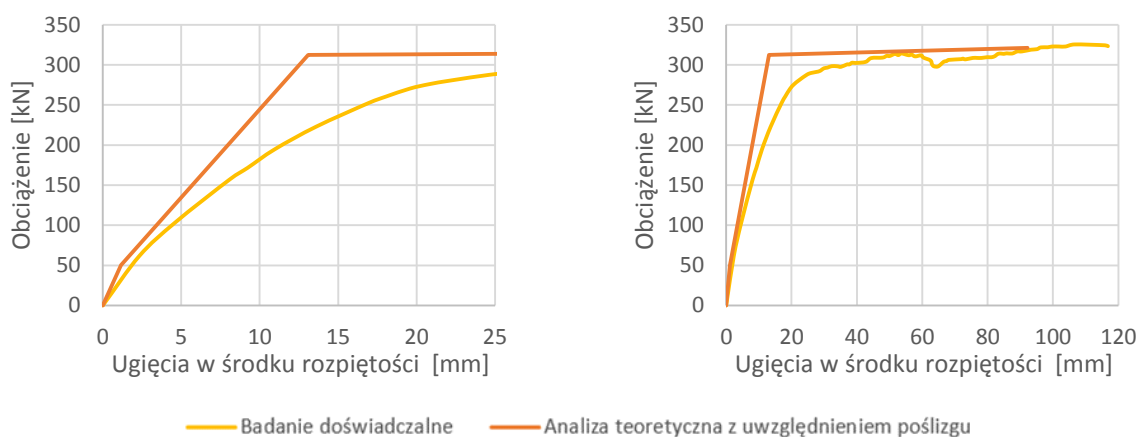
Rys. 5.12. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_3 (badania obce)



Rys. 5.13. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_5 (badania obce)



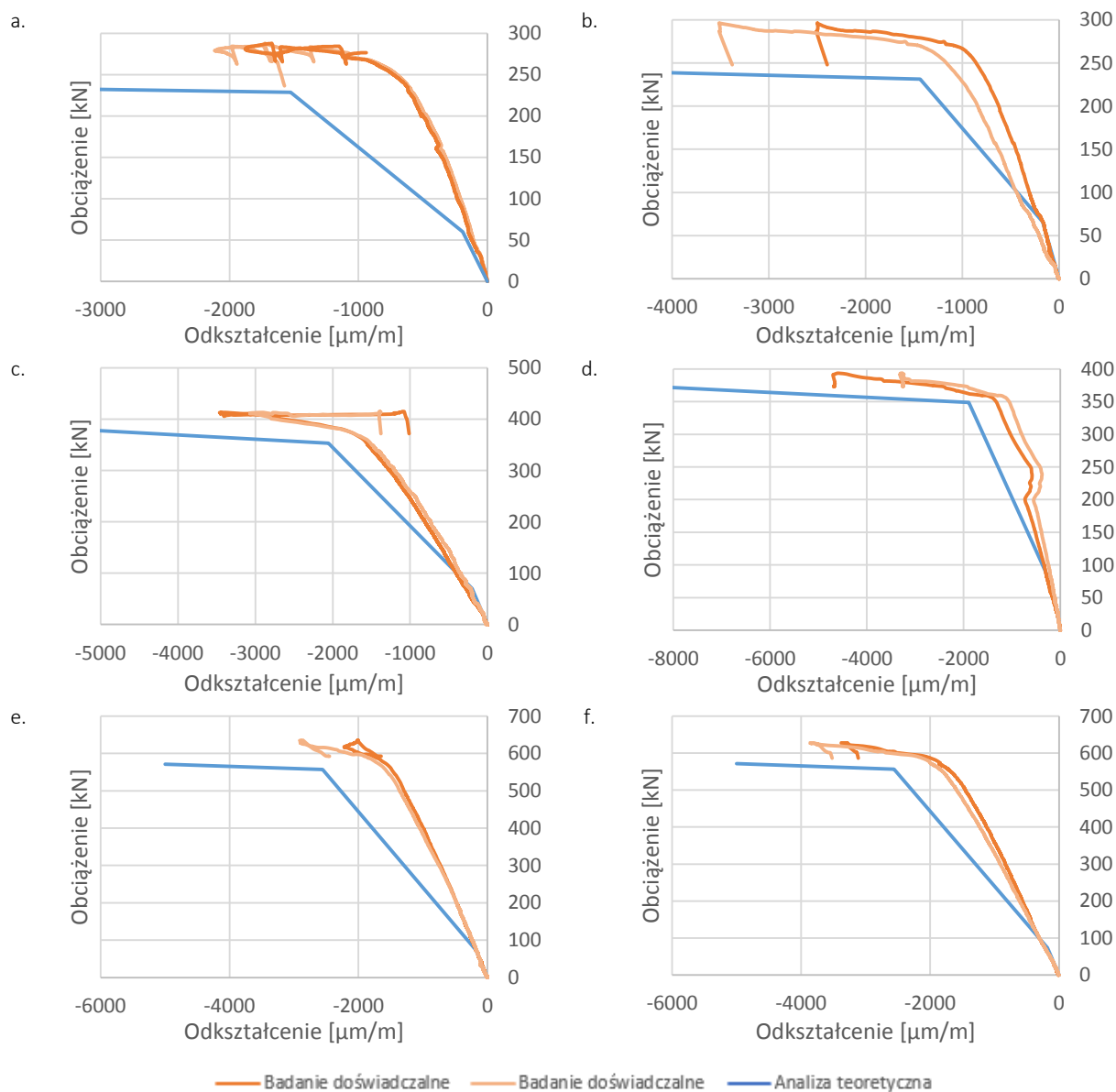
Rys. 5.14. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_7 (badania obce)



Rys. 5.15. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_8 (badania obce)

5.7.3. ODKSZTAŁCENIA W BETONIE

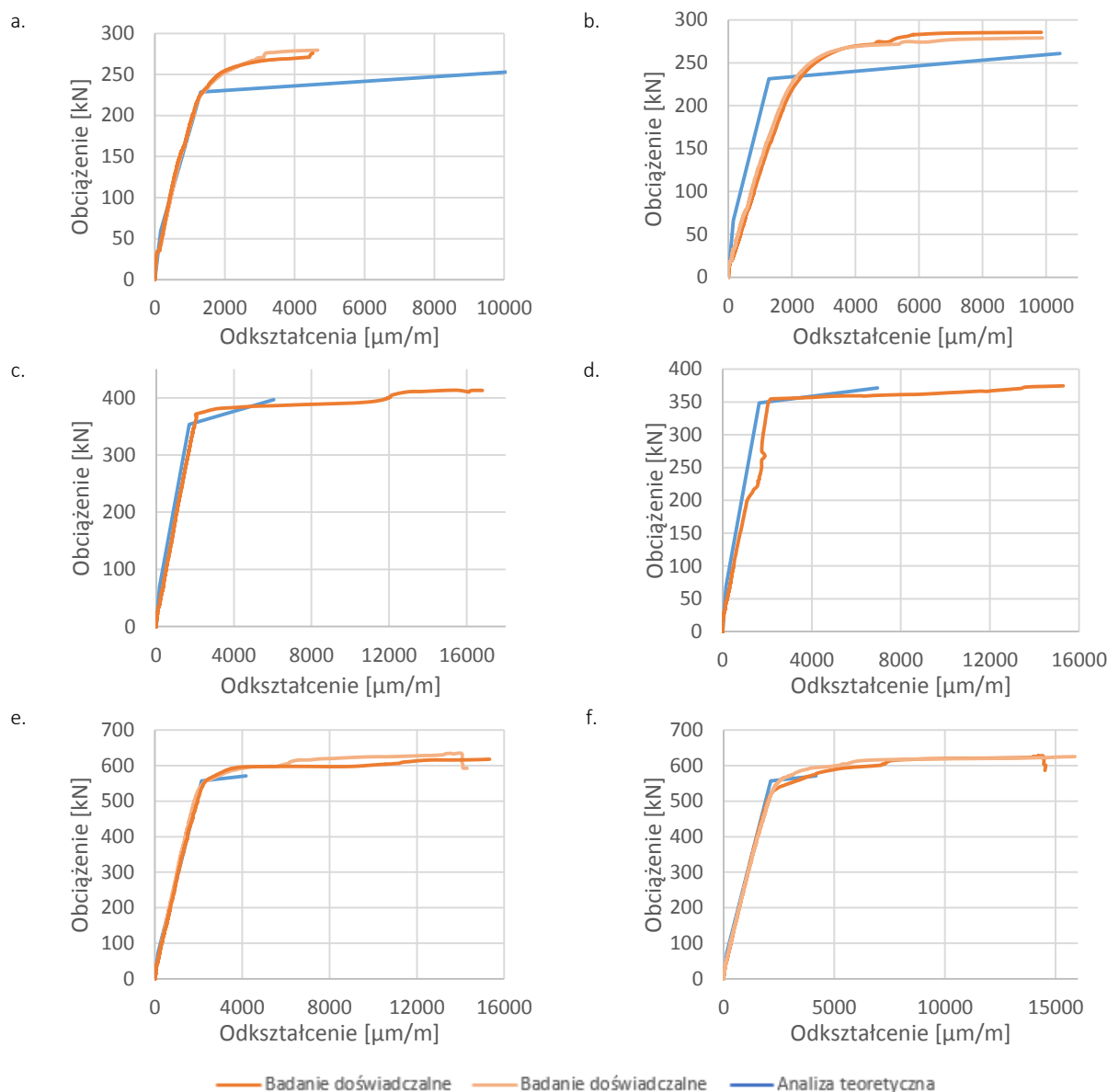
Analizie poddano odkształcenia elementów badawczych (rys. 5.16), które zostały mierzone tensometrami papierowymi montowanymi do powierzchni części żelbetowej belki. Analiza odkształceń na górnych włóknach belki w części betonowej pokazuje, iż zaprezentowane metody obliczeniowe mogą być z powodzeniem wykorzystywane również w przypadku wyznaczenia tego parametru, mimo, że znacznie przeszacowane są wartości odkształceń przy obciążeniu zbliżającym się do nośności na zginanie elementu. Wyniki w trzeciej fazie pracy belki, mogą być nie do końca miarodajne, ze względu na fakt przykładania obciążenia w sąsiedztwie zamontowanych tensometrów (a tym samym wystąpienie miażdżenia betonu) oraz ze względu na niejednorodność betonu i małą próbę doświadczalną. Ze względu na brak dostępu do wyników doświadczalnych w przypadku badań obcych, odkształcenia w betonie nie zostały poddane w tych przypadkach analizie. Na wykresach dla belek od SPCC_1 do SPCC_4 na rysunku 5.16, ze względu na wypaczenie skali wyników, ograniczono zakres odkształceń. Maksymalne wartości wynosiły w tych przypadkach odpowiednio: 11750, 11789, 7309 i 8026 $\mu\text{m}/\text{m}$.



Rys. 5.16. Porównanie odkształceń w betonie (górne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz teoretycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

5.7.4. ODKSZTAŁCENIA W STALOWEJ BLASZCE

Przeprowadzone analizy teoretyczne odkształceń w środku rozpiętości w stalowych blachach, wykazują bardzo dobrą korelację wyników w szczególności do momentu uplastycznienia (rys. 5.17). Większe rozbieżności można zaobserwować jedynie w przypadku belki SPCC_2, która zgodnie z analizą powinna wykazywać się większą sztywnością. Ze względu na brak dostępu do wyników doświadczalnych w przypadku badań obcych, odkształcenia w stali nie zostały poddane analizie.

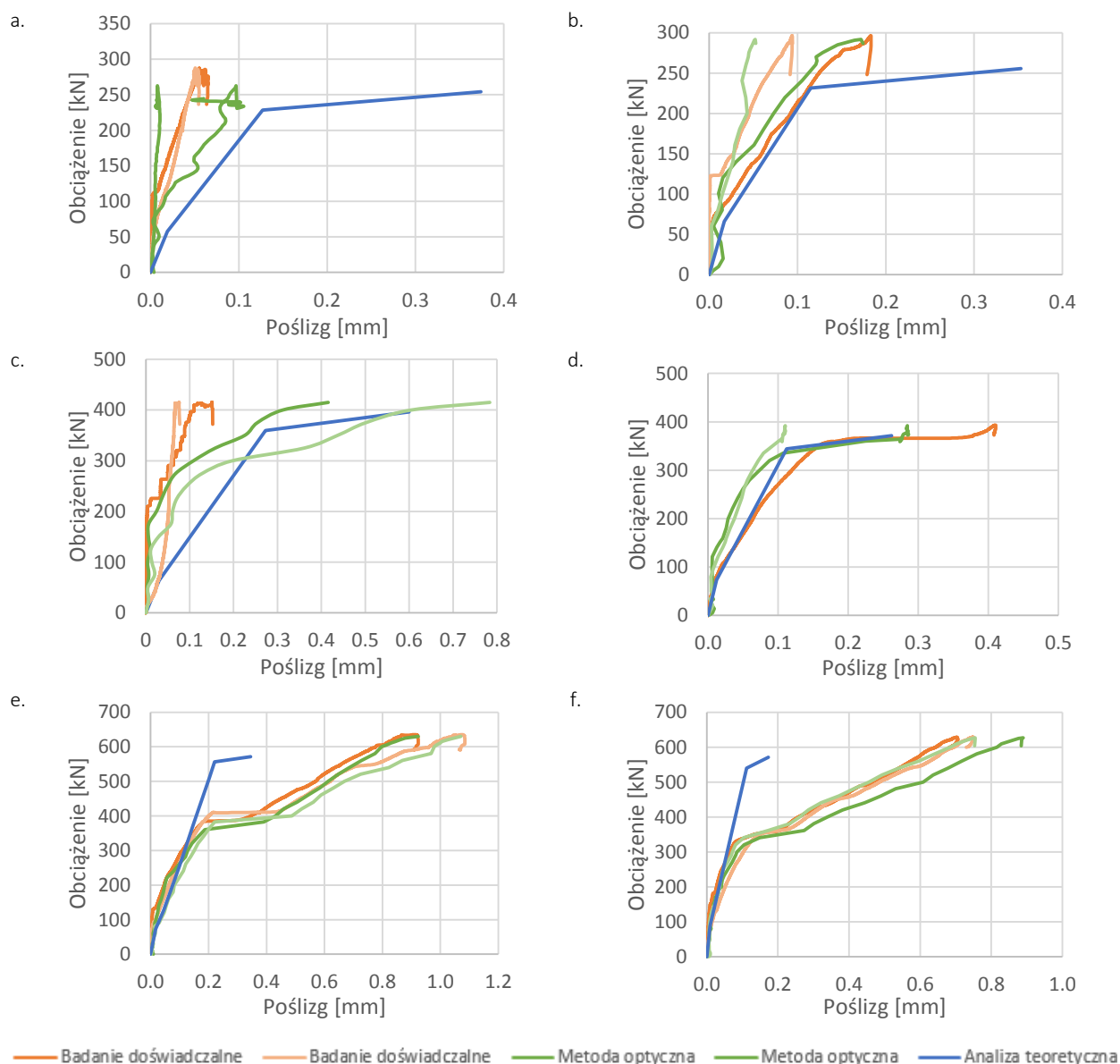


Rys. 5.17. Porównanie odkształceń w stali (dolne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz teoretycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

5.7.5. POŚLIZG

Analiza poślizgu na końcu elementu stalowego daje zadowalającą zbieżność wyników w większości przypadków. Dla belek oznaczonych jako SPCC_1 i SPCC_3 większa różnica wynika prawdopodobnie z faktu nieprawidłowego montażu czujników indukcyjnych w przypadku badań belek wykonanych z pierwszej partii betonu. W przypadku drugiej partii, zmieniono sposób montażu, co pozwoliło na prawidłowy pomiar wartości poślizgu. Mimo wszystko analiza tego parametru była najtrudniejsza. W przypadku belek SPCC_2, SPCC_4, SPCC_5 i SPCC_6 zaprezentowany aparat matematyczny pozwolił na poprawne wyznaczenie maksymalnego poślizgu na końcu elementu. Analiza belek SPCC_5 i SPCC_6 wykazała również wystąpienie „półki” na poziomie obciążenia równego około połowie nośności na zginanie. W momencie tym nastąpił znaczny wzrost wartości poślizgu bez znacznego zwiększenia przyłożonego obciążenia. Prawdopodobnie było

to następstwem zwiększających się zarysowań oraz pojawiających się bliżej podpór rys ukośnych. Ze względu na brak dostępu do wyników doświadczalnych w przypadku badań obcych, poślizg w płaszczyźnie zespolenia nie został poddany analizie.



Rys. 5.18. Porównanie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia w przypadku badań doświadczalnych i analiz teoretycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

5.8. PODSUMOWANIE

W niniejszym rozdziale zaprezentowano analizy teoretyczne pozwalające na wyznaczenie nośności na zginanie oraz ugięcie analizowanych belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.

Omówiona została procedura pozwalająca na wyznaczenie nośności elementu żelbetowego (metodą uproszczoną) oraz konstrukcji zespolonej typu stalowa blacha-beton z uwzględnieniem poślizgu

występującego w płaszczyźnie zespolenia. Porównanie wyników obu wielkości wykazało, że przy wykorzystaniu zaprezentowanych modeli otrzymuje się dobrą zgodność wyników obliczeń i badań doświadczalnych w zakresie nośności na zginanie. Tym samym została potwierdzona teza o marginalnym wpływie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia na nośność na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.

Drugim z punktów była analiza ugięć, która jest zadaniem znacznie bardziej skomplikowanym. W związku z tym zaprezentowano aparat obliczeniowy umożliwiający określenie jego wartości w całym zakresie obciążenia elementu, a w szczególności przy obciążeniach charakterystycznych takich jak: moment pojawienia się pierwszej rysy (osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie betonu), uplastycznienie stalowej blachy oraz zmiażdżenie betonu w strefie ściskanej belki. Ponadto zaprezentowano rozwiązanie teoretyczne, biorące pod uwagę wpływ poślizgu na pracę tego typu konstrukcji w przypadku bardziej ogólnym niż zaprezentowany w rozdziale dotyczącym przeglądu literaturowego (czyli belka wolnopodparta obciążona w środku rozpiętości).

Ze względu na specyfikę badań doświadczalnych, konieczne było wyprowadzenie wzorów na poślizg w przypadku belki obciążonej dwoma symetrycznie rozstawionymi siłami skupionymi. Taki aparat matematyczny pozwolił na wyznaczenie interesujących wartości ugięć oraz odniesienie ich do wyników eksperymentalnych. Wykazano, że zaprezentowany model dobrze sprawdza się przy poziomach obciążeń nieprzekraczających połowy nośności na zginanie elementu, czyli na poziomie obciążeń zbliżonych do eksploatacyjnych realnych konstrukcji.

Przedstawione porównania dowiodły, że elementy charakteryzujące się mniejszym stopniem zespolenia, odznaczały się większymi ugięciami, co potwierdza wpływ poślizgu na wartość ugięcia (efekt ten jest szczególnie widoczny przy wyższych poziomach obciążeń, ponieważ w rzeczywistości zależność siła-poślizg dla łączników jest silnie nieliniowa, zbliżona do przebiegu funkcji eksponencjalnej). Jest to jednoznaczne z udowodnieniem tezy drugiej. Mimo opisanych mankamentów, w opinii autora, zaprezentowane rozwiązanie teoretyczne może być z powodzeniem wykorzystywane w zastosowaniach praktycznych.

6. ANALIZA NUMERYCZNA

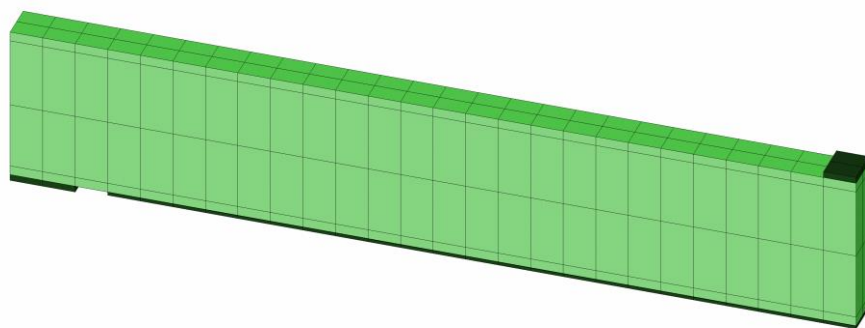
Zagadnienie modelowania numerycznego konstrukcji zespolonych należy do niezwykle trudnych. Spowodowane jest to wieloma czynnikami takimi jak np. konieczność uwzględnienia zbrojenia i jego współpracy z betonem oraz poprawnego zamodelowania zespolenia. Badania doświadczalne w wysoko wyspecjalizowanych laboratoriach są zawsze nieocenioną pomocą w analizie zachowania konstrukcji, ale w związku z dużą pracochłonnością, kapitałochłonnością i czasochłonnością niezwykle ważne jest stworzenie wiernego modelu numerycznego, który mógłby stanowić uzupełnienie tych badań. Obecnie najczęściej w tym celu wykorzystywana jest metoda elementów skończonych, a na potrzeby tej pracy zastosowany został program Ansys, który tę technikę obliczeniową implementuje.

W celu porównania wyników badań doświadczalnych z analizami numerycznymi, sporządzone zostały modele belek zespolonych typu stalowa blacha-beton. Jako punkt wyjściowy zostały obrane wyniki badań Jianguo Nie i Jie Zhao [2], którzy przebadali pięć belek. Belki te zostały poddane wstępnym analizom numerycznym do poziomu odpowiadającego połowie nośności belek (zgodnie z założeniami autorów badań doświadczalnych), a wyniki tych prac zostały opisane w artykule [83]. Na bazie tych analiz zostały przygotowane modele opisywane w niniejszej rozprawie. Przygotowanie modelu obliczeniowego wiązało się z opracowaniem wiernych odwzorowań numerycznych poszczególnych części belki zespolonej. Uwzględnione zostały: część betonowa belki (z uwzględnieniem zbrojenia w postaci prętów podłużnych oraz strzemion), stalowa blacha, łączniki sworzniowe oraz podkładki wykorzystane w badaniu doświadczalnym jako podpora oraz miejsce przyłożenia obciążenia. Model geometryczny i obliczeniowy został stworzony w preprocesorze PREP7 z użyciem języka APDL (*ANSYS Parametric Design Language*).

6.1. PARAMETRY GEOMETRYCZNE

Zamodelowana część betonowa miała prostokątny przekrój poprzeczny o wymiarach 240 x 500 mm i długość 5,2 m. Ze względu na warunki podparcia rozpiętość teoretyczna została ustalona na 5,0 m. W strefie momentów rozciągających, z częścią betonową, została połączona za pomocą elementów skończonych symulujących łączniki o średnicy 13 mm, blacha stalowa o grubości 6, 10 lub 16 mm. Była ona krótsza od części betonowej i miała długość 4,7 m. Zamodelowanie zostały również pręty zbrojeniowe podłużne w trzech poziomach o średnicy 12 lub 16 mm. W modelu odwzorowano także zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion o średnicy 12 lub 16 mm.

Ze względu na zakończenie blachy stalowej przed miejscem podparcia zastosowano dodatkowe zbrojenie w postaci prętów o długości 80 cm, aby zapewnić zakładaną formę zniszczenia belek. W modelu zostało ono uwzględnione jako jeden pręt o sumarycznym polu powierzchni przekroju poprzecznego wynikającego z sumy prętów zastosowanych w rzeczywistej belce. Całość została podzielona na odpowiednie bloki prostopadłościenne (rys. 6.1), aby ułatwić w następnym kroku tworzenia modelu obliczeniowego, w tym stworzenie siatki elementów skończonych w miejscach, gdzie znajdowały się strzemiona oraz łączniki sworzniowe.



Rys. 6.1. Model geometrii belki zespolonej typu stalowa blacha-beton

6.2. PARAMETRY MATERIAŁOWE

Parametry materiałowe zostały dobrane zgodnie z wartościami z badań doświadczalnych opisanych w rozdziale 0 dotyczącym badań własnych. W przypadku wartości koniecznych do przygotowania modelu numerycznego, które nie były uwzględnione w badaniach, zostały one dobrane na bazie dostarczonej przez producentów dokumentacji (atestów i deklaracji) lub w zakresie realnych wartości dla danego materiału, bazując na wskazanych zaleceniach literaturowych.

6.2.1. MODEL BETONU

Model betonu został zaimplementowany z użyciem elementu skończonego typu SOLID65 pozwalającego uwzględnić oba charakterystyczne dla tego materiału zjawiska, czyli zarysowanie i miażdżenie [84, 85]. Kryteria zniszczenia materiału w złożonym stanie naprężenia zostały przedstawione zgodnie z teorią pięcioparametrowego modelu betonu zaproponowanego przez Willama i Warnkea [55].

Wszystkie podstawowe parametry takie jak moduł sprężystości podłużnej oraz wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie zostały zadane na podstawie wyników badań doświadczalnych. Współczynnik Poissona został dobrany na wartość charakterystyczną dla betonu, czyli 0,2. Współczynnik przenoszenia sił tnących przez rysę otwartą został przyjęty na wartość 0,2, aby uniknąć problemów z uzyskaniem zbieżności rozwiązania, a przez rysę zamkniętą na 0,8 [57]. Pozostałe parametry wytrzymałościowe (dwuosiowa wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku rozciągania, wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku ściskania oraz mnożnik sztywności dla warunków związanych z pękaniem) zostały pozostawione jako standardowe w przypadku modelu Willama-Warnkea [55]. Wykaz wszystkich parametrów potrzebnych do zdefiniowania modelu betonu został przedstawiony w tablicy 6.1.

Tab. 6.1. Wykaz parametrów definiujących model betonu Willama-Warnkea

Nazwa parametru	Symbol
Moduł sprężystości podłużnej (Modulus of elasticity)	E_X
Współczynnik Poissona (Poisson's ratio)	ν_{XY}
Współczynnik przenoszenia sił tnących przez rysę otwartą (Shear transfer coefficients for an open crack)	$SHRCF - OP$
Współczynnik przenoszenia sił tnących przez rysę zamkniętą (Shear transfer coefficients for a closed crack)	$SHRCF - CL$
Jednoosiowa wytrzymałość na rozciąganie (Uniaxial tensile cracking stress)	f_t
Jednoosiowa wytrzymałość na ściskanie (Uniaxial crushing stress)	f_c
Dwuosiowa wytrzymałość na ściskanie (Biaxial crushing stress)	f_{cb}
Wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku rozciągania (Biaxial crushing stress under ambient hydrostatic stress state)	f_1
Wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku ściskania (Uniaxial crushing stress under ambient hydrostatic stress state)	f_2
Mnożnik sztywności dla warunków związanych z pękaniem (Stiffness multiplier for cracked tensile condition)	—

6.2.2. MODEL STALI

Podkładki stalowe zastosowane w miejscu przykładania obciążenia oraz podpór zostały przeanalizowane z wykorzystaniem zależności liniowo-sprężystej, ponieważ są to elementy pomocnicze. W związku z tym zdefiniowane zostały jedynie niezbędne wartości modelu: moduł sprężystości podłużnej na poziomie 200 GPa oraz współczynnik Poissona o wartości 0,3. Jednakowoż przeprowadzone analizy numeryczne wykazały, że zasadnym jest nieuwzględnianie podkładki obciążeniowej w modelu obliczeniowym belki. Wynikało to przede wszystkim z dwóch czynników: wypaczenia odkształceń na górnych włóknach belki żelbetowej oraz niemożność odczytania wyników dla tychże węzłów. Przyczyną tego było zastosowanie wspólnych węzłów dla elementów betonowych i stalowych. Porównanie wyników innych parametrów takich jak ugięcia w środku rozpiętości, odkształceń w dolnych włóknach belki czy też poślizgu wykazały, że pominięcie podkładki obciążeniowej nie wpływa negatywnie na model numeryczny, a pozwala odczytać interesujące parametry w górnych włóknach belki zespolonej.

Model materiału dla łączników sworzniowych przyjęto jako biliniowy zgodnie z parametrami deklarowanymi przez producenta. W przypadku pozostałych elementów stalowych, model multiliniowy został zastosowany z parametrami dobranymi na podstawie statycznej próby rozciągania próbek stalowych, które zostały przebadane doświadczalnie.

6.3. TYPY ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

W programie Ansys zaimplementowano szereg przydatnych typów elementów skończonych [85]. Standardowym elementem stosowanym w analizach numerycznych konstrukcji betonowych ze zbrojeniem jest SOLID65. Stosowany jest w analizach trójwymiarowych betonu i pozwala na uwzględnienie takich zjawisk charakterystycznych dla tego materiału jak zarysowanie pod wpływem rozciągania, miażdżenie w przypadku ściskania. Element definiowany jest za pomocą ośmiu węzłów, każdy o trzech stopniach swobody. Pękanie dozwolone jest w trzech ortogonalnych kierunkach w każdym punkcie całkowania.

Podkładka przejmująca obciążenie zewnętrzne oraz podporowa zostały zamodelowane ośmiowęzłowymi elementami bryłowymi typu SOLID45. Element LINK180 zastosowany do modelowania zbrojenia. Jest komponentem pracującym w jednoosiowym stanie rozciągania lub ściskania. Ma trzy stopnie swobody w każdym węźle. Element belkowy typu BEAM188 został wykorzystany do zamodelowania łączników. Posiada on sześć stopni swobody w każdym węźle. W przypadku stalowej blachy zespolonej z żelbetową belką zastosowano bryłowy element typu SOLID45 o trzech stopniach swobody w każdym węźle.

W celu uwzględnienia podatności zespalających łączników do modelu zostały wprowadzone dwuwęzłowe elementy typu COMBIN39 o trzech stopniach swobody w każdym węźle, które są nieliniowo działającymi sprężynami o zadanej krzywej łączącej działającą siłę ze względnymi przemieszczeniami.

Element TARGE170 reprezentuje powierzchnie trójwymiarowe związane z elementami CONTA174. Elementy te używane są do uwzględnienia kontaktu i poślizgu pomiędzy powierzchniami. Są one używane jednocześnie, ponieważ kontakt wykrywany jest w sytuacji, gdy element CONTA174 penetruje element TARGE170. Charakteryzują się one trzema stopniami swobody w każdym węźle, a charakterystyki geometryczne przejmują z elementu bazowego z którym są połączone – może być to element powłokowy lub bryłowy. Tablica 6.2 prezentuje w syntetycznej formie wszystkie typy elementów skończonych wykorzystane w analizach.

Tab. 6.2. Typy zastosowanych elementów skończonych

Rodzaj elementu	Belka betonowa	Stalowa blacha	Podkładki	Zbrojenie podłużne	Zbrojenie poprzeczne	Łączniki wiotkie	Płaszczyzna poślizgu
Typ elementu skończonego	SOLID65	SOLID45	SOLID45	LINK180	LINK180	BEAM188 COMBIN39	TARGE170 CONTA174

6.4. MODEL ZESPOLENIA

Łączniki zespalające zostały zamodelowane z wykorzystaniem dwóch typów elementów skończonych: BEAM188 oraz COMBIN39. Pierwszy z nich pełni rolę elementu, który przejmuje obciążenia przekazywane z betonu na stalową blachę. Został on zamodelowany pomiędzy węzłami wygenerowanej wcześniej siatki elementów skończonych belki betonowej z dopasowaniem poszczególnych wymiarów do wartości odczytanych z projektu rzeczywistej belki. W celu uwzględnienia podatności łączników zastosowanych w połączeniu materiałów, wykorzystano elementy typu COMBIN39, które działają na zasadzie sprężyny z nieliniową zależnością wiążącą siłę z przemieszczeniem. Istnieje wiele opracowań charakteryzujących zachowanie łączników. Dla potrzeb tej analizy wykorzystano zależność [86]:

$$F_d = F_{du} \left(1 - \frac{1}{e^{\Delta u_s}} \right)^{0,558} \quad (6.1)$$

gdzie:

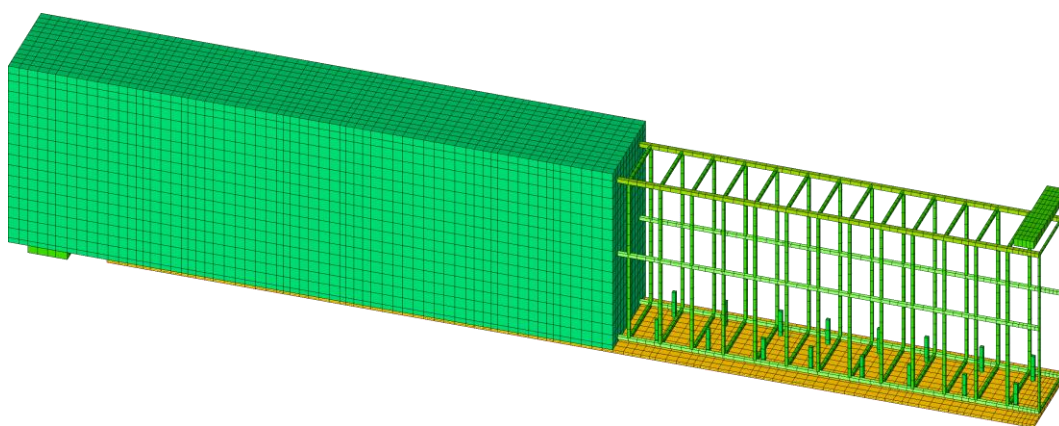
- F_{du} – nośność łącznika wiotkiego,
- Δu_s – przemieszczenie styczne łącznika.

Do uwzględnienia kontaktu pomiędzy belką żelbetową, a stalową blachą wykorzystano elementy typu CONTA174 i TARGE170 z zadaniem współczynnikiem tarcia pomiędzy powierzchniami betonową i stalową o wartości 0,45, co zapewniło w modelu uwzględnienie interakcji tych dwóch materiałów.

6.5. SIATKA ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

Pierwszym krokiem do stworzenia siatki elementów skończonych było zadanie punktów kluczowych, które zdefiniowały ogólny kontur zadania, czyli geometrię belki żelbetowej, blachy stalowej oraz podkładek: podporowej oraz pod obciążeniem (w dalszych analizach wymagających znajomości odkształceń w górnych włóknach belki podkładka ta nie była uwzględniana). W kolejnym kroku wygenerowana została siatka elementów skończonych dla tych prostopadłościanów z zadaniem odpowiednich podziałów krawędzi, aby w dalszym toku pracy pozostałe elementy znalazły się na właściwych miejscach odpowiadających rzeczywistej konstrukcji.

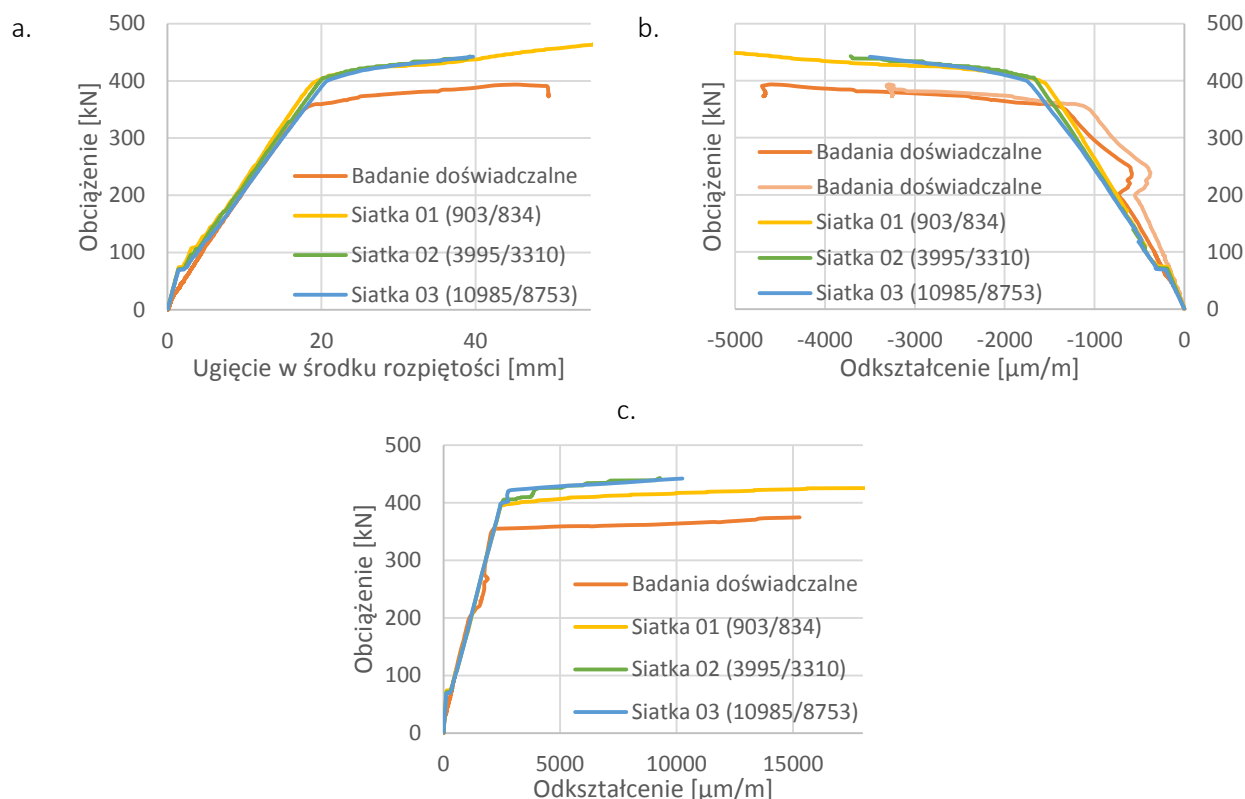
Kolejnym krokiem było bezpośrednie zdefiniowanie elementów skończonych odwzorowujących pręty zbrojeniowe, pomiędzy już wygenerowanymi węzłami siatki elementów skończonych belki żelbetowej. Następnie stworzone zostały łączniki składające się z kombinacji elementów prętowych oraz sprężyn, aby oddać rzeczywisty charakter pracy zespoleń. Uproszczoną siatkę elementów skończonych przedstawia rysunek 6.2.



Rys. 6.2. Siatka elementów skończonych

6.6. ANALIZA GĘSTOŚCI SIATKI ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

Przed przystąpieniem do docelowych obliczeń wykonana została analiza gęstości siatki elementów skończonych. Wykonane zostały trzy modele, które znacznie różniły się od siebie ilością węzłów i elementów skończonych. Pierwszy model zawierał 903 węzły i 834 elementy, drugi model 3995 węzłów oraz 3310 elementów, a trzeci model 10985 węzłów i 8753 elementów skończonych. Po wykonaniu analizy numerycznej porównane zostały wyniki dla poszczególnych modeli w zakresie ugięć w środku rozpiętości, odkształceń w betonie oraz stali. Wyniki poszczególnych analiz pokazane na rysunku 6.3 dobrze korelowały ze sobą, co pozwoliło w kolejnych analizach wykorzystać siatkę oznaczoną jako (01).



Rys. 6.3. Porównanie wyników w przypadku różnych gęstości siatek elementów skończonych: a. ugięcia w środku rozpiętości, b. odkształcenia w górnych włóknach belki, c. odkształcenia w dolnych włóknach belki

6.7. WARUNKI BRZEGOWE

W analizie wykorzystana została symetria, aby zmniejszyć potrzebną moc obliczeniową oraz pamięć. Zamodelowana została jedna czwarta belki, a w środku rozpiętości zostały nadane więzy uniemożliwiające przesuw w kierunku X (po długości) i Z (po szerokości). Zastosowana została również podpora przesuwna w kierunku X na końcu belki.

Obciążenie przyłożone zostało zgodnie z projektem belki badanej doświadczalnie. Zadanie zostało podzielone na kroki obliczeniowe w celu uzyskania zbieżności rozwiązania oraz wyznaczenia punktów charakterystycznych pracy konstrukcji: pierwszego zarysowania, uplastycznienia stali oraz zniszczenia belki. Analiza była prowadzona do momentu przerywania obliczeń ze względu na brak możliwości uzyskania zbieżności rozwiązania.

6.8. ANALIZA NUMERYCZNA ZADANIA

Analiza numeryczna, w której występują elementy betonowe, wiąże się z problemami uzyskania zbieżności rozwiązania, które wynikają ze zmieniających się warunków zadania, których przyczyną jest pojawienie się zarysowań i uplastycznienia materiałów. W celu uzyskania poprawnej odpowiedzi konstrukcji konieczna była zmiana parametrów odpowiadających za zbieżność rozwiązania. W tym celu od drugiego kroku obciążenia zrezygnowano z wykorzystania kryterium siły na rzecz kryterium przemieszczeń [54].

Parametry te zostały dobrane tak, aby otrzymać najmniejszą możliwą wartość, jednak jak pokazały próby, również przy wyższych wartościach rezultaty analizy były zbieżne z wynikami obliczeń ręcznych i badań doświadczalnych. Różnica pojawia się głównie w końcowych fazach obciążenia belki, gdzie da się zauważyć spore zarysowania całego elementu. Model był analizowany z wykorzystaniem punktów restartu, umożliwiających rozpoczęcie obliczania kolejnego etapu zadania bez konieczności powtarzania obliczeń od początku. Znacznie uprościło to i przyspieszyło analizę.

6.9. WYNIKI BADAŃ

6.9.1. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE

Przeprowadzone analizy numeryczne nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton dobrze korelują z wynikami eksperymentalnymi przedstawionymi w pracy. Uwzględnienie poślizgu występującego w płaszczyźnie zespolenia pokazuje, że jego wpływ na ten aspekt pracy konstrukcji jest znikomy i w związku z tym może nie być brany pod uwagę. Różnica pomiędzy wynikami w skrajnym przypadku wynosi 27,0 %, podczas gdy średnia kształtuje się na poziomie 8,9 %.

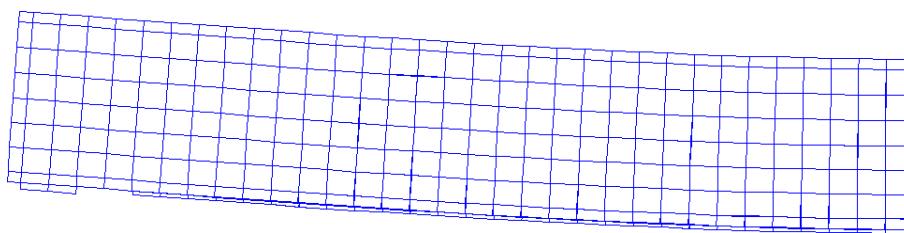
Porównanie wyników w poszczególnych punktach charakterystycznych przeprowadzono analogicznie do obliczeń teoretycznych. Jako moment zarysowania przyjęto obciążenie powodujące przekroczenie wytrzymałości betonu na rozciąganie (P_{cr}), które na wykresach z obliczeń numerycznych objawia się charakterystyczną półką wskazującą na spadek sztywności ustroju. Obciążenie wywołujące uplastycznienie stalowej blachy oznaczono jako (P_y), a nośność na zginanie (P_u).

Tab. 6.3. Porównanie wartości nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach numerycznych

Rodzaj badania	Nazwa belki	Badanie doświadczalne			Analiza numeryczna			F / C [%]	G / D [%]	H / E [%]
		P_{cr} [kN]	P_y [kN]	P_u [kN]	P_{cr} [kN]	P_y [kN]	P_u [kN]			
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Badania własne	SPCC_1	-	254,7	287,7	59,0	238,0	286,9	-	93,4	99,7
	SPCC_2	-	226,5	296,3	65,0	244,0	267,9	-	107,7	90,4
	SPCC_3	-	375,2	415,1	64,0	422,0	464,2	-	112,5	111,8
	SPCC_4	-	355,1	393,5	70,0	385,0	448,8	-	108,4	114,1
	SPCC_5	-	575,0	635,2	81,0	610,0	667,4	-	106,1	105,1
	SPCC_6	-	573,1	628,8	85,0	614,0	699,2	-	107,1	111,2
Badania obce	SCCB-2	86,0	-	433,2	72,8	-	431,8	118,1	-	99,7
	SCCB-3	102,0	-	465,8	83,6	-	475,6	122,0	-	102,1
	SCCB-5	40,0	-	308,6	51,4	-	261,8	77,8	-	84,8
	SCCB-7	40,0	-	335,2	48,0	-	244,6	83,3	-	73,0
	SCCB-8	51,0	-	325,8	56,6	-	321,4	90,1	-	98,6

6.9.2. UGIĘCIA

Zaprezentowana analiza belek wykazuje wyniki zbliżone do rezultatów otrzymanych z analizy teoretycznej badań doświadczalnych. Na rysunku 6.4 przedstawiono przykładową mapę deformacji modelu numerycznego. Wyniki zaprezentowane w tablicy 6.4 należy rozpatrywać jednocześnie z wykresami zaprezentowanymi na rysunkach 6.5 i 6.6. Szczególnie dobra zgodność występuje w przypadku obciążeń, które można utożsamiać ze stanem granicznym użyteczności, czyli około połowy obciążenia maksymalnego.

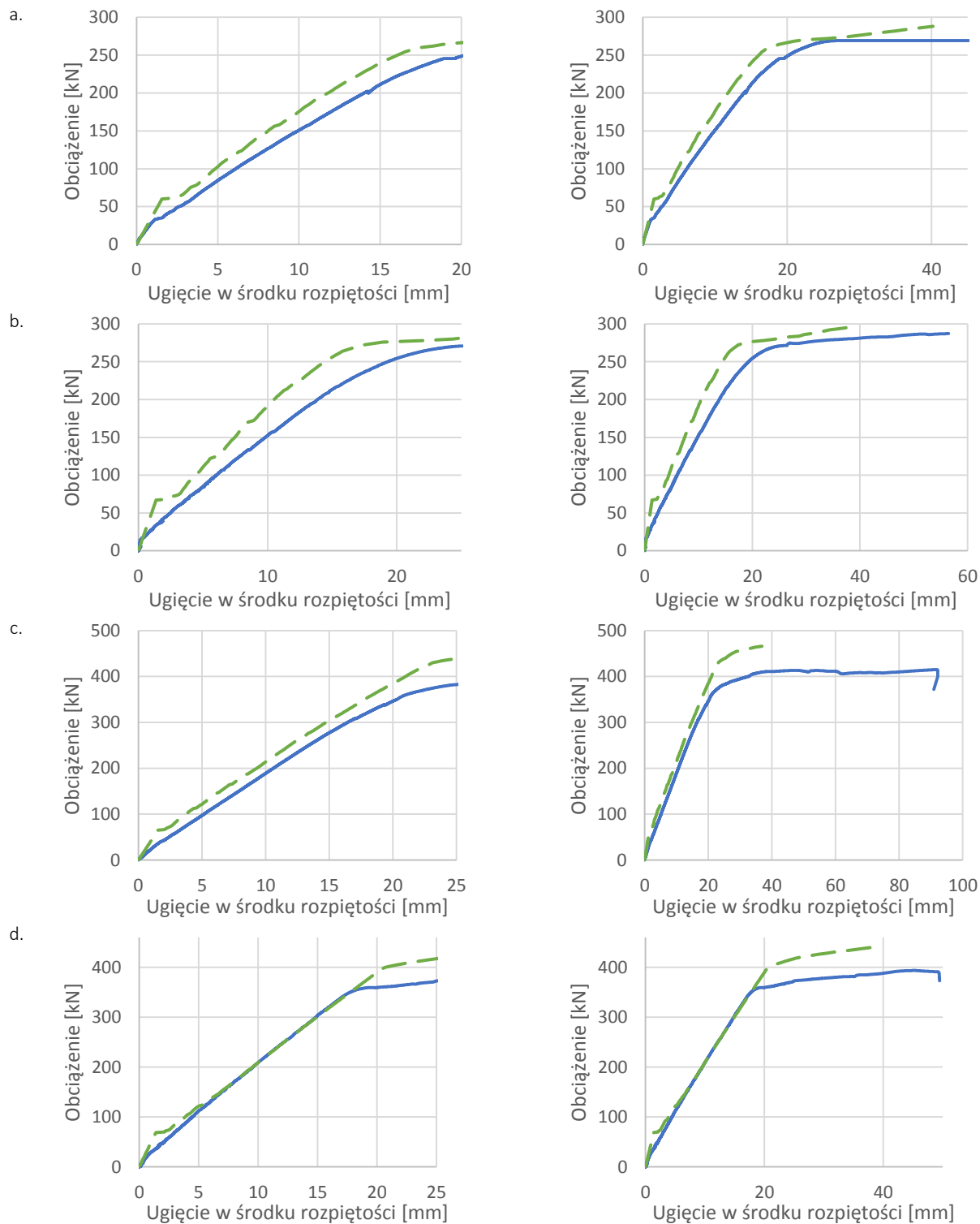


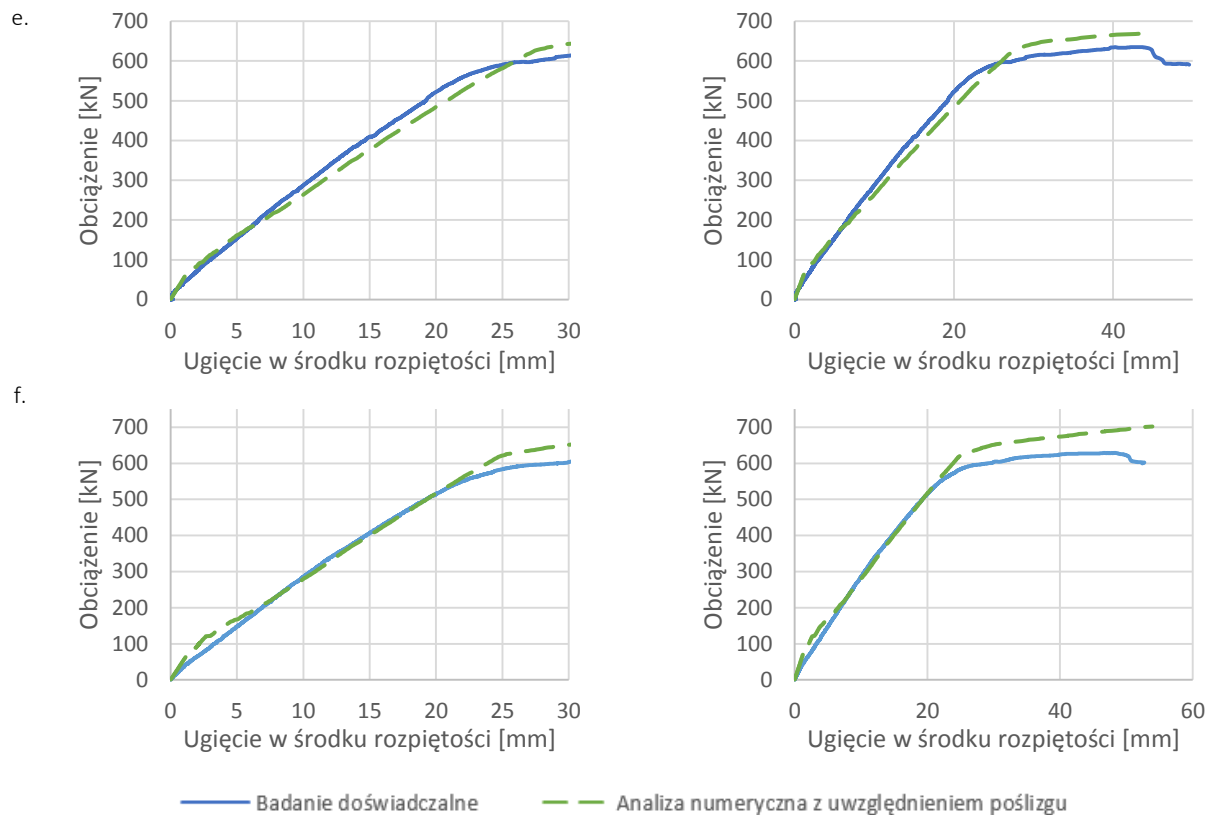
Rys. 6.4. Przykładowy wykres deformacji belki zespolonej typu stalowa blacha-beton

Tab. 6.4. Porównanie wartości ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach numerycznych

Rodzaj badania	Nazwa belki	Badanie doświadczalne					Analiza numeryczna				
		0,2 P _u	0,4 P _u	0,6 P _u	0,8 P _u	Max	0,2 P _u	0,4 P _u	0,6 P _u	0,8 P _u	Max
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Badania własne	SPCC_1	3,3	7,2	11,8	17,0	96,4	1,5	5,8	9,8	14,2	40,2
	SPCC_2	3,1	7,4	12,0	17,6	62,4	1,2	5,4	9,3	13,5	38,6
	SPCC_3	4,2	8,8	13,3	18,8	92,2	2,9	7,4	11,9	16,9	36,9
	SPCC_4	3,4	7,3	11,4	15,6	49,5	2,7	7,3	11,5	15,7	39,7
	SPCC_5	4,4	9,3	14,4	20,3	51,6	3,7	9,5	15,3	21,2	44,3
	SPCC_6	4,3	8,8	13,7	19,2	53,7	3,1	8,8	14,0	19,0	53,9
Badania obce	SCCB-2	2,3	6,7	12,1	22,1	116,5	2,6	6,6	11,0	16,0	65,8
	SCCB-3	2,3	6,5	10,7	15,9	73,6	2,6	6,6	11,8	21,4	32,0
	SCCB-5	2,4	6,6	11,5	22,5	132,2	2,4	6,1	10,8	17,4	32,3
	SCCB-7	2,2	5,9	10,0	-	64,6	2,6	7,8	15,0	30,8	30,8
	SCCB-8	2,5	6,3	11,0	17,9	116,8	2,3	5,7	9,7	14,6	72,2

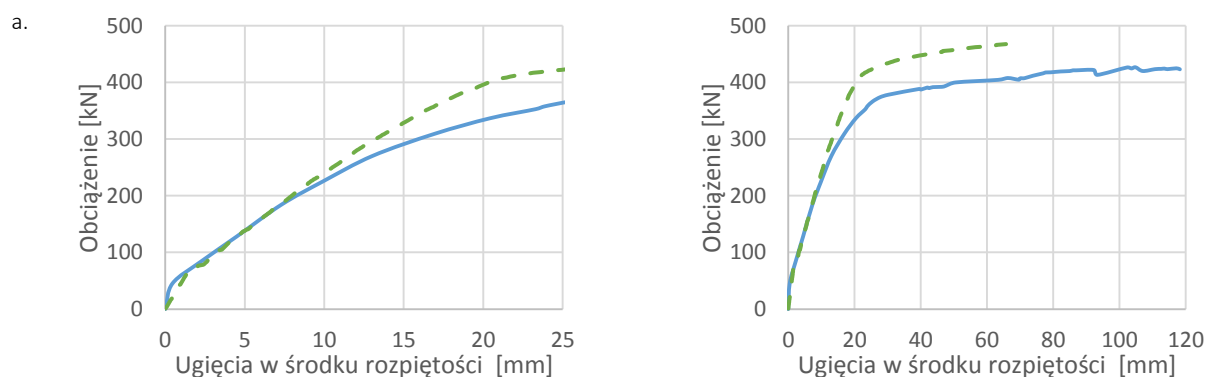
Wyniki analizy porównawczej w stosunku do rezultatów własnych badań doświadczalnych zaprezentowane zostały na rysunku 6.5. Po prawej stronie zaprezentowano wyniki w większej skali do momentu uplastycznienia stalowej blachy, podczas gdy po lewej w pełnym zakresie obciążenia. Widać wyraźnie, że element pracuje liniowo do momentu pojawienia się pierwszego zarysowania, co na wykresie objawia się poziomą półką. Belka wchodzi wtedy w drugą fazę pracy, co na wykresie objawia się zwiększeniem kąta nachylenia, jednak do momentu osiągnięcia granicy plastyczności w stalowej blasze zachowanie nadal jest bliskie liniowemu. Następnie następuje wyraźne załamanie krzywej, co ostatecznie prowadzi do braku zbieżności rozwiązania powiązanego z osiągnięciem granicznej wartości obciążenia jakie jest w stanie przenieść element. Widać wyraźnie, że zastosowanie znacznie bardziej skomplikowanych modeli materiałów pozwoliło na wierne oddanie pracy tego typu elementów w całym zakresie obciążenia.

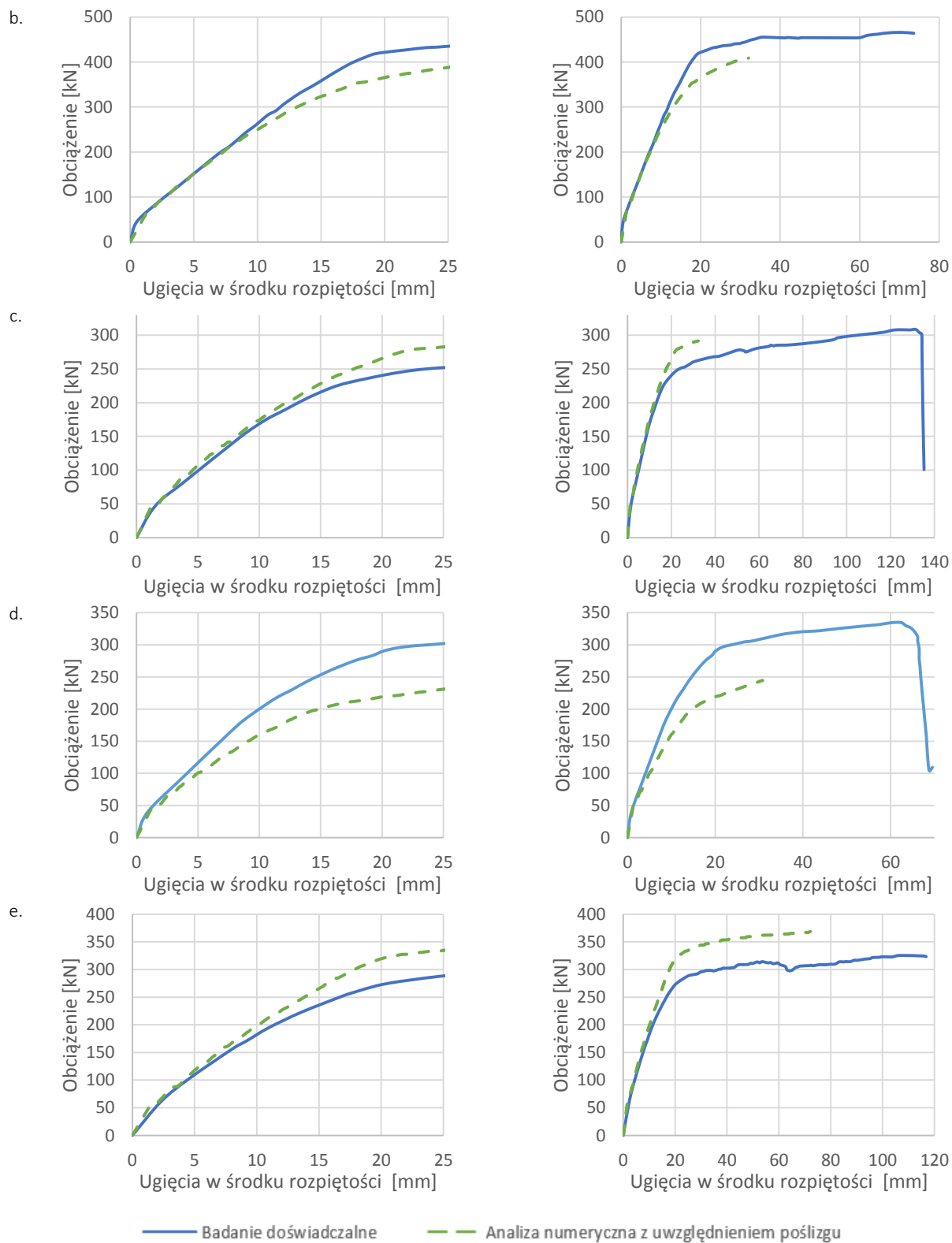




Rys. 6.5. Porównanie ugięcia w środku rozpiętości w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

W przypadku wykonania analiz numerycznych dla belek przebadanych przez innych autorów, również mimo niepełnych wyników badań materiałów, udało się w dobrym stopniu zamodelować pracę belek zespolonych typu stalowa blacha-beton. W przypadku belki oznaczonej jako SCCB_7, mimo zaawansowanych modeli materiałów oraz wysublimowanych sposobów analizy, również nie udało się potwierdzić oraz wyjaśnić zawyżonej nośności na zginanie. Pozostałe elementy badawcze nie uświadczyły tego problemu i analizy numeryczne były spójne z wynikami badań doświadczalnych.

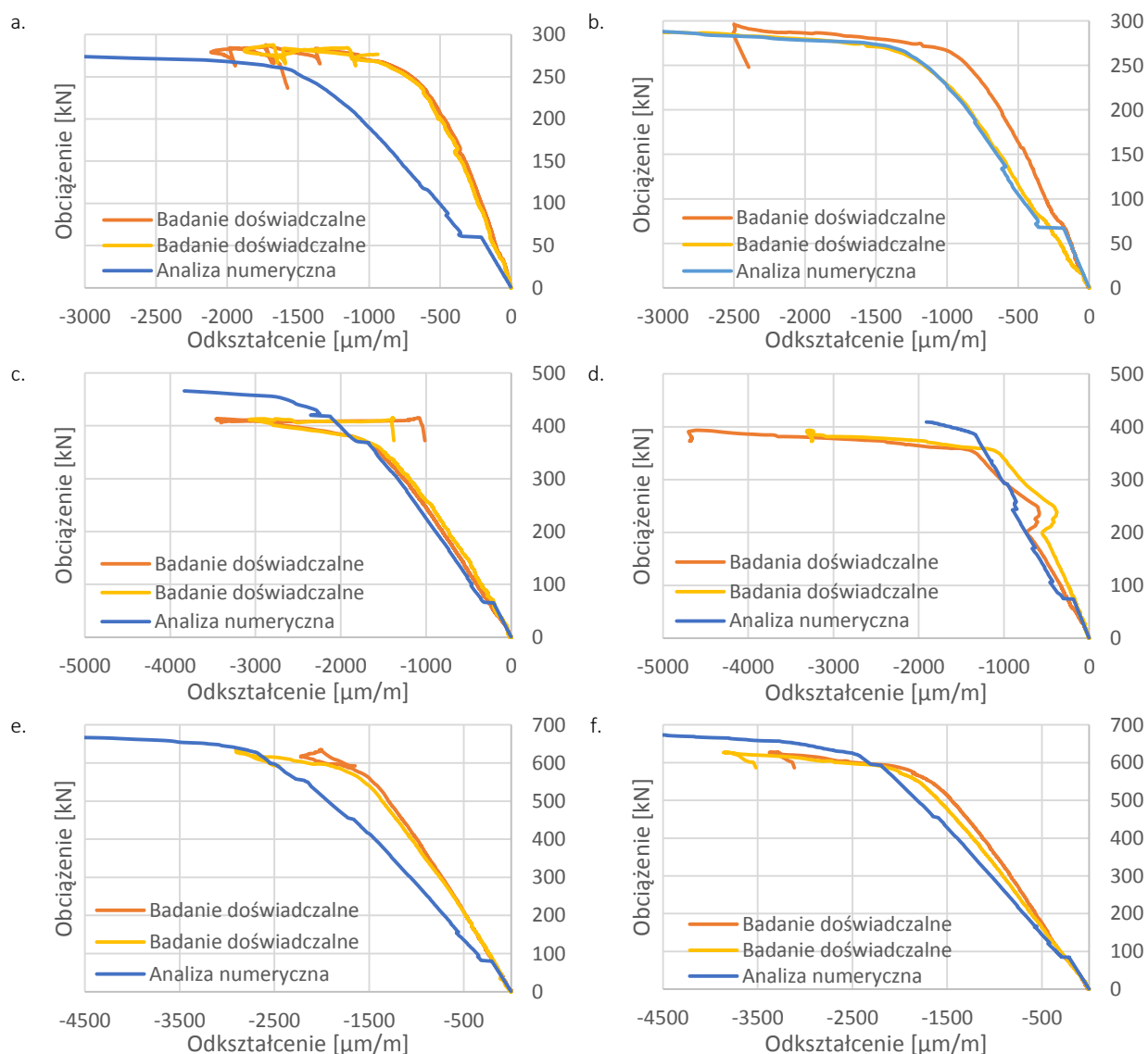




Rys. 6.6. Porównanie ugięcia w środku rozpiętości w przypadku badań doświadczalnych obcych i analiz numerycznych: a. SCCB_2, b. SCCB_3, c. SCCB_5, d. SCCB_7 i e. SCCB_8

6.9.3. ODKSZTAŁCENIA W BETONIE

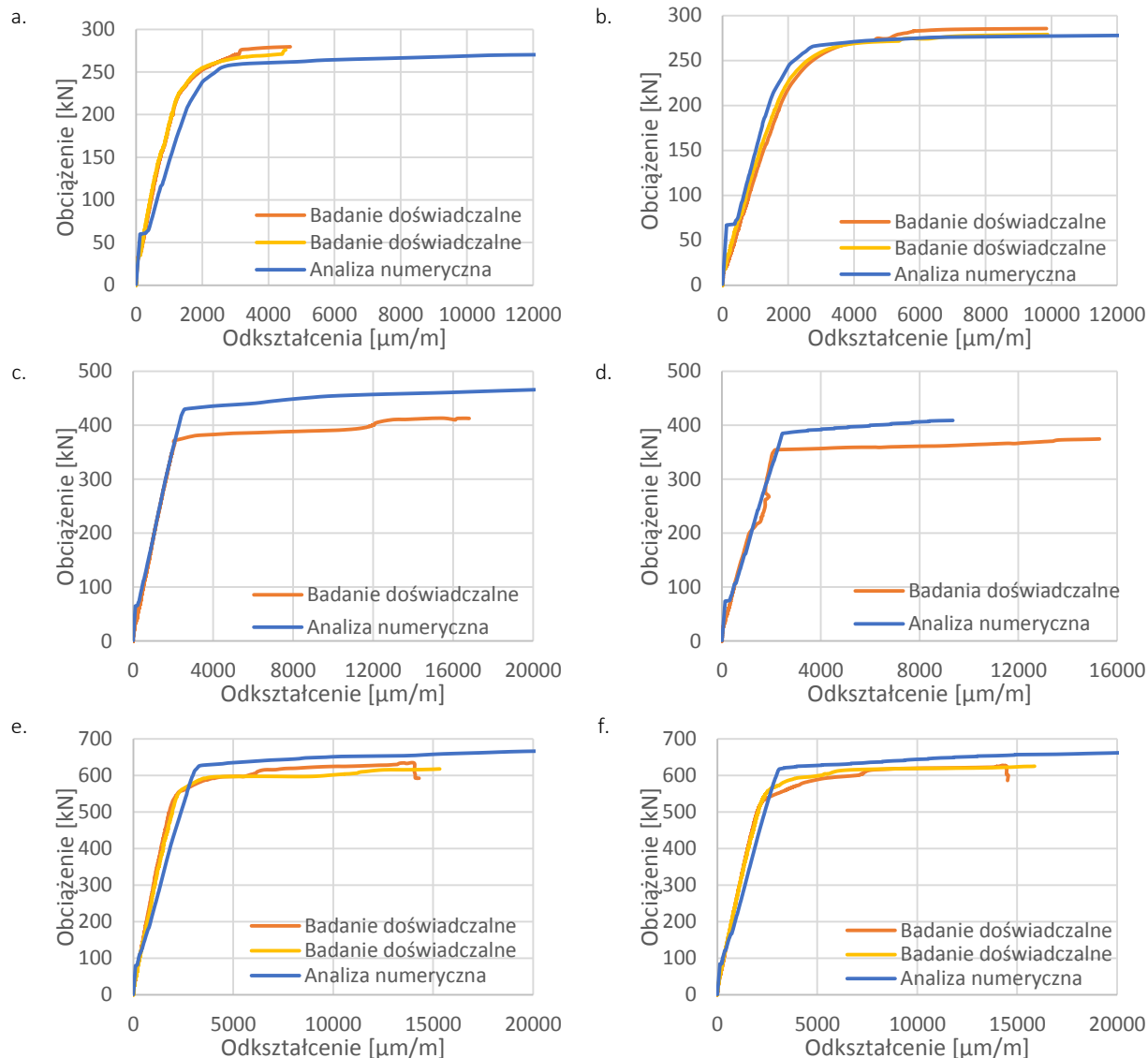
Zastosowanie zaawansowanego modelu betonu zaproponowanego przez Willama-Warnkea pozwoliło na wierne oddanie charakteru pracy części betonowej belki. Porównanie odkształceń na górnych włóknach w środku rozpiętości zaprezentowane zostało na rysunku 6.7. Wyniki dobrze ze sobą korelują i mogą być jedynie dyskusyjne w przypadku pierwszej z badanych belek oznaczonych na rysunku literą „a”. Ten sam efekt można było zaobserwować w przypadku analiz teoretycznych.



Rys. 6.7. Porównanie odkształceń w betonie (górne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

6.9.4. ODKSZTAŁCENIA W STALI

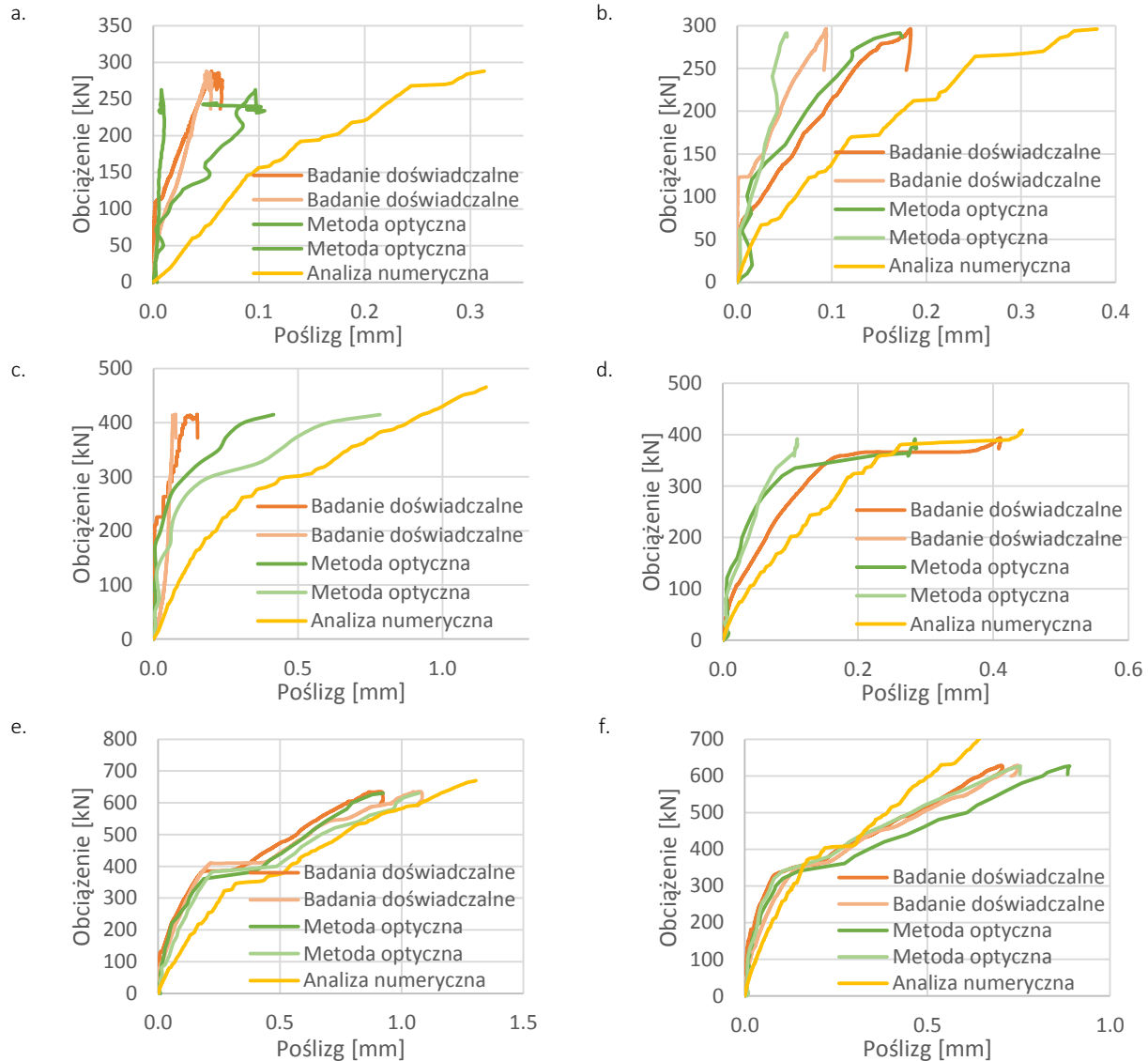
Wyniki analiz numerycznych odkształceń w stalowej blasze zostały porównane do rezultatów zmierzonych z wykorzystaniem tensometrów elektrooporowych i zaprezentowane na rysunku 6.8. Również i w tym przypadku zauważalna jest bardzo dobra korelacja pomiędzy wynikami.



Rys. 6.8. Porównanie odształceń w stali (dolne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

6.9.5. POŚLIZG

Porównanie poślizgu w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych zaprezentowano na rysunku 6.9. Sytuacja jest analogiczna jak w przypadku porównania wartości poślizgu wyników eksperymentalnych do analiz teoretycznych w poprzednim rozdziale. Widać wyraźnie, że parametr ten jest najtrudniejszym zarówno w kwestii pomiaru, jak i zamodelowania, w związku z czym wyniki nie są tak podobne jak w przypadku wcześniej zaprezentowanych wartości ugięć czy też odształceń. Jednakowoż analiza numeryczna potwierdziła to, co w analizach teoretycznych nie zostało uchwycone. Szczególnie wyraźnie widać to w przypadku belek oznaczonych jako SPCC_5 i SPCC_6, w których model numeryczny również wykazał wystąpienie poziomej półki przy poziomie obciążeń odpowiadających mniej więcej połowie nośności belki, czego nie udało się uchwycić w przypadku analizy teoretycznej.



Rys. 6.9. Porównanie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

6.10. PODSUMOWANIE

W niniejszym rozdziale zaprezentowano analizę numeryczną belek zespolonych typu stalowa blacha-beton. Na początku zaprezentowano model geometryczny, który został przygotowany dla każdej z omawianych belek z zachowaniem szczegółowości pozwalającej na uwzględnienie najbardziej istotnych aspektów pracy tego typu elementów. W kolejnym punkcie szczegółowo opisano modele materiałów, w tym w szczególności pięcioparametrowy model betonu zgodnie z teorią Willama-Warkea, modele stali oraz mechanizm poślizgu pomiędzy betonową i stalową częścią konstrukcji zespolonej. Zamieszczono również krótką charakterystykę każdego z zastosowanych typów elementów skończonych, które pozwoliły na poprawną analizę belek.

W celu uwiarygodnienia obliczeń przeprowadzono również analizę trzech siatek elementów skończonych. Każda kolejna zamodelowana została z wykorzystaniem znacznie większej ilości elementów skończonych, co miało na celu zbadania wpływu zagęszczenia elementów na wyniki analizowanych parametrów, w szczególności ugięcia belek. Ponadto w kolejnych podrozdziałach opisano zastosowane warunki brzegowe oraz scharakteryzowano przeprowadzone obliczenia numeryczne.

Na podstawie przygotowanych jedenastu modeli numerycznych możliwe było przeprowadzenie bardzo dokładnych analiz. Przygotowane model kalibracyjne dowiodły, że w dobrym zakresie oddają charakter pracy elementów w całym zakresie obciążenia.

Zaprezentowana analiza belek wykazała wyniki zbliżone do rezultatów otrzymywanych z obliczeń teoretycznych oraz do sposobu zniszczenia wynikającego z badań doświadczalnych. W związku z tym opisany sposób modelowania konstrukcji zespolonych typu stalowa blacha-beton może być z powodzeniem wykorzystany w zastosowaniach praktycznych. Dodatkowo zaprezentowane obliczenia pozwalają wysnuć wniosek, że mogą one w znacznej mierze uzupełnić badania laboratoryjne. Zbudowanie modelu komputerowego, w którym są wykorzystane wyniki testów laboratoryjnych, umożliwia znaczne zmniejszenie kosztu i czasu szeroko zakrojonych badań. Zastosowanie rozbudowanych modeli materiałowych pozwala na wierne odwzorowanie pracy konstrukcji, łącznie z uwzględnieniem współpracy obu materiałów konstrukcyjnych oraz podatności łączników. Pozwala to na obserwację pracy elementu oraz śledzenie rozwoju takich procesów jak zarysowanie, czy uplastycznienie stali oraz ich wpływ na zachowanie się konstrukcji. Praca stanowi również punkt wyjścia do analizy bardziej skomplikowanych konstrukcji zespolonych o złożonej geometrii i parametrach.

Jednakże zaproponowane do tej pory własne modele obliczeniowe oraz obliczenia przeprowadzone z ich wykorzystaniem, mimo dobrej zgodności z wynikami eksperymentalnymi i teorią pokazują również wady tego rozwiązania. Analiza trójwymiarowych modeli ze względu na nieliniowy i bardzo złożony proces obliczeniowy, wymaga dużych nakładów sprzętowych i czasowych, co nie zawsze w praktyce inżynierskiej ma miejsce i nie zawsze jest konieczne.

7. ANALIZA PORÓWNAWCZA

W związku z tym, że głównymi tematami niniejszej rozprawy są nośność na zginanie oraz ugięcia belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w odniesieniu do poślizgu, który występuje w tych ustrojach w płaszczyźnie zespolenia, te właśnie parametry zostały porównane w analizach bez i z uwzględnieniem poślizgu.

7.1. NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE

Porównanie wartości zmierzonych podczas badań eksperymentalnych z rezultatami analiz teoretycznych i numerycznych nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton zaprezentowano w tablicy 7.1. Porównanie osiągniętej nośności na zginanie w przypadku belek zaprojektowanych na zbliżoną wartość potwierdzone zostały w dużej mierze przez przeprowadzone analizy. Można zauważyć, że w przypadku rozwiązań teoretycznych praktycznie w każdym przypadku nośność na zginanie została niedoszacowana, podczas gdy analizy numeryczne dają wyniki po mniej bezpiecznej stronie. Widać również, że nośność na zginanie wyznaczona bez uwzględniania poślizgu w płaszczyźnie zespolenia dobrze koreluje z wartościami otrzymanymi w badaniach doświadczalnych. Maksymalna różnica pomiędzy wynikami analizy teoretycznej wynosi 26,8 %, podczas gdy średnia to 9,2 %. Dla analiz numerycznych jest to odpowiednio 16,6 % i 7,8 %.

Tab. 7.1. Porównanie wartości nośności na zginanie zmierzonych podczas badań eksperymentalnych z rezultatami analiz teoretycznych i numerycznych nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton

Rodzaj badania	Nazwa belki	Badanie dośw. [kN]	Analiza teoretyczna				Analiza numeryczna			
			Bez poślizgu [kN]	D / C [%]	Z poślizgiem [kN]	F / C [%]	Bez poślizgu [kN]	H / C [%]	Z poślizgiem [kN]	J / C [%]
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Badania własne	SPCC_1	287,7	253,0	87,9	252,6	87,8	293,8	102,1	286,9	99,7
	SPCC_2	296,3	255,7	86,3	255,3	86,2	304,8	102,9	267,9	90,4
	SPCC_3	415,1	393,5	94,8	392,5	94,6	428,3	103,2	464,2	111,8
	SPCC_4	393,5	371,4	94,4	370,9	94,2	440,2	111,9	448,8	114,1
	SPCC_5	635,2	571,1	89,9	569,9	89,7	649,4	102,2	667,4	105,1
	SPCC_6	628,8	571,1	90,8	570,5	90,7	669,3	106,4	699,2	111,2
Badania obce	SCCB-2	433,2	433,2	100,0	430,9	99,5	480,8	111,0	467,6	108,0
	SCCB-3	465,8	477,7	102,6	473,7	101,7	528,8	113,5	408,8	87,8
	SCCB-5	308,6	261,9	84,7	261,2	84,6	308,0	99,8	291,4	94,4
	SCCB-7	335,2	245,2	73,2	243,9	72,8	280,7	83,7	244,7	73,0
	SCCB-8	325,8	322,7	99,0	321,1	98,6	380,0	116,6	368,0	113,0

Porównanie wyników obliczeń nośności na zginanie z uwzględnieniem i bez uwzględnienia poślizgu zaprezentowane w tablicy 7.2, również dowodzi, że jego wpływ jest znikomy. Potwierdza to tezę sformułowaną w rozprawie, że wpływ podatności łączników wiotkich na nośność na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton jest pomijalnie mały. W przypadku analiz teoretycznych różnica kształtuje się na poziomie poniżej 1,0 %, podczas gdy w analizach numerycznych jest to 7,2 %. Dodatkowo należy nadmienić, że większe rozbieżności w przypadku analiz numerycznych wynikają przede wszystkim

z trudności uzyskania zbieżności rozwiązania ze względu na specyfikę analiz numerycznych związanych z symulowaniem zachowania betonu.

Tab. 7.2. Porównanie wyników analiz teoretycznych i numerycznych nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton bez i z uwzględnieniem wpływu poślizgu

Rodzaj badania	Nazwa belki	Analiza teoretyczna			Analiza numeryczna		
		Bez poślizgu [kN]	Z poślizgiem [kN]	F / D [%]	Bez poślizgu [kN]	Z Poślizgiem [kN]	J / H [%]
A	B	D	F	G	H	J	K
Badania własne	SPCC_1	253,0	252,6	99,8	293,8	286,9	97,7
	SPCC_2	255,7	255,3	99,8	304,8	267,9	87,9
	SPCC_3	393,5	392,5	99,7	428,3	464,2	108,4
	SPCC_4	371,4	370,9	99,9	440,2	448,8	102,0
	SPCC_5	571,1	569,9	99,8	649,4	667,4	102,8
	SPCC_6	571,1	570,5	99,9	669,3	699,2	104,5
Badania obce	SCCB-2	433,2	430,9	99,5	480,8	467,6	97,3
	SCCB-3	477,7	473,7	99,2	528,8	408,8	77,3
	SCCB-5	261,9	261,2	99,7	308,0	291,4	94,6
	SCCB-7	245,2	243,9	99,5	280,7	244,7	87,2
	SCCB-8	322,7	321,1	99,5	380,0	368,0	96,8

7.2. UGIĘCIA

Analiza zagadnienia wpływu poślizgu na ugięcia belek zespolonych typu stalowa blacha-beton została zaprezentowana w tablicy 7.3. Wyniki zostały odniesione do stopnia zespolenia określonego na bazie rozwiązań teoretycznych. Zapis „1,6 · X” oznacza, iż belka SPCC_1 odznaczała się stopniem zespolenia 1,6 razy większym od belki SPCC_2. Widać wyraźnie (w przypadku badań własnych), że im stopień zespolenia mniejszy, tym można zaobserwować większe ugięcia elementu w obrębie danej pary belek o zbliżonej nośności na zginanie ze względu na występujący poślizg w płaszczyźnie zespolenia (co zostanie zaprezentowane w dalszej części tego rozdziału).

W przypadku pierwszej pary, efekt ten nie jest bardzo wyraźny. Wynika to z otrzymanej doświadczalnie dużej nośności łączników w przypadku betonu o niższej klasie. Kolejne elementy wskazują jednak, że poziom zespolenia wpływa bezpośrednio na ugięcia badanych elementów. W przypadku elementów SPCC_3 i SPCC_4 różnice te są szczególnie widoczne w zakresie od 0,2 do 0,8 nośności na zginanie. Mimo wysokich stopni zespolenia w przypadku badań własnych, poślizg w płaszczyźnie zespolenia wystąpił w przypadku każdej z belek i wniósł znaczący wpływ na zmniejszenie jej sztywności.

Różnice pomiędzy ugięciami w przypadku uwzględnienia i nieuwzględnienia poślizgu w płaszczyźnie zespolenia, pokazują znaczące różnice, które mogą mieć wpływ na projektowane elementy. Gdy przyjmujemy, że obciążenia „użytkowe”, które mogłyby w normalnych warunkach użytkowania wystąpić w zaprojektowanych konstrukcjach, wynoszą około 0,6 nośności na zginanie danego elementu, możemy zobaczyć, że nieuwzględnienie poślizgu w obliczeniach doprowadziłoby do zaniżenia wartości ugięcia o 8,6 % w przypadku analiz teoretycznych oraz 16,0 % wykorzystując analizy numeryczne (odrzucony został wynik dla belki SCCB-7 jako niemiernodajny). W przypadku obciążeń na poziomie około 0,8 P_u , wartości różnic tych samych wielkości kształtują się na poziomie 8,9 % i 23,1 %. Pokazuje to, że uzasadnionym było stwierdzenie zawarte w tezie drugiej rozprawy, że wpływ poślizgu na ugięcie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton jest na tyle istotny, że wymaga uwzględnienia w obliczeniach. Jest to tym istotniejsze im mniejszy

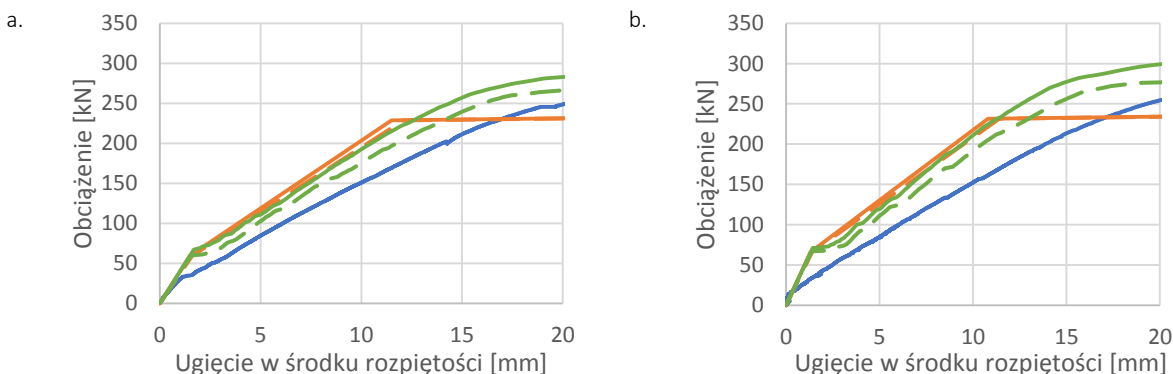
stopień zespolenia zastosowano w elemencie, a należy nadmienić, że w każdym z omawianych przypadków kształtował się on na poziomie dużo wyższym niż 100 %.

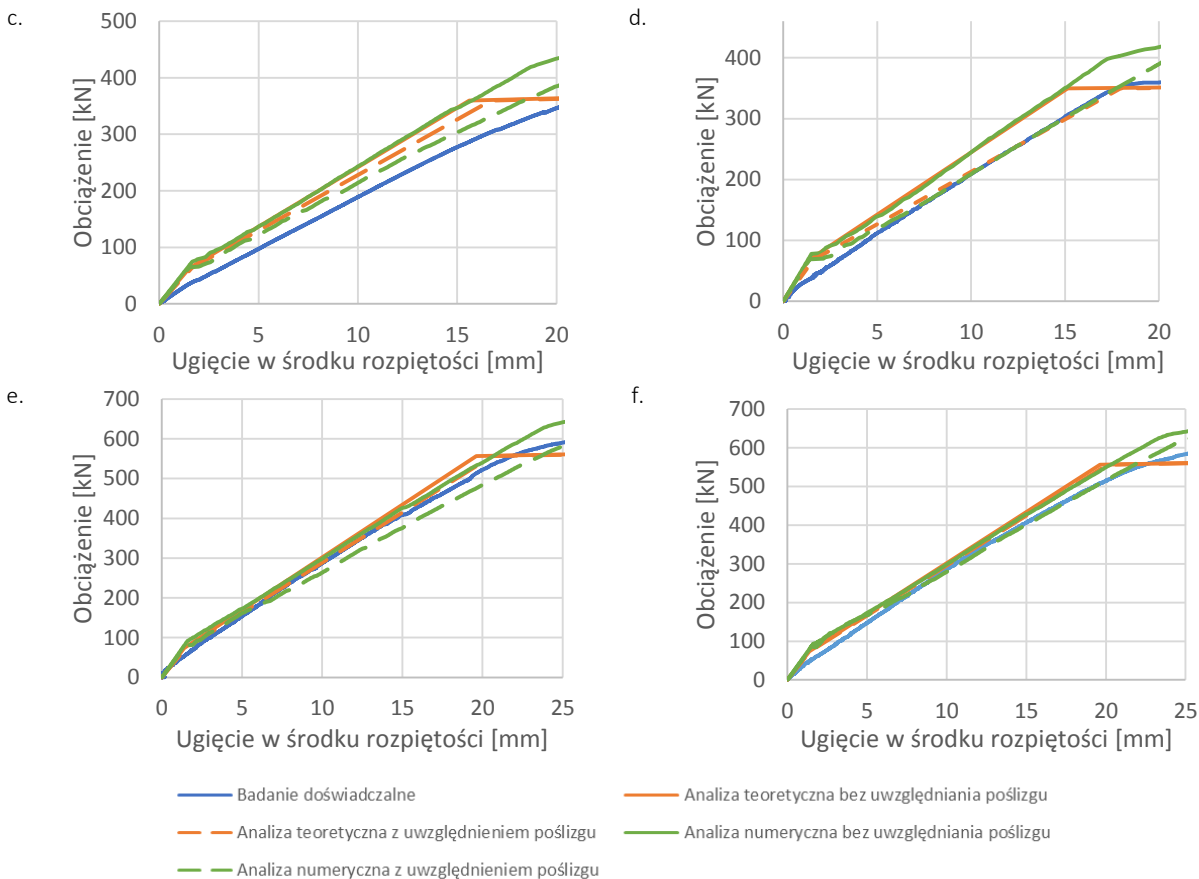
Tab. 7.3. Porównanie współczynnika poślizgu (wyrażonego w procentach) dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w przypadku analiz teoretycznych i numerycznych

Rodzaj badania	Nazwa belki	Stopień zespolenia	Analiza teoretyczna					Analiza numeryczna				
			0,2 Pu	0,4 Pu	0,6 Pu	0,8 Pu	Max	0,2 Pu	0,4 Pu	0,6 Pu	0,8 Pu	Max
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Badania własne	SPCC_1	$1,6 \cdot X$	0,0	3,8	4,7	6,0	1,7	4,6	10,1	13,5	11,1	87,4
	SPCC_2	X	0,0	4,2	3,7	8,0	-0,3	0,8	12,3	14,8	15,0	104,6
	SPCC_3	Y	7,4	7,4	7,5	6,9	0,0	24,3	14,5	15,6	19,1	99,7
	SPCC_4	$1,4 \cdot Y$	5,0	3,3	3,1	3,1	0,2	27,8	13,9	8,8	4,1	85,2
	SPCC_5	Z	5,3	4,6	4,5	4,5	0,0	18,9	15,4	15,0	14,3	81,3
	SPCC_6	$2,0 \cdot Y$	2,6	2,3	3,1	2,3	0,0	6,1	7,5	7,5	4,7	129,1
Badania obce	SCCB-2	$1,2 \cdot A$	15,8	11,3	13,3	12,4	4,9	3,4	5,8	12,7	19,2	162,4
	SCCB-3	$1,1 \cdot A$	11,1	12,2	13,0	14,6	5,1	6,8	17,4	32,9	73,9	53,6
	SCCB-5	$1,2 \cdot A$	10,5	10,4	9,3	8,8	3,5	15,9	14,9	25,3	47,6	-11,8
	SCCB-7	A	9,1	12,7	11,6	-	3,9	17,0	56,4	93,2	150,0	-
	SCCB-8	$1,6 \cdot A$	33,3	26,8	21,2	22,5	3,1	4,5	4,4	13,6	21,8	329,5

Na rysunkach 7.1 i 7.2 zaprezentowano porównanie ugięć pomiędzy badaniami doświadczalnymi i oboma typami analiz bez uwzględnienia, i z uwzględnieniem wpływu poślizgu. Oczywiście jest, że ze względu na znacznie większy poziom szczegółowości modelu, wyniki analiz numerycznych wykazują większą zbieżność w stosunku do rezultatów badań doświadczalnych, jednakowoż również analizy teoretyczne charakteryzują się dobrą zgodnością, a czas ich przeprowadzenia jest znacznie krótszy.

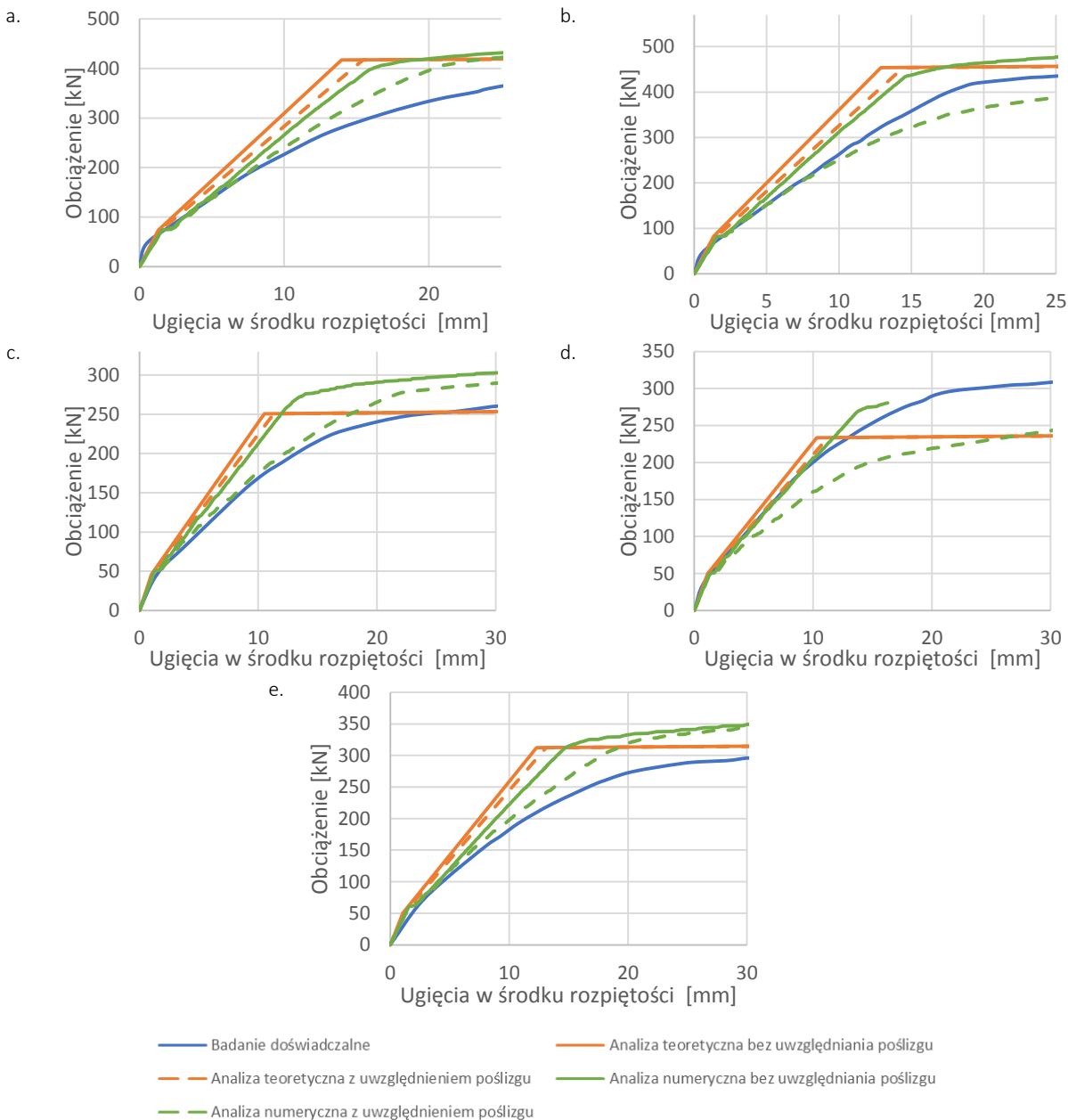
Dla belek SPCC_1 i SPCC_2 nie udało się uzyskać bardzo dobrej zgodności mierzonych wartości. W obu przypadkach analizy numeryczne były znacznie dokładniejsze, jednak za każdym razem elementy rzeczywiste wykazywały mniejszą sztywność niż wynikało to z obliczeń. W przypadku belki SPCC_3 oraz SPCC_4 dość wiernie udało się zamodelować badane elementy, a dodatkowo wykazano, iż nieuwzględnienie podatności łączników może znacząco podnieść sztywność elementu, co prowadzi do zaniżenia wartości ugięć. W przypadku belek SPCC_5 i SPCC_6, które różniły się jedynie ilością zastosowanych łączników wiotkich po długości elementu, widać wyraźnie, że wysnuty wniosek o wpływie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia na ugięcia belek zespolonych typu stalowa blacha-beton był zasadny. Widać, że w przypadku elementu o mniejszym stopniu zespolenia (SPCC_6) ugięcie przy tych samym poziomach obciążenia jest większe.





Rys. 7.1. Porównanie wyników analizy teoretycznej i numerycznej z wynikami badań doświadczalnych dla belek: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6

W przypadku belek oznaczonych jako SCCB_2, SCCB_5 i SCCB_8 tezy zawarte w niniejszej rozprawie są najlepiej widoczne. Wyraźnie widać, iż mimo uwzględnienia podatności łączników wiotkich ich wpływ na nośność na zginanie jest bardzo znikomy, podczas gdy oddziaływanie na ugięcie jest znaczne, w szczególności do momentu uplastycznienia stalowej blachy, co jest oczywiście związane z sentencją zawartą w pierwszej z tez, ponieważ w trzeciej fazie pracy mimo zwiększania się ugięć, różnica pomiędzy elementem analizowanym bez i z uwzględnieniem poślizgu w płaszczyźnie zespolenia jest niewielka na skutek małych różnic nośności na zginania elementu. W większości belek można zaobserwować również efekt uzyskania większej nośności na zginanie niż miało to w rzeczywistości, jednak w głównej mierze jest to prawdopodobnie spowodowane niepełnymi wynikami badań doświadczalnych zastosowanych stalowych blach. Efekt taki nie wystąpił w przypadku analiz belek własnych.



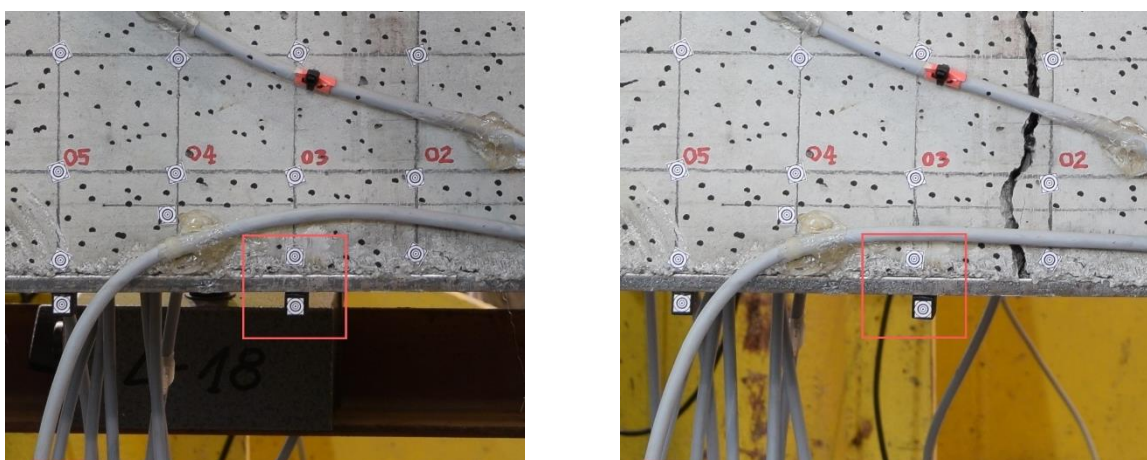
Rys. 7.2. Porównanie wyników analizy teoretycznej i numerycznej z wynikami badań doświadczalnych dla belek: a. SCCB_2, b. SCCB_3, c. SCCB_5, d. SCCB_7 i e. SCCB_8

7.3. POŚLIZG

W poprzednich rozdziałach zaprezentowano wyniki pomiarów poślizgu na końcu stalowej blachy. Jednak wykorzystanie bezkontaktowych metod optycznych pozwoliło również na analizę poślizgu w płaszczyźnie zespolenia, nie tylko w tym charakterystycznym i najczęściej analizowanym miejscu, ale również po długości badanego elementu. Pomiary tego parametru są jednak niezwykle trudne ze względu na pracę z mocno niejednorodnym materiałem, jakim jest beton. Ponadto bardzo duży wpływ na wyniki ma

powstawanie zarysowań, które w bezpośredni sposób utrudniają pomiar poślizgu poprzez śledzenie markerów naklejonych na powierzchni belki.

Opisywany efekt zaprezentowano na rysunku 7.3. Widać wyraźnie, że po pojawieniu się rysy znacznik naklejony na powierzchnię betonu przemieszcza się na skutek pojawienia się pęknięcia, a nie podatności łącznika (a przynajmniej efekt ten jest znacznie mniejszy). W przypadku dużych wartości obciążeń, wartość przesunięcia może przekraczać w dużej mierze wielkość samego poślizgu. Jest to szczególnie istotne w środku rozpiętości belek, gdzie ze względu na działanie momentu zginającego zarysowania są największe, a na gruncie teorii poślizg powinien zmierzać do zera. Z tego względu pomiary poślizgu na długości elementu są utrudnione i obarczone pewnym błędem szczególnie w miejscach, gdzie doszło do dużego zarysowania. Dodatkowo wpływ na pracę elementu ma również obecność strzemion, zbrojenia podłużnego i łączników, które są w tym wypadku karbami konstrukcyjnymi.



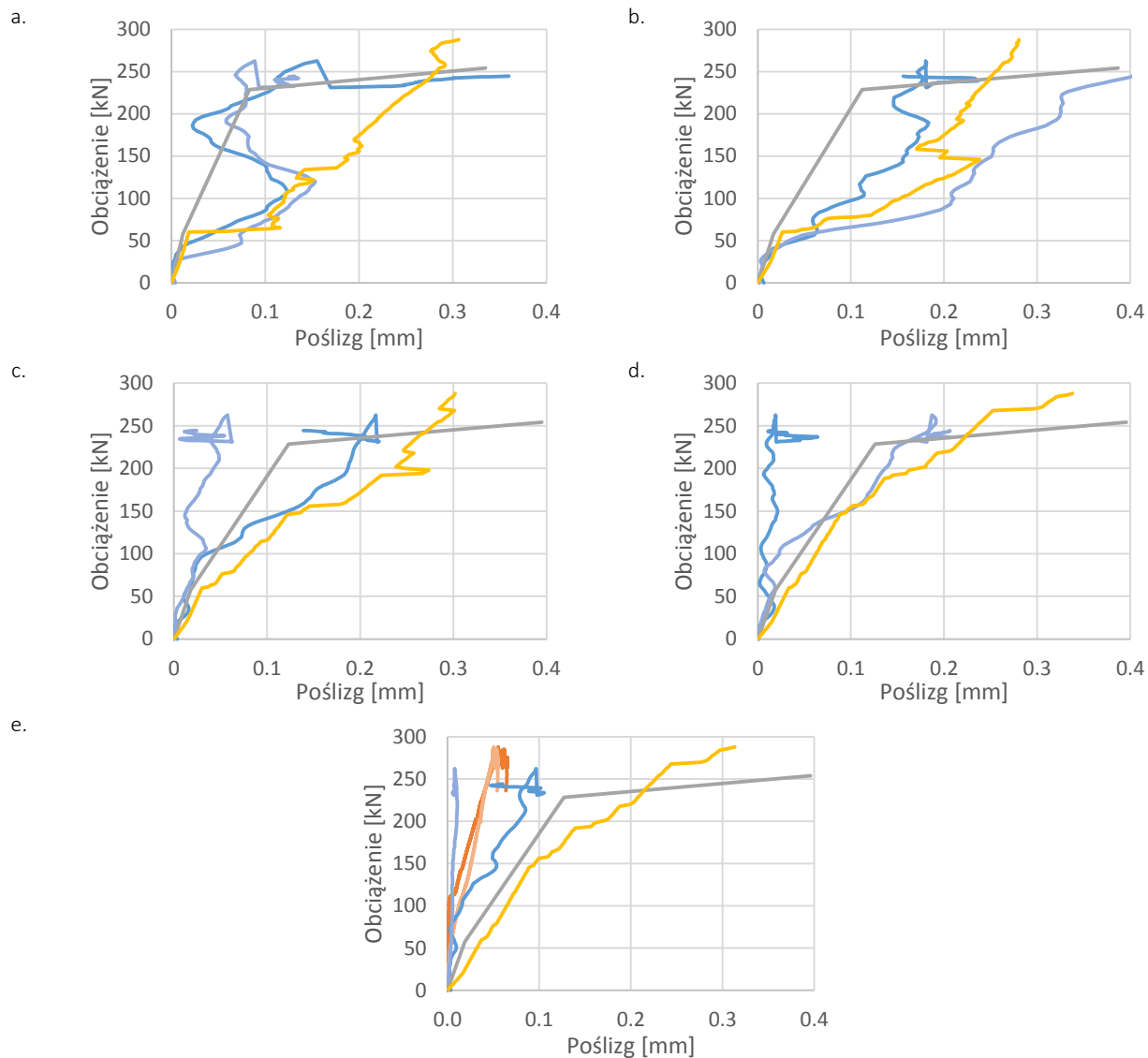
Rys. 7.3. Układ markerów przed (po lewej stronie) i po (po prawej stronie) pojawieniu się rysy

Na rysunku 7.4 zaprezentowano oznaczenia, które zostały wykorzystane na wykresach zaprezentowanych poniżej. Pokazują one porównanie poślizgu w wybranych punktach konstrukcji (mierząc od środka rozpiętości belki) w funkcji obciążenia.

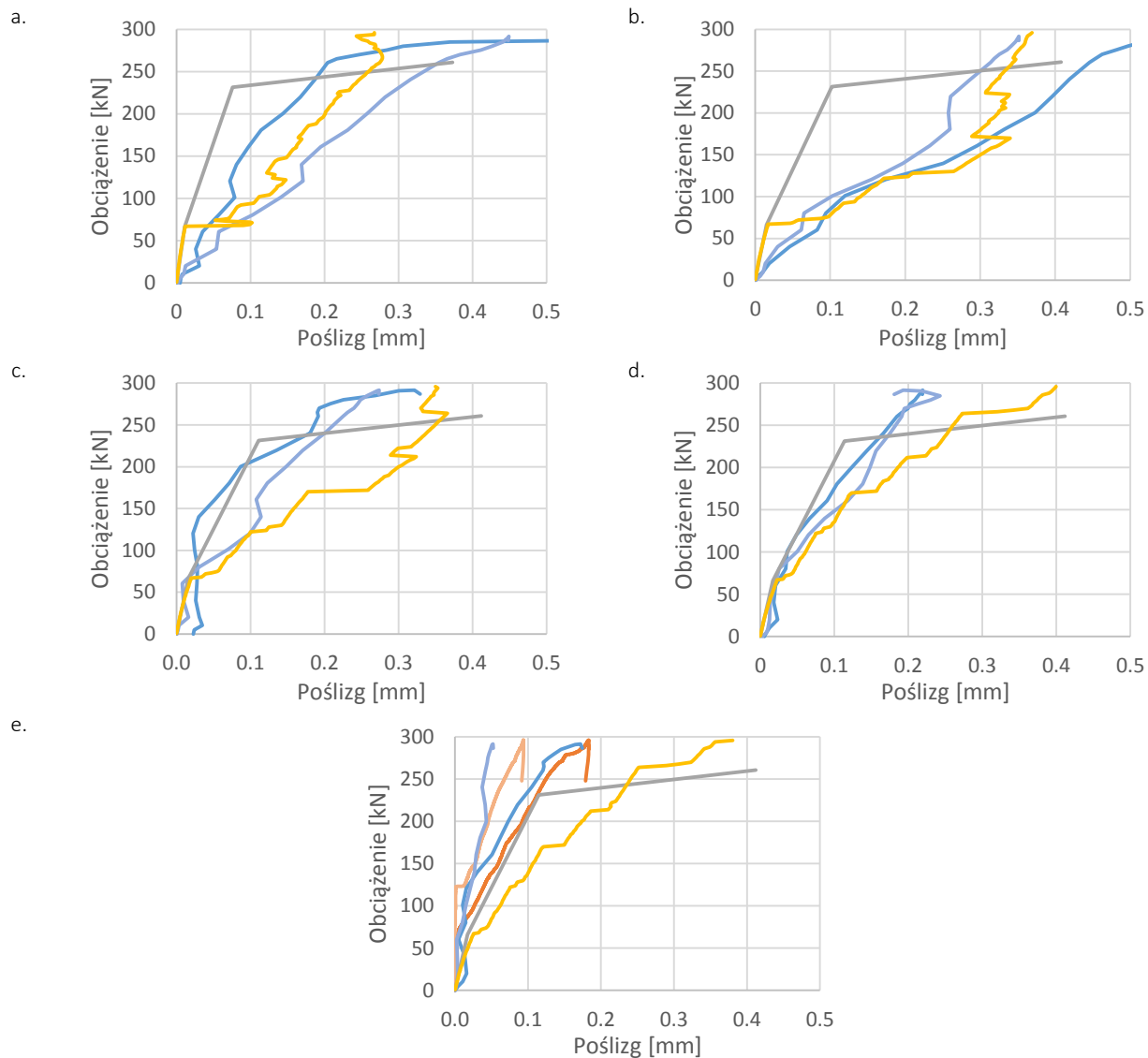
— B — B — AO — AO — AT — AN

Rys. 7.4. Przyjęte oznaczenia na rysunkach: B – wyniki tradycyjnych badań doświadczalnych po obu stronach belki, AO – wyniki metod optycznych po obu stronach belki, AT – analiza teoretyczna, AN – analiza numeryczna

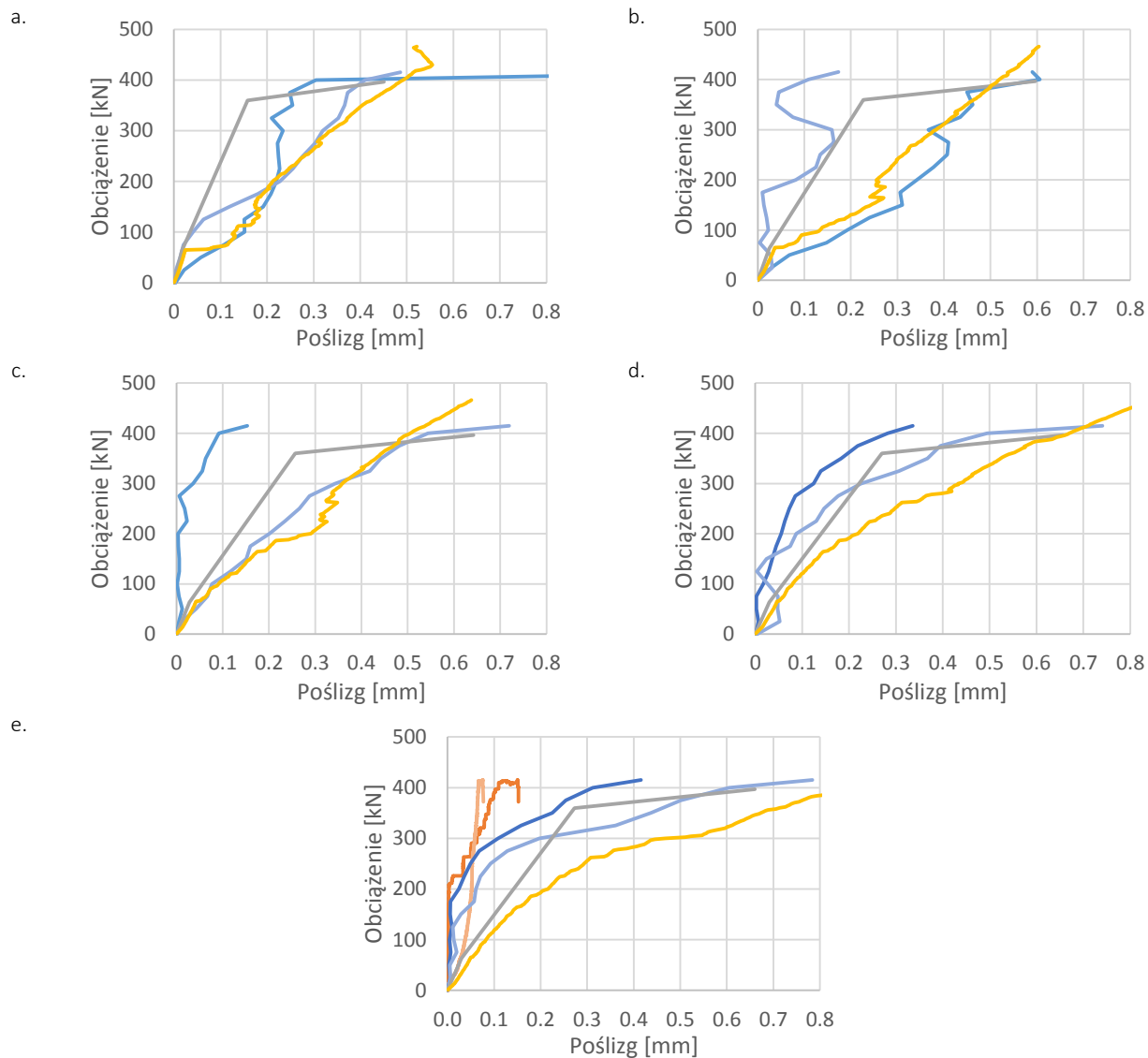
Na rysunkach 7.5 ÷ 7.10 zaprezentowano wartości poślizgu w pięciu punktach po długości belki (oddalonych od siebie o 0,5 m). Widać wyraźnie, że zastosowane rozwiązania teoretyczne i numeryczne mimo pewnych rozbieżności dobrze oddają pracę elementu rzeczywistego.



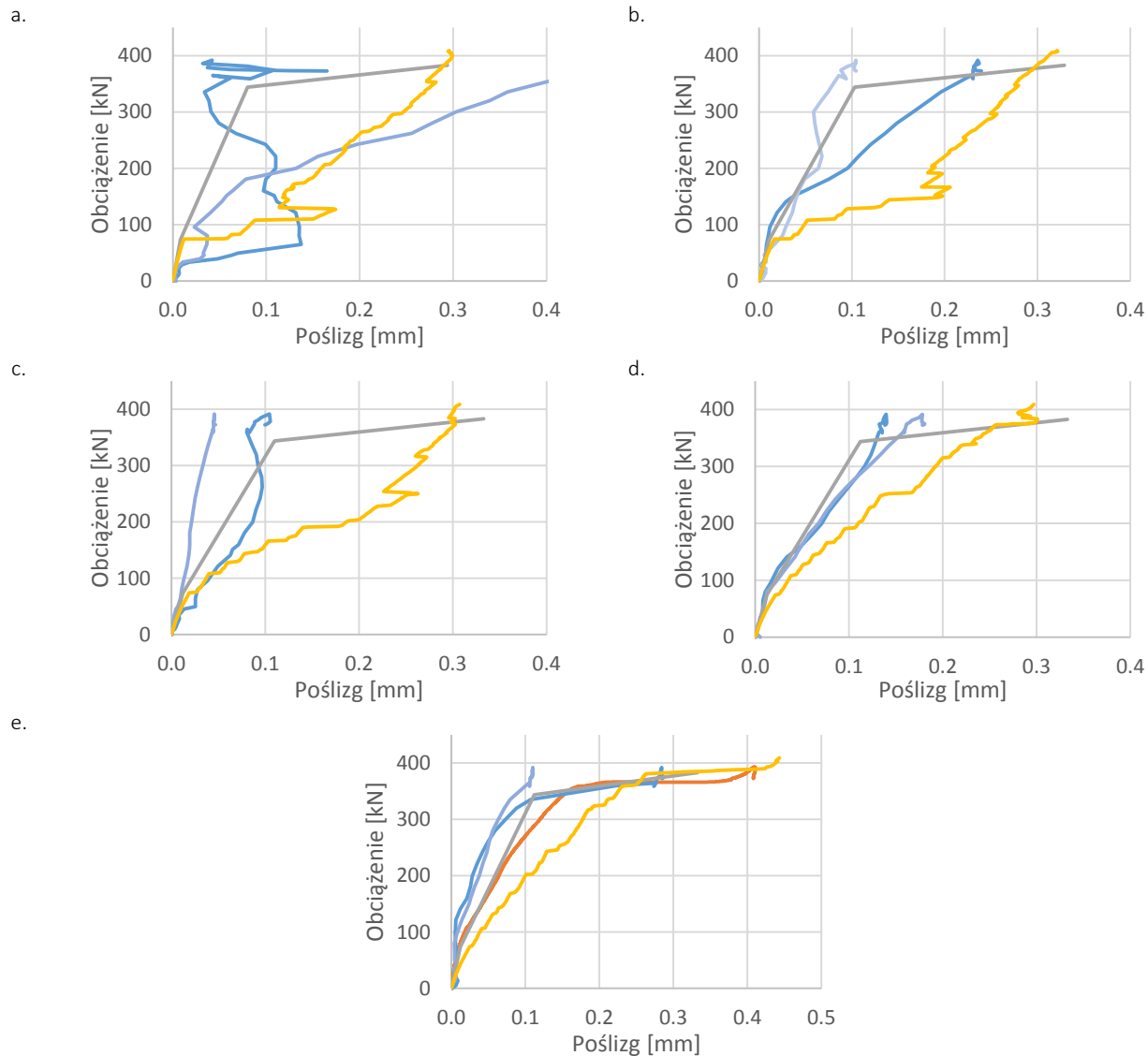
Rys. 7.5. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_1: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy



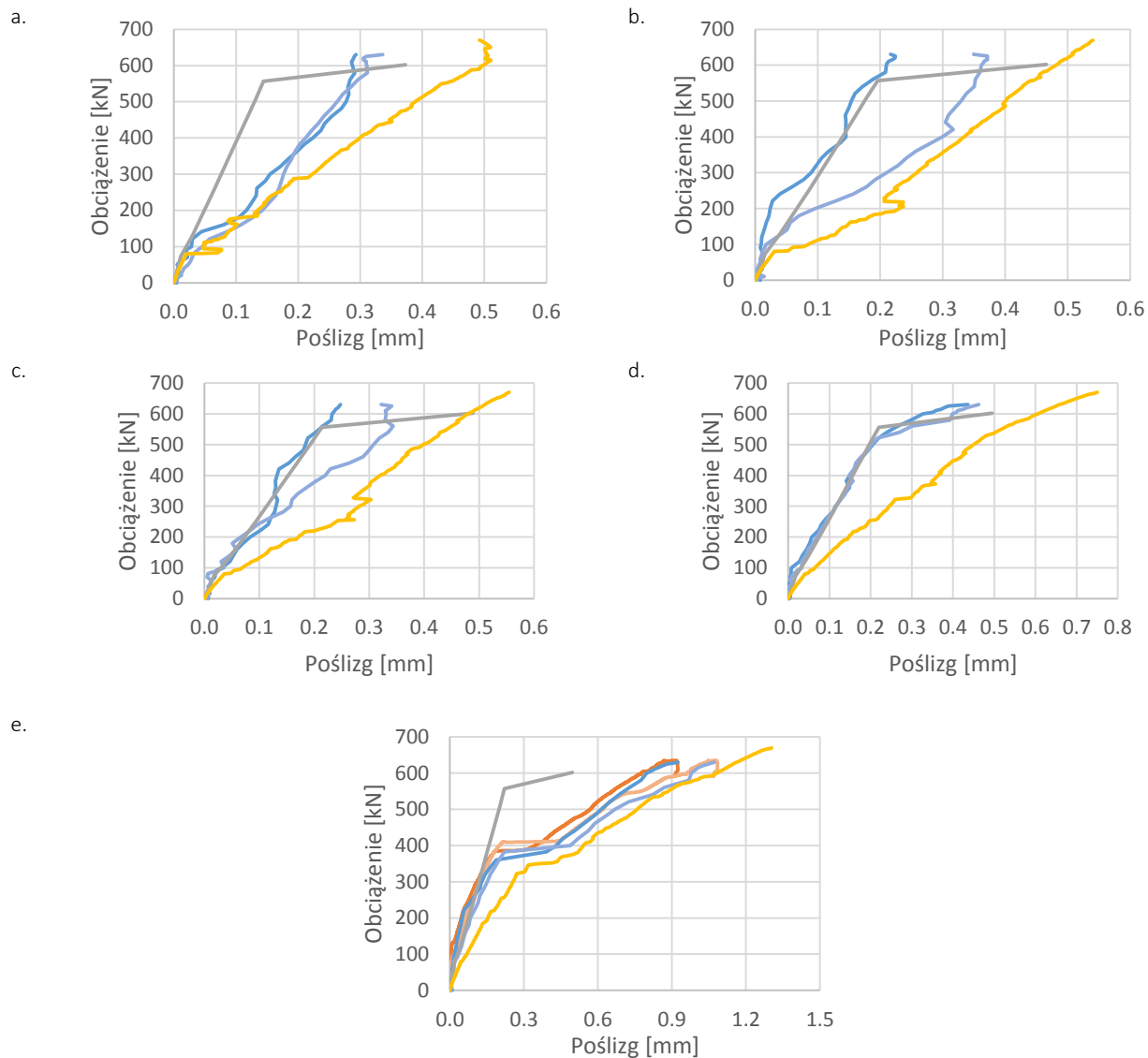
Rys. 7.6. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_2: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy



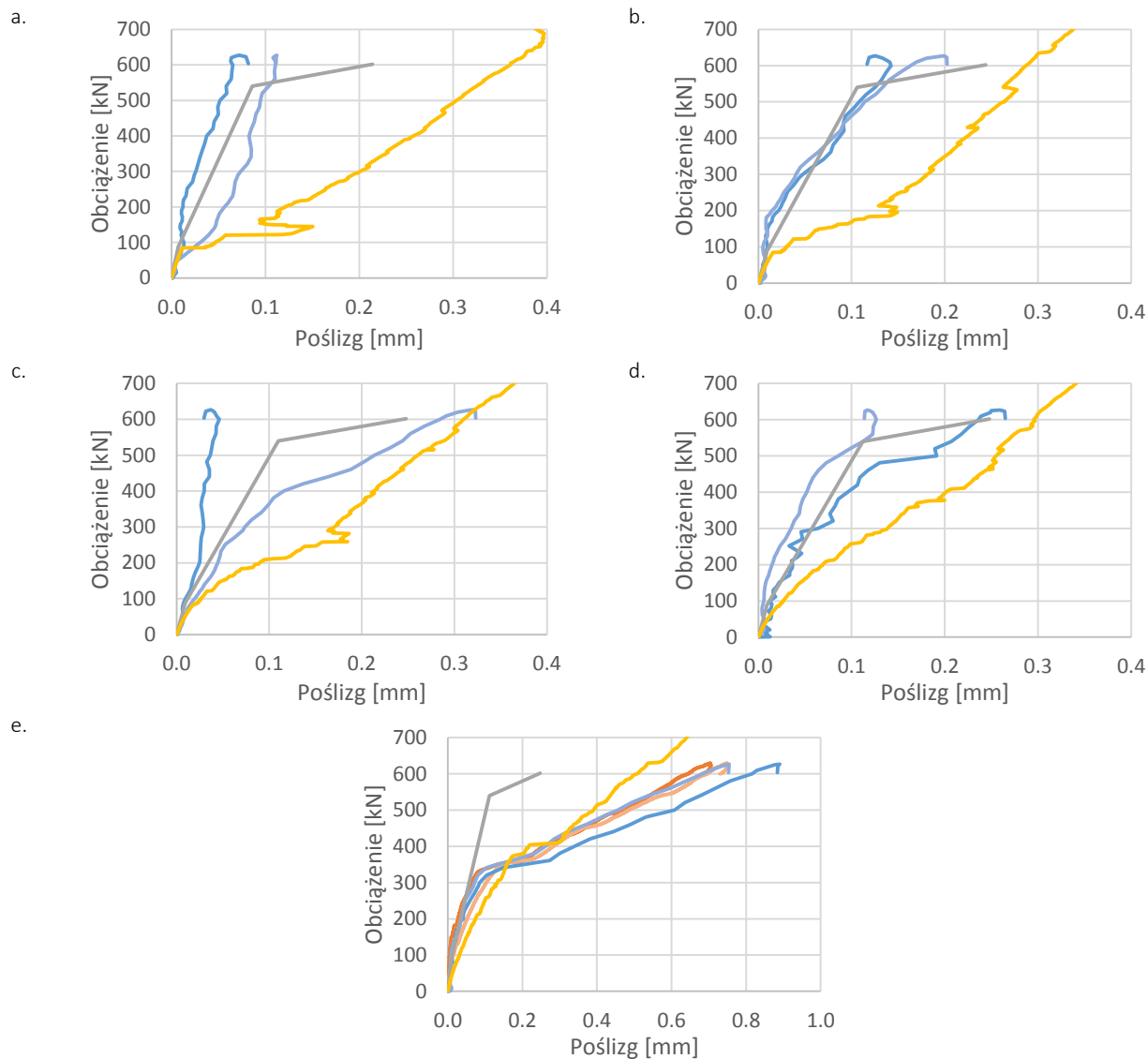
Rys. 7.7. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_3: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierzając od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy



Rys. 7.8. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_4: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy



Rys. 7.9. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_5: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy



Rys. 7.10. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_6: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy

7.4. ANALIZA PARAMETRYCZNA

Szczególnie interesującą kwestią w przypadku analizy tego typu konstrukcji jest wpływ danego czynnika na globalną pracę elementu. W związku z tym przeprowadzono stosowane analizy parametryczne, które pozwoliły na określenie wpływu poszczególnych parametrów.

W celu przeprowadzenia analizy przygotowany został arkusz obliczeniowy, w którym zadane zostały parametry belki referencyjnej tak jak to zaprezentowano w tablicach 7.4 ÷ 7.11. Zmiennymi parametrami były: klasa betonu (a tym samym wszystkie jej parametry pochodne takiej jak wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie czy też moduł sprężystości podłużnej), klasa stali konstrukcyjnej blachy, klasa stali łączników wiotkich, średnica oraz rozstaw łączników. Wartości pochodne zostały wyznaczone na podstawie [4]. Wyniki analizy zostały zaprezentowane na rysunkach 7.11 ÷ 7.18. Analizy wykazały, że stal z jakiej zostały

wykonane łączniki nie ma dużego wpływu na ugięcia belek zespolonych tego rodzaju, w związku z tym wyniki tej analizy nie zostały załączone.

W opisie przyjęto następujące oznaczenia:

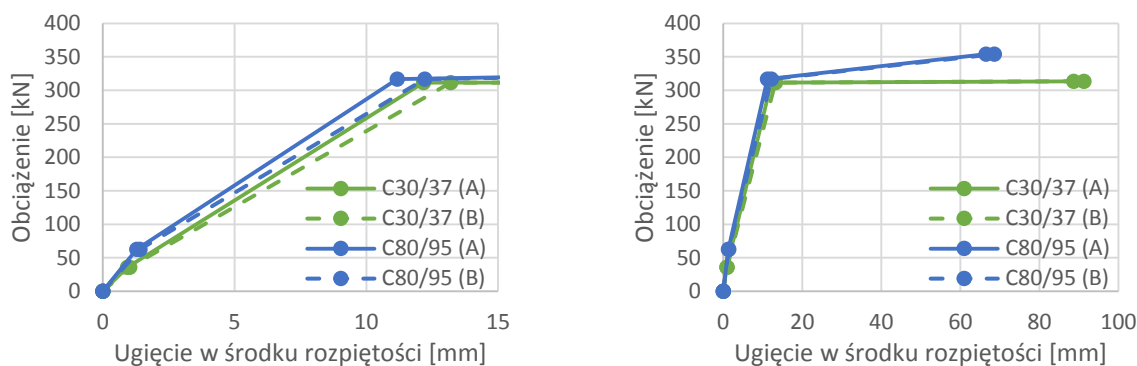
- h_c - wysokość przekroju poprzecznego części betonowej,
- h_s - wysokość stalowej blachy,
- b - szerokość przekroju poprzecznego,
- L_t - rozpiętość teoretyczna belki (odległość pomiędzy osiami podpór),
- L_s - długość stalowej blachy,
- x_p - odległość pomiędzy podporą, a miejsce przyłożenia obciążenia,
- f_{cm} - wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie,
- $f_{yk,s}$ - wartość charakterystyczna granicy plastyczności stali blachy,
- $f_{yk,stud}$ - wartość charakterystyczna granicy plastyczności stali łączników,
- ϕ_{stud} - średnica łącznika,
- p_{stud} - rozstaw łączników.

7.4.1. WPŁYW KLASY BETONU

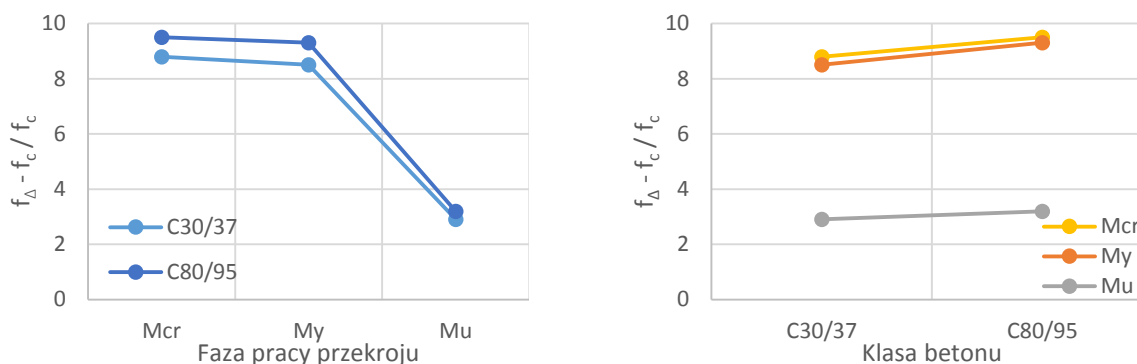
Analiza wpływu klasy betonu na poślizg i globalną pracę elementu pokazuje, że na gruncie analizy teoretycznej, parametry betonu mają znaczący wpływ na zachowanie belki. W przypadku obu klas betonu przyjętych do obliczeń, różnica w ugięciach kształtuje się na poziomie około 9 %. Widocznym efektem jest również mniejsza ciągliwość elementu i nieznacznie zwiększona nośność na zginanie na poziomie około 13 %. Zaprezentowane wyniki pozwalają wysnuć wniosek, że zastosowanie niskich klas betonu w przypadku belek zespolonych typu stalowa blacha-beton może skutkować niespodziewanym zmiażdżeniem betonu w górnej części belki, a tym samym niesygnalizowanego zniszczenia elementu, co jest szczególnie niebezpieczne. W związku z tym minimalna klasa betonu, która mogłaby być rekomendowana w tym wypadku to C40/50.

Tab. 7.4. Parametry belki w przypadku analizy wpływu betonu na pracę elementu

h_c	h_s	b	L_t	L_s	x_p	f_{cm}	$f_{yk,s}$	$f_{yk,stud}$	ϕ_{stud}	p_{stud}
49,0 cm	10,0 mm	24,0 cm	5,0 m	4,8 m	2,5 m	-	355,0 MPa	235,0 MPa	13,0 mm	12,0 cm



Rys. 7.11. Wpływ klasy betonu na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości elementu



Rys. 7.12. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz klasy betonu

7.4.2. WPŁYW KLASY STALI KONSTRUKCYJNEJ

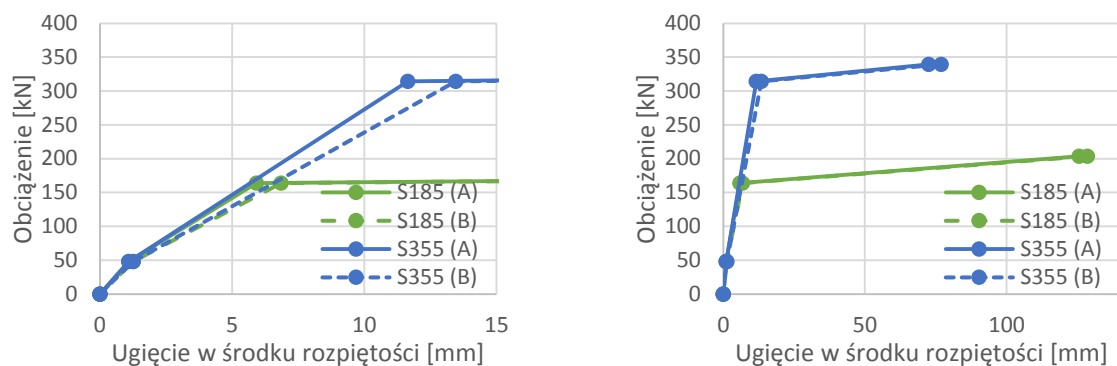
W tabelicy 7.5 pokazano przyjęte do obliczeń parametry elementu badawczego. W tabelicy 7.6 zaprezentowano wpływ klasy stali na stopień zespolenia konstrukcji (pozostałe parametry geometryczne i materiałowe pozostały bez zmian). Na rysunkach 7.13 i 7.14 zaprezentowano wyniki ugięć w środku rozpiętości w przypadku zmiennej klasy stali, z której wykonano blachę. Analiza wpływu klasy stali konstrukcyjnej blachy wyraźnie pokazuje wpływ tego parametru na poślizg w płaszczyźnie zespolenia, a tym samym ugięcia. W przypadku porównania wyników z uwzględnieniem i bez uwzględnienia poślizgu różnica ta wynosi około 15,5 %. Klasa zastosowanej stali nie ma praktycznie wpływu na zachowanie belki w pierwszej fazie pracy elementu. W tym wypadku kluczowym parametrem jest oczywiście wytrzymałość na rozciąganie betonu. Widoczny jest również znaczny wpływ klasy stali na nośność na zginanie elementu, co było jednak łatwe do przewidzenia.

Tab. 7.5. Parametry belki w przypadku analizy wpływu klasy stali konstrukcyjne na pracę elementu

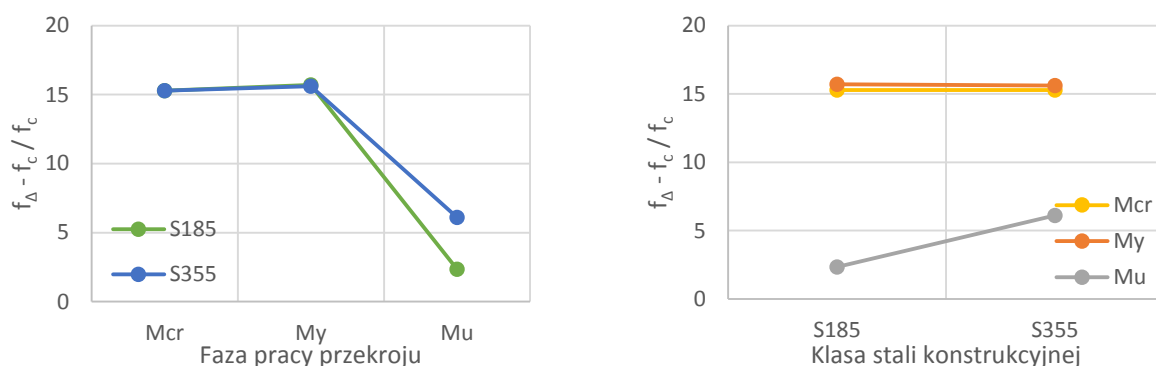
h_c	h_s	b	L_t	L_s	x_p	f_{cm}	$f_{yk,s}$	$f_{yk,stud}$	ϕ_{stud}	p_{stud}
49,0 cm	10,0 mm	24,0 cm	5,0 m	4,8 m	2,5 m	50 MPa	-	235,0 MPa	13,0 mm	16,0 cm

Tab. 7.6. Porównanie stopnia zespolenia w zależności od zastosowanej stali konstrukcyjnej

$f_{yk,s}$ [MPa]	185	355
Stopień zespolenia [%]	135	77



Rys. 7.13. Wpływ klasy stali konstrukcyjnej na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości



Rys. 7.14. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz klasy stali konstrukcyjnej

7.4.3. WPŁYW ŚREDNICY ŁĄCZNIKÓW

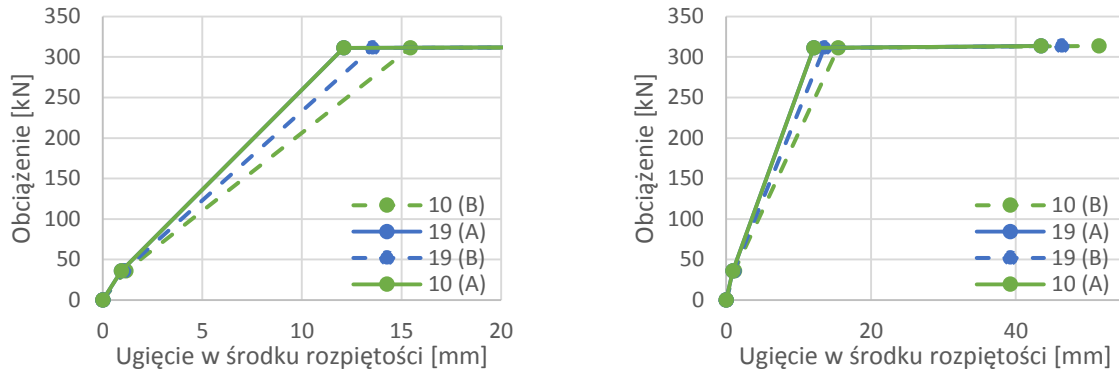
W tabelicy 7.7 zaprezentowano parametry badanych belek, a w tabelicy 7.8 wyznaczony stopień zespolenia w zależności od zastosowanej średnicy łącznika. Na rysunkach 7.15 i 7.16 zaprezentowano porównanie wykresów zależności obciążenia i ugięcia w środku rozpiętości elementu. Otrzymane zależności są niezwykle istotne i pokazują do czego może doprowadzić nie uwzględnienie w obliczeniach podatności łączników wiotkich. Jak widać na zaprezentowanych rysunkach, w standardowej analizie konstrukcji zespolonych nie bierze pod uwagę sztywności zespolenia, a dodatkowo w przypadku tych elementów, gdy mamy do czynienia z zespoleniem częściowym, nie możemy wykorzystać wzorów normowych. W związku z tym, na gruncie rozważań teoretycznych nie uwidocznił się wpływ średnicy łącznika oraz wartości parametrów wynikających z tego faktu na wielkość ugięć i w teorii ugięcia przy łącznikach o średnicy 10 i 19 mm powinny być takie same. Jak pokazuje dogłębna analiza różnice są w rzeczywistości znaczne i należy ten fakt uwzględnić w obliczeniach. W przypadku łączników o średnicy 10 mm jest to 24 ÷ 27 % (analizując dodatkowe ugięcie wynikające z poślizgu w zakresie obciążenia od pojawienia się pierwszego zarysowania do uplastycznienia stalowej blachy), dla łączników o średnicy 19 mm jest to około 11 ÷ 12 %. Jak widać wpływ może być znaczący.

Tab. 7.7. Parametry belki w przypadku analizy wpływu średnicy łączników na pracę elementu

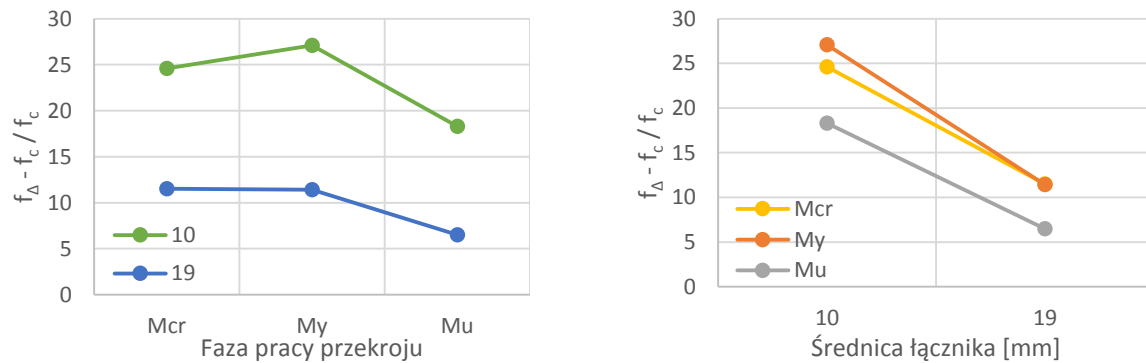
h_c	h_s	b	L_t	L_s	x_p	f_{cm}	$f_{yk,s}$	$f_{yk,stud}$	ϕ_{stud}	p_{stud}
49,0 cm	10,0 mm	24,0 cm	5,0 m	4,8 m	2,5 m	50 MPa	355,0 MPa	235,0 MPa	-	12,0 cm

Tab. 7.8. Porównanie stopnia zespolenia w zależności od średnicy zastosowanych łączników

ϕ_{stud} [mm]	10,0	19,0
Stopień zespolenia [%]	61	221



Rys. 7.15. Wpływ średnicy łącznika na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości



Rys. 7.16. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz średnicy łączników

7.4.4. WPŁYW ROZSTAWU ŁĄCZNIKÓW

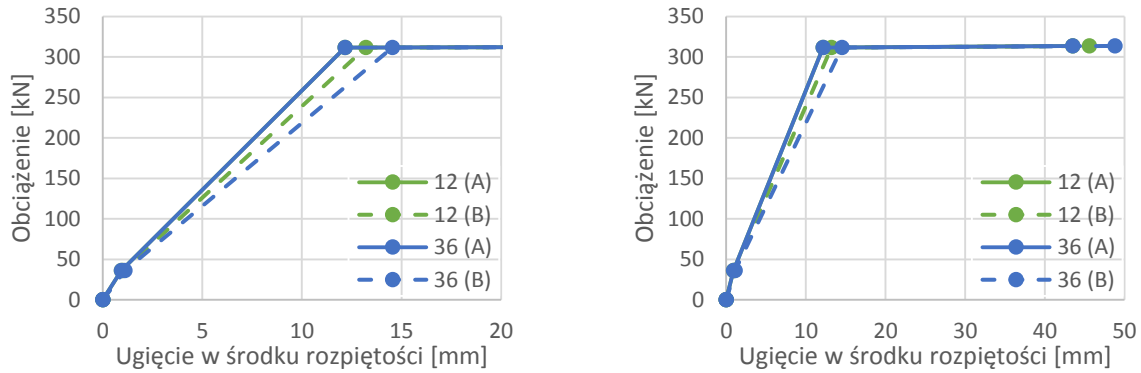
Podobnie jak w przypadku analizy wpływu średnicy łączników, również ich rozstaw ma bezpośrednie przełożenie na poślizg w płaszczyźnie zespolenia, a tym samym na ugięcia. Porównanie wyników analizy z uwzględnieniem poślizgu do wartości ugięcia wyznaczonego bez uwzględnienia poślizgu dla rozstawu 12 cm pokazuje, że wartości te mogą się od siebie różnić w zakresie od 5 % w przypadku trzeciej fazy pracy belki do prawie 9 % w pozostałym zakresie obciążenia. Przy rozstawie na poziomie 36 cm wartości te kształtują się na poziomie 12 % oraz 19,5 %. W tablicy 7.9 zaprezentowano parametry przyjęte do analizy, podczas gdy w tablicy 7.10 zestawiono zależność pomiędzy rozstawem łączników, a osiągniętym stopniem zespolenia. Na rysunkach 7.17 i 7.18 zaprezentowano analizę ugięć opisywanych elementów badawczych.

Tab. 7.9. Parametry belki w przypadku analizy wpływu rozstawu łączników na pracę elementu

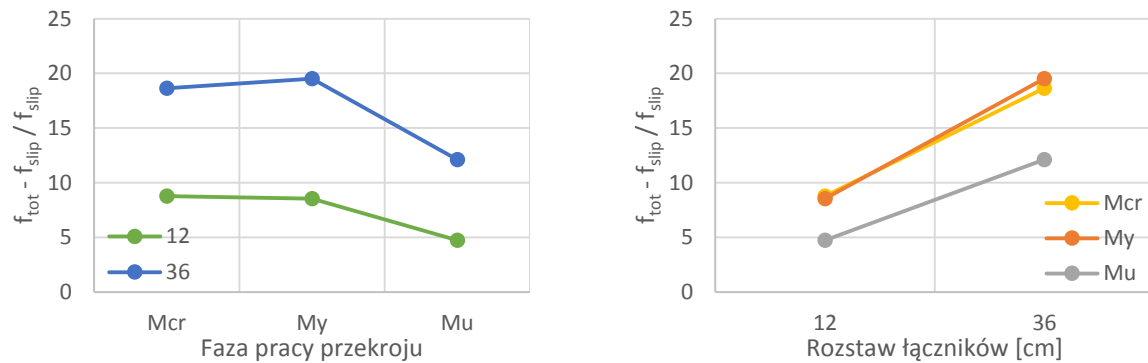
h_c	h_s	b	L_t	L_s	x_p	f_{cm}	$f_{yk,s}$	$f_{yk,stud}$	ϕ_{stud}	p_{stud}
49,0 cm	10,0 mm	24,0 cm	5,0 m	4,8 m	2,5 m	50 MPa	355,0 MPa	235,0 MPa	13,0 mm	-

Tab. 7.10. Porównanie stopnia zespolenia w zależności od rozstawu zastosowanych łączników

p_{stud} [cm]	12,0	36,0
Stopień zespolenia [%]	166	55



Rys. 7.17. Wpływ rozstawu łączników na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości



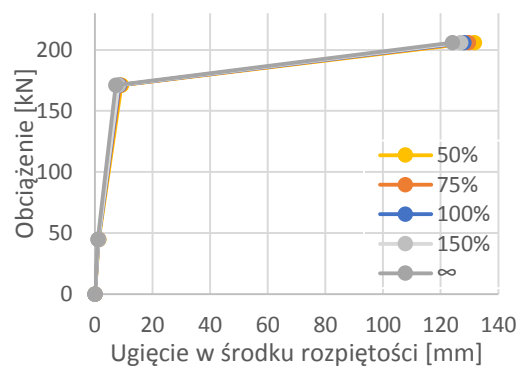
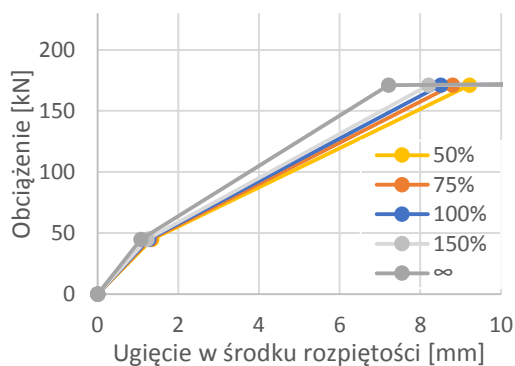
Rys. 7.18. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz rozstawu łączników

7.4.5. ZALEŻNOŚĆ POMIĘDZY STOPNIEM ZESPOLENIA, A UGIĘCIEM

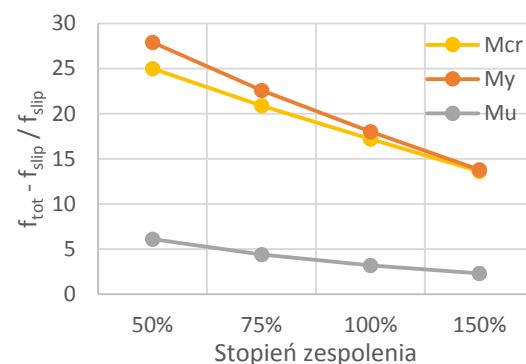
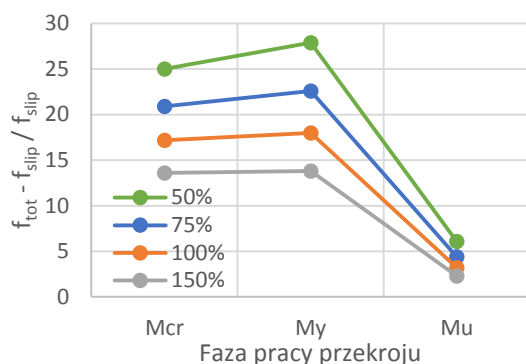
W ostatnim porównaniu zaprezentowano porównanie ugięć tej samej belki w przypadku różnych stopni zespolenia. Wszystko to odniesione zostało do analizy przeprowadzonej przy założeniu nieskończonego sztywnego połączenia pomiędzy częścią betonową i stalową, co na rysunku 7.19 zostało oznaczone symbolem nieskończoności (∞). Wykres należy rozpatrywać jednocześnie z tablicą 7.12. Widać wyraźnie, że zastosowanie analizy bez uwzględniania poślizgu w najlepszym przypadku, gdy w elemencie osiągnięto stopień zespolenia na poziomie 150 %, niedoszacowuje ugięcia o prawie 14 %. Gdyby jednak element odznaczał się częściowym zespoleniem, a nie zostałoby to uwzględnione w obliczeniach błęd w wyznaczeniu ugięć mógłby sięgnąć prawie 28 %, co jest już wartością znaczącą.

Tab. 7.11. Parametry belki w przypadku analizy wpływu rozstawu łączników na pracę elementu

h_c	h_s	b	L_t	L_s	x_p	f_{cm}	$f_{yk,s}$	$f_{yk,stud}$	ϕ_{stud}	p_{stud}
49,0 cm	10,0 mm	24,0 cm	5,0 m	4,8 m	2,5 m	50 MPa	235,0 MPa	235,0 MPa	10,0 mm	-



Rys. 7.19. Wpływ stopnia zespolenia na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości



Rys. 7.20. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz stopnia zespolenia

Tab. 7.12. Porównanie procentowej wartości ugięcia dodatkowego na skutek poślizgu w stosunku do ugięcia całkowitego dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton

Faza	Stopień zespolenia			
	50 %	75 %	100 %	150 %
M _{cr}	25,0	20,9	17,2	13,6
M _y	27,9	22,6	18,0	13,8
M _u	6,1	4,4	3,2	2,3

7.5. PODSUMOWANIE

W niniejszym rozdziale porównano wyniki wszystkich przeprowadzonych analiz odnosząc je do wyników doświadczalnych, a także badając jak duży wpływ na ostateczny wynik ma kwestia nieuwzględnienia w obliczeniach wpływu poślizgu. W przypadku analizy nośności na zginanie potwierdziły się przypuszczenia, że będzie on pełnił marginalną rolę w kształtowaniu ostatecznego wyniku (poniżej 1 %). Analizy porównawcze rezultatów teoretycznych w stosunku do pomierzonych rzeczywistych wartości nośności na zginanie pokazują, że średnia różnica pomiędzy tymi wartościami kształtuje się na poziomie 9,3 % w przypadku badań własnych oraz 9,1 % w przytoczonych badaniach obcych. Analiza ugięć belek wykazała, że analizy numeryczne pozwalają znacznie dokładniej analizować tego typu elementy. Jest to szczególnie istotne przy niższych stopniach zespolenia, ale również w przypadkach, gdy jest ono na poziomie wyższym od 100 %.

Ponadto w niniejszym rozdziale zaprezentowano analizy porównawcze, w których rozpatrywano wpływ takich czynników jak: klasa betonu, klasa stali konstrukcyjnej, średnica i rozstaw łączników na pracę

belek zespolonych typu stalowa blacha-beton, a w szczególności ugięcia tego typu elementów, bo jak udowodniono w poprzednich rozdziałach wpływ podatności łączników na nośność na zginanie jest znikoma. Każdy z tych parametrów wpływa bezpośrednio na poślizg w płaszczyźnie zespolenia, więc jednocześnie pośrednio na kluczową w tej rozprawie wartość ugięcia. Udowodniono, że wykonanie analizy rozszerzonej o uwzględnienie wpływu poślizgu jest niezwykle istotne w przypadku belek zespolonych typu stalowa blacha-beton. Wykazano, że nie wzięcie pod uwagę tego czynnika może zaniżyć wynik o prawie 30 %. Ponadto w analizie uproszczonej nie ma znaczenia rozstaw, ani średnica zastosowanego elementu zespalającego, a parametry te są kluczowe w przypadku analizy tego typu elementów w zakresie obliczania ugięć.

8. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

Wprowadzenie nowej koncepcji konstrukcyjnej zawsze wiąże się z koniecznością rozwiązania problemów specyficznych dla danego typu elementów. W przypadku belek zespolonych typu stalowa blacha-beton zagadnieniem, które ma kluczowe znaczenie w przypadku ich projektowania, to określenie wpływu poślizgu/podatności łączników w płaszczyźnie zespolenia na pracę tego typu elementów. Dodatkowo w związku ze specyficznym połączeniem konstrukcji żelbetowej ze stalową blachą, której geometria znacznie odbiega od tradycyjnych dźwigarów, czy też blachownic stosowanych w konstrukcjach zespolonych, pojawia się pytanie dotyczące zasad wymiarowania tego typu konstrukcji.

Pierwsze badania pokazały, że w przypadku określania nośności na zginanie, można wykorzystywać sprawdzone rozwiązania ujęte w normach dla konstrukcji żelbetowych. Z kolei w przypadku stanów granicznych użytkowości, w których dokonujemy sprawdzenia ugięć i zarysowania konstrukcji, pierwsze badania doświadczalne [2] wykazały, że wykorzystanie wzorów normy [4] w niezmienionej formie nie ma zastosowania. W związku z tym konieczne było zaproponowanie rozwiązań teoretycznych, które pozwoliłyby w bardziej kompleksowy sposób rozwiązać ten problem, co też uczyniono w niniejszej rozprawie.

Wykonane zostały również analizy numeryczne z wykorzystaniem metody elementów skończonych, które pozwoliły na dokładną analizę kluczowych parametrów belek z wykorzystaniem modeli odzwierciedlających rzeczywiste właściwości materiałów. Pozwoliło to dowieść słuszności zaprezentowanego podejścia w przypadku modelowania belek zespolonych typu stalowa blacha-beton.

Przeprowadzone w ramach rozprawy doktorskiej własne badania doświadczalne, rozważania teoretyczne oraz analizy numeryczne miały na celu potwierdzenie zdefiniowanych tez. Na podstawie przedstawionych badań i analiz można przedstawić następujące wnioski:

1. Poślizg w płaszczyźnie zespolenia w nieznacznym stopniu wpływa na nośność na zginanie rozpatrywanego typu elementów. W związku z tym efekt ten może zostać pominięty w obliczeniach, co udowodniono w rozdziałach dotyczących analizy teoretycznej i numerycznej, które zostały wykonane na zweryfikowanych modelach. Wykazały to również badania doświadczalne elementów o podobnej nośności, dla których różnice kształtowały się na poziomie do 5 %. W przypadku analizy teoretycznej efekt ten nie przekraczał 2 %, w przypadku analizy numerycznej średnio wynosił 6 % (w skrajnym przypadku na poziomie 12 %). Uzyskane wyniki badań doświadczalnych, analiz teoretycznych i numerycznych potwierdzają słuszność tezy pierwszej.
2. Poślizg w płaszczyźnie zespolenia w znacznym stopniu wpływa na ugięcia omawianych elementów. W niniejszej pracy zaprezentowano analizę tego parametru w pełnym zakresie obciążenia. Jednak jeżeli przyjmiemy, że rzeczywiste obciążenia „użytkowe” wynosi około 60 % nośności na zginanie elementu, to jak wykazano w pracy, ugięcie dodatkowe na skutek poślizgu może stanowić prawie 30 % całkowitego ugięcia elementu. Uzyskane wyniki badań doświadczalnych, analiz teoretycznych i numerycznych potwierdzają słuszność tezy drugiej.
3. Z racji tego, że - jak wykazano w rozdziale dotyczącym analizy teoretycznej - zaprezentowane rozwiązanie prowadzi do niedoszacowania rzeczywistej wartości ugięcia, w celu znacznie dokładniejszej analizy tego zagadnienia zalecane są znacznie bardziej skomplikowane analizy numeryczne. Jest to szczególnie istotne w przypadku belek zaprojektowanych z zespoleniem

- częściowym, jednak nawet zapewnienie odpowiedniej ilości łączników wiotkich po długości elementu nie zabezpiecza przed wystąpieniem poślizgu, który w każdym przypadku wpływa na wartość występującego ugięcia.
4. Parametry kluczowe w przypadku rozważania wpływu poślizgu na zachowanie konstrukcji zespolonej typu stalowa blacha-beton to: klasa betonu, klasa stali konstrukcyjnej blachy, średnica oraz rozstaw łączników. Szczególnie istotne i mocno wpływające na wynik są dwa ostatnie. Ze względu na charakter konstrukcji nie ma prostego sposobu na wykorzystanie wzorów uwzględniających stopień zespolenia, w związku z tym jak wykazano w pracy należy przeprowadzić dokładną analizę teoretyczną lub numeryczną, aby określić wpływ tych parametrów na pracę elementu. W przeciwnym wypadku, przeprowadzenie analizy według standardowej procedury powoduje, że w żaden sposób parametry powiązane z poślizgiem w płaszczyźnie zespolenia nie są brane pod uwagę, w związku z czym z punktu widzenia analizy, nie ma znaczenia na przykład średnica czy też rozstaw zastosowanych łączników, co jak udowodniono w rozprawie prowadzi do znacznego zaniżenia obliczonych ugięć.
 5. Badania typu push-out pokazały, że można z powodzeniem wykorzystywać wzory wyprowadzone dla tradycyjnych konstrukcji zespolonych, mimo wykonania elementu z wykorzystaniem stalowej blachy zamiast zalecanego przez normę dwuteownika. Jednakowoż należy zaznaczyć, że ze względu na specyfikę nowego typu konstrukcji odstąpiono od procedur normowych podczas badania owych elementów.
 6. W przypadku analiz teoretycznych sztywność łączników przyjęta została jako funkcja liniowa, co w rzeczywistości nie jest prawdą (w szczególności) w przypadku wyższych poziomów obciążeń. W związku z tym w przypadku, gdy w belce może wystąpić zniszczenie ze względu na ścinie łączników, koniecznym wydaje się wykonanie analiz numerycznych, ponieważ na ten moment aparat matematycznych nie pozwala uwzględnić nieliniowej funkcji podatności łączników (ekspotencjalnej) we wzorach na wyznaczenie poślizgu oraz ugięć belek zespolonych.

W związku z tym proponowane dalsze kierunki prac prezentują się następująco:

1. W celu umożliwienia wykorzystania metody elementów skończonych w zastosowaniach praktycznych, konieczne wydaje się zaproponowanie i walidacja metody dającej możliwość wykonania analiz numerycznych z zastosowaniem prostych elementów skończonych, które pozwoliłyby na uwzględnienie zarysowania oraz poślizgu na styku materiałów. Stworzenie programu do analizy tego typu konstrukcji znacznie skróciłoby czas i poziom skomplikowania obliczeń, a dodatkowo umożliwiłoby otrzymanie rezultatu niewrażliwego na zastosowany schemat statyczny oraz typ i lokalizację obciążenia przyłożonego do konstrukcji, co stanowiłoby znaczącą przewagę nad zaprezentowanym ścisłym podejściem teoretycznym. Program taki jest jednym z kierunków dalszej analizy tego tematu badawczego.
2. Dalsze kierunki badań doświadczalnych belek zespolonych typu stalowa blacha-beton powinny uwzględnić elementy o innych parametrach geometrycznych i materiałowych, aby zróżnicować próbę badawczą. Ponadto elementy powinny zostać tak zaprojektowane, aby uzyskać również inne formy zniszczenia belek. Szczególnie interesujące i istotne, może okazać się w takim wypadku miejsce zakończenia stalowej blachy przed podporą.
3. Ze względu na bezpośrednią zależność wyprowadzonych wzorów analitycznych na wyznaczenie wartości poślizgu w płaszczyźnie zespolenia od schematu statycznego, również

inne układy (w tym wieloprzęślowe) powinny zostać poddane badaniom doświadczalnym, analizom teoretycznym oraz numerycznym.

4. Przyszłościowym kierunkiem wydaje się również wykorzystanie innych form zespolenia. W szczególności interesującym jest wykorzystanie złączy podatnych, które eliminują problem koncentracji naprężeń, który występuje w przypadku zastosowania łączników sworzniowych. Ponadto wykonanie belek w tym systemie, pozwoliłoby na znaczne skrócenie czasu oraz kosztu produkcji.

LITERATURA

- [1] Furtak K.: Mosty zespolone, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa-Kraków, 1999.
- [2] Nie J., Zhao J.: Flexural Behaviour of Steel-Concrete Composite Beams, Key Engineering Materials, Vols. 400-402, 2009, pp. 37-42.
- [3] Cichocki M.: Mosty systemu Möllera - dziedzictwo sztuki inżynierskiej, Inżynieria i Budownictwo 6/2001.
- [4] PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [5] Ellobody E.: Finite element modeling of shear connection for steel concrete composite girders. Ph.d. Thesis. Leeds: School of Civil Engineering, The University of Leeds, 2002.
- [6] Viest I. M.: Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams, ACI Journal, Vol. 27, Title No. 52-56, 875-891, 1956. .
- [7] Ollgaard J., Slutter R., Fisher J.: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, AISC Eng. J., 8/1971, 55-64. .
- [8] Gelfi P., Marini A.: Stud shear connection design for composite concrete slab and wood beams, Journal of Structural Engineering, Vol. 128/2002.
- [9] Lee P., Shim C., Chang S.: Static and fatigue behavior of large stud shear connectors for steel-concrete composite bridges, J. Constr. Steel Res., 61/2005, 1270-1285.
- [10] Li A., Krister C.: Push-out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 36, No. 1, 1996, 15-29.
- [11] Thurlimann B.: Fatigue and Static Strength of Stud Shear Connectors, ACI Journal. Vol. 30, No. 12, 1959, 1287-1302 .
- [12] PN-EN 1994-1-1 Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [13] Ranković S., Drenić D.: Static Strength of the Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams - Regulations and Research Analysis, Architecture and Civil Engineering Vol. 2, No. 4, 2002, 251 - 259.
- [14] Xue D., Liu Y. , Yu Z., He J.: Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 74/2012, 1 – 7.
- [15] Newmark N. M., Siess C.P., Viest I.M.: Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. Proceedings of the Society of Experimental Stress Analysis, 9/1951, 75–92.
- [16] Ranzi G., Zona A.: A steel–concrete composite beam model with partial interaction including the shear deformability of the steel component, Engineering Structures, 29/2007, 3026-3041.
- [17] Shariati A., RamliSulong N. H., Shariati M., Shariati M.: Various types of shear connectors in composite structures: A review, International Journal of Physical Sciences Vol. 7(22), 2012, 2876-2890.
- [18] Wang Y. C.: Deflection of Steel-Concrete Composite Beams with Partial Shear Interaction, Journal of Structural Engineering, 10/1998, 1159-1165.
- [19] Johnson R. P., May I. M.: Partial-interaction design of composite beams, Structural Engineer, 8/1975, 305-311.
- [20] Nie J., Cai C. S.: Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects, Journal of Structural Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 4, April 2003, pp. 495-506.
- [21] Faella C., Martinelli E., Nigro E.: Shear Connection Nonlinearity and Deflections of Steel-Concrete Composite Beams: A Simplified Method, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 1, January 2003, pp. 12-20.

- [22] Johnson R. P., Molenstra N.: Partial Shear Connection in Composite Beams for Buildings, Proceeding of Institution of Civil Engineers. Part 2, Vol. 91, Num. 4, 1991, 679-704.
- [23] Karlikowski J., Sturzebecher K.: Mosty stalowe. Przewodnik do ćwiczeń projektowych. Skrypt Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1998.
- [24] PN-82/B-03300 Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone krępe.
- [25] Millard S., Johnson R. P.: Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and dowel action, Magazine of concrete research, 36/1984, 9-21.
- [26] Johnson C.: Deflection of Steel-Concrete Composite Engineering, The Structural Engineer, Vol. 124, No. 10, 1998, 1159-1165. .
- [27] Queiroz F. D., Vellasco P. C. G. S., Nethercot D. A.: Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, 2007, pp. 505-521.
- [28] Yam L. C. P., Chapman J. C.: The Inelastic Behavior of Simply Supported Beams of Steel and Concrete, Proc. Inst. Civ. Engrs, Vol. 41, 1968, 651-683.
- [29] Kucharczuk W., Labocha S.: Obliczanie elementów zespolonych stalowo-betonowych, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2006.
- [30] Johnson R. P.: Composite Structures of Steel and Concrete. Volume 1. Beams, Columns, Frames and Applications in Building, Crosby Lockwood Staples, 1975.
- [31] Nie J., Cai C. S.: Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects, Journal of Structural Engineering, 04/2003.
- [32] Kisała D., Furtak K.: The assessment of the slip influence on the deflection of the steel plate-concrete composite beams, Archives of Civil Engineering, Vol. 62, Iss. 2, 2016, 59-76.
- [33] Nie J., Fan J., Cai C. S.: Stiffness and Deflection of Steel-Concrete Composite Beams under Negative Bending, Journal of Structural Engineering, 11/2004.
- [34] Ansourian P.: An Application of the Method of Finite Element to the Analysis Composite Floor Systems, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 59, 699-726, 1975. .
- [35] Dabaon M., Tschernmernegg F., Hassan K., Abdel Lateef T.: Load Carrying Capacity of Composite Beams under No. 1, 1993.
- [36] Oehlers D. J., Tguyen N. T., Ahmed M., Bradford M. A.: Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 4 1, No. 2/3, 235-248, 1997. .
- [37] Oven V. A., Burgess W., Plank R. J., Abdul Wali A. A.: An Analytical Model for the Analysis of Composite Beams with Partial Interaction, Computer and Structures, Vol. 62, No. 3, 493-504, 1997.
- [38] Porco G. Spadea G., Zinno R.: Finite Element Analysis and Parametric Study of Steel-Concrete Composite Beams, Cement & Concrete Composites, 16/1994, 261-272.
- [39] Ranzi G., Zona A.: A steel-concrete composite beam model with partial interaction including the shear deformability of the steel component, Engineering Structures, 29/2007, 3026-3041.
- [40] Nguyen Q. H., Martinelli E., Hjiat M.: Derivation of the exact stiffness matrix for a two-layer Timoshenko beam element with partial interaction, Engineering Structures, 33/2011, 298-307.
- [41] Jiang S., Zeng X., Zhou D.: Novel two-node linear composite beam element with both interface and shear deformation into consideration: Formulation and validation, International Journal of Mechanical Sciences, 85/2014, 110-119.
- [42] Wolanski A. J.: Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis, Marquette University, Wisconsin, 2004.

- [43] Ibrahim A. M., Ahmed Q. W.: Nonlinear analysis of simply supported composite steel-concrete beam, *Diyala Journal of Engineering Sciences*, Vol. 6, No. 3, 2013, 107-126.
- [44] Anju T., Smitha K. K.: Finite Element Analysis of Composite Beam with Shear Connectors, *Procedia Technology*, Volume 24, 2016, 179-187.
- [45] Baskar R.: Experimental and Numerical Studies on Composite Deck Slabs, *International Journal of Engineering and Technology* Volume 2 No. 7, July, 2012.
- [46] Tahmasebinia F., Ranzi G., Zona A.: Beam Tests of Composite Steel-concrete Members: A Three-dimensional Finite Element Model, *International Journal of Steel Structures*, March 2012, Vol 12, No 1, 37-45.
- [47] Ruinian S., Yulin Z., Renda Z., TingminMu B. F.: Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Deck Considering Interfacial Slip and Uplift, *Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia*. Vol. 39, No. 1, 376 - 383, 2016.
- [48] Patil P.S., Shaikh M.G.: A Study of Effect of Shear Connector in Composite Beam in Combined Bending and Shear by Ansys, *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering*, V. 3, I. 3, 2013.
- [49] Ashraf M. M.: Finite element modeling of steel concrete beam considering double composite action, *Ain Shams Engineering Journal*, V. 7/2016, 73–88.
- [50] Amer M. I., Saad k. M., Qusay W. A.: Finite element modeling of composite steel-concrete beams with external prestressing, *International Journal of Civil and Structural Engineering*, V. 3, No 1, 2012 .
- [51] Lam D., Ellobody E.: Behavior of headed stud shear connectors in composite beam. *J. Struct. Eng.*, 131/2005.
- [52] Lam D., El-Lobody E.: Finite element modelling of headed stud shear connectors in steel-concrete composite beam, Elsevier science, 2001.
- [53] Nguyen H. T., Kim S. E.: Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors, *Journal of Constructional Steel Research*, 65/2009, 1909-1920.
- [54] Wolanski A. J.: Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis, Marquette University, Milwaukee, Wisconsin, 2004.
- [55] Willam K.J., Warnke E.P.: Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete, Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, International Association of Bridge and Structural Engineering Conference, Bergamo, Italy, 1974, p.174.
- [56] Willam K. J., Tanabe T.A.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2001.
- [57] Kachlakev D. I., Miller T., Yim S., Chansawat K., Potisuk T.: Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened With FRP Laminates, California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA and Oregon State University, 2001.
- [58] Kisała D.: A finite element analysis of steel plate–concrete composite beams including the influence of stiffness of the connectors on deflection, *Technical Transactions. Civil Engineering*, Iss. 2-B, 2016, 69-80.
- [59] Kisała D.: Analiza numeryczna belki strunobetonowej o prostokątnym przekroju poprzecznym, *Inżynieria i Budownictwo*, R. 72, Nr 1, 2016, 40-43.
- [60] Bishop C. M.; *Pattern Recognition and Machine Learning*, Springer, 2006.
- [61] Bradski G., Kaehler A.; *Learning OpenCV: Computer vision with the OpenCV library*, O'Reilly, 2008.
- [62] Tekieli M., Słowski M.: Computer vision based method for real time material and structure parameters estimation using digital image correlation, particle filtering and finite element method. In *Artificial Intelligence and Soft Computing*, volume 7894 of *Le*.

- [63] Peters W. H., Ranson W. F., "Digital imaging techniques in experimental stress analysis," Opt Eng, vol. 21, no. 3, pp. 427-431, 1982.
- [64] Bremand, F., Malesa, M., Szczepanek, D., Kujawińska, M., Swiercz, A., Kołakowski, P.: Monitoring of civil engineering structures using digital image correlation technique. In: EPJ Web of Conferences. Volume 6., EDP Sciences (2010).
- [65] Rastogi P., "Digital Optical Measurement Techniques and Applications", Artech House, 2015.
- [66] Xiong L. et al., "Evaluation of sub-pixel displacement measurement algorithms in digital image correlation", Mechatronic Science, Electric Engineering and Computer (MEC), 2011.
- [67] Luu L., "Accuracy enhancement of digital image correlation with B-spline interpolation", Opt Lett. 2011 Aug 15;36(16):3070-2.
- [68] H. W. Schreier, J. R. Braasch, and M. A. Sutton, "Systematic errors in digital image correlation caused by intensity interpolation," Opt. Eng., vol. 39, pp. 2915-2921, 2000.
- [69] PN-EN 12390-1 Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form.
- [70] PN-EN 12390-2 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.
- [71] PN-EN 12390-3 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [72] PN-EN 12390-6 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.
- [73] PN-EN 12390-13 Badania betonu. Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu.
- [74] PN-EN 12390-5 Badania betonu. Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badania.
- [75] PN-EN 10002-1 Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze otoczenia.
- [76] Baran E., Topkaya C.: An experimental study on channel type shear connectors, Journal of Constructional Steel Research, 74 (2012), pp. 108-117. .
- [77] Viest IM, Siess CP, Appleton JH, Newmark NM. Full-scale tests of channel shear connectors and composite T-beams. Univ Ill Bull 1952:405. .
- [78] AASHTO LRFD. Bridge design specifications. Washington, D.C: American association of state highway and transportation officials, 2012. .
- [79] Ministry of Construction of China. GB50017-2003. Code for design of steel structures. Beijing, China, 2003.
- [80] El-Mihilmy M. T., Tedesco J. W.: Deflection of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Plates, ACI Structural Journal, 97/5, 2000, pp. 679-688.
- [81] Łapko A., Jensen B. C.: Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych, Arkady, Warszawa, 2006.
- [82] Kisała D.: Moment-curvature model for steel plate-concrete composite beams, Procedia Engineering, Vol. 161/2016, 950-957.
- [83] Kisała D.: A Finite Element Analysis of Steel Plate-Concrete Composite Beams Including the Influence of Stiffness of the Connectors on Deflection, Technical Transactions. Civil Engineering, 2-B/2016.
- [84] Ansys Inc.: Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications, Release 12.0, 2009.
- [85] Ansys Inc.: Ansys Mechanical APDL Element Reference, Release 15.0, 2013.
- [86] Amer M. I., Saad k. M., Qusay W.A.: Finite element modeling of composite steel-concrete beams with external prestressing, International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 3, No. 1, 2012.

SPIS RYSUNKÓW

Rys. 1.1. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton	9
Rys. 2.1. Schemat dźwigara taśmowego systemu Möllera [3]	11
Rys. 2.2. Widok na most Wilde Gera (http://www.highestbridges.com/wiki/images/f/fb/1WildeGeraBridge.jpg)	12
Rys. 2.3. Część wspornikowa mostu Wilde Gera z nowatorskim rozwiązaniem w postaci płyt zespolonych typu stalowa blacha-beton	12
Rys. 2.4. Schemat zespolenia płyty pomostowej wspornika ze stalową blachą	12
Rys. 2.5. Schemat tradycyjnej stalowo-betonowej belki zespolonej	13
Rys. 2.6. Schemat konstrukcji zespolonej typu open-sandwich	13
Rys. 2.7. Schemat belki zespolonej typu double-skin sandwich	13
Rys. 2.8. Schemat badanych doświadczalnie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	14
Rys. 2.9. Wykres zależności ugięcia w środku rozpiętości od obciążenia przyłożonego do badanych belek [2]	16
Rys. 2.10. Rozkład odkształceń na wysokości belki [2]	16
Rys. 2.11. Schemat łączników sworzniowych	19
Rys. 4.1. Zmatowiona próbka z naniesionym za pomocą farby w spreju losowym wzorcem	30
Rys. 4.2. Projekt przykładowego markera na bazie QR kodu (po lewej stronie) oraz zastosowanie markera na badanej konstrukcji (po prawej stronie)	31
Rys. 4.3. Śledzenie wzorca z wykorzystaniem sekwencji obrazów	32
Rys. 4.4. Ogólna zasada działania metody DIC	32
Rys. 4.5. Interpolacja jasności między pikselami	33
Rys. 4.6. Obliczanie wielkości piksela w jednostkach długości	34
Rys. 4.7. Przekrój próbki betonowej	36
Rys. 4.8. Próbkę betonową poddaną badaniu wytrzymałości na ściskanie	37
Rys. 4.9. Próbkę betonową poddaną badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu	40
Rys. 4.10. Próbkę betonową poddaną badaniu na zginanie	43
Rys. 4.11. Badanie statycznej próby rozciągania prętów zbrojeniowych	45
Rys. 4.12. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla prętów o średnicy 12 mm	46
Rys. 4.13. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla prętów o średnicy 16 mm	47
Rys. 4.14. Próbkę stali zbrojeniowej po zerwaniu w statycznej próbie rozciągania	47
Rys. 4.15. Próbkę wykorzystywaną w badaniu statycznej próby rozciągania dla blach	48
Rys. 4.16. Badanie statycznej próby rozciągania blach	49
Rys. 4.17. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla blach o grubości 6,0 mm	50
Rys. 4.18. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla blach o grubości 10,0 mm	51
Rys. 4.19. Wykres zależności naprężeń od odkształceń dla blach o grubości 16,0 mm	51
Rys. 4.20. Próbkę stali konstrukcyjnej po zerwaniu w statycznej próbie rozciągania	52
Rys. 4.21. Stalowa blacha z zamontowanymi łącznikami wiotkimi typu Nelsona	52
Rys. 4.22. Schemat elementu badawczego do wyznaczenia zależności siła-poślizg dla łączników wiotkich	53
Rys. 4.23. Stanowisko badawcze z wykorzystaniem metod tradycyjnych i optycznych w przypadku badania łączników sworzniowych	54
Rys. 4.24. Element badawczy przygotowany do badania z wykorzystaniem metod optycznych	55

Rys. 4.25. Porównanie metod tradycyjnych i optycznych wykorzystanych w badaniu elementów służących wyznaczeniu zależności siła-poślizg.....	55
Rys. 4.26. Formy zniszczenia: powierzchnia stalowej blachy, powierzchnia betonu i łączniki sworzniowe.....	57
Rys. 4.27. Zależność siła-poślizg dla elementów badawczych łączników sworzniowych	58
Rys. 4.28. Przygotowane szkielety zbrojenia belek.....	60
Rys. 4.29. Stalowe blachy z zamontowanymi łącznikami Nelsona.....	60
Rys. 4.30. Przygotowane do betonowania szalunki wraz z zamontowanym zbrojeniem i stalową blachą ..	61
Rys. 4.31. Belka zespolona typu stalowa blacha-beton przygotowana do badania	62
Rys. 4.32. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_1	63
Rys. 4.33. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_2	63
Rys. 4.34. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_3	64
Rys. 4.35. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_4	64
Rys. 4.36. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_5	65
Rys. 4.37. Schemat belki zespolonej typu stalowa blacha-beton SPCC_6	65
Rys. 4.38. Łożysko przegubowo-nieprzesuwne	66
Rys. 4.39. Łożysko przegubowo-przesuwne	66
Rys. 4.40. Schemat stanowiska badawczego belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	66
Rys. 4.41. Czujnik indukcyjny do rejestracji przemieszczeń	67
Rys. 4.42. Tensometr foliowy do pomiaru odkształceń na powierzchni stalowej blachy	68
Rys. 4.43. Tensometr papierowy do pomiaru odkształceń na powierzchni betonu	68
Rys. 4.44. Czujnik indukcyjny do pomiaru poślizgu.....	69
Rys. 4.45. Czujniki indukcyjne do pomiaru przesuwu i osiadania podpór.....	69
Rys. 4.46. Aparatura do bezdotykowego pomiaru wizyjnego.....	70
Rys. 4.47. Markery w postaci czarnych kropek służących do określenia pola przemieszczeń na powierzchni części betonowej.....	70
Rys. 4.48. Markery naklejone na konstrukcję w celu pomiaru poślizgu pomiędzy stalową blachą, a częścią betonową	71
Rys. 4.49. Typowa forma zniszczenia elementu badawczego.....	72
Rys. 4.50. Ugięcie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton w trakcie badania	73
Rys. 4.51. Zależność obciążenie-ugięcie dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w zakresie do 20 mm ugięcia w środku rozpiętości	75
Rys. 4.52. Zależność obciążenie-ugięcie dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w pełnym zakresie obciążenia	76
Rys. 4.53. Belka zespolona typu stalowa blacha-beton po przyłożeniu obciążenia niszczącego	76
Rys. 4.54. Zarysowania w środku rozpiętości belki	77
Rys. 4.55. Zarysowanie i zmiażdżenie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton przy obciążeniu niszczącym w środku rozpiętości	77
Rys. 4.56. Zarysowanie belki zespolonej typu stalowa blacha-beton przy obciążeniu niszczącym w środku rozpiętości	78
Rys. 4.57. Zależność siła-odkształcenia w górnych włóknach w części betonowej dla belek o blasze grubości 6 mm	78
Rys. 4.58. Zależność siła-odkształcenia w górnych włóknach w części betonowej dla belek o blasze grubości 10 mm	79

Rys. 4.59. Zależność siła-odkształcenia w górnych włóknach w części betonowej dla belek o blasze grubości 16 mm	79
Rys. 4.60. Mapy odkształceń belki SPCC_2: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń).....	81
Rys. 4.61. Mapy odkształceń belki SPCC_4: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń).....	83
Rys. 4.62. Mapy odkształceń belki SPCC_5: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń).....	84
Rys. 4.63. Mapy odkształceń belki SPCC_6: a. 0,2 P, b. 0,4 P, c. 0,6 P, d. 0,8 P i e. 1,0 P (po lewej stronie zmienna skala, po prawej stronie stała skala odkształceń).....	86
Rys. 4.64. Zależność siła-odkształcenia w dolnych włóknach stalowej blachy w środku rozpiętości dla belek o blasze grubości 6 mm	87
Rys. 4.65. Zależność siła-odkształcenia w dolnych włóknach stalowej blachy w środku rozpiętości dla belek o blasze grubości 10 mm	87
Rys. 4.66. Zależność siła-odkształcenia w dolnych włóknach stalowej blachy w środku rozpiętości dla belek o blasze grubości 16 mm	88
Rys. 4.67. Markery mierzące poślizg stalowej blachy względem części betonowej belki	88
Rys. 4.68. Zależność siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 6 mm (SPCC_1 i SPCC_2)	89
Rys. 4.69. Zależność siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 10 mm (SPCC_3 i SPCC_4)	89
Rys. 4.70. Zależność siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 16 mm (SPCC_5 i SPCC_6)	89
Rys. 4.71. Porównanie zależności siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 6 mm w przypadku badań doświadczalnych i z wykorzystaniem metod optycznych.....	90
Rys. 4.72. Porównanie zależności siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 10 mm w przypadku badań doświadczalnych i z wykorzystaniem metod optycznych.....	90
Rys. 4.73. Porównanie zależności siła-poślizg na końcu stalowej blachy dla belek o blasze grubości 16 mm w przypadku badań doświadczalnych i z wykorzystaniem metod optycznych.....	91
Rys. 4.74. Łącznik sworzniowe po zniszczeniu belki	91
Rys. 5.1. Schemat statyczny oraz układ obciążenia elementu	97
Rys. 5.2. Schemat statyczny i układ obciążeń analizowanej belki zespolonej typu stalowa blacha-beton ..	98
Rys. 5.3. Model wycinka konstrukcji zespolonej według [30]	99
Rys. 5.4. Schematyczny rysunek rozkładu odkształceń w przekroju zespolonym typu stalowa blacha-beton	102
Rys. 5.5. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_1	108
Rys. 5.6. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_2	108
Rys. 5.7. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_3	108
Rys. 5.8. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_4	109
Rys. 5.9. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_5	109
Rys. 5.10. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SPCC_6	109
Rys. 5.11. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_2 (badania obce)	110

Rys. 5.12. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_3 (badania obce)	110
Rys. 5.13. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_5 (badania obce)	110
Rys. 5.14. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_7 (badania obce)	111
Rys. 5.15. Porównanie wyników badań doświadczalnych i analiz teoretycznych dla belki SCCB_8 (badania obce)	111
Rys. 5.16. Porównanie odkształceń w betonie (górne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz teoretycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6.....	112
Rys. 5.17. Porównanie odkształceń w stali (dolne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz teoretycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6.....	113
Rys. 5.18. Porównanie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia w przypadku badań doświadczalnych i analiz teoretycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6.....	114
Rys. 6.1. Model geometrii belki zespolonej typu stalowa blacha-beton.....	118
Rys. 6.2. Siatka elementów skończonych	121
Rys. 6.3. Porównanie wyników w przypadku różnych gęstości siatek elementów skończonych: a. ugięcia w środku rozpiętości, b. odkształcenia w górnych włóknach belki, c. odkształcenia w dolnych włóknach belki	122
Rys. 6.4. Przykładowy wykres deformacji belki zespolonej typu stalowa blacha-beton	124
Rys. 6.5. Porównanie ugięcia w środku rozpiętości w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6	126
Rys. 6.6. Porównanie ugięcia w środku rozpiętości w przypadku badań doświadczalnych obcych i analiz numerycznych: a. SCCB_2, b. SCCB_3, c. SCCB_5, d. SCCB_7 i e. SCCB_8.....	127
Rys. 6.7. Porównanie odkształceń w betonie (górne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6	128
Rys. 6.8. Porównanie odkształceń w stali (dolne włókna belki) w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6	129
Rys. 6.9. Porównanie poślizgu w płaszczyźnie zespolenia w przypadku badań doświadczalnych i analiz numerycznych: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6	130
Rys. 7.1. Porównanie wyników analizy teoretycznej i numerycznej z wynikami badań doświadczalnych dla belek: a. SPCC_1, b. SPCC_2, c. SPCC_3, d. SPCC_4, e. SPCC_5, f. SPCC_6.....	136
Rys. 7.2. Porównanie wyników analizy teoretycznej i numerycznej z wynikami badań doświadczalnych dla belek: a. SCCB_2, b. SCCB_3, c. SCCB_5, d. SCCB_7 i e. SCCB_8	137
Rys. 7.3. Układ markerów przed (po lewej stronie) i po (po prawej stronie) pojawieniu się rysy	138
Rys. 7.4. Przyjęte oznaczenia na rysunkach: B – wyniki tradycyjnych badań doświadczalnych po obu stronach belki, AO – wyniki metod optycznych po obu stronach belki, AT – analiza teoretyczna, AN – analiza numeryczna.....	138
Rys. 7.5. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_1: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy	139
Rys. 7.6. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_2: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy	140
Rys. 7.7. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_3: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy	141

Rys. 7.8. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_4: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy	142
Rys. 7.9. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_5: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy	143
Rys. 7.10. Porównanie poślizgu w funkcji obciążenia w wybranych punktach belki SPCC_6: a. 0,5 m, b. 1,0 m, c. 1,5 m, d. 2,0 m mierząc od środka rozpiętości belki i e. na końcu stalowej blachy	144
Rys. 7.11. Wpływ klasy betonu na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości elementu	146
Rys. 7.12. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz klasy betonu...	146
Rys. 7.13. Wpływ klasy stali konstrukcyjnej na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości	147
Rys. 7.14. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz klasy stali konstrukcyjnej	147
Rys. 7.15. Wpływ średnicy łącznika na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości	148
Rys. 7.16. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz średnicy łączników	148
Rys. 7.17. Wpływ rozstawu łączników na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości	149
Rys. 7.18. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz rozstawu łączników	149
Rys. 7.19. Wpływ stopnia zespolenia na nośność na zginanie i ugięcia w środku rozpiętości	150
Rys. 7.20. Porównanie relatywnego ugięcia w odniesieniu do: fazy pracy przekroju oraz stopnia zespolenia	150

SPIS TABLIC

Tab. 2.1. Charakterystyka głównych parametrów badanych belek według.....	15
Tab. 2.2. Parametry materiałowe zbrojenia oraz łączników zastosowanych w badanych belkach zespolonych typu stalowa blacha-beton.....	15
Tab. 2.3. Porównanie poziomów obciążenia wywołującego powstanie pierwszej rysy oraz nośności badanych belek [2]	17
Tab. 2.4. Porównanie ugięć osiągniętych w badaniach doświadczalnych oraz analizy teoretycznej przy obciążeniu na poziomie połowy maksymalnej nośności belki	17
Tab. 4.1. Dobór proporcji składników mieszanki betonowej wykorzystanej w produkcji pierwszej partii belek	34
Tab. 4.2. Parametry mieszanki betonowej deklarowane przez producenta.....	35
Tab. 4.3. Dobór proporcji składników mieszanki betonowej wykorzystanej w produkcji drugiej partii belek	35
Tab. 4.4. Parametry mieszanki betonowej deklarowane przez producenta	35
Tab. 4.5. Minimalne parametry betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek deklarowane przez producenta	38
Tab. 4.6. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na ściskanie próbek walcowych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek	38
Tab. 4.7. Minimalne parametry betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek deklarowane przez producenta.....	38
Tab. 4.8. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na ściskanie próbek walcowych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek	39
Tab. 4.9. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie w próbie rozłupywania próbek prostopadłościennych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek.....	40
Tab. 4.10. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie w próbie rozłupywania próbek prostopadłościennych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek	40
Tab. 4.11. Sprawozdanie z badań próbek „świadków” wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek.....	41
Tab. 4.12. Sprawozdanie z badań modułu sprężystości podłużnej przy ściskaniu, próbek wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek	41
Tab. 4.13. Sprawozdanie z badań próbek „świadków” wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek	42
Tab. 4.14. Sprawozdanie z badań modułu sprężystości podłużnej przy ściskaniu, próbek wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek	42
Tab. 4.15. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie próbek prostopadłościennych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji pierwszej partii belek	44
Tab. 4.16. Sprawozdanie z badań wytrzymałości na rozciąganie próbek prostopadłościennych wykonanych z betonu wykorzystanego w produkcji drugiej partii belek	44
Tab. 4.17. Parametry stali zbrojeniowej B500SP o średnicy 12,0 mm deklarowane przez producenta	45
Tab. 4.18. Sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania prętów o średnicy 12,0 mm wykonanych ze stali B500SP.....	46

Tab. 4.19. Wyniki obliczeń statystycznych dla wyników badań prętów o średnicy 12,0 mm wykonanych ze stali B500SP	46
Tab. 4.20. Parametry stali zbrojeniowej B500SP o średnicy 16,0 mm deklarowane przez producenta	46
Tab. 4.21. Sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania prętów o średnicy 16,0 mm wykonanych ze stali B500SP	47
Tab. 4.22. Wyniki obliczeń statystycznych dla wyników badań prętów o średnicy 16,0 mm wykonanych ze stali B500SP	47
Tab. 4.23. Parametry stali dla blachy S355J2+N o grubości 6,0 mm deklarowane przez producenta	49
Tab. 4.24. Parametry stali dla blachy S355J2+N o grubości 10,0 mm deklarowane przez producenta	49
Tab. 4.25. Parametry stali dla blachy S355J2+N o grubości 16,0 mm deklarowane przez producenta	49
Tab. 4.26. Sprawozdanie z badań w statycznej próbie rozciągania blach	50
Tab. 4.27. Parametry stali dla łączników S235J2+C470 o średnicy 13,0 mm i wysokości 125,0 mm	53
Tab. 4.28. Obliczeniowa nośność łączników sworzniowych obliczona zgodnie z zapisami norm: Eurokod 4, AASHTO LRFD i GB50017 [kN]	56
Tab. 4.29. Porównanie wyników otrzymanych z eksperymentu i wartości otrzymanych z wykorzystaniem norm: Eurokod 4, ASSHTO LRFD i GB50017 [kN]	59
Tab. 4.30. Zestawienie elementów badawczych	62
Tab. 4.31. Nośność na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	73
Tab. 4.32. Porównanie ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	75
Tab. 5.1. Porównanie wartości nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach teoretycznych	106
Tab. 5.2. Porównanie wartości ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach teoretycznych	107
Tab. 6.1. Wykaz parametrów definiujących model betonu Willama-Warnkea	119
Tab. 6.2. Typy zastosowanych elementów skończonych	120
Tab. 6.3. Porównanie wartości nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach numerycznych	123
Tab. 6.4. Porównanie wartości ugięć belek zespolonych typu stalowa blacha-beton otrzymanych w badaniu doświadczalnym oraz analizach numerycznych	124
Tab. 7.1. Porównanie wartości nośności na zginanie zmierzonych podczas badań eksperymentalnych z rezultatami analiz teoretycznych i numerycznych nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton	133
Tab. 7.2. Porównanie wyników analiz teoretycznych i numerycznych nośności na zginanie belek zespolonych typu stalowa blacha-beton bez i z uwzględnieniem wpływu poślizgu	134
Tab. 7.3. Porównanie współczynnika poślizgu (wyrażonego w procentach) dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton w przypadku analiz teoretycznych i numerycznych	135
Tab. 7.4. Parametry belki w przypadku analizy wpływu betonu na pracę elementu	145
Tab. 7.5. Parametry belki w przypadku analizy wpływu klasy stali konstrukcyjne na pracę elementu	146
Tab. 7.6. Porównanie stopnia zespolenia w zależności od zastosowanej stali konstrukcyjnej	146
Tab. 7.7. Parametry belki w przypadku analizy wpływu średnicy łączników na pracę elementu	147
Tab. 7.8. Porównanie stopnia zespolenia w zależności od średnicy zastosowanych łączników	148
Tab. 7.9. Parametry belki w przypadku analizy wpływu rozstawu łączników na pracę elementu	148
Tab. 7.10. Porównanie stopnia zespolenia w zależności od rozstawu zastosowanych łączników	149
Tab. 7.11. Parametry belki w przypadku analizy wpływu rozstawu łączników na pracę elementu	149

Tab. 7.12. Porównanie procentowej wartości ugięcia dodatkowego na skutek poślizgu w stosunku do ugięcia całkowitego dla belek zespolonych typu stalowa blacha-beton..... 150

STRESZCZENIE

Dynamiczny rozwój konstrukcji zespolonych doprowadził do powstania nowej koncepcji konstrukcyjnej określanej jako belki zespolone typu stalowa blacha-beton. Pierwsze badania eksperymentalne wykazały, że elementy te wymagają dalszych prac badawczych celem rozwiązania problemów podstawowych, związanych z określaniem nośności na zginanie oraz ugięć z uwzględnieniem wpływu poślizgu, który występuje w płaszczyźnie zespolenia tego typu elementów.

Przed przystąpieniem do prac zasadniczych, wykonany został obszerny przegląd literatury dotyczącej omawianego tematu, który wskazał możliwe kierunki prowadzenia dalszych badań. Skupiał się w głównej mierze na zagadnieniach związanych z określaniem kluczowych parametrów charakteryzujących zachowanie konstrukcji zespolonych pod obciążeniem z uwzględnieniem czynników, które mogą prowadzić do uwydatnienia wpływu poślizgu. Obejmował swoim zakresem dotychczas przeprowadzone badania eksperymentalne oraz najnowsze rozwiązania analityczne i numeryczne pozwalające na kompleksową analizę zagadnienia.

Za cel rozprawy doktorskiej obrana została analiza zachowania belek zespolonych typu stalowa blacha-beton pod obciążeniem. W skład przeprowadzonych prac wchodziły badania eksperymentalne belek oraz materiałów, z których zostały wykonane. W akredytowanym Laboratorium Badawczym Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej przeprowadzono kompleksowe badania betonu, prefabrykatów stalowych (prętów zbrojeniowych i blach) oraz testy typu push-out wykonane celem badania zachowania łączników wiotkich (co jest kluczowe w przypadku konstrukcji zespolonych). Badania te pozwoliły na dokładne określenie głównych właściwości fizycznych.

Badania zasadnicze belek zespolonych typu stalowa blacha-beton zostały przeprowadzone na sześciu elementach o rozpiętości 5,0 m i prostokątnym przekroju poprzecznym o wymiarach 250 x 500 mm. Belki zostały poddane trójpunktowemu zginaniu do momentu zmiążdżenia strefy ściskanej betonu, co utożsamione zostało z osiągnięciem nośności na zginanie. Wykazały one (wraz z zaprezentowanymi rozwiązaniami teoretycznym pozwalającymi na obliczenie nośności na zginanie oraz ugięć omawianych belek w pełnym zakresie obciążenia z uwzględnieniem poślizgu), że poślizg w zanedbywalnie małym stopniu wpływa na nośność na zginanie, podczas gdy można doprowadzić do zwiększenia ugięć nawet o 30 % w stosunku do obliczeń prowadzonych jak dla standardowych belek żelbetonowych lub zespolonych (stalowo-betonowych). Co uzasadniło tezy zdefiniowane w rozprawie doktorskiej.

Bazując na wynikach otrzymanych z badań doświadczalnych, zostały sporządzone modele numeryczne badanych elementów z wykorzystaniem zaawansowanych, nieliniowych modeli materiałów oraz zaimplementowanych w komercyjnym oprogramowaniu Ansys zaawansowanych typów elementów skończonych. Pozwoliło to na znacznie bardziej dogłębną analizę zachowania tego typu konstrukcji bez wykonywania dalszych czasochłonnych i kapitałochłonnych badań eksperymentalnych. Na tej podstawie wykonano analizę porównawczą zaprezentowanych rozwiązań.

Ostatnim etapem prac była analiza parametryczna oparta na zwalidowanych modelach kalibracyjnych, mająca na celu określenie wpływu kluczowych parametrów takich jak: klasa betonu, klasa stali konstrukcyjnej, średnica i rozstaw łączników sworzniowych na pracę belek zespolonych typu stalowa blacha-beton, co ostatecznie udowodniło tezy zdefiniowane w rozprawie, iż wpływ poślizgu w płaszczyźnie zespolenia jest na tyle istotny, że należy go wziąć pod uwagę w przypadku określania ugięć, podczas gdy nośność na zginanie można obliczyć z wykorzystaniem standardowych rozwiązań stosowanych w przypadku obliczania tradycyjnych belek żelbetonowych.

ABSTRACT

The rapid development of composite structures has led to a new structural concept known as steel plate-concrete composite beams. The first experimental studies have shown that these elements require further research work in order to solve the fundamental problems related to the determination of the bending resistance and deflections, taking into account the effect of slip that occurs at the interface plane.

Prior to the commencement of the experimental studies, a comprehensive review of the literature on the discussed topic was carried out, which indicated possible directions for further research. It focused mainly on issues related to the determination of key parameters characterising the behaviour of composite structures under load, taking into account factors that may lead to the enhancement of the effect of slip. It included experimental research carried out so far and the latest analytical and numerical solutions allowing for a comprehensive analysis of the problem.

The aim of the doctoral thesis was to analyze the behaviour of steel plate-concrete composite beams under load. The performed works included experimental tests of beams and materials used for their construction. The accredited Research Laboratory of the Institute of Materials and Construction Structures of the Cracow University of Technology carried out comprehensive tests of concrete, steel prefabricated elements (bars and plates) and push-out tests performed in order to test the behaviour of shear connectors (which is crucial in case of composite structures). These studies allowed to determine the main physical properties.

The examination of steel plate-concrete composite beams was carried out on six specimens, which had 5.0 m span and rectangular cross-section 250 x 500 mm. Beams were subjected to three-point bending until the concrete compression zone was crushed, which was identified as having achieved the flexural strength. Experimental studies have shown (together with the presented theoretical studies allowing to calculate the flexural strength and deflection of the beams under full load range including slip) that the slip negatively affects the bending resistance, while it may lead to an increase in deflections of up to 30 % in relation to calculations performed as for standard reinforced concrete or composite (steel-concrete) beams. That justified the thesis defined in the doctoral dissertation.

Based on the results of experimental research, numerical models of the studied elements were developed using non-linear material models and advanced finite element types implemented in commercial Ansys software. This allowed for a much more in-depth analysis of the behaviour of this type of construction without further time-consuming and capital intensive experimental research. On this basis, a comparative analysis of the presented solutions was made.

The last stage of the work was parametric analysis based on validated calibration models, aimed at determining the influence of key parameters such as the concrete class, structural steel grade, diameter and spacing of shear connectors for steel plate-concrete composite beams, which ultimately proved the thesis defined in the study that the effect of slip is of such a nature that it should be taken into account when determining deflections, whereas the ultimate flexural strength can be calculated using standard solutions for the calculation of traditional reinforced concrete beams.