

POLITECHNIKA LUBELSKA
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA I ARCHITEKTURY
KATEDRA DRÓG I MOSTÓW



Rozprawa doktorska

Mgr inż. Krzysztof Śledziewski

**PRACA STALOWO-BETONOWEJ BELKI
ZESPOLONEJ Z UWZGLĘDNIENIEM
ZARYSOWANIA PŁYTY**

Promotor:

Dr hab. inż. Marek Łagoda, prof. IBDiM

Lublin 2015

*Stworzenie czegoś nowego, a jednocześnie zgodnego
z tym, co wiadomo dotychczas jest niezwykle trudne.*

Richard P. Feynman

SPIS TREŚCI

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ.....	5
1. WSTĘP.....	9
1.1. Geneza tematu	9
1.2. Przedmiot, cel i zakres pracy.....	11
1.3. Teza pracy	15
2. AKTUALNY STAN WIEDZY W DZIEDZINIE ANALIZY BELEK ZESPOLONYCH.....	16
2.1. Wprowadzenie.....	16
2.2. Nośność i sztywność belek zespolonych jako przedmiot badań.....	16
2.3. Praktyka projektowa.....	23
2.4. Zalecenia normowe	24
2.4.1. Uwagi ogólne.....	24
2.4.2. Ujęcie stanu zarysowania płyty pomostu według PN-EN 1994-2.....	25
2.5. Przegląd wybranych prac analitycznych i badawczych.....	28
2.6. Ocena stanu wiedzy.....	33
3. BADANIA DOŚWIADCZALNE	34
3.1. Wprowadzenie.....	34
3.2. Program badań.....	35
3.3. Elementy badawcze	36
3.3.1. Podstawowe dane belek.....	36
3.3.2. Sposób wykonania belek	37
3.4. Przygotowanie i przebieg badań.....	38
3.4.1. Stanowisko badawcze	38
3.4.2. Realizacja obciążenia belek	39
3.4.3. Punkty pomiarowe i mierzone wielkości	41
4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ.....	43
4.1. Badania wstępne.....	43
4.1.1. Uwagi ogólne.....	43
4.1.2. Badania betonu	43
4.2. Badania zasadnicze.....	44
4.2.1. Uwagi ogólne.....	44
4.2.2. Wyniki propagacji rys w czasie	45
4.2.3. Wyniki pomiarów odkształceń (naprężeń)	49
4.2.4. Wyniki pomiarów ugięć (przemieszczeń)	55
4.2.5. Wyniki pomiarów kąta obrotu przekroju belek	57
4.2.6. Wyniki pomiarów poślizgu pomiędzy płytą a dźwigarem.....	58
4.3. Wnioski z przeprowadzonych doświadczeń badawczych	58
5. ANALIZA WYTRZYMAŁOŚCIOWA RZECZYWISTEJ KONSTRUKCJI MOSTU	60
5.1. Wprowadzenie.....	60
5.2. Model badanej konstrukcji	60
5.2.1. Opis modelu.....	60
5.2.2. Materiały i montaż konstrukcji	62
5.2.3. Sposób badania mostu	62
5.3. Rysy w belkach zespolonych.....	64
5.3.1. Uwagi ogólne.....	64
5.3.2. Mechanizm tworzenia się rys	65
5.3.3. Szerokość rozwarcia rys	67
5.4. Analiza wytrzymałościowa badanych dźwigarów zespolonych.....	69
5.5. Wnioski z przeprowadzonej analizy.....	75

6. SYMULACJA KOMPUTEROWA MECHANIZMU TWORZENIA SIĘ RYS W DŹWIGARZE.....	76
6.1. Wprowadzenie.....	76
6.2. Metoda elementów skończonych	77
6.3. Model betonu plastycznego ze zniszczeniem	80
6.3.1. Uwagi ogólne.....	80
6.3.2. Opis matematyczny	81
6.3.3. Hipoteza Druckera – Pragera.....	83
6.3.4. Identyfikacja parametrów betonu ściskanego	86
6.3.5. Identyfikacja parametrów betonu rozciąganego	89
6.3.6. Dodatkowe założenia w modelu materiału	91
6.4. Opis modelu obliczeniowego belki	92
6.4.1. Uwagi ogólne.....	92
6.4.2. Założenia do modelu belki.....	92
6.4.3. Dane materiałowe	93
6.4.4. Model obliczeniowy i jego kalibracja.....	96
6.5. Wyniki analiz numerycznych.....	98
6.5.1. Uwagi ogólne.....	98
6.5.2. Obraz uszkodzenia płyty rozciąganej	98
6.5.3. Analiza ugięć i wykresów naprężeń normalnych	99
6.6. Wnioski z przeprowadzonych symulacji.....	101
7. PODSUMOWANIE	103
LITERATURA.....	107
Załącznik A: Stanowisko laboratoryjne	115
Załącznik B: Dokumentacja fotograficzna przebiegu badań doświadczalnych.....	116
Załącznik C: Atesty stali i receptura mieszanki betonowej	124
Streszczenie	128
Abstract	129

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

Poniżej przedstawiono najważniejsze oznaczenia i symbole stosowane w pracy. Ze względu na różne znaczenie niektórych symboli oraz zachowanie oryginalnej postaci cytowanych wzorów, niektóre symbole i oznaczenia są objaśnione w tekście przy odpowiednich pozycjach.

Litery alfabetu łacińskiego

a	ramię wypadkowej naprężeń działających na przekrój poprzeczny
a_a	odległość osi obojętnej przekroju zespolonego od środka ciężkości przekroju stalowego
a_c	odległość osi obojętnej przekroju zespolonego od środka ciężkości przekroju betonowego
b	szerokość półki przekroju stalowego; szerokość płyty, połowa odległości między przyległymi środnikami lub odległość między środnikiem i wolną krawędzią półki
b_{eff}	całkowita szerokość półki współpracującej z belką
$b_{eff,1}$	szerokość współpracująca w środku rozpiętości przęsła podpartego na obu końcach
$b_{eff,2}$	szerokość współpracująca na podporze wewnętrznej
c	grubość otulenia zbrojenia podłużnego
d	wysokość użyteczna przekroju
d_c	odległość osi obojętnej przekroju zespolonego od górnej krawędzi przekroju zespolonego
f	ugięcie belki, płyty
f_{cm}	średnia wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ctm}	średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie
f_{yk}	charakterystyczna granica plastyczności stali
h_c	wysokość (grubość) płyty betonowej,

k	współczynnik uwzględniający efekt równomiernych samorównoważących się naprężeń
k_c	współczynnik uwzględniający charakter przebiegu naprężeń w przekroju w chwili bezpośrednio poprzedzającej zarysowanie
l	rozpiętość teoretyczna dźwigara
n	stosunek modułów sprężystości stali i betonu
u	przemieszczenie
s_{rm}	średni odstęp między rysami w betonie
w_k	szerokość rozwarcia rysy
x	wysokość strefy ściskanej
z_o	odległość pionowa
A	pole efektywnego poprzecznego przekroju zespolonego z pominięciem betonu rozciąganego
A_a	pole przekroju poprzecznego stali konstrukcyjnej
A_c	pole przekroju poprzecznego betonowego
A_{ct}	pole przekroju poprzecznego rozciąganej strefy betonu
A_p	pole przekroju stali sprężającej
A_s	pole przekroju poprzecznego zbrojenia podłużnego betonu
A_{st}	sprawdzone pole przekroju poprzecznego rozciąganego zbrojenia podłużnego betonu
B	sztywność giętna przekroju zespolonego; nośność przekroju betonowego
B_a	sztywność giętna części stalowej przekroju zespolonego
B_c	sztywność giętna części betonowej przekroju zespolonego
B_0	sztywność początkowa
B_1	sztywność giętna przekroju niezarysowanego
B_2	sztywność giętna przekroju zarysowanego
E_a	moduł sprężystości stali
E_c	styczny moduł sprężystości betonu
$E_{c,eff}$	efektywny moduł sprężystości betonu
E_{cm}	sieczny moduł sprężystości betonu
E_0	początkowy, styczny moduł sprężystości betonu
I	geometryczny moment bezwładności efektywnego przekroju zespolonego z pominięciem betonu rozciąganego
I_a	geometryczny moment bezwładności pola przekroju stali konstrukcyjnej

I_z	geometryczny moment bezwładności przekroju zespolonego
I_1	geometryczny moment bezwładności efektywnego, sprowadzonego do stali przekroju z uwzględnieniem betonu rozciąganego, jako niezarysowanego
I_2	geometryczny moment bezwładności efektywnego, sprowadzonego do stali przekroju z pominięciem betonu rozciąganego, lecz z uwzględnieniem zbrojenia w obszarze szerokości współpracującej
M	moment zginający działający na przekrój zespolony w przypadku odpowiedniej kombinacji obciążeń
M_a	moment zginający działający na przekrój stalowy
M_{cr}	moment zginający powodujący zarysowanie części betonowej
N	nośność graniczna przekroju zespolonego
N_a	siła normalna działająca na przekrój stalowy belki zespolonej
N_{cr}	siła krytyczna, rysująca płytę betonową belki zespolonej
N_s	siła rozciągająca w płycie, zależna od momentu M
S	nośność przekroju stalowego belki zespolonej
W_1	wskaźnik wytrzymałości przekroju zespolonego na zginanie
W_{zs}	wskaźnik wytrzymałości przekroju zastępczego w przypadku zbrojenia podłużnego betonu

Litery alfabetu greckiego

α, β, γ współczynniki; parametry

α_{st} iloraz

β_1 współczynnik zależny od przyczepności prętów zbrojeniowych

β_2 współczynnik zależny od czasu działania i powtarzalności obciążenia

ε odkształcenie

ε_c odkształcenie jednostkowe w betonie

ε_{cl} odkształcenie betonu przy ściskaniu odpowiadające największemu naprężeniu

ε_{cu1} odkształcenie graniczne betonu przy ściskaniu

ε_s odkształcenie zbrojenia

ε_{sm} średnie odkształcenie zbrojenia

ρ_s parametr; stopień zbrojenia

σ naprężenia

σ_c naprężenia w betonie

σ_s	naprężenia w zbrojeniu
$\sigma_{s,0}$	naprężenia w zbrojeniu rozciągany z pominięciem wpływu betonu na odcinkach między rysami
ϕ	średnica (wymiar) pręta zbrojenia
$\Delta\sigma$	zakres naprężeń
$\Delta\sigma_s$	przyrost naprężeń w stali zbrojeniowej na skutek wpływu betonu na odcinkach między rysami

1. WSTĘP

1.1. GENEZA TEMATU

Konstrukcje zespolone zaliczane są do najbardziej interesujących rozwiązań ustrojów nośnych w technice budowlanej. Wynika to bezpośrednio ze szczególnych wymagań w odniesieniu do teorii tych konstrukcji jak i ich twórczego kształtowania. Części składowe przekroju poprzecznego dźwigara wykonane są z różnych materiałów, o różnych cechach fizycznych, które współpracują ze sobą, dzięki zastosowaniu specjalnych łączników (opórek, sworzni, listew). Poszczególne elementy dobiera się w taki sposób, aby maksymalnie wykorzystać zarówno ich właściwości wytrzymałościowe jak i cechy użytkowe, w odniesieniu do ich usytuowania w konstrukcji. Typowym przykładem efektywnego wykorzystania właściwości różnych materiałów jest stalowy dźwigar współpracujący ze zbrojoną, betonową płytą pomostową w mostach jednoprzęsłowych.

W przypadku dźwigarów wykonanych z tych samych materiałów (np. jako betonowe, drewniane), ale w różnych etapach wytwórczych, również mamy do czynienia z konstrukcją zespoloną. Cechą decydującą o tym są odmienne właściwości fizyczne i wytrzymałościowe połączonych elementów. Układ zespolony występuje również, kiedy elementy wykonane z identycznego tworzywa nie są połączone ze sobą w sposób zapewniający całkowitą zgodność odkształceń. Wówczas połączenia takie traktowane są, jako podatne [Łagoda M. 1981].

Współcześnie największe korzyści widzi się w zastosowaniu konstrukcji zespolonych typu stal – beton [Nakamura i in. 2002]. Są one głównie wykorzystywane przy budowie mostów, ale stosuje się je również w innych dziedzinach budownictwa, zwłaszcza w budownictwie przemysłowym [Johnson 2008].

Początki konstrukcji zespolonych datują się zasadniczo na lata trzydzieste ubiegłego wieku, chociaż pierwszy most drogowy o pomoście betonowym współpracującym z belkami

stalowymi pochodzi z 1913 roku – most nad jeziorem Vierwaldstadt w Szwajcarii [Czudek 1999]. Początkowo stosowanie części betonowej miało za zadanie ograniczenie ugięć oraz drgań. Dopiero w latach trzydziestych zaczęto uwzględniać współpracę obu materiałów w przenoszeniu obciążeń. Jednocześnie w tym czasie pojawiła się praca Franza Dischingera [1937] o pelzaniu betonu, która zapoczątkowała rozwój teorii belek zespolonych. Oprócz tego liczne i dokładne badania przeprowadzone na wybudowanym w 1935 roku wiadukcie przez Szwajcarów (przez jezioro Sihl) o zespoleniu sztywnym zaowocowały wydaniem pierwszych w Europie wytycznych projektowania mostów zespolonych. Wybudowany w latach 1938/39 most drogowy pod Zagrzebiem przez Sawę [Koreleski 1967] zakończył fazę rozwoju mostów zespolonych w okresie międzywojennym.

Po II wojnie światowej, a w szczególności w latach pięćdziesiątych [Furtak 1999] rozpoczął się intensywny rozwój konstrukcji zespolonych. Podyktowany głównie potrzebami odbudowy przy ograniczonych możliwościach dostępu do stali. Równocześnie nastąpił szybki rozwój mechaniki konstrukcji – w tym reologii, oraz wprowadzenie nowych technologii – w tym konstrukcji sprężonych. Ponadto zaczęto wytwarzać materiały konstrukcyjne nowej generacji. W efekcie wszystkie te czynniki spowodowały gwałtowny postęp techniczny w mostownictwie [Kędzierski 1972]. Dodatkowo, możliwość stosowania betonu sprężonego przyczyniła się do rozwoju układów ciągłych (duże mosty), w których części nad podporami pośrednimi wykonywano często, jako sprężone. Konieczne stało się przy tym rozwiązanie wielu problemów teoretycznych, konstrukcyjnych i technologicznych, co w wyniku rozwoju wiedzy w tych dziedzinach stało się możliwe.

Pomimo, tego można zauważyć, że w dotychczasowych badaniach skupiano się z reguły na określeniu nośności granicznej całego przekroju zespolonego, bądź też jego poszczególnych części składowych (dźwigara stalowego, płyty betonowej, elementów i sposobów zespolenia) [Nie i Cai 2003; Lebet i Thomann 2007; Biegus i Lorenc 2014; Gara i in. 2014]. Niewiele miejsca poświęcono natomiast zagadnieniu zachowania się zespolonej konstrukcji z zarysowaną płytą betonową. Podejście takie wynikało zarówno ze złożoności problemu jak i z powodu nie występowania rys w konstrukcjach o małej rozpiętości przęseł oraz małym udziale obciążeń użytkowych w stosunku do obciążeń całkowitych. Dodatkowo sprawę komplikował brak normy krajowej do projektowania mostów zespolonych. Choć, jak wspomniano, belki zespolone są stosowane także w innych konstrukcjach, to osiągają w nich znacznie mniejsze rozpiętości niż w przypadku mostów, stąd też problem zarysowania rozciąganej płyty żelbetowej w mostownictwie występuje w większym stopniu.

Znaczenie samego zagadnienia zarysowania w kontekście konstrukcji zespolonych jest wciąż tematem dyskusji. Niepodważalnym faktem jest ich występowanie, aczkolwiek bezpieczeństwo konstrukcji nie jest tu w żaden sposób zagrożone. W niektórych krajach europejskich, w tym w Polsce dopuszczone jest występowanie rys o szerokości 0,2 mm nawet w wilgotnym środowisku, przy ekspozycji elementu na sole odladzające [Ducret i Lebet 1999]. Oczywiście jest to możliwe dzięki stosowaniu szeregu różnych zabiegów technologicznych [Collings 2005], między innymi: właściwej pielęgnacji betonu, odpowiedniej kolejności betonowania, kontrolowaniu przemieszczeń pionowych nad podporami czy też podniesieniu wykonawczemu [Łagoda G. i Łagoda M. 1989; Łagoda M. 1989; Chen i Duan 2014].

Należy jednak pamiętać, że w mostach zespolonych, zarówno tych tradycyjnych jak i nowoczesnych, część elementów poddana jest naprężeniom rozciągającym, które powodują powstawanie zarysowań. Typowym przykładem rozciąganych elementów są łuki ze ściągami, gdzie beton lub element zespolony działa, jako rozciągany pas w ustroju nośnym. Przy określeniu sił w betonowych elementach rozciąganych, w stanie granicznej nośności, użytkowości, oraz w celu sprawdzenia ich na zmęczenie, należy uwzględnić efekty zarysowania betonu i zmianę sztywności przy rozciąganiu betonu pomiędzy rysami [Łagoda G. i in. 2010]. Zarysowanie betonu ma istotny wpływ na sztywność przekroju zespolonego. W wyniku powstałych rys w betonie może dojść do przeciążenia przekroju stalowego momentem zginającym. Z kolei wzrost wartości momentu zginającego powoduje przyrost siły normalnej w stali zbrojeniowej pasa betonowego. Zmiana sztywności ustroju nośnego wiąże się z redystrybucją momentów zginających na długości belki ciągłej. Problem zachowania się zespolonej konstrukcji z zarysowaną płytą betonową jest skomplikowany i przez to nie do końca rozpoznany. Z tego powodu sztywność rozciąganego betonu pomiędzy rysami nie jest często uwzględniana w projektowaniu konstrukcji inżynierskich. Podejście takie może prowadzić do nieracjonalnej oceny nośności konstrukcji zespolonej oraz stanów granicznych użytkowości.

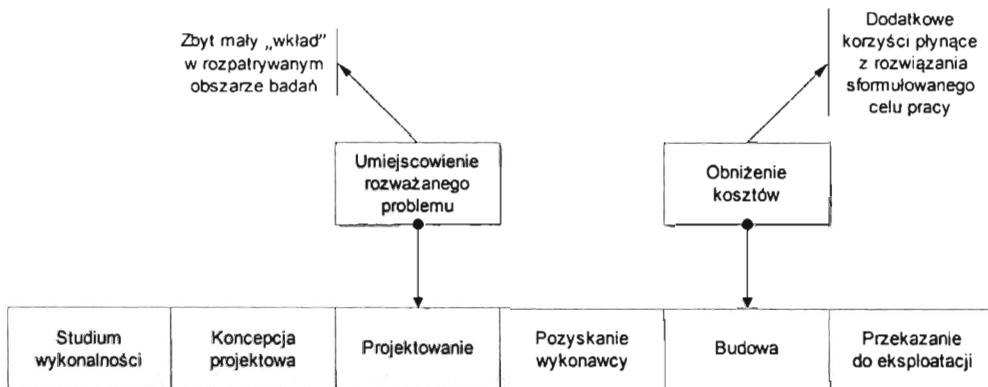
1.2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES PRACY

Przedmiotem pracy są belki zespolone typu stal – beton z łącznikami w postaci sworzni. W rozprawie analizuje się belki dwuprzęsłowe, jako układy ciągłe, w których występują strefy momentów ujemnych z rozciąganą płytą betonową.

Zasadniczym celem pracy jest rozpoznanie i sprecyzowanie naukowych podstaw uwzględnienia sztywności zarysowanego betonu w konstrukcji zespolonej typu stal – beton. Szczegółowo można wyróżnić następujące cele cząstkowe o charakterze zadań naukowych:

- określenie wpływu sztywności zarysowanego betonu w płycie dźwigara zespolonego na efektywność wykorzystania (nośność) przekroju konstrukcji i tym samym racjonalne zużycie materiałów,
- stworzenie adekwatnego modelu obliczeniowego konstrukcji zespolonych mostów zarówno drogowych jak i kolejowych o schematach statycznych wywołujących ujemne momenty zginające.

Na rysunku 1.1 przedstawiono miejsce rozważanego zagadnienia w tematyce związanej z rozpatrywanym obszarem badań.



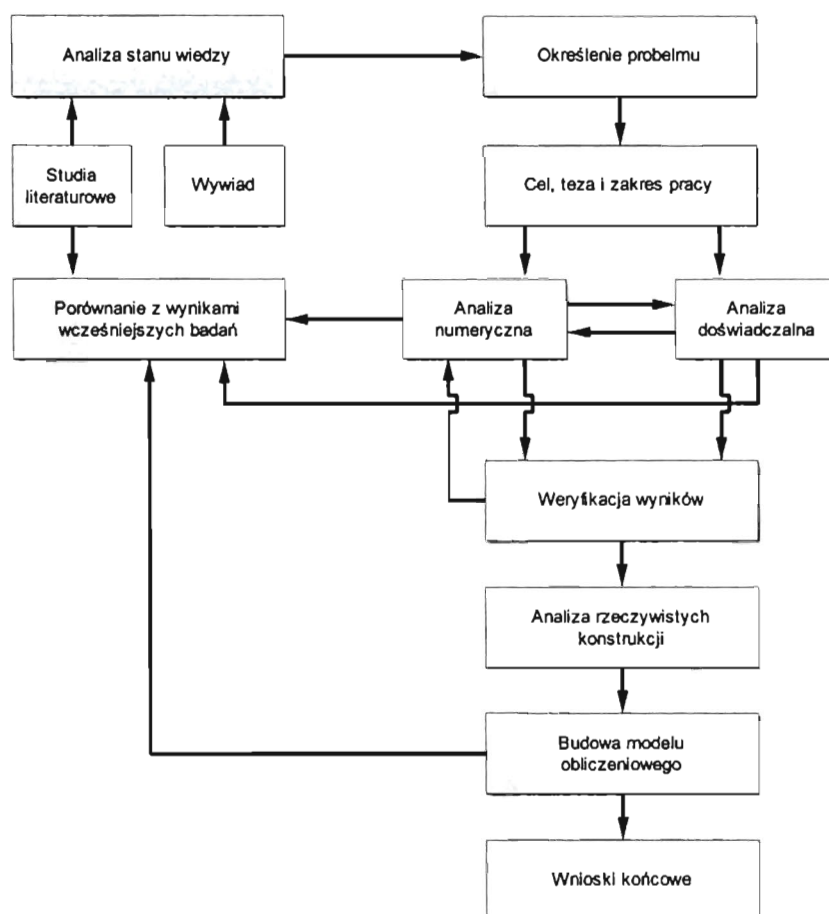
Rys. 1.1. Usytuowanie problemu

Jak widać efekty rozprawy nie tylko będą rozwiązaniem ważnego w mostownictwie zadania naukowego, ale dostarczą narzędzia do zgodnego z podstawami naukowymi projektowania mostów zespolonych. Pozwoli to na lepsze, bliższe rzeczywistości projektowanie obiektów inżynierskich i uzyskanie znacznych oszczędności przy budowie mostów.

Do realizacji założonych celów pracy zostaną wykorzystane metody analityczne mechaniki konstrukcji, badania doświadczalne przeprowadzone w skali naturalnej i analizy wytrzymałościowe obiektów rzeczywistych oraz analizy numeryczne (rys. 1.2).

Powszechnie wiadomo, że stan zarysowania w konstrukcjach zespolonych jest zagadnieniem złożonym, do tego uzależnionym od wielu czynników, wśród których do najważniejszych należą charakterystyki geometryczne przekroju, schemat statyczny konstrukcji, charakter obciążenia (obciążenie stałe, zmienne, pochodzące od czynników technologicznych), poślizg pomiędzy betonem i zbrojeniem, przyczepność płyty do dźwigara oraz cechy wytrzymałościowe i odkształcenia materiałów elementowych składowych belki

zespolej, w tym, w szczególności betonu. W przypadku zadanego przekroju i schematu obciążeń belki zespolonej istotnym zagadnieniem przy analizie jego jest również wpływ czynników związanych z parametrem czasu, który w niniejszej pracy został pominięty.



Rys. 1.2. Schemat organizacji niniejszej rozprawy

Ze względu na możliwość występowania jednocześnie zbyt wielu czynników wpływających na zarysowanie płyty żelbetowej, zdecydowano się pominąć w pracy niektóre czynniki zależne od parametru czasu (skurcz i pęcznienie betonu), a skupić się jedynie na tych czynnikach, których wpływ przy projektowaniu konkretnych obiektów można określić w sposób zdeterminowany.

Pominięcie parametru czasu eliminuje z analizy wpływ czynników reologicznych na stan odkształceń i naprężeń. Wpływu tego nie można pominąć, jeśli analizuje się rozkład naprężeń w konstrukcji poddanej długotrwałemu obciążeniu (także skurczem betonu) w czasie. Podobna sytuacja jest w przypadku odkształceń konstrukcji. Jest to istotny problem w całościowej analizie konstrukcji zespolonej, jednak z uwagi na to, że wychodzi on poza zakres rozprawy, w dalszej części nie będzie omawiany. Wpływ czynników reologicznych na

starzenie się konstrukcji zespolonych (choć bez uwzględnienia sztywności betonu rozciąganego) jest szczegółowo omówiony w literaturze przedmiotu chociażby w pracach Furtaka [1978, 1987 i 1999], bądź też w pracach [Sattler 1959; Zamorski i Gremza 2006].

Rozprawa ma charakter pracy teoretyczno – doświadczalnej. Pierwszym jej etapem jest analiza stanu wiedzy w dziedzinie konstrukcji zespolonych, w szczególności konstrukcji statycznie niewyznaczalnych z betonem w strefach rozciąganych. Na tym etapie poddano również ocenie dotychczasową praktykę projektową oraz przedstawiono ujęcie stanu zarysowania płyty pomostu według obecnie obowiązujących przepisów (rozdział 2).

Kolejny etap to badania laboratoryjne zespolonych dźwigarów próbnych o zbliżonej skali do rzeczywistej (rozdział 3), na podstawie, których zebrano dane do modelowania numerycznego zjawisk, zachodzących w rozciąganej płycie podczas zginania belki zespolonej. Rezultaty badań i ich analizę w kontekście znanych hipotez i przeprowadzonego przeglądu literatury przedstawiono w rozdziale 4.

Następnie, jako uzupełnienie i rozwinięcie części doświadczalnej oraz aby określić zachowanie się konstrukcji zespolonej z rozciąganą płytą współpracującą w warunkach rzeczywistych przeprowadzono analizę wytrzymałościową wybranego obiektu mostowego. W tym celu wykorzystano wyniki badań, które były wykonywane podczas próbnych obciążeń statycznych Mostu Północnego w Warszawie (rozdział 5). Analiza zawiera ocenę współdziałania betonu między rysami w przenoszeniu zginania działającego na przekrój zespolony dźwigara. Dodatkowo wyznaczono średnie odległości między powstałymi rysami i ich szerokość rozwarcia.

Ostatnim etapem dysertacji jest budowa matematycznego modelu numerycznego. W rozdziale 6 przeprowadzono symulację komputerową mechanizmu tworzenia się rys w belkach poddanych badaniom laboratoryjnym. Na tym etapie została również przeprowadzona maksymalizacja zbieżności otrzymywanych wyników obliczeniowych z pomierzonymi oraz minimalizacja liczby elementów skończonych i komplikacji siatki elementów. Istotną częścią tego rozdziału jest również identyfikacja parametrów konstytutywnych na podstawie znanych wytrzymałości betonu, a także opis modelu betonu plastycznego ze zniszczeniem.

Pracę podsumowano w rozdziale 7, w którym wskazano również kierunki dalszych badań. W zakończeniu odniesiono się także do szczegółowych celów, jakie zostały sformułowane w rozprawie.

Dodatkowo na końcu rozprawy zamieszczono trzy załączniki, w których przedstawiono odpowiednio stanowisko laboratoryjne wraz z aparaturami pomiarowymi (załącznik A),

dokumentację fotograficzną z przebiegu badań doświadczalnych (załącznik B), a także atesty otrzymane od producentów stali prętów zbrojeniowych oraz recepturę mieszanki betonowej (załącznik C).

1.3. TEZA PRACY

Na podstawie rozpoznania literaturowego oraz przeprowadzonych analiz własnych formułuje się w niniejszej pracy następującą tezę:

Uwzględnienie sztywności zarysowanego betonu w płycie dźwigara zespolonego pozwala lepiej opisać zachowanie się statyczne dźwigara przy przenoszeniu obciążeń, racjonalniej go kształtować co ma również pozytywny wpływ na efekty ekonomiczne.

2. AKTUALNY STAN WIEDZY W DZIEDZINIE ANALIZY BELEK ZESPOLONYCH

2.1. WPROWADZENIE

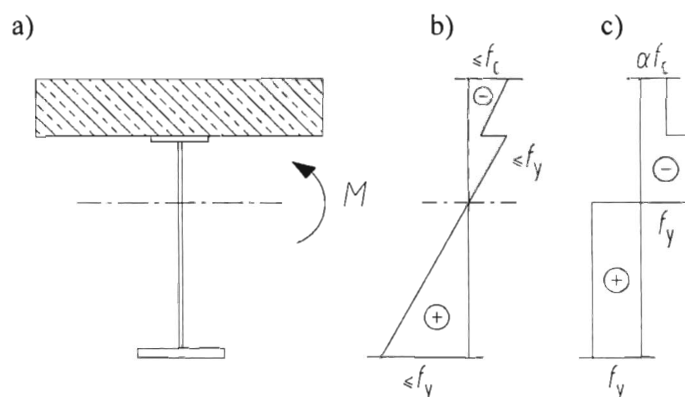
W rozdziale tym został poddany ocenie krytycznej stan wiedzy w dziedzinie konstrukcji zespolonych, w szczególności konstrukcji statycznie niewyznaczalnych z betonem w strefach rozciąganych. W tym miejscu należy podkreślić, iż dorobek naukowy dotyczący problematyki sztywności zarysowanego betonu w płycie dźwigara zespolonego nie jest zbyt duży. Wynika to przede wszystkim z dotychczasowego stosowania technologii pozwalającej przyjmować założenia o pomijaniu betonu rozciąganego w składzie przekroju. W miejscach zarysowania rzeczywiście następuje wyłączenie betonu z współpracy z dźwigarem stalowym. Natomiast na odcinkach między rysami zbrojenie podłużne oraz łączniki zapewniają przynajmniej częściową współpracę betonu z dźwigarem.

Przedstawiono także podstawowe – ale związane z główną tematyką niniejszej pracy – zagadnienia dotyczące nośności i sztywności belek zespolonych oraz dotychczasową praktykę projektową. Opisano również ujęcie stanu zarysowania płyty pomostu wg Eurokodu 4 cz. 2.

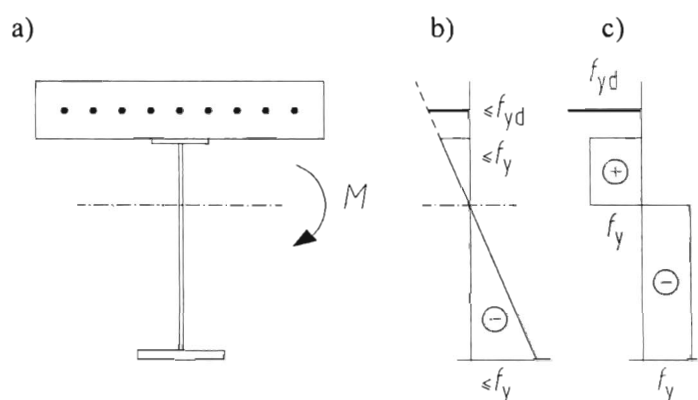
2.2. NOŚNOŚĆ I SZTYWNOŚĆ BELEK ZESPOLONYCH JAKO PRZEDMIOT BADAŃ

Przy wymiarowaniu konstrukcji wymaganą miarą bezpieczeństwa jest z reguły nośność graniczna rozumiana, jako maksymalna wartość obciążenia, które jest zdolna przenieść belka. Obecnie są stosowane dwa sposoby ustalania nośności granicznej, które znajdują odzwierciedlenie w sposobach wymiarowania konstrukcji zespolonych (rys. 2.1 i 2.2), tj. na podstawie:

- nośności sprężystej,
- nośności pozasprężystej (sprężysto-plastycznej, plastycznej).



Rys. 2.1. Wykres naprężeń w przekroju obciążonym momentem dodatnim a) w stanie granicznym nośności: b) sprężystej, c) pozasprężystej (przekrój klasy I)



Rys. 2.2. Wykres naprężeń w przekroju obciążonym momentem ujemnym a) w stanie granicznym nośności: b) sprężystej, c) pozasprężystej (przekrój klasy I)

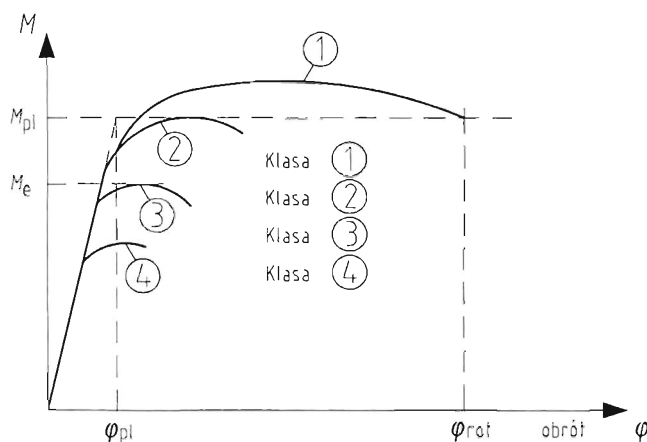
W pierwszym przypadku nośność graniczna jest osiągnięta, jeżeli choć w jednym włóknie, w dowolnej fazie montażu lub eksploatacji wystąpią naprężenia uznane za graniczne lub w jakimś fragmencie konstrukcji nastąpi utrata stateczności sprężystej. W drugim przypadku nośność graniczna jest rozumiana, jako maksymalna wartość obciążenia, jaką może przenieść belka. Może być ona osiągnięta przy pełnym uplastycznieniu zbrojenia i betonu belki lub przy uplastycznieniu tylko pewnego jej fragmentu.

W celu ułatwienia analizy konstrukcji w zakresie pozasprężystym wprowadzono cztery klasy przekrojów belek [PN-EN 1994-2]:

- klasa 1 – belki, które mogą tworzyć przeguby plastyczne ze zdolnością do pełnego obrotu wymaganą w analizie plastycznej,
- klasa 2 – belki, które mogą osiągnąć nośność plastyczną na zginanie przy ograniczonej zdolności do obrotu,
- klasa 3 – belki, w których naprężenia w skrajnych włóknach ściskanych elementu stalowego mogą osiągnąć granice plastyczności, jednak wyboczenie miejscowe

uniemożliwia osiągnięcie nośności plastycznej na zginanie,

- klasa 4 – belki, które wymagają uwzględnienia wpływu miejscowej utraty stateczności przy określaniu nośności.



Rys. 2.3. Ścieżki równowagi statycznej zginanych elementów zespolonych o różnych klasach

Belki do poszczególnych klas zalicza się na podstawie smukłości ściskanego elementu przekroju. Z punktu widzenia tego kryterium wyróżnia się dwa typy przekrojów: krępe i cienkościenne. Elementy konstrukcyjne, w których utrata stateczności przez części składowe profilu zmniejsza jego nośność sprężystą, uznaje się za cienkościenne. Natomiast elementy krępe to takie, w których lokalna utrata stateczności nie ma wpływu na wyczerpanie nośności. Na podstawie tej klasyfikacji możliwy jest odpowiedni dobór analizy konstrukcji: w stanie plastycznym, sprężystym lub nadkrytycznym. Klasę belki ustala się w zależności od odporności elementu na miejscową utratę stateczności. Elementowi przyporządkowuje się klasę, która określa jego odporność na miejscową utratę stateczności – w stanie sprężystym lub plastycznym. Poszczególne ścianki belki mogą mieć różną klasę. Wówczas o klasie całego przekroju decyduje klasa najmniej korzystna. Nie określa się klasy przekroju belki, w którym ścianki są jedynie rozciągane.

Podstawowym kryterium klasyfikacji jest smukłość ściskanych elementów przekroju stalowego i część betonowa, w tym również występujące w niej zbrojenie nie ma żadnego wpływu na tę klasyfikację. Nie uwzględnia się również usztywniającego wpływu płyty betonowej na stateczność ściskanego pasa zespolonego oraz na wzrost stopnia utwardzenia środka w pasie zespolonym.

Kryteria działania obciążenia na belkę ma istotne znaczenie w analizie nośności. Z reguły stalowo – betonowe przekroje belki zespolonej są obciążone w płaszczyźnie środka dźwigara stalowego. Kierunek działania obciążenia belki zespolonej może być:

- tzw. dodatni – ściskana jest wówczas część betonowa (płyta),
- tzw. ujemny – część betonowa jest rozciągana.

W pierwszym wypadku o nośności decyduje zarówno część stalowa (dźwigar stalowy i zbrojenie płyty), jak i betonowa. W drugim natomiast nośność dźwigara stalowego i występujące w płycie betonowej zbrojenie.

O nośności belki zespolonej może również decydować nośność elementów zespalających część stalową i betonową (łączników). Jednak belka jest projektowana tak aby nośność łączników nie decydowała o nośności granicznej. Duży wpływ na nośność konstrukcji może mieć także sztywność (podatność) zespolenia. Stopień zespolenia części stalowej (podatność) decyduje o współłódkształcalności dźwigara stalowego i płyty betonowej. W przypadku zespolenia pełnego, jeśli o nośności nie decyduje utrata stateczności lokalnej (przekroje klasy 1 i 2), sposób montażu belki (kolejność przykładania obciążenia) oraz czynniki reologiczne nie mają wpływu na rozkład naprężeń w przekroju w stanie nośności granicznej. Inaczej jest w przypadku zespolenia podatnego. Tak jak przy obliczaniu sprężystej nośności granicznej, także przy obliczaniu nośności sprężysto – plastycznej zachodzi zawsze konieczność uwzględnienia sposobu montażu konstrukcji [Łagoda G. i Łagoda M. 1989; Łagoda M. 1989]. W przypadku wymiarowania w zakresie sprężystym zachodzi dodatkowo konieczność uwzględnienia wpływu czynników reologicznych (skurczu i pęczania betonu) na nośność (sprężystą) belki.

W ogólności nośność N belki zespolonej można opisać zależnością:

$$N = F(S, B, \alpha), \quad (2.1)$$

gdzie:

S – nośność przekroju stalowego,

B – nośność przekroju betonowego,

α – wielkość wyrażająca współdziałanie przekroju stalowego i betonowego, np. współłódkształcalność.

Równie ważny jak zagadnienie szacowania nośności jest szacowanie sztywności rozumianej, jako opór, jaki stawia ona momentowi zginającemu. Znajomość sztywności, jako funkcji wyężenia jest konieczna do oszacowania ugięć konstrukcji, a także obliczenia rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych i redystrybucji sił wewnętrznych będących skutkiem zmian sztywności przy zmieniającym się obciążeniu.

Na zmianę sztywności belki zespolonej największy wpływ mają przede wszystkim:

- 1) nieliniowy związek naprężenia – odkształcenia betonu,
- 2) podatność zespolenia,
- 3) zarysowanie obszarów betonu, który jest rozciągany.

Sztywność belki zespolonej jest funkcją sztywności poszczególnych składowych i można ją opisać ogólną relacją:

$$B = F(B_a, B_c, \beta), \quad (2.2)$$

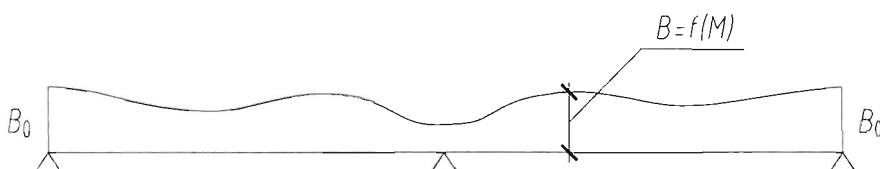
gdzie:

- B_a – sztywność części stalowej przekroju belki zespolonej,
- B_c – sztywność części betonowej przekroju belki zespolonej,
- β – parametr opisujący stopień współpracy części stalowej i betonowej, którego miarą może być np. odkształcalność.

W przypadku braku współpracy (współodkształcalności) sztywność, można wyznaczyć, jako sumę:

$$B = B_a + B_c. \quad (2.3)$$

W innych przypadkach parametr β jest wyrażeniem, którego argumentami są: geometria części stalowej i betonowej, proporcja części stalowej i betonowej, stosunek modułu sprężystości stali i betonu oraz podatność zespolenia.



Rys. 2.4. Rzeczywisty rozkład sztywności, jako funkcja wyężenia przekroju

Najmniej problematyczne jest szacowanie sztywności belki zespolonej, w której część betonowa jest ściskana. O wiele trudniejsze jest z kolei oszacowanie sztywności, gdy część betonowa jest rozciągana. Dodatkowo w takiej analizie pojawia się problem szacowania długości odcinków, na których dochodzi do zarysowania. W praktyce, w odniesieniu do belki z niezarysowaną płytą przyjmuje się sztywność zastępczego przekroju stalowego, w którym przekrój betonowy został zastąpiony ekwiwalentnym przekrojem stalowym:

$$B_l = E_a I_l. \quad (2.4)$$

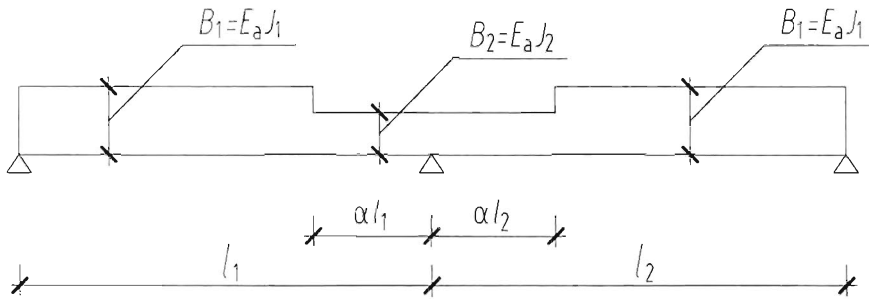
Natomiast w przypadku przekroju zarysowanego, sztywność przyjmuje się równą sztywności równoważnego przekroju stalowego:

$$B_2 = E_a I_2. \quad (2.5)$$

W takim podejściu podstawowa rozbieżność pojawia się w związku z nieuwzględnieniem wpływu rozciąganego betonu współpracującego ze zbrojeniem. Uproszczenie to może prowadzić do błędnego oszacowania sztywności, a w konsekwencji do mało precyzyjnego szacowania rozkładu sił wewnętrznych i ugięć konstrukcji. Podobna sytuacja występuje przy obliczaniu sztywności zarysowanych przekrojów żelbetowych. Jednak przenoszenie zasad stosowanych w analizie zginanych konstrukcji żelbetowych do analizy stalowo – betonowych konstrukcji zespolonych nie jest możliwe. Wynika to przede wszystkim z innego wykresu naprężeń w belce wokół rysy w jednym i drugim przypadku. W przekrojach zespolonych rozkład ten jest bardziej zbliżony do rozkładu naprężeń w rozciąganym osiowo pręcie żelbetowym niż do rozkładu naprężeń, jaki występuje w zginanym elemencie żelbetowym.

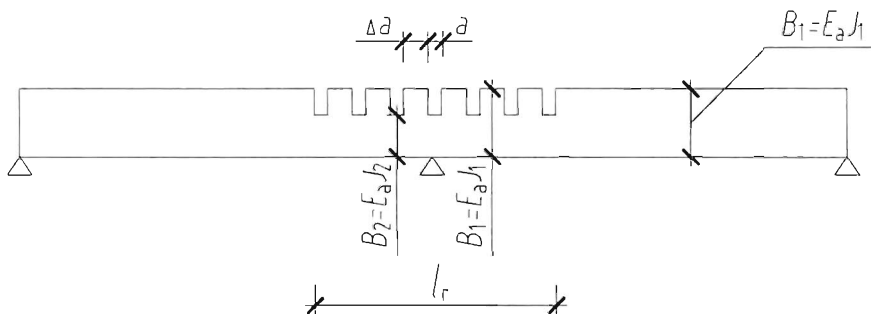
Podobnie jak we wspomnianych już konstrukcjach żelbetowych, tak i w konstrukcjach zespolonych rozkład sztywności na długości belki jest zmienny, przy czym zmiany te mają charakter lokalny. Dzieje się tak na skutek występowania na długości belki zarówno obszarów zarysowanych, jak i niezarysowanych, ograniczonej współpracy betonu w przenoszeniu obciążeń na odcinkach pomiędzy rysami, a także istnienia stref z częściowo zerwaną przyczepnością pomiędzy zbrojeniem a betonem. W konstrukcjach zespolonych zagadnienie sztywności, dodatkowo się komplikuje ze względu na zespolenie części składowych, które przeważnie jest zespoleniem dyskretnym, przez co swoboda deformacji przekroju pomiędzy kolejnymi rysami może być różna. Oprócz tego mogą występować takie odcinki belki, na których pomiędzy kolejnymi łącznikami występują rysy, a także takie, na których tych rys nie ma. Podatność zespolenia również ma wpływ na formowanie i rozwój rys. Stąd też uwzględnienie w konstrukcjach zespolonych współpracy zbrojenia z otaczającym je betonem przy szacowaniu sztywności nie jest zadaniem łatwym.

W najprostszym rozwiązaniu (np. wprowadzonym do norm wymiarowania), na umownych odcinkach w strefie momentów rozciągających część betonową, w obliczaniu sztywności pomija się całkowicie beton, a długość tych odcinków jest ustalana arbitralnie (15% długości przęsła – rys. 2.5) i nie ma nic wspólnego z wartością naprężeń rozciągających na krawędzi przekroju betonowego.



Rys. 2.5. Skokowa zmiana sztywności na umownym odcinku belki

Innym podejściem proponowanym w konstrukcjach żelbetowych [Ryżyński i Apanas 1980] jest koncepcja skokowych zmian sztywności (rys. 2.6). Założono tu, że w miejscu rys sztywność przekroju odpowiada sztywności przekroju stalowego (kształtownika i zbrojenia), a w przekroju poza rysą, sztywności przekroju zespolonego. Głównym zadaniem w takim podejściu staje się określenie długości odcinka o zmniejszonej sztywności oraz ustalenie średniego rozstawu rys. Ustalając długość odcinków o zmniejszonej sztywności należy wziąć pod uwagę współpracę betonu ze zbrojeniem oraz dyskretne zespolenie belki stalowej z płytą.



Rys. 2.6. Koncepcja skokowych zmian sztywności w miejscach rys

Opisywane zadanie można również rozwiązać poprzez uśrednienie sztywności przekroju na odcinku, na którym naprężenia rozciągające przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie (rys. 2.7). Sztywność na odcinkach zarysowanych może być wówczas wyrażana jako suma z odpowiednimi wagami sztywności przekroju w miejscu rysy i niezarysowanego:

$$B_{sr} = \alpha \cdot B_I + \beta \cdot B_{II}, \quad (2.6)$$

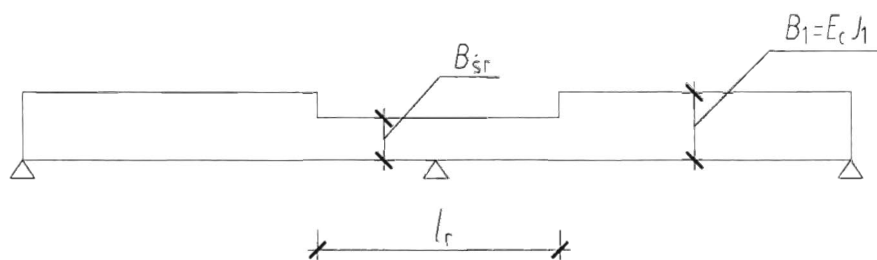
gdzie:

B_I – sztywność belki niezarysowanej,

B_{II} – sztywność belki zarysowanej,

α, β – współczynniki ($\alpha, \beta < 1,0$), które muszą być tak dobrane, aby był spełniony

warunek: $B_I > B_{sr} > B_{II}$.



Rys. 2.7. Uśredniona sztywność przekroju na zarysowanym odcinku

Uzależniając podane wagi od wartości momentu zginającego, który działa na belkę, możliwa jest analiza zmian sztywności przy dowolnym poziomie wyężenia. Aczkolwiek kluczowym zadaniem przy takim podejściu jest oszacowanie współczynników α i β .

2.3. PRAKTYKA PROJEKTOWA

Pomimo tego, że od kilkudziesięciu już lat w Polsce są budowane obiekty mostowe o konstrukcji zespolonej to dotychczas nie było krajowej normy regulującej procedurę ich projektowania. Stąd też części betonowe (żelbetowe lub sprężone) projektowano według normy do projektowania mostów betonowych [PN-91/S-10042], natomiast części stalowe według normy do projektowania mostów stalowych [PN-82/S-10052].

Sytuacja ta uległa zmianie dosyć niedawno, kiedy to wszystkie normy europejskie (EN), opracowane przez CEN (Europejski Komitet Normalizacyjny) uzyskały, bez wprowadzania jakichkolwiek zmian, status norm krajowych (PN-EN). W związku z tym członkowie CEN, a wśród nich Polski Komitet Normalizacyjny, zostali zobowiązani do wycofania norm krajowych, sprzecznych z normami EN do końca marca 2010 r.

Oznacza to, że mosty zespolone typu stal – beton należy obecnie projektować i budować zgodnie z PN-EN 1994-2 Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo - betonowych, Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów. Jest to pierwsza, polska norma do projektowania mostów zespolonych. Z tego powodu można stwierdzić, że w całości jest ona nowością zarówno w procesie projektowania, jak i budowy mostów zespolonych.

Nowe, europejskie normy projektowania mostów zespolonych bardzo istotnie różnią się od dotychczas obowiązującej w Polsce praktyki projektowania. W tej chwili jedna z nowych, podstawowych zasad zakłada, że przewidywany czas eksploatacji mostu stałego wynosi 100 lat, ale z uwzględnieniem obowiązku odpowiedniego utrzymywania i konserwacji obiektu. Oczywiście nie dla wszystkich elementów konstrukcji mostu, nie mówiąc już o elementach wyposażenia, możliwe jest zapewnienie stułetniej żywotności. W takim przypadku projekt powinien przewidzieć ich wymianę bez większych zakłóceń w normalnym użytkowaniu

obiektu. Ponadto elementy konstrukcyjne, do których mocowane jest wyposażenie, muszą być tak projektowane, aby uszkodzenie wyposażenia nie powodowało zniszczenia nośnej konstrukcji mostu, do której jest ono przymocowane.

W trakcie projektowania obiektów należy sprawdzać sytuacje obliczeniowe w kolejności ich występowania, od momentu rozpoczęcia montażu. Efekty oddziaływań (siły wewnętrzne, naprężenia, odkształcenia itp.) określa się przy stosowaniu ogólnej analizy sprężystej lub analizy nieliniowej z uwzględnieniem wpływu deformacji, gdy ich efekty są znaczące (powyżej 10% wartości). Założono tu, że efekty oddziaływań można obliczać na podstawie globalnej analizy sprężystej, nawet wtedy, gdy nośność przekroju obliczana jest przy założeniu nieliniowości fizycznych materiałów lub kiedy projektant dopuszcza uplastycznienie przekroju. Przy projektowaniu mostów zespolonych najczęściej uzyskiwane były przekroje klasy czwartej. W świetle eurokodów możemy projektować przekroje wyższych klas. Nawet klasy pierwszej, co pozwoli nam w konsekwencji stosować analizę lokalną sprężysto – plastyczną, a nawet lokalną analizę plastyczną. Globalną analizę plastyczną można stosować, jeśli elementy wykazują wystarczającą zdolność obrotową, wymaganą ze względu na redystrybucję momentów zginających oraz pod warunkiem, że można zapewnić stabilność elementów w miejscach przegubów plastycznych. Analizę sztywno-plastyczną można stosować, jeśli efekty towarzyszące deformacjom (np. efekty drugiego rzędu) są pomijalnie małe.

2.4. ZALECENIA NORMOWE

2.4.1. Uwagi ogólne

Jak już wspomniano wcześniej projektanci mostowi przy obliczaniu mostów zespolonych typu stal – beton rzadko uwzględniali sztywność zarysowanej płyty pomostu pod wpływem naprężeń rozciągających. W ten sposób znacznie zmniejszana była teoretyczna trwałość i obliczeniowa sztywność konstrukcji mostu. Takie podejście, podyktowane było w dużej mierze brakiem normy krajowej. To, co wynikało z tradycji i przenoszenia zasad z norm stalowej i betonowej zostało obecnie zastąpione przez przepisy techniczne zawarte w Eurokodzie 4.

Wprowadzenie normy PN-EN 1994-2 do praktyki inżynierskiej pozwoliło na ujednolicenie procesu projektowania. W krajowej literaturze są już dostępne pozycje, które w ogólny sposób przybliżają projektowanie mostów zespolonych w świetle obowiązujących przepisów [Łagoda M. 1998a; Łagoda G. i Łagoda M. 2005, 2010] a także szczegółowo

opisują wybrane zasady i reguły dotyczące projektowania mostów zespolonych z rozciąganyymi płytami betonowymi pomostu [Łagoda G. i Łagoda M. 2004, Łagoda G. i in. 2010; Śledziewski 2012].

2.4.2. Ujęcie stanu zarysowania płyty pomostu według PN-EN 1994-2

Zarysowanie powinno być ograniczone do poziomu, zapewniającego właściwe funkcjonowanie i trwałość konstrukcji. Projektowane granice szerokości rys powinny być uzgadniane z zamawiającym. W przypadku konstrukcji A, B i C wg. [PN-EN 1991-1-1] pod odpowiednimi kombinacjami obciążenia nie dopuszcza się żadnych naprężeń rozciągających w betonie. Ograniczenie rozwarcia rys do akceptowanej szerokości i uniknięcie niekontrolowanego zarysowania pomiędzy szeroko rozstawionymi prętami należy osiągnąć przez zastosowanie odpowiedniego procentu zbrojenia o pełnej przyczepności, zapewniającej w przypadku pojawienia się pojedynczych rys sprężystą pracę zbrojenia.

Tam, gdzie należy ograniczać szerokość rys w płycie betonowej mostu zespolonego na powierzchni poddanej odkształceniom rozciągającym, minimalne zbrojenie efektywnej powierzchni półki betonowej w strefie rozciąganej A_{ct} powinno spełniać warunek:

$$\rho_s \geq \frac{0,9 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}, \quad (2.7)$$

gdzie:

ρ_s – stosunek powierzchni stali zbrojeniowej A_s do efektywnej powierzchni betonu strefy rozciąganej A_{ct} :

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}}, \quad (2.8)$$

k_c – współczynnik uwzględniający charakter rozkładu naprężeń w przekroju w chwili bezpośrednio poprzedzającej zarysowanie określony wzorem:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0,3 \leq 1,0, \quad (2.9)$$

k – współczynnik uwzględniający efekt równomiernych samorównoważących się naprężeń, który można przyjąć jako równy 0,8,

σ_s – naprężenie w przekroju stali minimalnego zbrojenia, które jest funkcją maksymalnej średnicy pręta ϕ_s^* , podanej w tablicy 2.1,

h_c – grubość płyty betonowej z wyłączeniem wszelkich pogrubień lub żeber,

z_0 – pionowa odległość między środkiem ciężkości niezarysowanej i niezbrojonej płyty betonowej a środkiem ciężkości niezarysowanego i niezbrojonego przekroju zespolonego, obliczona z wykorzystaniem stosunku modułów w przypadku efektów krótkotrwałych E_a/E_m .

Tablica 2.1. Zależność naprężeń w stali zbrojeniowej od średnicy pręta [PN-EN 1994-2]

Naprężenia w stali [MPa]	Maksymalna średnica pręta ϕ_s [mm] do obliczenia szerokości rys w_k		
	$w_k - 0,4$ mm	$w_k - 0,3$ mm	$w_k - 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Podane wartości naprężeń można zwiększyć mnożąc je przez współczynnik:

$$\eta = \sqrt{\frac{f_{ctm}}{f_{ctm}^*}}, \quad (2.10)$$

gdzie:

f_{ctm}^* – porównawcza wytrzymałość betonu na rozciąganie równa 250 MPa,

f_{ctm} – aktualna wytrzymałość betonu na rozciąganie.

W żadnym przypadku naprężenie σ_s nie powinno przekraczać wartości $k \cdot f_{sk}$, gdzie f_{sk} jest wytrzymałością charakterystyczną stali zbrojeniowej.

W mostach sprężonych ciągnami, minimalny przekrój zbrojenia podłużnego powinien być równy:

$$\rho_s = \frac{0,9 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s} - \xi_1 \cdot \rho_p, \quad (2.11)$$

gdzie:

ρ_s – zgodnie z (2.8),

ξ_1 – skorygowany współczynnik przyczepności, biorąc pod uwagę różne średnice stali zbrojeniowej i sprężającej, równy 1,0 gdy stosuje się tylko stal sprężającą oraz:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}, \quad (2.12)$$

gdy stosuje się stal zbrojeniową i sprężającą,

ξ – stosunek średniej siły przyczepności stali sprężającej i stali zbrojeniowej uźebrowanej,

ϕ_s – największa średnica stali zbrojeniowej,

ϕ_p – zastępcza średnica stali sprężającej:

$\phi_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$ – dla ciągów z kilku splotów lub drutów,

$\phi_p = 1,75 \cdot \phi_{\text{wire}}$ – dla pojedynczych splotów z 7 drutów,

$\phi_p = 1,20 \cdot \phi_{\text{wire}}$ – dla pojedynczych splotów z 3 drutów.

Naprężenia rozciągające w prętach zbrojeniowych powinny być określane przez analizę sprężystą przekroju poprzecznego, uwzględniając efekt współpracy betonu z prętami między rysami. Naprężenia rozciągające σ_s (w mostach bez sprężenia) można obliczać z następującej zależności:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}, \quad (2.13)$$

gdzie:

$\sigma_{s,0}$ – naprężenie w zbrojeniu, obliczane z pominięciem betonu strefy rozciąganej,

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}, \quad (2.14)$$

A, I – odpowiednio pole powierzchni i moment bezwładności dźwigara stalowego,

A_a, I_a – odpowiednio pole powierzchni i moment bezwładności przekroju belki zespolonej z pominięciem betonu strefy rozciąganej.

Gdy płyta pomostu jest dodatkowo sprężona ciągniami, naprężenia wywołane momentami zewnętrznymi można obliczać ze wzorów:

1) w przypadku naprężeń w zbrojeniu podłużnym

$$\sigma_s = \sigma_s^{II} + 0,4 \cdot f_{ctm} \cdot \left(\frac{1}{\rho_{p,eff}} - \frac{1}{\rho_{tot,eff}} \right), \quad (2.15)$$

2) w przypadku naprężeń wciąganych sprężających

$$\sigma_p = \sigma_s^{\text{II}} + 0,4 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot \left(\frac{1}{\rho_{\text{tot,eff}}} - \frac{1}{\rho_{\text{p,eff}}} \right), \quad (2.16)$$

$$\sigma_s^{\text{II}} = \sigma_{s,0} + \frac{0,4 \cdot f_{\text{ctm}}}{\rho_{\text{p,eff}}}, \quad (2.17)$$

$$\rho_{\text{tot,eff}} = \frac{A_s + A_p}{A_{\text{ct}}}, \quad (2.18)$$

$$\rho_{\text{p,eff}} = \frac{A_s + \xi_l^2 + A_p}{A_{\text{ct}}}. \quad (2.19)$$

Szerokość rys można uznać za wystarczająco ograniczoną przy danym naprężeniu σ_s , jeżeli średnica prętów nie przekracza wartości podanych w tablicy 2.1, a rozstaw prętów granic podanych w tablicy 2.2.

Tablica 2.2. Maksymalny rozstaw prętów żebrowanych

Naprężenia w stali [MPa]	Maksymalna średnica pręta ϕ_s^* [mm] do obliczenia szerokości rys w_k		
	$w_k - 0,4 \text{ mm}$	$w_k - 0,3 \text{ mm}$	$w_k - 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5

Przedstawiona metoda pośrednia (uproszczona) w wielu przypadkach jest mało dokładna i przez to prowadzi do błędnych wyników, które znacznie odbiegają od rozwiązań uzyskiwanych według metody bezpośredniej (ogólnej) [Knauff M. i Golubińska 2012], opisaną dokładnie w analizie obliczeniowej w rozdziale 5.

2.5. PRZEGLĄD WYBRANYCH PRAC ANALITYCZNYCH I BADAWCZYCH

Praktycznie od początku stosowania betonu w budownictwie pojawiały się prace dotyczące powstawania rys w żelbecie. Pierwsze badania przeprowadzone były na elementach

rozciąganych przez Considéra [1904], który ustalił związki o charakterze jakościowym między ilością i rodzajem zbrojenia a szerokością i rozstawem rys oraz wielkością siły rysującej. Problemem tym zajmowało się również wielu innych badaczy, zarówno w przypadku elementów rozciąganych jak i zginanych przekrojów, m.in. Bukowski [1959], Godycki – Ćwirko [1961]. Jednakże to Saliger [1952, 1956] i Muraszow [1950] podali najbardziej rozpowszechnione rozwiązania dotyczące zarysowania w elementach żelbetowych.

Wspomniany wyżej Saliger zakłada rozkład naprężeń w betonie i stali w strefie rozciąganej betonu jako funkcję sinusoidalną. Ponadto przyjął, że w miejscu rysy naprężenie w betonie jest równe zero, a między rysami zmienne ale mniejsze od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Z kolei Muraszow za podstawę do obliczeń stanu zarysowania przyjął założenie, że przy większych obciążeniach elementy zginane zachowują jak zarysowane, tj. znajdują się w fazie II pracy belki żelbetowej, żelbet uważa się za materiał sprężysto – plastyczny, a odkształcenia plastyczne rosną wraz z odkształceniami sprężystymi.

Większość dotychczasowych prac i badań dotyczących zarysowania płyty w stalowo - betonowych belkach zespolonych skupia się głównie na sposobie obliczania szerokości oraz rozstawu powstałych rys. Przykładem takich prac są [Johnsona R. P. 1975] czy też [Pechar i in. 1990], w których rozpatrywano stan zarysowania wywołany obciążeniem zewnętrznym, natomiast pominięto wpływ naprężeń własnych. Kolejną interesującą pozycją z tego zakresu jest [Furtak i Łącki 1997]. W tej pracy podano sposób obliczania rozstawu rys, których bezpośrednią przyczyną powstania było wystąpienie skurczu, pęczania i różnicy temperatur.

Z kolei w [Jarek 2004] autor zaproponował wzory na rozstaw i szerokość rys, w których uwzględniono poślizg zbrojenia w płycie betonowej przez wykorzystanie stopnia zespolenia belki stalowej z płytą, niezależnie od zastosowanych łączników względem płyty. Sposób obliczania zarysowania uzależnił od położenia osi obojętnej przekroju zespolonego, a także od czynników wywołujących zarysowanie płyty.

Dokonano również porównania niektórych metod obliczeniowych i ich weryfikację doświadczalną przekroju żelbetowego celem sprawdzenia, czy któryś ze znanych sposobów obliczania rys wywodzący się z żelbetu można odnieść bezpośrednio do płyt żelbetowych w belkach zespolonych, oraz które z rozwiązań teoretycznych dają najbliższe rzeczywistym wyniki. Zestawienie takie można znaleźć w [Furtak i Musialik 2001].

Wśród prac dotyczących zarysowania belek zespolonych znajdują się również takie, które opisują zachowanie się konstrukcji, uwzględniając zarysowanie rozciąganej płyty betonowej.

Do tej grupy prac należy zaliczyć [Łagoda G. i Warmuz 2004; Łagoda M. i Śledziwski 2011]. Tym zagadnieniem zajął się również Gómez Navarro [2000; Gómez Navarro i Lebet 2001], który przedstawił własną propozycję modelu liniowego po zarysowaniu, opisującą zależność moment – krzywizna w przekroju podporowym.

Istotnym problemem w odniesieniu do zarysowania płyty, również słabo rozpoznany, jest podatność zespolenia. Przy czym przemieszczenie płyty żelbetowej względem belki stalowej w wyniku odkształcenia łączników i zerwania przyczepności płyty do belki stalowej występuje przede wszystkim w elementach, w których zastosowano łączniki wiotkie, a w szczególności w przypadku powszechnie stosowanych łączników sworzniowych. Jarek [2008] na podstawie wyników badań oraz analiz belek zespolonych o zespoleniu niepełnym stwierdził, że stan zarysowania elementów zespolonych zależy w znacznej mierze od stopnia zespolenia. Im wyższy stopień zespolenia tym rozstaw i szerokość rys były mniejsze. Najmniejsze rozstawy rys i maksymalne szerokości występowały w belkach z zespoleniem niepodatnym.

Podatność zespolenia w przypadku łączników wiotkich jest dość dobrze rozpoznana w zakresie nośności połączenia. Przykładem mogą tu być prace [Barańczak i Bryś 1989; Karlikowski 1989] czy też [Łagoda M. 1980, 1981, 1989 i 1998b]. W szczególności interesujące są te ostatnie, w których to autor, w [Łagoda M. 1981], na podstawie przeprowadzonych analiz teoretycznych i opracowanych wyników badań podał metodę obliczania stanu granicznego podatności łączników. Wiązało się to z określeniem wpływu podatności łączników na rozkłady sił wewnętrznych i odkształceń w konstrukcji zespolonej oraz na jej sztywność. Dodatkowo na podstawie przedstawionych badań określił nośność i sposób zachowania się zespolenia sprężystego w różnych warunkach obciążeń.

W pracy [Furtak 1999] na podstawie [Łacki 1998] podano wzory na wartość poślizgu. Zostały one wyprowadzone na podstawie teorii „ściślej” pręta zespolonego [Czudek 1969]. Podano wzory dla czterech przypadków różniących się między sobą rodzajem obciążenia i zespolenia. Rozpatrzono belki swobodnie podparte przy obciążeniu równomiernie rozłożonym oraz obciążeniem siła skupioną. W każdym rodzaju obciążenia rozważano przypadek zespolenia częściowego z poślizgiem na końcach belki oraz zespolenia pełnego przy braku poślizgu na całej długości belki. Niestety wzory te są dość skomplikowane i przez to problematyczne do powszechnego stosowania w praktyce inżynierskiej.

Jednym z ważniejszych zagadnień w zakresie konstrukcji zespolonych jest również ocena wpływu zarysowania płyty żelbetowej na ugięcie belek zespolonych. Niestety literatura dotycząca tej problematyki nie jest zbyt obszerna, co akurat wiąże się z mniejszym

zainteresowaniem jakie do niedawna przywiązywano do stanów granicznych użytkowalności konstrukcji zespolonych w porównaniu ze stanem granicznym nośności.

Wpływ zarysowania płyty na ugięcie belek zespolonych jest ważny przynajmniej z dwóch powodów. Pierwszy z nich, który de facto można traktować jako formalny, dotyczy rzecz jasna sprawdzenia ugięcia i porównania go z normowym. Drugi powód jest nie mniej ważny i dotyczy określenia podniesienia wykonawczego, tj. tzw. odwrotnej strzałki ugięcia.

Propozycję uwzględniania zarysowania płyty przy obliczaniu ugięć przedstawiono w [Bujńak 1997]. Autor swoją metodę uzależnił od wartości działającego momentu zginającego oraz od momentu rysującego. Natomiast w pracy [Aribert, Raoul i Terpereau 1997] dokonano analizy wpływu zarysowania płyty na zmianę wartości ugięć belek zespolonych ciągłych dwuprzęsłowych.

Należy w tym miejscu podkreślić, iż wpływ zarysowania płyty żelbetowej w strefie momentów ujemnych na wartość ugięć belki zespolonej ciągłej związany jest ze zmianą sztywności dźwigara w obszarze rys. Przyjęcie stałej sztywności belki zespolonej jest uproszczeniem, które może prowadzić w niektórych przypadkach do znacznych niedokładności w obliczaniu ugięć. Jest to problem podobny do występującego przy obliczaniu belek żelbetowych [Kuczyński 1971; Knauff A. i Knauff M. 1977].

W pracy [Kindmann 1990] podano zależność między krzywizną a momentem zginającym oraz siłą normalną w płycie betonowej. Wykazano, że nieciągłości związane są z zarysowaniem przekroju i zmniejszeniem się współpracy betonu ze stalą zbrojeniową. W konsekwencji efektem są lokalne, skokowe spadki sztywności, które nie powodują jednak skokowych zmian krzywizny belki. Wynika to ze współdziałania betonu rozciąganego ze stalą zbrojeniową na odcinkach bezpośrednio przylegających do rysy. Sztywność belki zespolonej w strefie momentów zginających rozciągających płytę jest więc zmienna na odcinku pomiędzy rysami.

Znajomość sztywności jako funkcji wyężenia jest wymagana nie tylko do oszacowania przemieszczeń (ugięć) konstrukcji ale również obliczenia rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych i redystrybucji sił wewnętrznych, będących skutkiem zmian sztywności przy zmieniającym się obciążeniu.

Zagadnieniami sztywności zespolonych belek stalowo – betonowych i związanymi z nią zjawiskami zajął się Madaj, który począwszy od 1994 r. rozpoczął publikację swoich prac na ten temat [Madaj 1994, 1998, 1999, 2001, 2002]. Ukoronowaniem jego badań była rozprawa [Madaj 2005].

Mađaj przedstawił interesujący sposób obliczania belek zespolonych związany z oszacowaniem sztywności chwilowej przekroju zespolonego belki. Do określenia sztywności przyjął metodę elementów skończonych z wykorzystaniem elementów pasmowych, dokonując podziału przekroju zespolonego na pasma prostopadłe do płaszczyzny zginania i przyporządkowując każdemu pasmu związek konstytutywny naprężenie – odkształcenie. Sposób ten, jako jeden z nielicznych, dokładnie opisuje zmianę sztywności przekroju zespolonego przez zdefiniowanie sztywności chwilowej. Aczkolwiek zaproponowany sposób obliczania, zwłaszcza niejednokrotnie występującego w praktyce zespolenia podatnego, jest dość skomplikowany i tym samym trudny do stosowania w praktyce inżynierskiej. Oprócz tego w pracy [Mađaj 1998] dokonał analizy zależności między krzywizną belki a sztywnością, dla dwóch wybranych przekrojów zespolonych z rozciąganaą płytą żelbetową. Na podstawie przeprowadzonych analiz stwierdzono, że sztywność zmniejsza się wraz z wytężeniem już w zakresie odkształceń sprężystych. Wyraźny wpływ na zaobserwowane zjawiska miał stopień zbrojenia płyty.

Również ciekawy opis sztywności na zginanie dźwigara zespolonego podatnie, typu stal – beton można znaleźć w [Karaś 2008, 2011]. Najważniejszym elementem zaproponowanej koncepcji jest odejście od założenia o równości krzywizn, które ogranicza rozpatrywania do przypadku równoległości kątów pochylenia przekrojów poprzecznych łączonych elementów w dźwigarze zespolonym. Dodatkowym atutem, poza możliwością wprowadzenia momentu bezwładności przekroju poprzecznego dźwigara z połączeniem podatnym, jest poziom prowadzonej analizy w zakresie odkształceń.

Analiza skutków zarysowania płyty w belkach zespolonych ze szczególnym uwzględnieniem redystrybucji sił wewnętrznych w belkach ciągłych została omówiona w pracach [Mađaj 1999; Karlikowski, Mađaj i Wołowicki 2002]. Autorzy stwierdzają, że sztywność przekroju do chwili zarysowania płyty jest praktycznie stała. Dopiero zwiększenie obciążenia do wartości powodującej przekroczenie odkształceń, odpowiadających wytrzymałości betonu na rozciąganie wprowadza zmiany w pracy belki. W trakcie badań doświadczalnych wyraźny spadek sztywności zaobserwowano w chwili powstania pierwszej rysy, co objawiło się gwałtownym wzrostem krzywizny. Efektem zaburzenia krzywizn lokalnych były znacznie szybsze przyrosty ugięć niż przed zarysowaniem. Po zarysowaniu płyty, zmierzona wartość krzywizny mieściła się pomiędzy wartościami obliczonymi przy założeniu, że sztywność belki odpowiada sztywności części stalowej, a wartościami obliczonymi z uwzględnieniem współpracy rozciąganego betonu ze zbrojeniem, i była około

15% większa od sztywności przekroju stalowego. Stabilizacja rozkładu sztywności następowała, gdy zmniejszała się liczba nowo powstałych rys.

Zarysowanie płyty powoduje dość duże zmniejszenie momentów podporowych (około kilkanaście procent) oraz względnie niewielkie zwiększenie momentów przęsłowych (około kilka procent). Na podstawie opisanych wcześniej badań w pracy [Karlikowski, Madaj i Wołowicki 2002] autorzy stwierdzili również, że w zakresie obciążeń eksploatacyjnych następuje stabilizacja rozkładu sztywności i nie obserwuje się redystrybucji momentów zginających w belce.

2.6. OCENA STANU WIEDZY

Przeprowadzone rozpoznanie literaturowe wskazuje, iż zadanie zarysowania płyt żelbetowych w belkach zespolonych typu stal – beton nie jest nowy. Niemniej jednak zagadnienie to było traktowane do tej pory nie dość dokładnie, a główny nacisk kładziono na nośność elementów [Furtak 1999; Jarek 2004]. Znalazło to swoje odzwierciedlenie również w obecnie obowiązującej normie do projektowania konstrukcji zespolonych [PN-EN 1994-2]. Aczkolwiek propozycje przedstawione w Eurokodzie 4 cz. 2 wprowadziły nowe tendencje w ujęciu tego zagadnienia, które wymagają dalszych uściśleń i weryfikacji doświadczalnych, zwłaszcza w zakresie belek ciągłych.

Dodatkowo w procesie projektowania konstrukcji mostowych obecnie coraz większy nacisk kładzie się na konieczność uwzględnienia czynników ekonomicznych oraz stosowanie coraz dokładniejszych metod obliczeniowych, mających na celu zbliżenie rzeczywistych wartości naprężeń występujących w konstrukcji do wartości zakładanych w obliczeniach. Zwiększający się udział obciążeń użytkowych w stosunku do obciążeń całkowitych oraz stosowanie nowych metod montażu konstrukcji powodują, że prawidłowe uwzględnienie sztywności zarysowanego betonu w płycie stało się niezbędne przy analizie belek zespolonych. Podjęty temat wydaje się więc być aktualny i godny uwagi.

3. BADANIA DOŚWIADCZALNE

3.1. WPROWADZENIE

Głównym celem doświadczalnej części pracy jest pogłębienie wiedzy na temat zjawisk zachodzących w konsekwencji rozciągania płyty podczas zginania belki zespolonej, a także zebranie danych do ich modelowania numerycznego. Badania doświadczalne przeprowadzono na belkach ciągłych, dwuprzęsłowych pod obciążeniem statycznym o powtarzalnych cyklach (obciążenie – odciążenie) aż do osiągnięcia maksymalnej założonej wartości¹.

W celu pełniejszej realizacji sformułowanych zadań wykonano badania dodatkowe, dotyczące własności materiałowych betonu, z którego została wykonana płyta elementu badawczego. Wykonano również pomiary nie będące bezpośrednio związane z zagadnieniem sztywności zarysowanego betonu jednak pozwalające na weryfikację wyników obserwacji i wyznaczenia, bądź też sprawdzenia dodatkowych parametrów. Stąd też dokonano pomiaru poślizgu płyty żelbetowej względem dźwigara stalowego, pozwalający zweryfikować stopień zespolenia belki, a także pomiaru odkształceń zarówno samego dźwigara, jak i płyty, co z kolei pozwoliło określić rzeczywiste położenie osi obojętnej, sztywność chwilową przekroju a także zweryfikować naprężenia w badanym elemencie. Oprócz tego, dokonano pomiarów kąta obrotu belki na każdym jej końcu, pomiaru ugięć w miejscu przyłożenia obciążenia zewnętrznego oraz pomiaru przemieszczeń pionowych nad podporami, dzięki czemu można było wyznaczyć końcowy obraz odkształconych elementów badawczych.

W dalszej części rozdziału przedstawiono pełny zakres przeprowadzonych badań wraz ze szczegółowym opisem elementów badawczych.

¹ Badania doświadczalne były współfinansowane w ramach środków statutowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego nr S-50/B/2012.

3.2. PROGRAM BADAŃ

Zakres badań doświadczalnych wynika z przyjętej metodyki udowodnienia tezy sformułowanej w niniejszej pracy. W związku z tym przewidziano dwa etapy badań:

- 1) badania wstępne,
- 2) badania zasadnicze.

Celem badań wstępnych było określenie cech wytrzymałościowych betonu, z którego została wykonana płyta elementu badawczego. Wykonano badania na podstawie, których określono:

- wytrzymałość betonu na ściskanie,
- wytrzymałość betonu na rozciąganie,
- moduł sprężystości betonu.

Z kolei dane materiałowe odnoszące się do zastosowanej stali uzyskano z atestów dostarczonych przez producentów.

Celem zasadniczej części doświadczalnej było określenie zachowania się pod obciążeniem statycznym belek zespolonych z rozciąganą płytą współpracującą, a także uzyskanie danych do komputerowego modelowania stalowo – betonowych konstrukcji zespolonych o schematach statycznych wywołujących ujemne momenty zginające. Stąd też badania właściwe obejmowały odpowiednio pomiary:

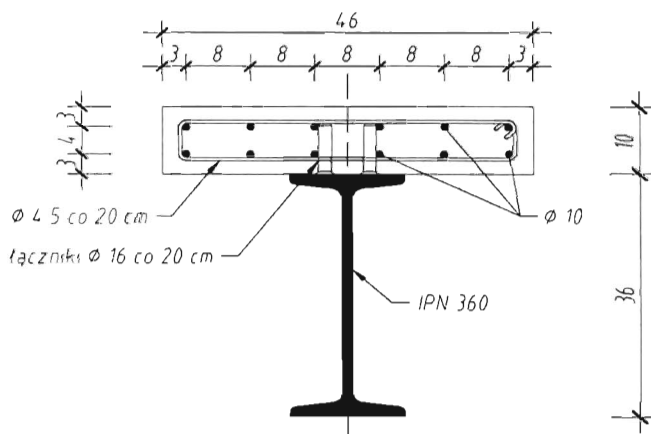
- propagacji rys w czasie,
- odkształcenia dźwigara stalowego,
- odkształcenia płyty betonowej,
- odkształcenia stali zbrojeniowej w strefie tzw. momentów dodatnich oraz w strefie tzw. momentów ujemnych,
- kąta obrotu na końcach belek,
- ugięcie belek w miejscu przyłożenia sił oraz przemieszczeń pionowych w osi podłużnej (nad każdą podporą),
- poślizgu płyty żelbetowej względem dźwigara stalowego.

Wszystkie prace związane z wykonaniem elementów badawczych, ich późniejszym przygotowaniem do badań i przeprowadzenie samych badań laboratoryjnych przewidzianych w założonym programie trwały około 2 miesięcy.

3.3. ELEMENTY BADAWCZE

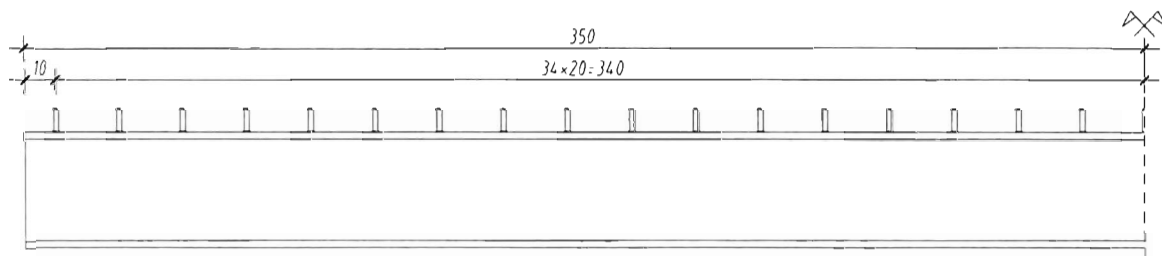
3.3.1. Podstawowe dane belek

Badania laboratoryjne przeprowadzono na elementach badawczych, które wykonano w postaci belek ciągłych, dwuprzęsłowych, o przekroju poprzecznym przedstawionym na rysunku 3.1. Długość całkowita każdej belki wynosiła 7,00 m, w tym rozpiętości podporowe 2x3,00 m.



Rys. 3.1. Przekrój poprzeczny badanych belek z rozmieszczeniem zbrojenia głównego

Płytę żelbetową wykonano z mieszanki betonowej zaprojektowanej na klasę C 25/30 i zazbrojono prętami gładkimi ze stali S235JR+AR (zbrojenie główne) i G3SI1 (strzemiona). Jako zbrojenie podłużne zastosowano pręty $\phi 10$ mm ułożone w dwóch rzędach: górą i dołem, na całej długości po 6 prętów w rozstawie co 8 cm. Natomiast w kierunku poprzecznym ułożono strzemiona $\phi 4,5$ mm w rozstawie co 20 cm. Przykład zbrojenia elementów badawczych pokazano na rysunku 3.1 oraz na fotografii B.2 w załączniku B. Ze względu na ograniczenia wynikające z budowy standu badawczego (fot. A.1 w załączniku A), szerokość płyty nie mogła przekraczać 50 cm.



Rys. 3.2. Rozmieszczenie łączników kołkowych

Jako dźwigar stalowy, zastosowano profil walcowany IPN 360 ze stali S355, który na całej długości połączono z płytą żelbetową za pomocą dwóch rzędów łączników kołkowych. Łączniki o średnicy ϕ 16 mm i wysokości 75 mm przyspawano do pasa górnego belki w rozstawie co 20 cm. Taki sposób połączenia miał zapewnić niepodatność zespolenia w całym zakresie obciążenia. Dokładne rozmieszczenie łączników pokazano na rysunku 3.2 oraz na fotografii B.1 w załączniku B.

3.3.2. Sposób wykonania belek

Wszystkie elementy stalowe wraz z przyspawaniem łączników kołkowych do pasa górnego belki wykonano w wytwórni konstrukcji stalowych Gotowski Budownictwo Komunikacyjne i Przemysłowe Sp. z o.o., a następnie dostarczono do zakładu prefabrykacji w celu połączenia w całość z płytą.

Szalunek pod płytą żelbetową wykonano na rusztowaniu ciągłym (fot. B.2 w załączniku B). Podczas betonowania, celem zapewnienia właściwej otuliny wynoszącej minimum 2 cm oraz właściwego ułożenia zbrojenia w płycie, zastosowano betonowe podkładki dystansowe z betonu tej samej klasy co płyta. Mieszanka betonowa o wymaganej klasie betonu wykonywana była w wytwórni betonów firmy Sibet S.A. w Kielcach według ich receptury (C3 w załączniku C). Przed betonowaniem płyty na dwóch prętach zbrojenia podłużnego umieszczono tensometry w przekrojach nad podporą pośrednią i w przęśle w miejscu przyłożenia siły (fot. B.3 w załączniku B).

Wlewanie samej mieszanki do szalunku odbywało się z niewielkiej wysokości, tak aby uniknąć segregacji kruszywa (fot. B.5÷B.6 w załączniku B). Beton pielęgnowano przez 14 dni zapewniając mu właściwą i stałą temperaturę oraz wilgotność.

Taki sposób wykonania elementów badawczych pozwolił na uniknięcie wprowadzenia dodatkowego, początkowego stanu naprężeń wywołanego sposobem montażu, a właściwa pielęgnacja pozwoliła na ograniczenie wpływu skurczu betonu na naprężenia.

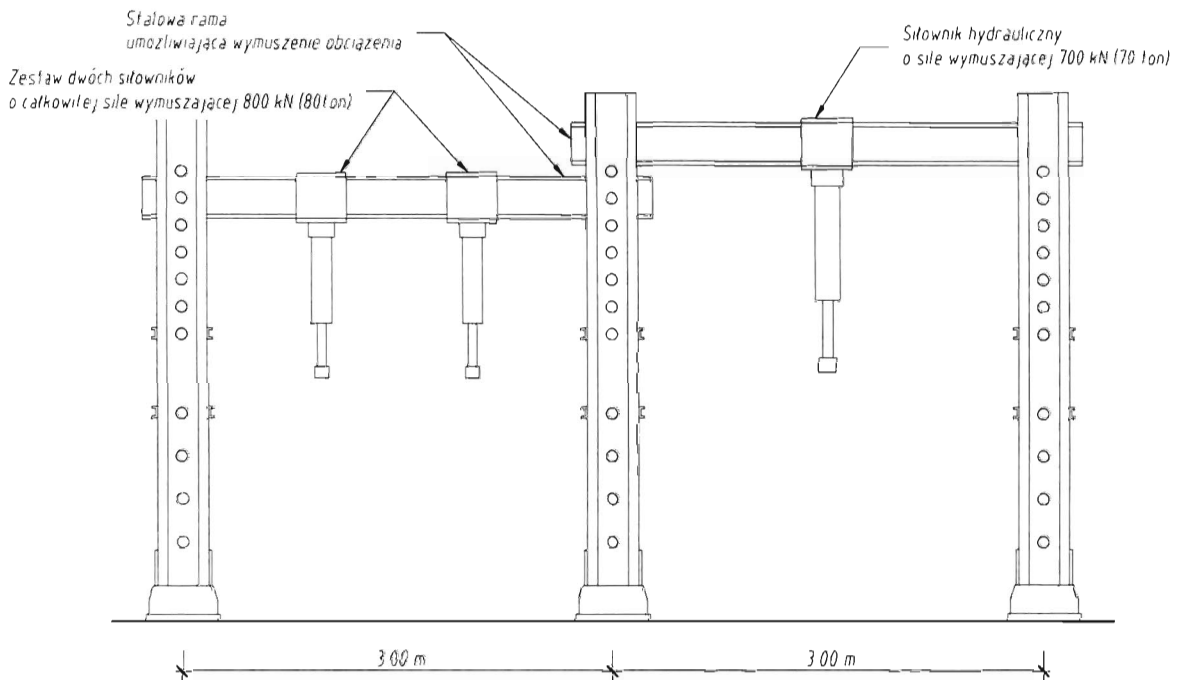
Po zdemontowaniu szalunku, w połowie długości belki (lokalizacja podpory pośredniej) wykonano bruzdy szerokości 10 cm na obu krawędziach płyty i głębokości 0,5 cm (fot. B.7 w załączniku B) w celu wymuszenia kontrolowanej rysy.

3.4. PRZYGOTOWANIE I PRZEBIEG BADAŃ

3.4.1. Stanowisko badawcze

Badania belek przeprowadzono we współpracy z Politechniką Świętokrzyską i Ośrodkiem Badań Mostów, filia „Kielce” należącym do Instytutu Badawczego Dróg i Mostów. Stanowisko badawcze składało się z maszyny wytrzymałościowej ZD-100 produkcji VEB w Werkstoffprüfmaschinen Leipzig ze stendem, wyposażonej w jeden siłownik hydrauliczny o maksymalnej sile wymuszającej 700 kN oraz dwóch siłowników hydraulicznych o maksymalnej sile wymuszającej po 350 kN każdy, z automatyczną kontrolą wywieranej siły.

Wygląd stanowiska badawczego wraz ze stanowiskiem pomiarowym pokazano na fotografiach A.1÷A.2 w załączniku A oraz na rysunku 3.3.

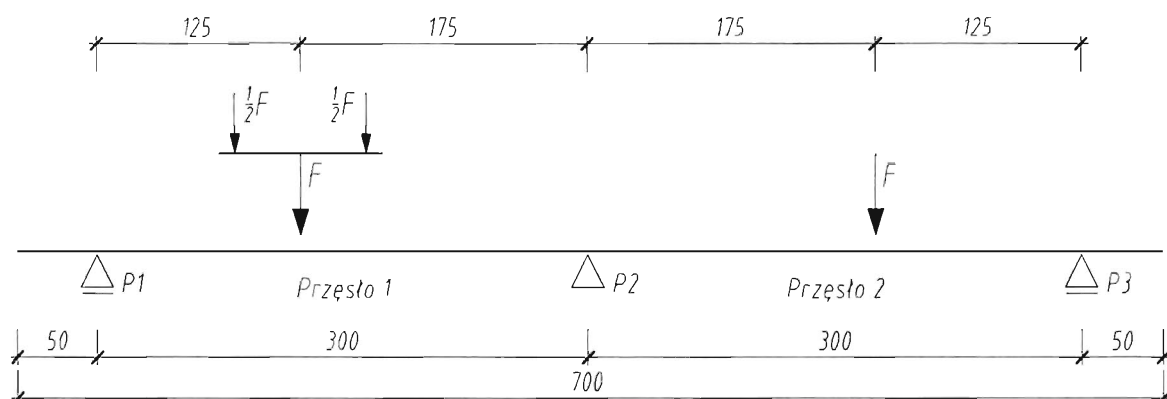


Rys. 3.3. Schemat stanowiska badawczego

Elementy badawcze były umieszczone między słupkami stalowej ramy, które w przypadku zsunięcia się belki z któregoś łożyska zabezpieczały ją przed przemieszczeniem się z pozycji centralnej (fot. B.8 w załączniku B).

3.4.2. Realizacja obciążenia belek

Miejsce przyłożenia obciążeń zewnętrznych dobrano w taki sposób, aby wartości wywołanych momentów zginających, przęsłowych i podporowego były zbliżone do siebie oraz aby w elemencie badawczym występowały strefy momentów ujemnych powodujących rozciąganie górnych włókien płyty żelbetowej. Stąd też obciążenie w postaci dwóch sił skupionych zlokalizowano w odległości 175 cm z każdej strony podpory środkowej (rys. 3.4 i fot. B.9 w załączniku B).



Rys. 3.4. Schemat obciążenia badanych belek

Siły były przyłożone do górnej powierzchni płyty betonowej za pośrednictwem konstrukcji (beleczka stalowa z podkładką) rozkładającej je na pasmo poprzeczne do osi belki o wymiarach 100 x 460 mm (fot. B.10 w załączniku B). Obciążenie wywołane dwoma siłownikami hydraulicznym przekazywano dodatkowo za pomocą belki trawersowej (fot. B.11 w załączniku B).

Wartości sił obciążających badaną belkę wprowadzano do programu, który sterował automatycznie siłownikami hydraulicznymi (fot. A.2 w załączniku A).

W każdym elemencie badawczym przeprowadzono po cztery cykle obciążenia, rozpoczynając za każdym razem od wartości zerowej siły obciążającej. Belki obciążano stopniowo narastającymi siłami skupionymi. Pierwszy cykl zawsze przeprowadzano w zakresie od 0 kN do pojawienia się pierwszej rysy. W następnych cyklach siłę zwiększano o około 200 kN, aż do osiągnięcia maksymalnego obciążenia założonego. Uzyskanie maksymalnej wartości w każdym cyklu odbywało się poprzez zwiększanie siły stopniowo, wprowadzając pośrednie wartości obciążenia. Prędkość przyrostu obciążenia wynosiła średnio około 10 kN/minutę. Zakres obciążenia odpowiadał obciążeniu eksploatacyjnemu przyjętego układu (zakres pracy sprężystej).

Wykaz poszczególnych cykli i odpowiadające im wartości obciążenia każdej z badanych belek przedstawiono w tablicach 3.1÷3.3.

Tablica 3.1. Wartości obciążenia zewnętrznego w poszczególnych cyklach belki B1

Nr cyklu	Wartość obciążenia podczas obciążania	Wartość obciążenia podczas odciążania
	[kN]	[kN]
NC-1	0-70	70-0
NC-2	0-70-196	196-70-0
NC-3	0-70-196-393	393-196-70-0
NC-4	0-70-196-393-493	493-393-196-70-0

Tablica 3.2. Wartości obciążenia zewnętrznego w poszczególnych cyklach belki B2

Nr cyklu	Wartość obciążenia podczas obciążania	Wartość obciążenia podczas odciążania
	[kN]	[kN]
NC-1	0-230	230-0
NC-2	0-230-400	400-230-0
NC-3	0-230-400-600	600-400-230-0
NC-4	0-230-400-600-700	700-600-400-230-0

Tablica 3.3. Wartości obciążenia zewnętrznego w poszczególnych cyklach belki B3

Nr cyklu	Wartość obciążenia podczas obciążania	Wartość obciążenia podczas odciążania
	[kN]	[kN]
NC-1	0-120	120-0
NC-2	0-120-200	200-120-0
NC-3	0-120-200-400	400-200-120-0
NC-4	0-120-200-400-600-700	700-600-400-200-120-0

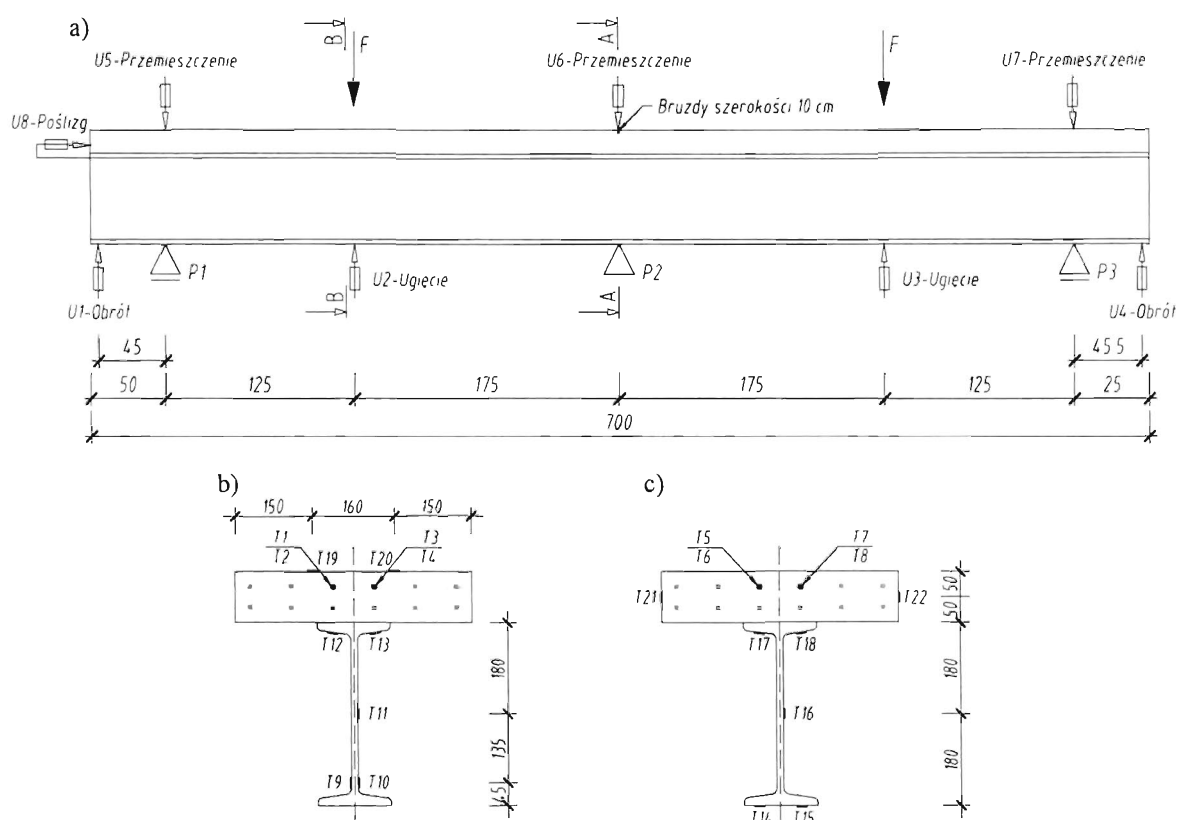
Ze względów technicznych, w trakcie badania belki B1 udało się jedynie wywołać obciążenie zewnętrzne równe 70% wartości maksymalnej siłowników.

Uzyskując wartości maksymalne lub minimalne w poszczególnych cyklach dokonywano około 180 sekundowych przerw przed kolejną zmianą obciążenia. Przerwy te pozwalały na

ustabilizowanie się występujących wielkości naprężeń w badanych belkach, a także dawały możliwość obserwowania na bieżąco zachodzących zmian.

3.4.3. Punkty pomiarowe i mierzone wielkości

Rozmieszczenie punktów pomiarowych przedstawiono na rysunku 3.5 i fotografiach B.12÷B.15 w załączniku B. W trakcie wykonywania zasadniczych badań podstawowymi wielkościami podlegającymi pomiarowi była propagacja rys w czasie.



Rys. 3.5. Rozmieszczenie punktów pomiarowych: a) widok z boku, b) przekrój podporowy, c) przekrój przęsłowy

Ponadto w czasie badań za pomocą tensometrów elektrooporowych dokonano pomiaru odkształceń stali zbrojeniowej (tensometry foliowe oznaczone „T1”÷„T8”) i konstrukcyjnej (tensometry foliowe oznaczone „T9”÷„T18”) oraz betonu płyty (tensometry papierowe oznaczone „T19”÷„T22”). Odkształcenia mierzono w dwóch przekrojach: nad podporą, w strefie tzw. momentów dodatnich oraz w przęśle, w strefie tzw. momentów ujemnych. Dzięki wykonanym wcześniej bruzdom na obu krawędziach płyty chciano uzyskać rzeczywiste wartości odkształceń w miejscu pojawienia się rysy. W przekroju przęsłowym, ze względu na konstrukcję rozkładającą obciążenie na pasmo poprzeczne, na całą szerokość

płyty tensometry naklejono na powierzchniach bocznych. Z kolei w przypadku przekroju podporowego punkty pomiarowe ze względu na występujące lokalnie krzywizny zamontowano na dole środka, bezpośrednio nad dolną stopką (fot. B.15 w załączniku B).

Równocześnie, wraz z pomiarem odkształceń za pomocą czujników indukcyjnych WA100 i WA50 firmy Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH o zakresie pomiarowym $0 \div 100$ mm i $0 \div 50$ mm, dokonywano odczytów przemieszczeń pionowych (nad każdą podporą i w miejscu przyłożenia siły), kątów obrotu na końcach belki oraz poślizgu płyty betonowej względem górnej stopki dźwigara stalowego.

Wszystkie urządzenia pomiarowe podłączono za pomocą kabli Technokabel LIYCY-P 3x2x0,5 do analizatora sygnału typu SPIDER. Wyniki poszczególnych wielkości były rejestrowane komputerowo, w programie Catman 2.2 na każdym poziomie obciążenia (fot. A.2 w załączniku A). Oprócz tego, przy każdej kolejnej zmianie wartości siły obciążenia, gdy ustabilizowały się odczyty przemieszczeń i odkształceń, został wykonany obraz zarysowania. W celu ułatwienia pomiaru rys całą płytę pomalowano farbą.

Rezultaty badań i ich analizę w kontekście znanych hipotez i przeprowadzonego przeglądu literatury przedstawiono w kolejnym, 4 rozdziale.

4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

4.1. BADANIA WSTĘPNE

4.1.1. Uwagi ogólne

Cechy mechaniczne określono i zestawiono na podstawie badań poszczególnych materiałów wchodzących w skład elementu badawczego oraz na podstawie danych otrzymanych od producentów.

Badania własności mechanicznych przeprowadzono w betonie, z którego wykonano pasmo płyty. Natomiast informacje dotyczące cech materiałowych stali, których nie objęły badania otrzymano w postaci atestów dostarczonych przez producentów (C.1÷C.2 w załączniku C).

W trakcie badań wstępnych określono podstawowe cechy wytrzymałościowe betonu, a także przeprowadzono badania modułu sprężystości.

4.1.2. Badania betonu

Betonowanie płyty odbywało się w trzech seriach z uwagi na brak dostatecznej przestrzeni do pielęgnowania i przechowywania elementów badawczych. Stąd też w każdej serii wykonano badania pozwalające określić wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie. Dodatkowo, w betonie z którego wykonano płytę belki B3 określono współczynnik sprężystości.

Badania wykonano na elementach normowych (fot. B.4 w załączniku B). Ściskanie wyznaczono zgodnie z [PN-EN 12390-3] na próbkach sześciennych o boku 150 mm po 3, 7, 14 i 28 dniach od chwili wykonania, natomiast rozciąganie określono metodą przez rozłupywanie zgodnie z [PN-EN 12390-6] na walcach normowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Do badań pobrano po 12 próbek z każdego zarobu.

Podobnie jak w przypadku wytrzymałości na rozciąganie, wartość modułu sprężystości badanego betonu określono na walcach o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Otrzymane wyniki badań betonu po 28 dniach przedstawiono w tablicy 4.1.

Tablica 4.1. Wyniki badań betonu po 28 dniach

Nr belki	Ilość próbek	Wartości średnie [MPa]	Odchylenie standardowe σ [MPa]	Współczynnik zmienności v [%]	Gęstość średnia ρ [g/cm ³]
Wytrzymałość na ściskanie f_{cm} – badanie próbek 150x150x150 mm					
B1	3	72.44	2.56	3.54	2.50
B2	3	79.82	0.76	0.95	2.51
B3	3	70.15	2.47	3.42	2.49
Wytrzymałość na rozciąganie f_{ctm} – badanie próbek ϕ 150/300 mm					
B1	3	3.02	0.27	8.91	2.49
B2	3	4.62	0.48	10.36	2.46
B3	3	3.82	0.41	10.79	2.45
Współczynnik sprężystości E_{cm} [GPa] – badanie próbek ϕ 150/300 mm					
B3	3	43.19	-	-	-

Receptura oraz podstawowe parametry mieszanki betonowej otrzymane z zakładu produkcyjnego, z którego został dostarczony beton wskazywały iż mieszanka została zaprojektowana na klasę C 25/30 (C.3 w załączniku C). Z kolei badania własne wykazały, iż beton płyty ma właściwości mechaniczne co najmniej jak w przypadku betonu C 55/67. Stąd też w dalszych analizach, będą brane parametry wytrzymałościowe betonu otrzymane w trakcie badań wstępnych. Do dalszej analizy przyjęto również, że wartość modułu sprężystości przy ściskaniu jest równa wartości modułu przy rozciąganiu [Malinin i Rżysko 1981].

4.2. BADANIA ZASADNICZE

4.2.1. Uwagi ogólne

Właściwe badania doświadczalne były przeprowadzone dla 3 belek zespolonych. Parametry badanych elementów, sposób ich obciążania oraz mierzone wielkości i punkty pomiarowe zostały dokładnie omówione w rozdziale 3 oraz pokazane na fotografiach w załącznikach A i B.

Głównym celem badań było określenie zachowania się statycznie niewyznaczalnej konstrukcji zespolonej z rozciąganą płytą w warunkach laboratoryjnych oraz pogłębienie wiedzy na temat zjawisk zachodzących w konsekwencji rozciągania płyty podczas zginania.

Dodatkową korzyścią było zebranie danych do stworzenia modelu numerycznego (rozdział 6).

Rejestracja wyników odbywała się w sposób ciągły w każdym cyklu obciążenia. Natomiast pomiar powstałych rys wykonywano dopiero po osiągnięciu określonego poziomu obciążenia. Oznaczono wówczas liczbę rys, kierunek ich rozwoju oraz zasięg występowania.

W dalszej części rozdziału przedstawiono wyniki poszczególnych wielkości w formie graficznej oraz zestawień tabelarycznych. Wszystkie użyte oznaczenia (podpór, punktów pomiarowych itp.) są zgodne z oznaczeniami zastosowanymi na rysunkach 3.4÷3.5 w rozdziale 3.

4.2.2. Wyniki propagacji rys w czasie

W czasie pomiarów propagacji rys w trakcie badań, skoncentrowano się głównie na ich liczbie, rozstawie, zasięgu występowania oraz morfologii. Wszystkich pomiarów dokonywano na każdym poziomie obciążenia. Zgodnie z założeniami rozprawy, głównym obszarem obserwacji była strefa rozciągana. W celu uzyskania pełniejszego obrazu stanu zarysowania w belkach zespolonych wykonano również pomiary w obszarach ściskanych. W strefie podpory środkowej z powodu braku możliwości dostępu do płaszczyzn bocznych płyty na szerokości ~ 30 cm, pomiarów dokonywano odpowiednio na górnej powierzchni płyty bądź też w jej osi. Z kolei w strefach ściskanych, ze względu na zastosowane trawersy w miejscu przekazywania obciążenia, utrudniony był dostęp do powierzchni górnej płyty na pasie o szerokości 10 cm.

Tablica 4.2. Ilość rys w zależności od wartości obciążenia

Element badawczy	Belka B1				Belka B2				Belka B3			
	Siła [kN]											
Obciążenie wywołane 2 siłownikami	70	196	393	493	230	400	600	700	120	200	400	700
Obciążenie wywołane 1 siłownikiem	70	196	393	493	230	400	600	700	120	200	400	700
	Moment zginający [kNm]											
Przęsło 1 (P1-P2)	37	102	203	254	119	207	309	361	63	104	207	361
Nad podporą P2	38	103	205	257	121	209	312	390	64	105	209	390
Przęsło 2 (P2-P3)	37	102	203	254	119	207	309	361	63	104	207	361
	Ilość rys [szt.]											
Przęsło 1 (P1-P2)	-	-	1	2	-	-	1	1	-	-	1	1
Nad podporą P2	2*	7	8	9	1*	6	8	9	1*	1	8	9
Przęsło 2 (P2-P3)	-	-	-	-	-	1	1	1	-	-	-	1

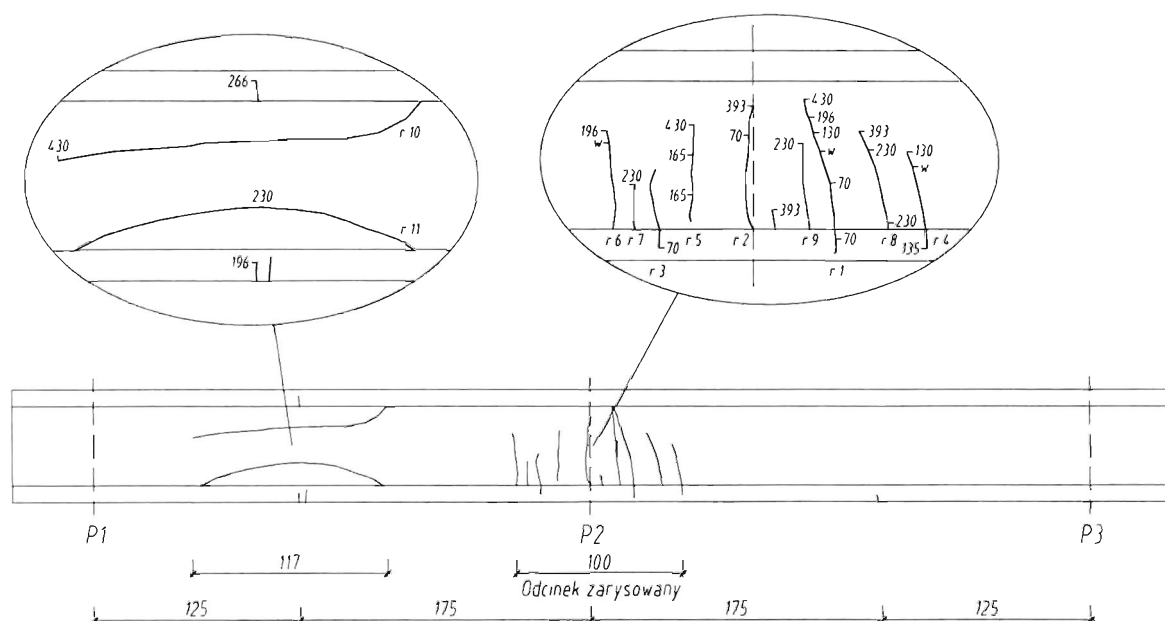
*1) Rysa włoskowata

W tablicy 4.2 przedstawiono zestawienie ilości rys w każdej badanej belce w zależności od wartości działającej siły i wywołanego momentu zginającego (przęsłowego i podporowego). Przy obliczaniu liczby rys brano pod uwagę jedynie rysy, które rozciągały się na co najmniej 50% szerokości płyty lub traktowano jako jedną rysę dwie krótsze, położone na przeciwległych krawędziach płyty, zlokalizowane w tym samym przekroju.

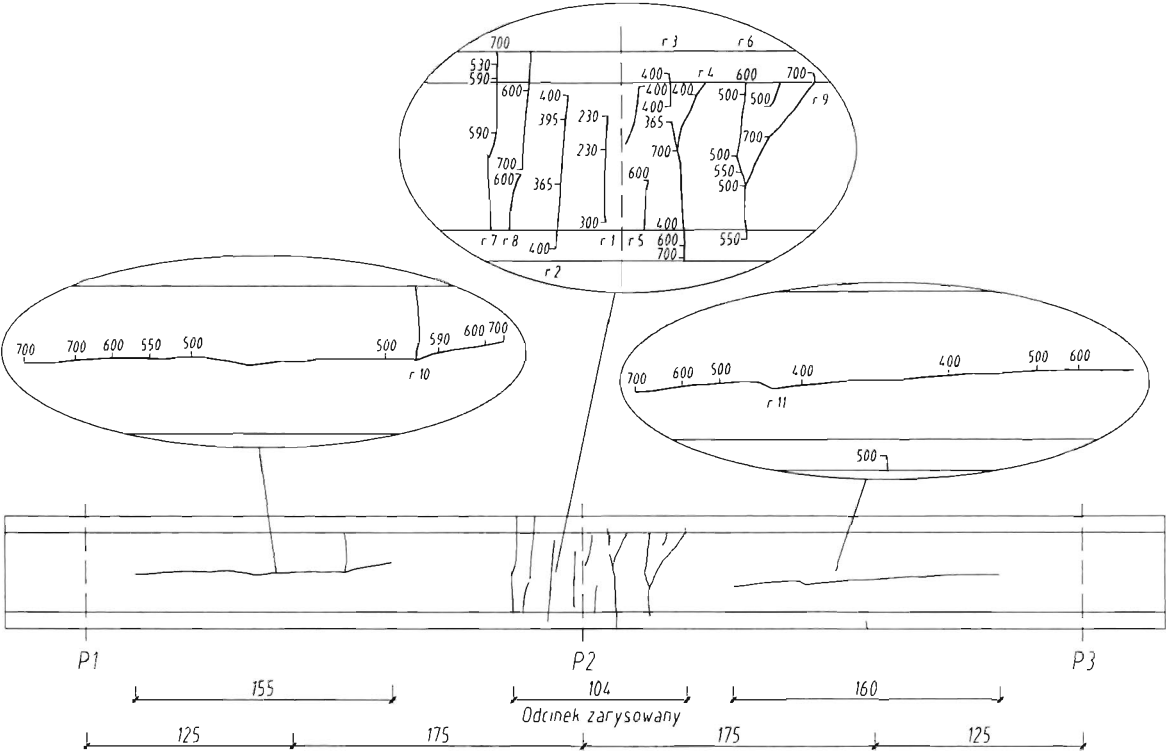
Pomimo, że końcowa ilość rys wszystkich belek była zbliżona do siebie to zaobserwowano, że za każdym razem sposób ich powstawania i rozwoju był inny. W przypadku belek B1 i B3 rysa inicjująca powstała przy obciążeniu odpowiadającemu obliczeniowemu momentowi rysującemu. Natomiast w belce B2 rysa powstała dopiero przy sile 230 kN, która wywołała moment zginający dwukrotnie większy niż moment rysujący.

Na rysunkach 4.1÷4.3 oraz na fotografiach B.16 i B.17 w załączniku B pokazano końcowy obraz zarysowania płyt. Przy każdej rysie podano wartość obciążenia przy którym się pojawiła a także zasięg jej występowania oraz kolejność pojawiania się. Zarysowane odcinki, w strefie tzw. momentów ujemnych, były podobne w każdej belce i wynosiły odpowiednio 100 cm, 104 cm i 102 cm.

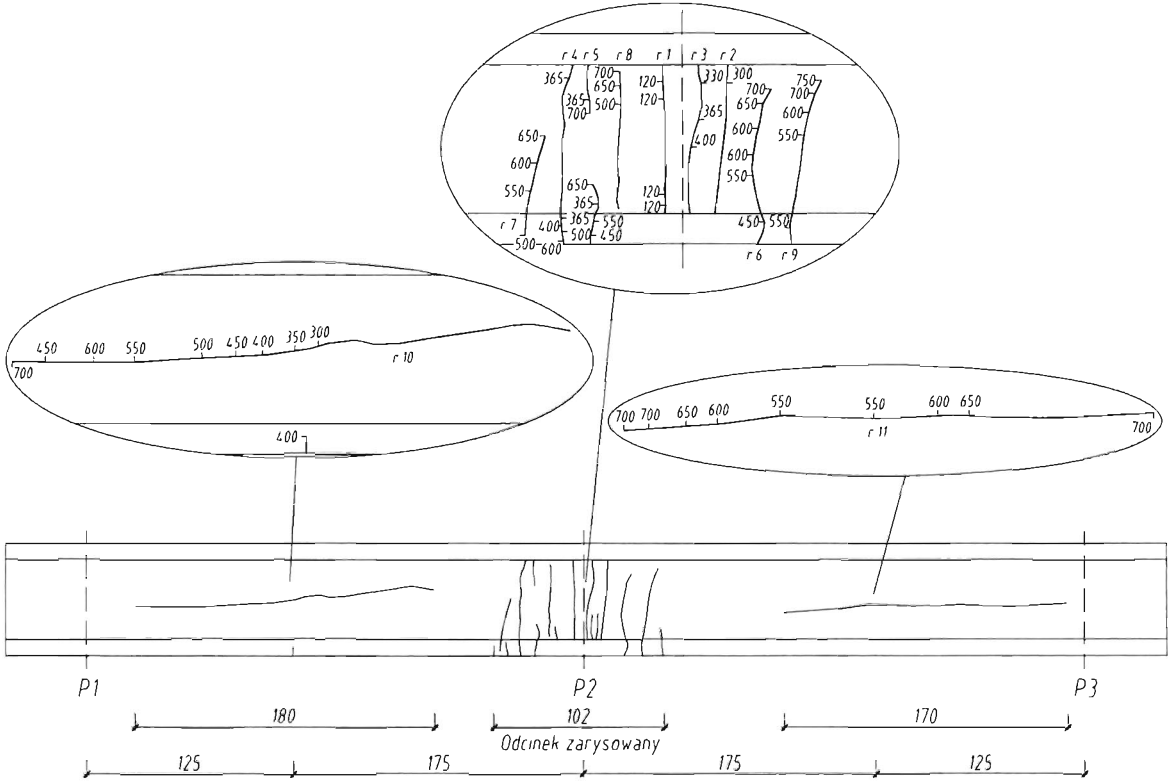
Pomimo wykonania w płytach obustronnych bruzd, jedynie w belce B1 rysa inicjująca powstała w osi podparcia, na szerokości 29 cm. Natomiast w belkach B2 i B3 rysy inicjujące pojawiły się w odległości 5 cm od osi. W belce B3 była to rysa na całą szerokość płyty, natomiast dla belki B2 była to długość równa 10 cm.



Rys. 4.1. Obraz końcowego układu rys belce B1



Rys. 4.2. Obraz końcowego układu rys w belce B2



Rys. 4.3. Obraz końcowego układu rys w belce B3

W każdej belce zaobserwowano inną morfologię rys co jedynie potwierdziło, że mechanizm rysowania płyty jest bardzo złożony. Aczkolwiek w trakcie badań zaobserwowano, że rysy propagowały zawsze od krawędzi płyty w kierunku jej osi, jednak nie w każdej belce łączyły się z rysami postępującymi od drugiej strony. W trakcie badań zaobserwowano również, że po przyłożeniu maksymalnego obciążenia liczba rys nie ulegała zwiększeniu a jedynie następował wzrost ich rozwartości.

Z kolei w strefie tzw. momentów dodatnich układ rys był charakterystyczny w ściskanej płycie. Wzdłuż osi podłużnej belki w obu kierunkach od miejsca przyłożenia obciążenia, powstała rysa, której długość wynosiła od 117 cm do 180 cm w zależności od belki. Taki obraz zarysowania potwierdza występowanie w płycie naprężeń rozciągających prostopadłych do osi zginanej belki. Naprężenia te musi przejąć odpowiednio zaprojektowane zbrojenie poprzeczne. Badania potwierdziły również duży wpływ zbrojenia prostopadłego do osi belki na jej nośność.

Ostatnim pomiarem związanym z propagacją rys w czasie, był pomiar ich rozstawu, który dokonywano w osi płyty. W tablicy 4.3 zestawiono pomierzone wartości średniego rozstawu rys, na zarysowanych odcinkach oraz podano średnią, obliczeniową odległość między rysami wyznaczoną wg [PN-EN 1992-1-1] z wzoru (5.8).

Tablica 4.3. Średni rozstaw rys nad podporą pośrednią

Nr belki	Długość odcinka zarysowanego	Liczba rys	Średni rozstaw rys	Teoretyczny średni rozstaw rys wyznaczony wg PN-EN
	[cm]		[cm]	[cm]
B1	100	9	11.1	
B2	104	9	10.8	16.6
B3	102	9	10.4	

Końcowy rozstaw rys wynosił około 11 cm i był mniejszy niż rozstaw prętów poprzecznych – 20 cm. Oznacza to, że w belkach ciągłych na odcinku, w którym naprężenia przekraczały wytrzymałość betonu na rozciąganie, rysy nie były generowane przez każdy z poprzecznych prętów zbrojenia.

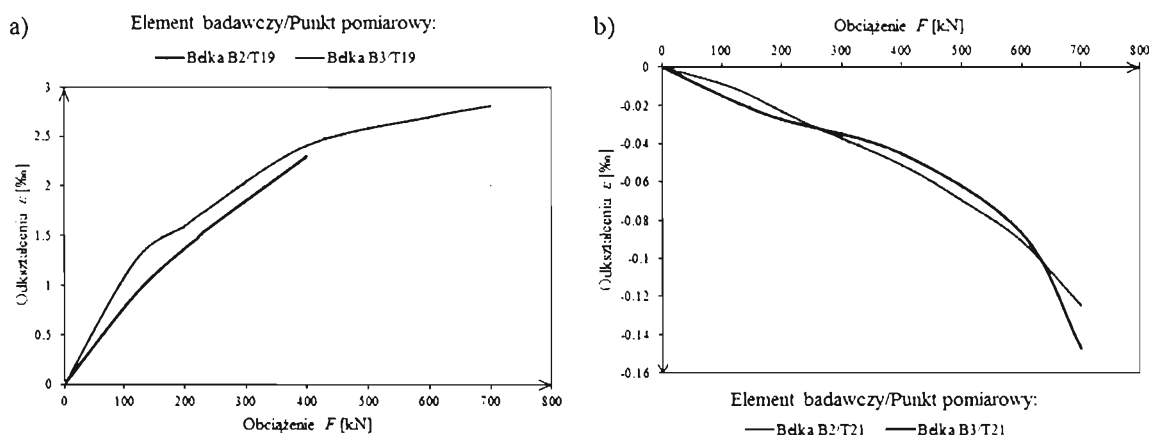
Można również zauważyć, że wartość średniego rozstawu rys wyznaczona zgodnie z zależnościami zawartymi w Eurokodach, jest o 35% ÷ 37% większa niż wartości pomierzone. Potwierdza to jedynie wcześniejsze stwierdzenie, że owe propozycje wymagają dalszych uściśleń i weryfikacji doświadczalnych, zwłaszcza w zakresie belek ciągłych.

4.2.3. Wyniki pomiarów odkształceń (naprężeń)

Podobnie jak w przypadku propagacji rys, w trakcie pomiarów odkształceń nie ograniczono się jedynie do odczytów nad podporą środkową, ale również dokonano pomiarów w przęśle, w miejscu przyłożenia obciążenia zewnętrznego. Czujniki tensometryczne w każdym przekroju, rozmieszczono symetrycznie względem osi dźwigara celem kontroli zbieżności wyników. Stąd też w dalszej części podrozdziału przedstawiono jedynie wyniki wybranych punktów pomiarowych. Ze względu na zbyt dużą rozbieżność otrzymanych wyników odkształceń oraz kątów obrotu (sięgającą nawet około 40 %) między belką B1 a belkami B2 i B3 pominięto je w dalszych analizach jako niewiarygodne.

Otrzymane wyniki zebrano w formie wykresów w zależności siła-odkształcenie. W każdym elemencie badawczym wyznaczono średnią wartość odkształceń ze wszystkich cykli przy danej wartości siły obciążającej.

W pierwszej kolejności, jako dalszy ciąg pomiarów związanych ze zjawiskami zachodzącymi w zginanej płycie betonowej, przedstawiono wyniki odkształceń tensometrów oznaczonych „T19”÷„T22”. Punkty pomiarowe „T19” i „T20” odnosiły się do strefy, gdzie występowały siły rozciągające i zamontowano je na górze płyty, w osi podpory środkowej, w odległości 150 mm od krawędzi płyty i 50 mm od końca bruzd wymuszających kontrolowaną rysę. Konstrukcja rozkładająca przyłożone obciążenie zewnętrzne na pasmo poprzeczne spowodowała, że punkty pomiarowe „T21” i „T22” odnoszące się do ściskanej części płyty betonowej należało zamontować na powierzchniach bocznych, w połowie wysokości płyty.

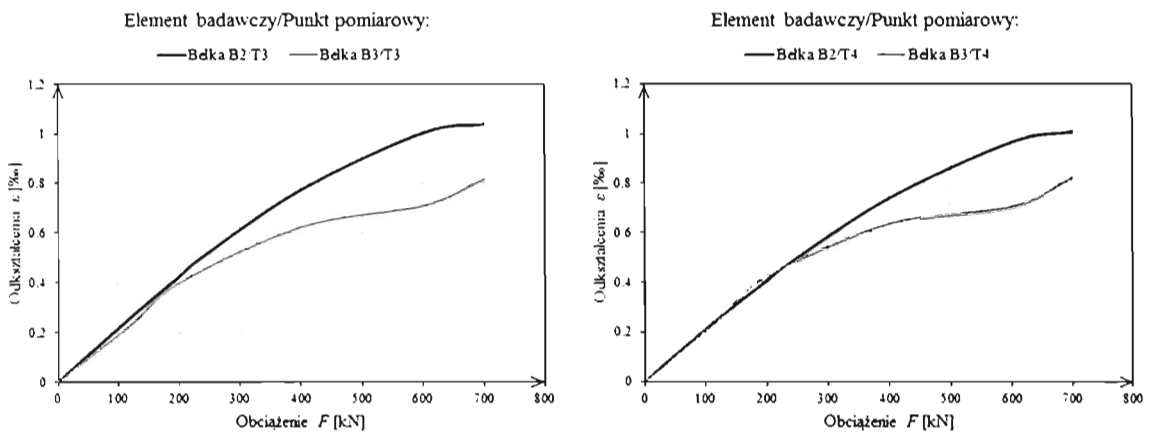


Rys. 4.4. Odształcenia średnie płyty: a) przekrój podporowy, b) przekrój przęsłowy

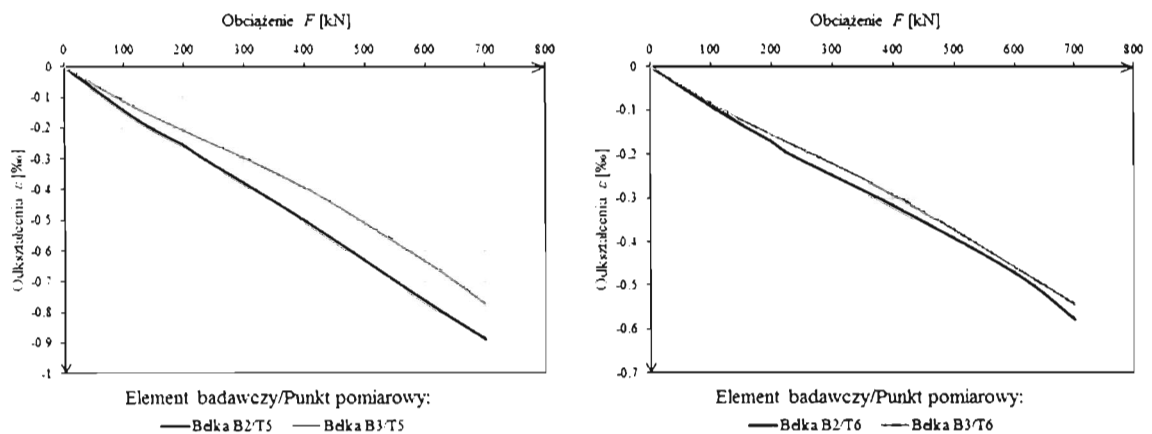
Na rysunku 4.4 przedstawiono wartości średnich odkształceń betonu w funkcji przyłożonej siły w przekroju podporowym (przekrój A-A) i przęsłowym (przekrój B-B) każdego elementu badawczego.

Pomiaru odkształceń zbrojenia podłużnego, dokonano na dwóch środkowych prętach położonych w górnej warstwie zbrojenia. Na każdy pręt zamontowano po dwa tensometry, na górnej powierzchni i dolnej. Tensometry oznaczone „T1”÷„T4” położone były w miejscu wymuszenia kontrolowanej rysy, natomiast punkty „T5”÷„T8” w miejscu przyłożenia siły.

Rysunki 4.5 i 4.6 przedstawiają wyniki, które otrzymano odpowiednio w prętach zbrojeniowych rozciąganych oraz prętów zbrojeniowych ściskanych.



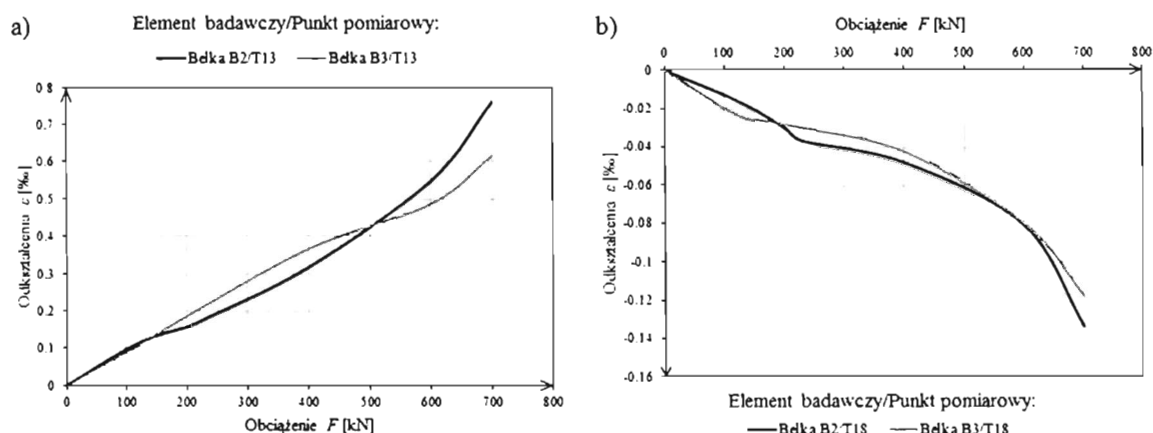
Rys. 4.5. Średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych rozciąganych, przekrój A-A belek



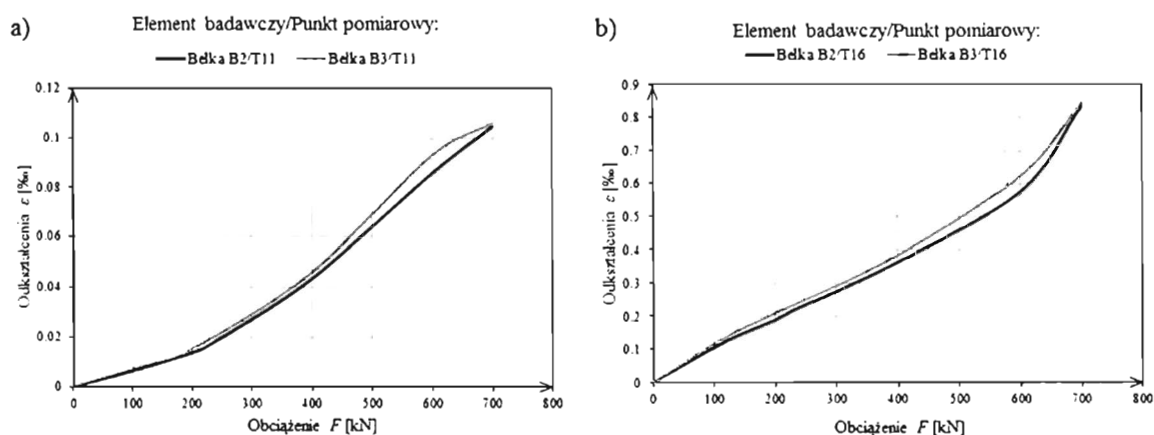
Rys. 4.6. Średnie odkształcenia prętów zbrojeniowych ściskanych, przekrój B-B belek

Odształcenia dźwigara stalowego mierzono na trzech różnych wysokościach. W przekroju podporowym: na stopce górnej (punkty pomiarowe „T12” i „T13”), w środku wysokości środnika (punkt pomiarowy „T11”) oraz na dole środnika, bezpośrednio nad stopką (punkty pomiarowe „T9” i „T10”) co było wymuszone poprzez występujące lokalne

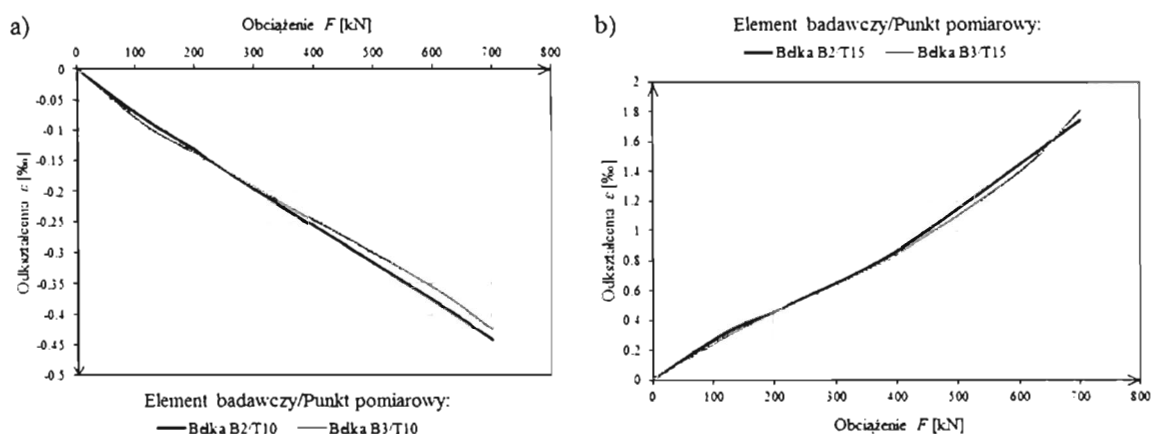
krzywizny pasa dolnego. W przekroju przęsłowym punkty pomiarowe rozmieszczono podobnie, czyli: na stopce górnej (tensometry „T17” i „T18”), w środku wysokości środnika (tensometr „T16”) i na spodzie stopki dolnej (tensometry „T14” i „T15”).



Rys. 4.7. Średnie odkształcenia górnej stopki belek: a) przekrój A-A, b) przekrój B-B



Rys. 4.8. Średnie odkształcenia środnika belek: a) przekrój A-A, b) przekrój B-B

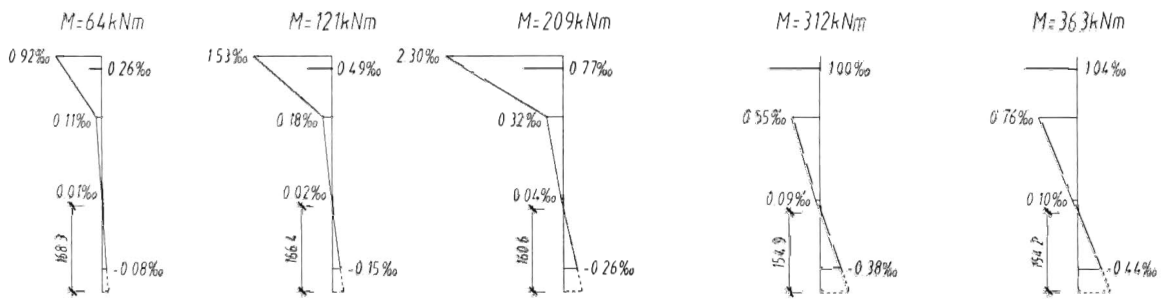


Rys. 4.9. Średnie odkształcenia na dole belki stalowej: a) przekrój A-A, b) przekrój B-B

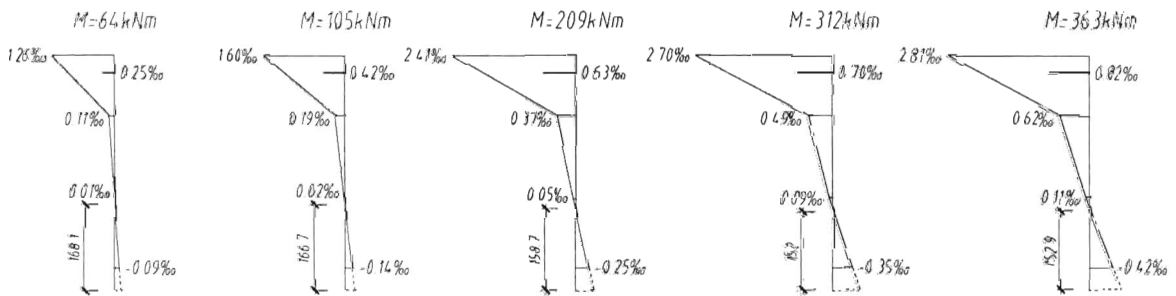
Otrzymane wyniki średnich odkształceń belki stalowej zaprezentowano na rysunkach 4.7÷4.9. Na każdym rysunku zestawiono wyniki przy danej wysokości pomiarowej z rozbićiem na odpowiedni przekrój.

Wyniki odkształceń potwierdzają dobrą zbieżność między poszczególnymi elementami badawczymi. Wszystkie belki w trakcie badań, przy zastosowanych obciążeniach pracowały w pełnym zakresie sprężystym (zgodnie z wcześniejszymi założeniami). Maksymalne wartości odkształceń nie przekroczyły wartości 1,8 ‰.

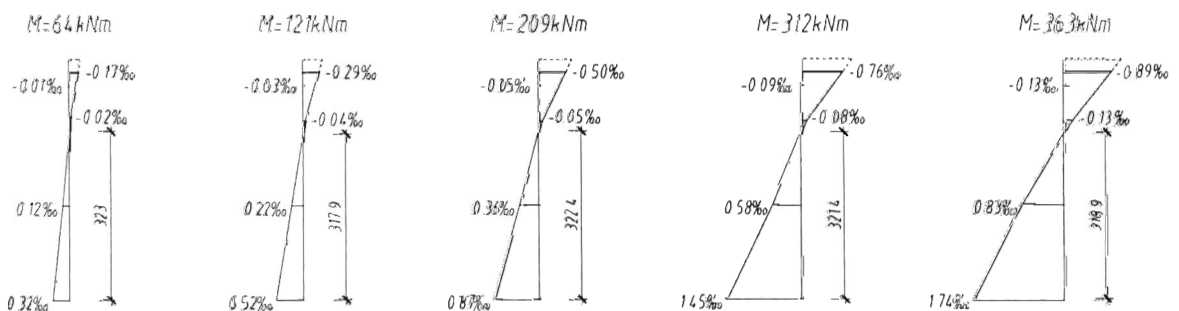
Otrzymane pomiary wartości odkształceń pozwoliły na określenie rzeczywistego położenia osi obojętnej. Na rysunkach 4.10÷4.13 przedstawiono rozkład odkształceń (naprężeń) w przekroju, w zależności od wartości momentu zginającego.



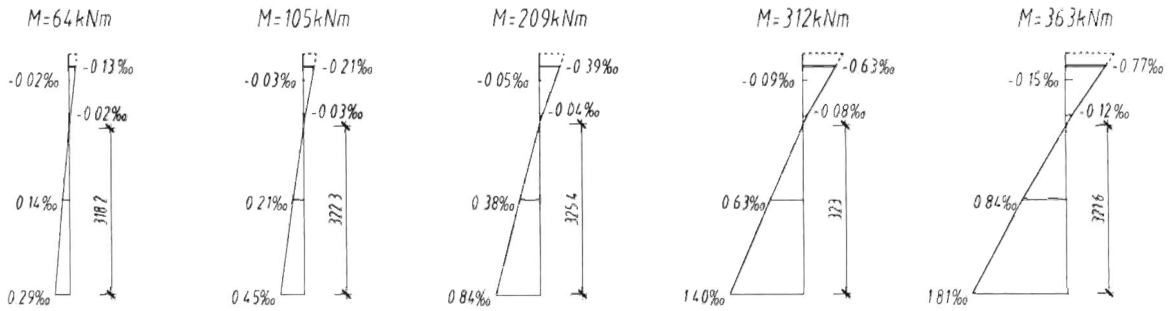
Rys. 4.10. Belka B2: wykresy odkształceń w przekroju obciążonym momentem dodatnim



Rys. 4.11. Belka B3: wykresy odkształceń w przekroju obciążonym momentem dodatnim



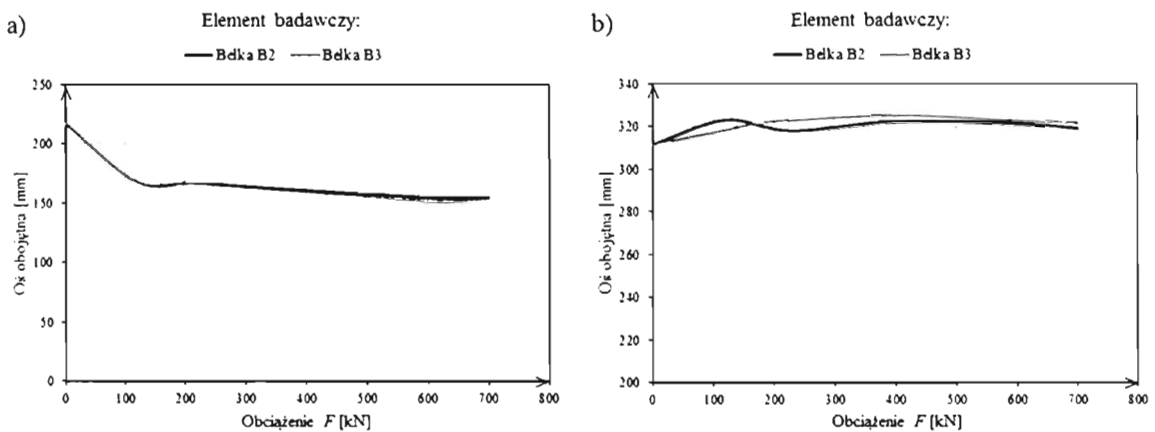
Rys. 4.12. Belka B2: wykresy odkształceń w przekroju obciążonym momentem ujemnym



Rys. 4.13. Belka B3: wykresy odkształceń w przekroju obciążonym momentem ujemnym

Obliczeniowa wysokość położenia osi obojętnej mierzona od dolnej powierzchni belki wyznaczona w przekroju przęsłowym wynosiła 311,4 mm natomiast w przekroju podporowym 217,3 mm.

Zmianę położenia rzeczywistej osi obojętnej belki zespolonej w funkcji przyłożonej siły pokazano na rysunku 4.14.



Rys. 4.14. Zmiana położenia osi obojętnej: a) przekrój A-A, b) przekrój B-B

We wszystkich belkach w przekroju podporowym zaobserwowano obniżenie położenia osi obojętnej już przy niskich wartościach przyłożonych sił. Po obniżeniu osi do wysokości około 155 mm nastąpiła jej stabilizacja położenia w całym zakresie przyłożonej siły. Zjawisko to związane było z zarysowaniem płyty betonowej. Z kolei w przekroju przęsłowym nastąpiło podniesienie położenia osi obojętnej względem wartości obliczonej o około 10 mm i następnie jej stabilizacja na poziomie około 320 mm.

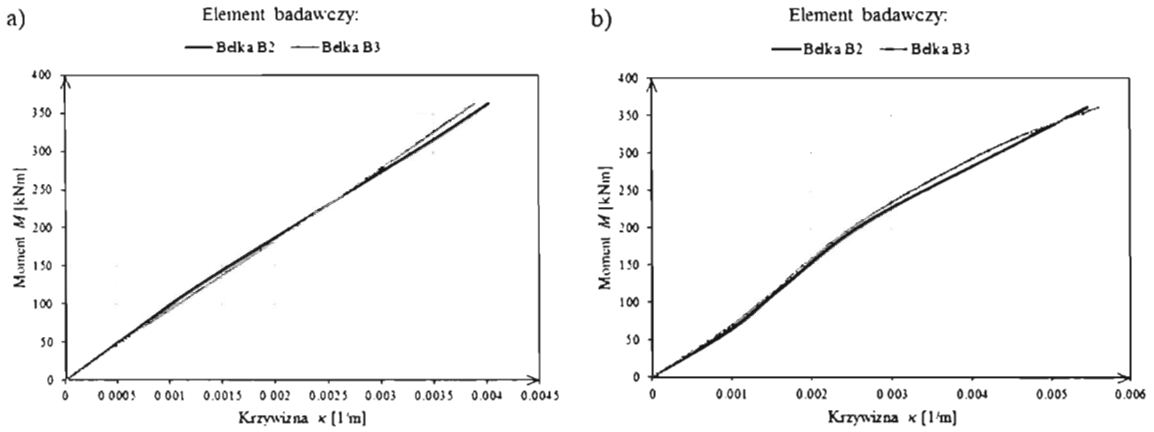
Wykorzystując pomierzone wielkości odkształceń oraz zachodzące relacje między naprężeniami a odkształceniami, i momentem zginającym a naprężeniami wyznaczono lokalną krzywiznę belki (rys. 4.15) z zależności:

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{y}, \quad (4.1)$$

gdzie:

ε – odkształcenia danych włókien przekroju,

y – odległość miejsca pomiaru odkształceń od osi obojętnej przekroju.

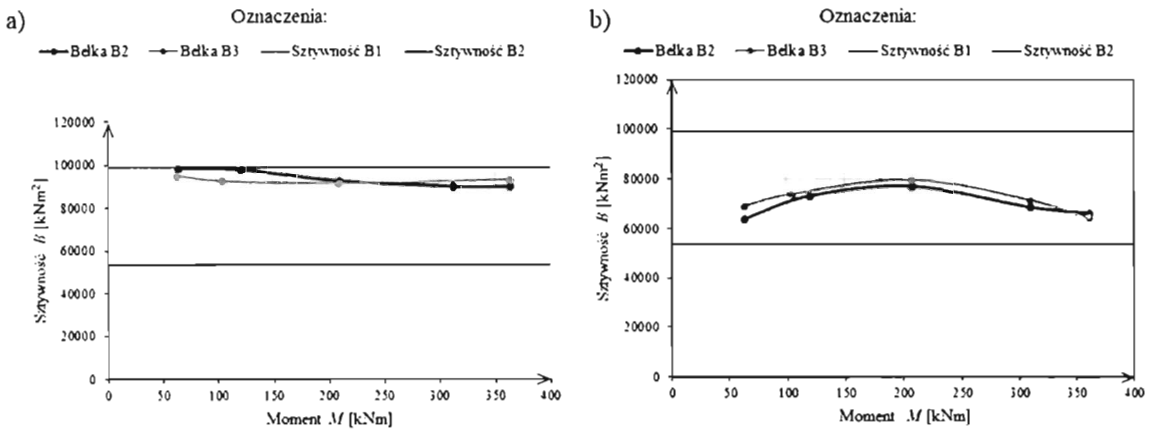


Rys. 4.15. Lokalna krzywizna badanych elementów: a) przekrój podporowy, b) przekrój przęsłowy

W konsekwencji na podstawie pomiaru krzywizny ustalono lokalną sztywność przekroju z relacji:

$$B = \frac{M}{\kappa}, \quad (4.2)$$

którą pokazano w funkcji momentu zginającego na rysunku 4.16.



Rys. 4.16. Sztywność chwilowa badanych elementów: a) przekrój podporowy, b) przekrój przęsłowy

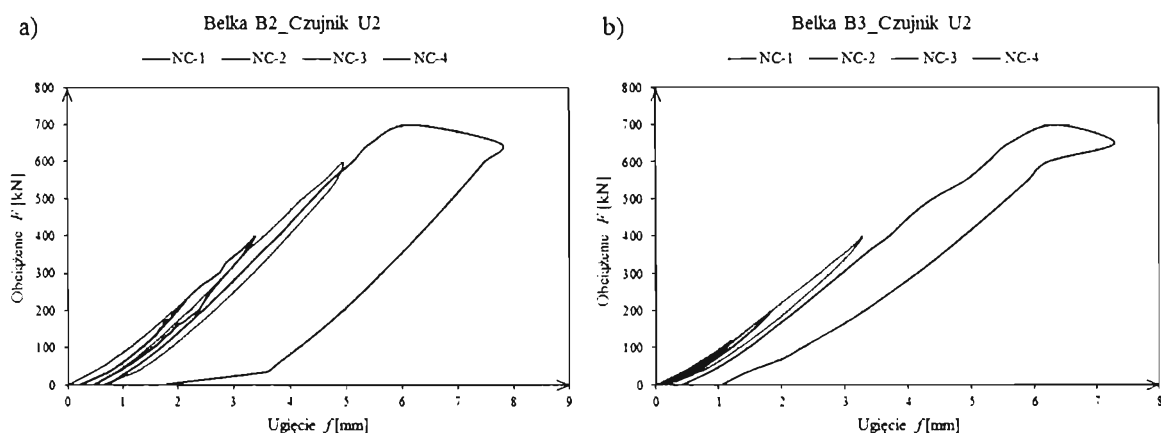
W analizie zachowania się stalowo-betonowych belek zespolonych możemy posługiwać się jedynie sztywnością chwilową. Wynika to w szczególności ze zmieniających się w sposób istotny właściwości betonu w zależności od stopnia jego wyężenia oraz podatności więzów łączących część stalową i betonową.

Oprócz rzeczywistych, zmierzonych wartości, na wykresach naniesiono również wartości obliczone zgodnie z wzorami (2.4) i (2.5) przy założeniu, że sztywność:

- jest równa sztywności zastępczego przekroju stalowego, w którym przekrój betonowy został zastąpiony ekwiwalentnym przekrojem stalowym (B_1),
- jest równa sztywności równoważnego przekroju stalowego (kształtownika i zbrojenia płyty betonowej) (B_2).

4.2.4. Wyniki pomiarów ugięć (przemieszczeń)

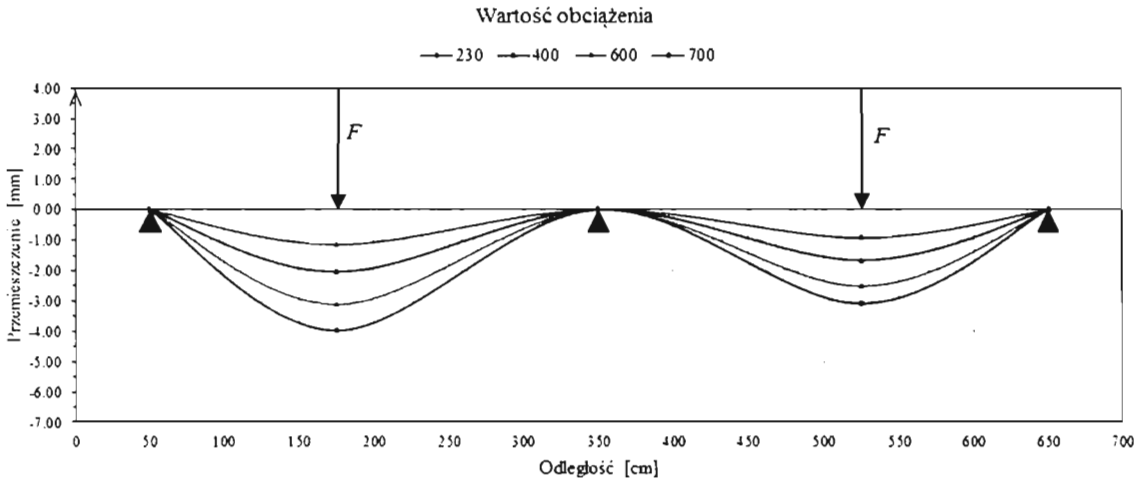
Ugięcia belek mierzono w dwóch punktach, w miejscu przyłożenia obciążenia zewnętrznego. Oprócz tego w osi podłużnej belki, nad każdą podporą dokonywano odczytu przemieszczeń pionowych (fot. B.18 i B.19 w załączniku B). Największe wartości zaobserwowano w przypadku punktu pomiarowego U2. Na rysunku 4.17 zaprezentowano wykresy przedstawiające postać krzywych siła-ugięcie w poszczególnych cyklach obciążenia.



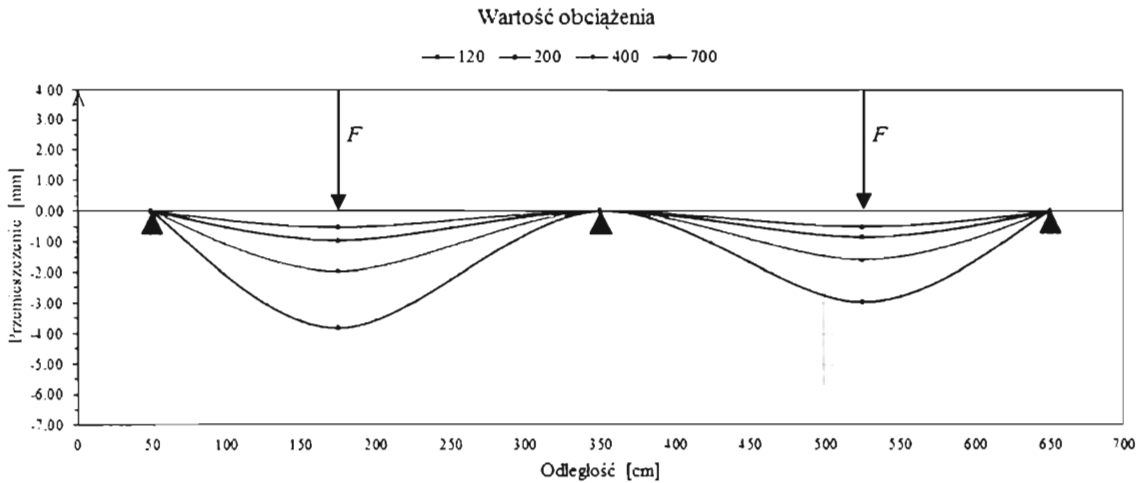
Rys. 4.17. Zależność siła-ugięcie całości obciążenia w punkcie pomiarowym U2: a) belka B2, b) belka B3

Poczynając od wartości zerowej obciążenia poprzez kolejne cykle, zaobserwowano niewielkie acz stałe przyrosty ugięć trwałych wynoszących około 0,15 mm. Największą wartość przyrostu zanotowano w ostatnim cyklu – 0,95 mm w belce B2 i 0,63 mm w belce B3.

Otrzymane wyniki pozwoliły na wyznaczenie linii ugięcia dla całego elementu badawczego przy wzrastającym obciążeniu. Obraz odkształconych belek na każdym poziomie obciążenia przedstawiono na rysunkach 4.18 i 4.19.



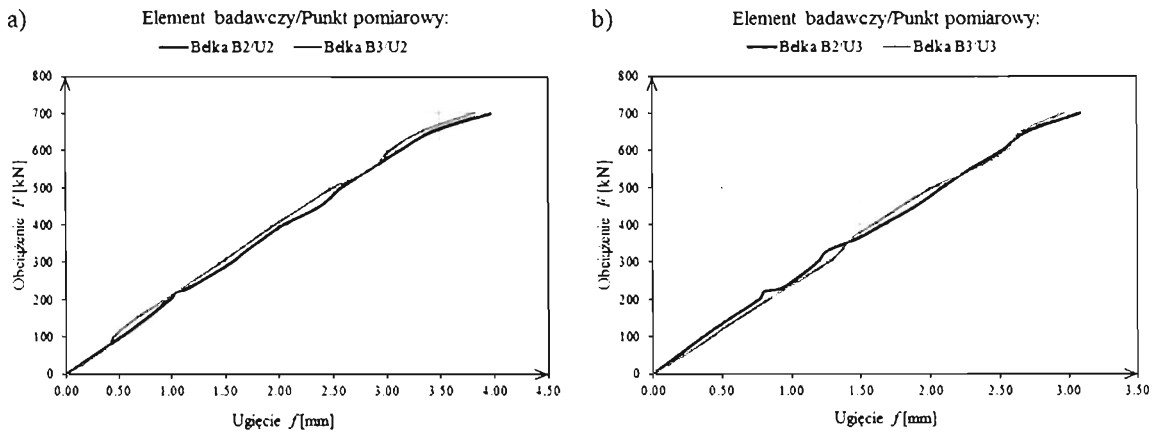
Rys. 4.18. Linia ugięcia belki B2



Rys. 4.19. Linia ugięcia belki B3

Linie ugięć wybranych elementów badawczych w całym zakresie obciążenia były zbliżone do siebie. Na poziomie około 50 % maksymalnego obciążenia zewnętrznego zauważalne jest pojawienie się większej wartości przemieszczeń pasa dolnego pod jedną z sił obciążających (przęsło 1). Co było konsekwencją różnego sposobu wymuszenia obciążenia na poszczególnych przęsłach.

Na rysunku 4.20 przedstawiono również porównanie średnich wartości uzyskanych ugięć każdej badanej belki w funkcji przyłożonej siły.

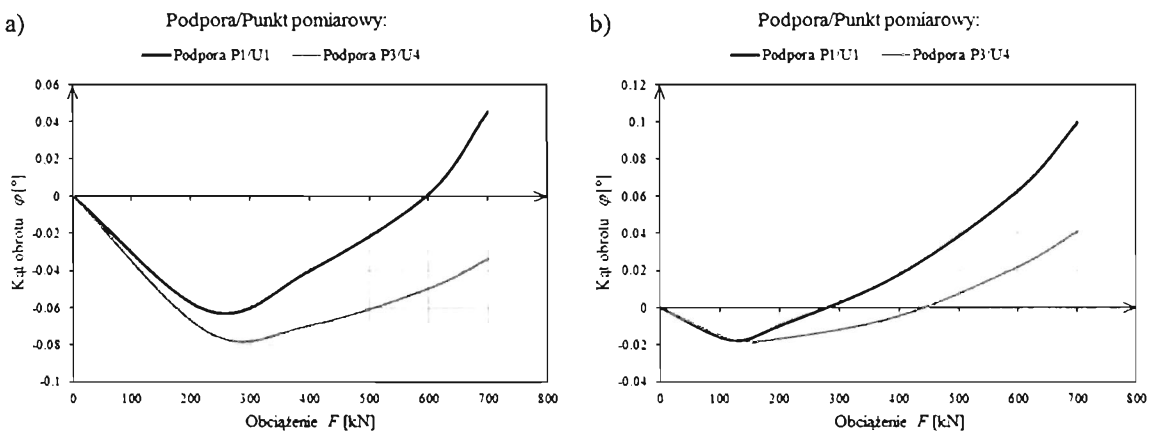


Rys. 4.20. Ugięcie względne belek w miejscu przyłożenia obciążenia: a) przęsło 1, b) przęsło 2

Dzięki czemu zaobserwowano iż ścieżki równowagi statycznej wykazywały wyraźnie liniowe zachowanie w przyjętym zakresie obciążenia.

4.2.5. Wyniki pomiarów kąta obrotu przekroju belek

Kąty obrotu belek zespolonych mierzono na dwóch skrajnych podporach, oznaczonych odpowiednio symbolami P1 i P3 (fot. B.20 w załączniku B). Uzyskane wyniki średnich wartości przedstawiono na rysunku 4.21. Na podstawie otrzymanych wyników zaobserwowano, że kąty obrotu malały do wartości obciążenia zewnętrznego wywołującego zarysowanie płyty betonowej po czym następował ich wzrost. Maksymalne wartości kątów obrotu nie przekraczały $0,10^\circ$.



Rys. 4.21. Kąty obrotu belek zespolonych: a) belka B2, b) belka B3

Różnice wyników między elementami badawczymi wynikały z różnych poziomów siły wywołujących zarysowanie: 230 kN w belce B2 i 120 kN w belce B3. Natomiast różnice wyników między poszczególnymi podporami w badanych belkach spowodowane były

podobnie jak w przypadku przemieszczeń w płaszczyźnie pionowej różnym sposobem wymuszenia obciążenia na poszczególnych przęsłach.

4.2.6. Wyniki pomiarów poślizgu pomiędzy płytą a dźwigarem

Pomiary poślizgu płyty żelbetowej względem dźwigara przeprowadzono, dokonując odczytów na końcu belki przy podporze P1. W tym celu użyto czujnika indukcyjnego zamontowanego do stopki górnej dźwigara (fot. B.21 w załączniku B).

W pracy nie zamieszczono uzyskanych wyników, gdyż otrzymana maksymalna wartość poślizgu wyniosła 0,026 mm. Stąd też do dalszych analiz przyjęto, że poślizg w badanych belkach, w przyjętym zakresie obciążenia nie wystąpił. Zgodnie z wcześniejszymi założeniami można przyjąć, że zespolenie jest niepodatne.

4.3. WNIOSKI Z PRZEPROWADZONYCH DOŚWIADCZEŃ BADAWCZYCH

Oprócz spostrzeżeń zamieszczonych w trakcie analizy otrzymanych wyników, można na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych sformułować następujące wnioski końcowe:

1. Rzeczywiste położenie osi obojętnej przekroju zespolonego znajduje się między wyznaczonymi osiami przekroju nie zarysowanego oraz zarysowanego. W momencie pojawiania się nowych rys, oś obojętna przesuwa się ku osi obojętnej przekroju z ustabilizowanym zarysowaniem.
2. Związek pomiędzy krzywizną a momentem zginającym obciążającym belkę w zakresie sprężystym jest właściwie związkiem liniowym, proporcjonalnym do wyężenia przekroju zespolonego.
3. Sztywność belek zespolonych z płytą rozciągną do chwili zarysowania jest praktycznie stała i w przybliżeniu równa sztywności obliczonej przy założeniu pełnej współodkształcalności części stalowej i betonowej. Wyraźny spadek sztywności zaobserwowano wraz z pojawieniem się pierwszej rysy.
4. Powstawanie kolejnych rys powoduje, że występują zaburzenia lokalnych krzywizn i gwałtowne ich zmiany. Efektem tego są znacznie szybsze przyrosty ugięć niż przed zarysowaniem.
5. Rozstaw rys zależy od rozkładu odkształceń w strefie rozciąganej, na który znaczący wpływ ma położenie osi obojętnej.

-
6. Rzeczywista sztywność belek zespolonych z płytą ściskaną jest mniejsza od obliczonej teoretycznie.
 7. Zmiany sztywności w zakresie odkształceń sprężystych (w zakresie obciążeń eksploatacyjnych) przy wzrastającym obciążeniu są niewielkie i tym samym nie powodują redystrybucji momentów zginających w belce ciąglej.
 8. Belki z łącznikami kołkowymi wykazują dużą powtarzalność wyników badań zarówno w zakresie odkształceń jak i stanu zarysowania.
 9. Do pełnego opisu ugięć oraz zadania zarysowania belek zespolonych typu stal - beton należy uwzględnić parametr czasu (skurcz i pełzanie betonu) oraz określić wpływ odkształceń termicznych.

5. ANALIZA WYTRZYMAŁOŚCIOWA RZECZYWISTEJ KONSTRUKCJI MOSTU

5.1. WPROWADZENIE

W rozdziale 3 opisano przeprowadzone badania laboratoryjne zespolonych dźwigarów, których głównym zadaniem było rozpoznanie zjawisk zachodzących w rozciąganej płycie podczas zginania. Uzupełnieniem i rozwinięciem części doświadczalnej rozprawy jest przeprowadzona w tym rozdziale analiza wytrzymałościowa.

Analiza miała na celu określenie zachowania się wybranej konstrukcji zespolonej z rozciąganą płytą współpracującą w warunkach rzeczywistych. Na potrzeby niniejszej pracy wykorzystano wyniki badań, które były wykonywane podczas próbnych obciążeń statycznych Mostu Północnego w Warszawie². Dokładny opis obiektu wraz z odpowiednimi rysunkami przedstawiono w dalszej części rozdziału.

Analiza wytrzymałościowa zawiera ocenę współdziałania betonu między rysami w przenoszeniu zginania działającego na przekrój zespolony. Dodatkowo wyznaczono średnie odległości między powstałymi rysami i ich szerokość rozwarcia.

5.2. MODEL BADANEJ KONSTRUKCJI

5.2.1. Opis modelu

Przedmiotowy obiekt usytuowany jest w ciągu Trasy Mostu Północnego w Warszawie. Sam Most Północny składa się z trzech niezależnych obiektów, przy czym obiekt M2 i M3 stanowią dwie prawie „bliźniacze” konstrukcje:

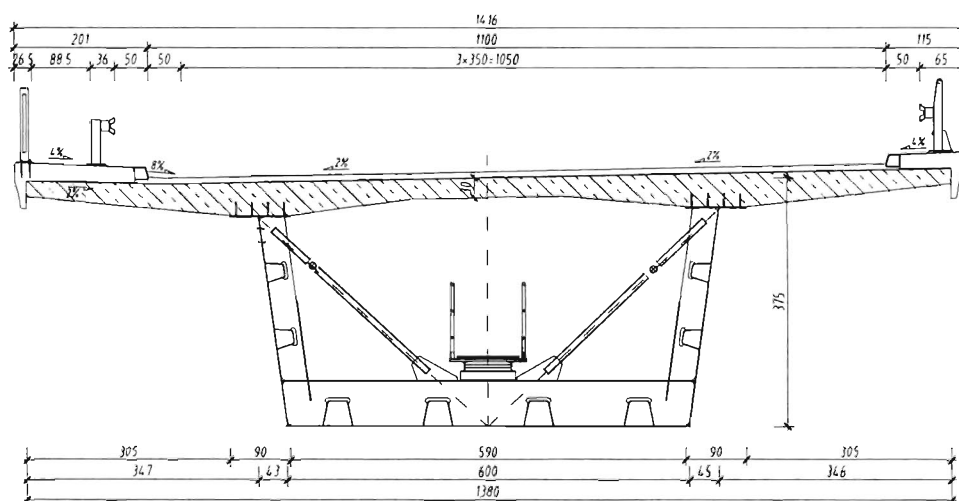
- obiekt M1 – trasa tramwajowa wraz z ciągiem rowerowo – pieszym,

² Przedstawione w pracy wyniki badań Mostu Północnego pod próbnym obciążeniem zostały udostępnione autorowi przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów z siedzibą główną w Warszawie.

- obiekt M2 – jezdnia północna Trasy Mostu Północnego,
- obiekt M3 – jezdnia południowa Trasy Mostu Północnego.

Ze względu na brak pełnej dokumentacji technicznej obiektu M1 oraz zmienną liczbę dźwigarów w obiekcie M3, wynikającą ze zmiennej szerokości całkowitej analizę obliczeniową przeprowadzono w przypadku obiektu M2. Stąd też w dalszej części rozprawy obiekty M1 i M3 nie będą omawiane.

Obiekt M2 zaprojektowany został w postaci konstrukcji ciągłej dziesięcioprzęsłowej. Długości teoretyczne w osiach podparć wynoszą odpowiednio (licząc od lewego brzegu rzeki) $45,00 + 65,00 + 110,00 + 160,00 + 110,00 + 66,66 + 2 \times 66,67 + 60,00 + 45,00 = 795,00$ m. Pod względem statycznym ustrój jest wieloprzęsłową belką ciągłą. Konstrukcję nośną stanowi zaś stalowy, jednokomorowy dźwigar skrzynkowy, współpracujący z żelbetową płytą pomostu jezdniowego (rys. 5.1).



Rys. 5.1. Typowy przekrój poprzeczny obiektu M2

Wysokość konstrukcyjna dźwigarów jest stała w przęsłach zalewowych i wynosi 3,25 m (wysokość mierzona w osi dźwigara). W głównym przęśle nurtowym o rozpiętości $l = 160,0$ m i przyległych do niego przęsłach o rozpiętości po $l = 110,0$ m wysokość konstrukcji stalowej jest zmienna i wzrasta od wysokości 3,25 m w osi przęsła do 8,50 m nad podporami.

Konstrukcja stalowa dźwigara składa się z pasów górnych o stałej szerokości wynoszącej 0,90 m; dwóch środników oraz pasa dolnego o szerokości 6,05 m w częściach mostu o stałej wysokości. W częściach mostu o zmiennej wysokości szerokość pasa dolnego ulega zmniejszeniu od 6,05 m do 4,70 m. Grubość blach w poszczególnych częściach dźwigara jest

zmienna i dostosowana do wielkości sił wewnętrznych. Nominalne grubości blach zawierają się w przedziałach: 25÷180 mm (pasy górne), 10÷80 mm (pasy dolne) i 10÷25 mm (środniki).

Dodatkowo dźwigary blachownicowe stężone są na całej długości poprzecznkami w standardowym rozstawie wynoszącym 5,0 m. Jedynie w przęsłach gdzie pomiędzy podporami długości dźwigarów wynoszą po 66,67 m, w środkach ich rozpiętości, układ poprzecznic jest zaburzony i wynosi 2 x 3,33 m.

Środniki skrzynki oraz pas dolny usztywniony jest przy pomocy żeber zamkniętych o grubości 8 mm i wymiarach 330 x 200 x 270 mm (na środkach) i 450 x 300 x 380 mm (na pasie dolnym).

Do zespolenia konstrukcji stalowej z płytą żelbetową zastosowano sworznie z główką o średnicach trzpienia 22 mm i 16 mm. Wysokość całkowita sworzni wynosi 200 mm i na każdym dźwigarze w przekroju poprzecznym pasa górnego usytuowane są po 4 w rzędzie. Rozstaw sworzni na długości mostu jest zmienny i waha się w granicach od 150 mm do 300 mm. Na przyczółkach końce dźwigara skrzynkowego połączone są z żelbetowymi poprzecznkami podporowymi za pomocą sworzni 22 mm.

5.2.2. Materiały i montaż konstrukcji

Konstrukcja stalowa mostu została wykonana z gatunków stali dobranych w zależności od wymaganej grubości poszczególnych blach: odmiany stali S355 i stal S235 na łączniki zespajające. Montaż odbywał się metodą nasuwania podłużnego (część lewobrzeżna i prawobrzeżna) oraz z poziomu terenu (lewobrzeżna i prawobrzeżna część nurtowa) i poprzez podnoszenie z wody środkowej części nurtowej.

Płytę pomostu wykonano z betonu C35/45 zbrojonego prętami ze stali BSt500S, której betonowanie odbywało się odcinkami (7 etapów betonowania), przy pomocy przesuwanych wózków szalunkowych. W pierwszej kolejności betonowano przęsła a następnie strefy podporowe.

5.2.3. Sposób badania mostu

Obiekt M2 Mostu Północnego został poddany badaniom pod próbnym obciążeniem, czyli zastępczemu obciążeniu ruchomemu, które jest nadwyżką nad obciążeniem ciężarem własnym i wyposażenia. Jako obciążenie próbne drogowych obiektów mostowych, przyjmuje się z reguły samochody ciężarowe o schematach odpowiadających danemu typowi pojazdów.

W obciążeniu próbnym zawsze bierze udział ciężar własny natomiast wyposażenie bierze udział w obiektach przed oddaniem do użytku.

Skutki obciążenia próbnego powinny być porównywalne do skutków obciążenia normowego w jego najniekorzystniejszym ustawieniu. Nie porównuje się samych obciążeń, a ich określone skutki w określonym elemencie i określonym przekroju. W normach zawiera się pewna nadwyżka ponad wartość charakterystyczną obciążenia normowego. Ogólny wzór ma postać [Rybak 1999]:

$$M(G_k, G_{1k}, P) \geq M(\alpha G_k, \beta G_{1k}, \gamma Q_k), \quad (5.1)$$

gdzie:

G_k – charakterystyczny ciężar własny konstrukcji,

G_{1k} – charakterystyczny ciężar wyposażenia,

Q_k – charakterystyczne obciążenie ruchome (normowe),

α, β, γ – współczynniki, które są większe, równe lub mniejsze od jedności.

W zasadzie, jako obciążenie próbne mostów zespolonych powinno się stosować obciążenie zmienne o wartości charakterystycznej. Próbne obciążenie ma odpowiadać wartości ekstremalnej obciążenia nieczęstego (rzadkiego), które może się zdarzyć, a nie częstego, charakterystycznego, które są typowe dla konstrukcji. Obciążenia charakterystyczne występować mogą często. Jednak ograniczone możliwości uzyskania obciążeń równoważnych obciążeniom obliczeniowym według modeli normowych stały się przyczyną ograniczenia do poziomu poniżej obliczeniowego.

Próbne obciążenia zwykle są podejmowane przy badaniu ustrojów nośnych, rzadziej przy badaniu podpór i ich fundamentów [Łagoda M. 2003]. Dodatkowo przez próbne obciążenie można monitorować elementy konstrukcji, które wzbudzają wątpliwości bądź też zostały wzmocnione.

Do obciążenia próbnego analizowanej konstrukcji wykorzystano zestaw 28 czteroosiowych samochodów ciężarowych o średniej masie całkowitej jednego pojazdu równej 31 994 kg.

5.3. RYSY W BELKACH ZESPOLONYCH

5.3.1. Uwagi ogólne

Zasadniczy wpływ na proces tworzenia się rys w belkach zespolonych, wywierają odkształcenia wywołane przez obciążenia zewnętrzne. Istotny wpływ na obraz zarysowania płyty mogą mieć również odkształcenia wywołane przez skurcz betonu czy też zmiany termiczne [Kiernożycki 2003; Flaga 2004]. Aczkolwiek te ostatnie nie są przedmiotem niniejszej rozprawy i w związku z tym w dalszej części pracy będą pomijane.

Za pracą Madaja [2005] rysy w betonowej części belki zespolonej mogą wystąpić, gdy:

- 1) płyta betonowa jest ściskana – w dolnej jej części, jeśli oś obojętna dźwigara zespolonego nie znajduje się w dźwigarze stalowym (rysy prostopadłe do osi belki),
- 2) płyta betonowa jest rozciągana – dotyczy stref tzw. momentów ujemnych (rysy prostopadłe do osi belki),
- 3) płyta betonowa jest ściskana, w fazie osiągnięcia nośności granicznej (rysy w osi belki).

Z rysami pierwszego rodzaju mamy do czynienia w krępych belkach zespolonych, które są charakterystyczne w budownictwie ogólnym. Mają one wpływ na sztywność belki zespolonej, a ich charakter jest zbliżony do charakteru rys w zginanych elementach żelbetowych (ograniczony zasięg na wysokości przekroju, rozwartość zmniejszająca się w kierunku osi obojętnej).

Rysy drugiego rodzaju, typowe dla stref podporowych belek ciągłych i wspornikowych, są zbliżone do rys w rozciąganych prętach. Charakterystyczną ich cechą jest rozwój na całą wysokość przekroju, natychmiast gdy naprężenia na górnej krawędzi przekroczą wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Rysy trzeciego rodzaju nie mają żadnego wpływu na sztywność przekroju zespolonego i decydują jedynie o nośności granicznej. W celu zminimalizowania ich oddziaływania na nośność konstrukcji należy zaprojektować odpowiednio wytrzymałe zbrojenie prostopadłe do osi belki.

Z punktu widzenia analizy sztywności i nośności ciągłych konstrukcji zespolonych ważne są rysy drugiego rodzaju. Ich lokalizacja, rozstaw i rozwój wydają się kluczowe w obliczaniu ugięć oraz redystrybucji momentów zginających, zwłaszcza w zakresie sprężystym, w układach ciągłych. W tym kontekście istotne jest również zagadnienie współpracy betonu rozciąganego ze zbrojeniem w sąsiedztwie rysy.

5.3.2. Mechanizm tworzenia się rys

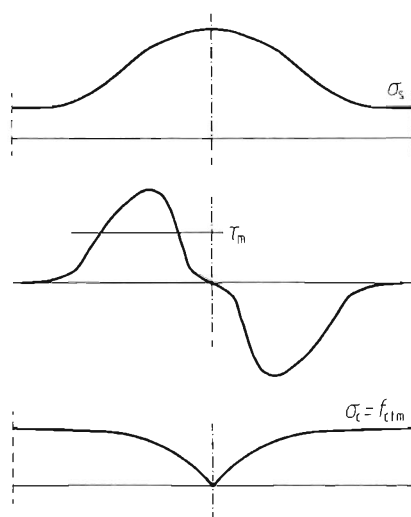
W miarę wzrostu obciążenia współpraca rozciąganego zbrojenia z betonem obejmuje trzy fazy:

- faza I – współpracy sprężystej,

W tej fazie istnieje pełne, ciągłe połączenie zbrojenia z betonem. Odkształcenia stali zbrojeniowej oraz otaczającego ją betonu w każdym przekroju elementu są takie same. Różnica naprężeń rozciągających w betonie σ_c i w zbrojeniu $\sigma_s = n\sigma_c$, przy tych samych odkształceniach obu materiałów, wynika z różnic ich modułów sprężystości $n = E_s/E_c$.

- faza II – tworzenie się rys,

Pierwsza rysa powstaje w miejscu, w którym lokalna wytrzymałość betonu na rozciąganie jest najniższa. Ponieważ wytrzymałość betonu w konstrukcji zmienia się losowo, to w przypadku osiowo rozciąganego pręta usytuowanie pierwszej rysy na jego długości będzie miało również charakter losowy. W miejscu powstania rysy, naprężenia w betonie spadają do zera, natomiast zbrojenie przenosi całą siłę rozciągającą $\sigma_s = N_{cr}/A_s$ (rys. 5.2). Taka zmiana naprężeń jest możliwa, ponieważ poza rysą występują siły przyczepności zbrojenia do betonu. Zmienność sił przyczepności na długości pręta, z każdej strony rysy, wpływa na redystrybucję naprężeń w betonie [Kiernozyski 2003].



Rys. 5.2. Naprężenia w otoczeniu pierwszej rysy

Nawet nieznaczny wzrost obciążenia może wywołać kolejne rysy, w miejscach, w których lokalna wytrzymałość betonu na rozciąganie zostanie ponownie przekroczona. Stosunkowo duże odległości pomiędzy rysami pozwalają na zachowanie pomiędzy nimi odcinków, wzdłuż których przyczepność prętów zbrojeniowych do betonu nie została

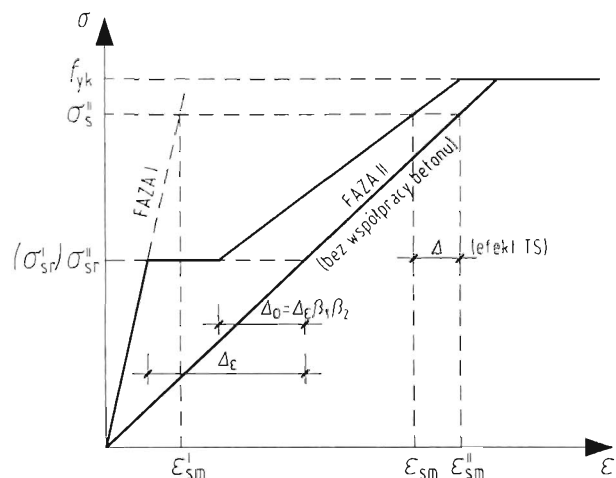
zniszczona. Wzrost obciążeń zewnętrznych prowadzi do tworzenia się kolejnych rys do chwili, gdy odległości pomiędzy nimi staną się na tyle małe, że proces redystrybucji naprężeń rozciągających w betonie nie jest już możliwy.

- faza III – ustabilizowanego rozmieszczenia rys,

Dalszy wzrost obciążenia wywołuje jedynie wzrost rozwarcia rys powstałych wcześniej. Pomiędzy rysami nie występują odcinki znajdujące się w fazie I. Wzdłuż całego rozciąganego elementu występują różnice odkształceń stali zbrojeniowej i otulającego ją betonu.

W przypadku, gdy siła rozciągająca N jest mniejsza od siły krytycznej N_{cr} , rozciągany pręt żelbetowy pracuje w fazie I (odkształcenia zbrojenia i betonu są takie same). Wzrost siły N powoduje wzrost naprężeń rozciągających w betonie. Po osiągnięciu wartości $N = N_{cr}$, w przekroju o najniższej wytrzymałości powstaje pierwsza rysa ($\sigma_s = N_{cr}/A_s$, $\sigma_c = 0$). Na odcinkach pręta o długości s_{r0} , usytuowanych poza strefami odprężenia, odkształcenia i naprężenia w betonie oraz w stali zbrojeniowej są zgodne z założeniami fazy I: $\varepsilon_c = \varepsilon_s$ i $\sigma_s = n\sigma_c$.

Dalszy wzrost obciążenia wywołuje fazę ustabilizowanego rozmieszczenia rys, których rozstaw s_{rm} pozostaje stały, natomiast zwiększa się ich rozwarcie. W przekrojach pomiędzy rysami, część siły rozciągającej przenoszona jest przez zbrojenie, część zaś przez beton. Średnie odkształcenie zbrojenia wzdłuż całego pręta jest zatem mniejsze od tego, które wynikałoby z przyjęcia teorii fazy II [Bulicek i Roos 1992]. Efekt ten (rys. 5.3) określany jest jako usztywnienie przy rozciąganiu lub współpraca betonu rozciąganego między rysami (ang. *tension stiffening*).



Rys. 5.3. Wykres zależności $\sigma - \varepsilon$ w zbrojeniu rozciąganych elementów żelbetowych

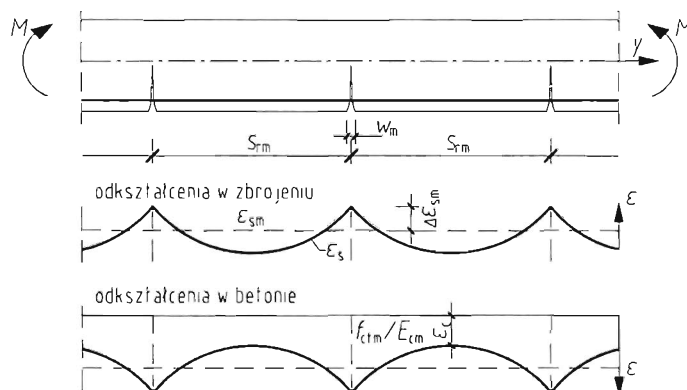
Różnica odkształceń samego zbrojenia oraz elementu żelbetowego Δ , wynikającego z wpływu współpracy betonu i zbrojenia na odcinku między rysami, w najprostszej postaci określa zależność:

$$\Delta = \Delta \varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} \beta_1 \beta_2 \frac{(\sigma_{sr}^{II})^2}{\sigma_s^{II}}, \quad (5.2)$$

gdzie σ_{sr}^{II} i σ_s^{II} określają kolejno naprężenia w zbrojeniu wyznaczone w fazie II, przy obciążeniu wywołującym rysy oraz przy obciążeniu założonym, współczynniki β_1 i β_2 uwzględniają wpływ naprężeń przyczepności oraz obciążeń długotrwałych na odkształcenia rozciąganego elementu. Po osiągnięciu przez zbrojenie granicy plastyczności f_{yk} (siła N_{max}), szerokość rozwarcia rys wzrasta.

5.3.3. Szerokość rozwarcia rys

Średnia szerokość rozwarcia rys wynika z różnic odkształceń betonu i stali zbrojeniowej (rys. 5.4).



Rys. 5.4. Odkształcenia w zbrojeniu i betonie rozciągany w chwili powstania rysy [Kiernożycki 2003]

Przyjmując, że średni odstęp między rysami wynosi s_{rm} , ich rozwarcie określa ogólna zależność:

$$w_m = \int_0^{s_{rm}} (\varepsilon_{s(x)} - \varepsilon_{c(x)}) dx. \quad (5.3)$$

Po uwzględnieniu różnicy odkształceń $\Delta \varepsilon_{sm}$ (rys. 5.3), zbrojenia i betonu zbrojonego, równanie (5.3) przedstawić można w postaci:

$$w_m \cong s_{rm} \cdot (\varepsilon_{sm} - \Delta \varepsilon_{sm}). \quad (5.4)$$

Przyjmując zarysowanie za proces już ustabilizowany, obliczeniowa wartość szerokości w_k rys prostopadłych do osi elementu można wyznaczyć ze wzoru:

$$w_k = \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm} . \quad (5.5)$$

Szerokość rozwarcia rysy wynika z różnicy odkształcenia zbrojenia i betonu ε_{sm} , na odcinku pomiędzy sąsiednimi rysami s_{rm} .

We wzorze (5.5) przez β oznaczono współczynnik określający zależność między wartościami średnimi i charakterystycznymi szerokości rys (przyjmowany niejednokrotnie $\beta = 1,7$).

Wartość średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego ε_{sm} , w elementach zarysowanych, można wyznaczyć z równania:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s^II}{E_s} \zeta . \quad (5.6)$$

Współczynnik uwzględniający sztywność przy rozciąganiu ζ określono w zależności od momentu zginającego M_k i momentu rysującego M_{cr} w następujący sposób:

$$\begin{aligned} \zeta &= 0, & M_k < M_{cr}, \\ \zeta &= 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^2, & M_k > M_{cr}. \end{aligned} \quad (5.7)$$

Współczynniki β_1 i β_2 przyjmuje się w zależności od rodzaju zastosowanego zbrojenia ($\beta_1 = 1,0$ dla prętów zebrowanych i $\beta_1 = 0,5$ dla prętów gładkich) oraz charakteru obciążenia ($\beta_2 = 1,0$ przy obciążeniu jednokrotnym krótkotrwałym i $\beta_2 = 0,5$ przy obciążeniach długotrwałych i cyklicznych).

Średnia odległość między rysami s_{rm} , biorąc pod uwagę skutek wewnętrznego i zewnętrznego zbrojenia, może być obliczona zgodnie z [PN-EN 1992-1-1] z równania:

$$s_{rm} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (5.8)$$

gdzie:

ϕ – średnica zbrojenia (w przypadku prętów różnych średnic – średnica zastępcza),

c – grubość otulenia zbrojenia podłużnego,

k_1 – współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia równy 0,8 dla prętów

o wysokiej przyczepności (zbrojonych),

k_2 – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń, dla zginania równy 0.5,

k_3 – wg Załącznika krajowego; wartość zalecana 3.4,

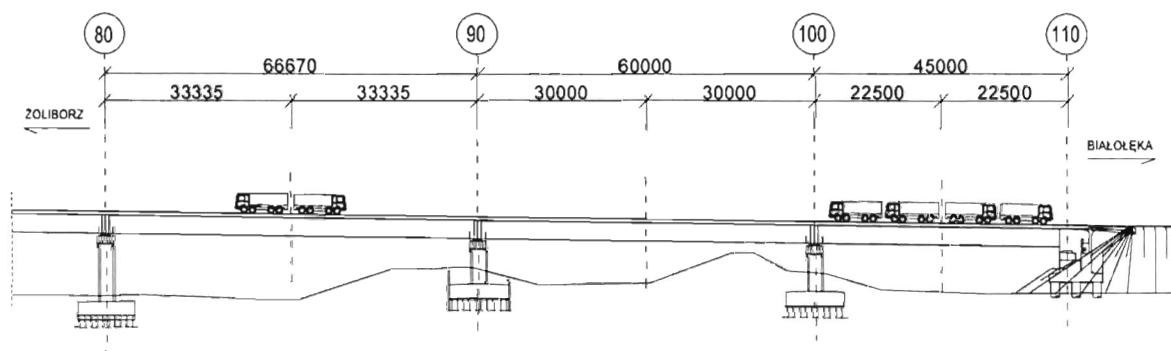
k_4 – wg Załącznika krajowego; wartość zalecana 0.425,

$\rho_{p,eff}$ – tzw. efektywny stopień zbrojenia.

Efektywny stopień zbrojenia odnoszony jest do części rozciąganego przekroju poprzecznego elementu $A_{c,eff}$ – mniejsza wartość z $2,5 \cdot (h_c - d) \cdot b$ lub $(h_c/2) \cdot b$ – otaczającego zbrojenie:
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$.

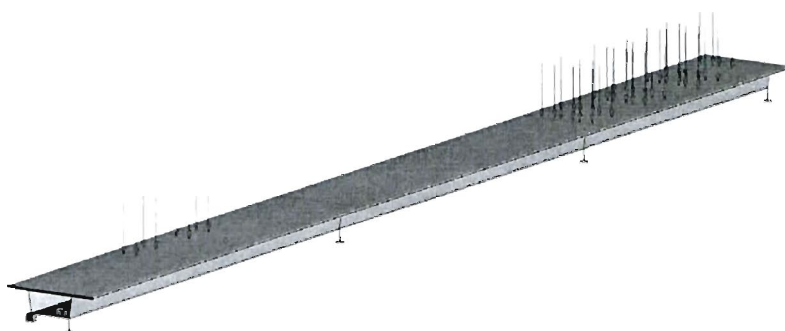
5.4. ANALIZA WYTRZYMAŁOŚCIOWA BADANYCH DŹWIGARÓW ZESPOLONYCH

Po wstępnym przeanalizowaniu wyników badań obiektu M2, zdecydowano się rozpatrywać w dalszej analizie obliczeniowej przekrój zlokalizowany nad podporą 90. W związku z tym, zgodnie z założonym zachowaniem konstrukcji, wartości ujemnych momentów zginających w dźwigarach głównych wyznaczono od schematu obciążenia statycznego M2_WM 100-110 – obciążenie na przęsła 100-110 i 80-90: 14 ciężarówek (rys. 5.5).



Rys. 5.5. Schemat obciążenia M2_WM 100-110

Obliczenia statyczne ustroju nośnego zostały wykonane w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional. W tym celu utworzono model z elementów trójwymiarowych usytuowanych również w przestrzeni trójwymiarowej (e^3, p^3), który odwzorowywał geometrię rozpatrywanej konstrukcji. Zamodelowano jedynie potrzebny przy analizie wycinek obiektu: przęsła 80-90, 90-100 i 100-110 (rys. 5.6).



Rys. 5.6. Wizualizacja modelu obliczeniowego obiektu M2

Dodatkowo w celu generacji przyłożonego obciążenia (sił skupionych od nacisku osi pojazdów ciężarowych) zastosowano nieważką płytę o nieskończenie małej sztywności z wygenerowaną siatką skończoną o geometrii płyty pomostowej. Połączenie konstrukcji z podłożem w osiach łożysk zamodelowano za pomocą więzów odwzorowujących stopnie swobody tych łożysk.

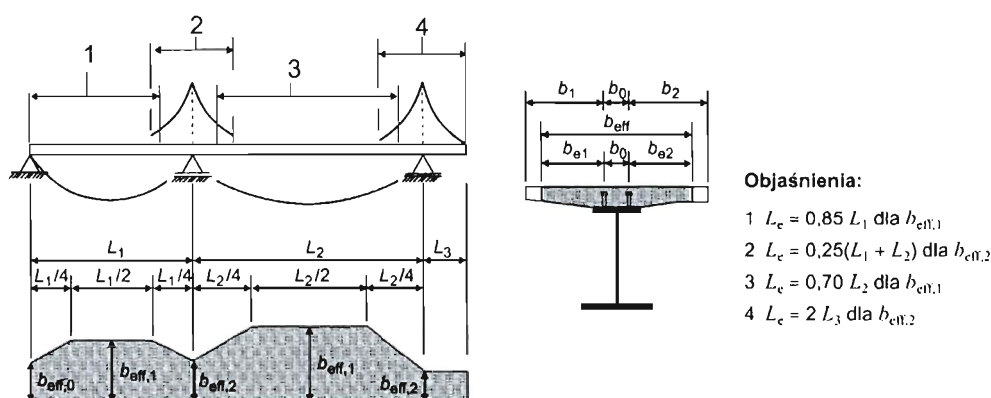
Kolejnym krokiem w analizie wytrzymałościowej było uwzględnienie efektu szerokiego pasa. Na podstawie przybliżonych odległości L_e między zerowymi punktami momentu zginającego wyznaczono efektywną szerokość współpracującą pólki (rys. 5.7). Szerokość b_{eff} pólki określono ze wzoru [PN-EN 1994-2]:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad (5.9)$$

gdzie:

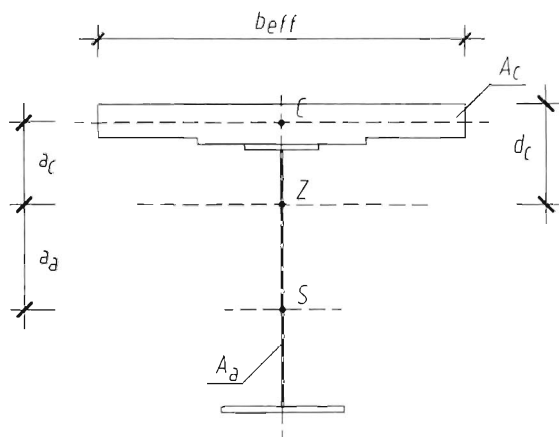
b_0 – odległość między środkami skrajnych łączników na ścinanie,

b_{ei} – szerokość współpracująca pólki z betonem, po każdej stronie środka, równa $L_e/8$ (ale nie większa niż szerokość geometryczna b_i).



Rys. 5.7. Równoważne rozpiętości dla określenia szerokości współpracującej pólki z betonem

Ostatecznie do dalszej analizy przyjęto przekrój dźwigara pokazany na rysunku 5.8.



Rys. 5.8. Przyjęty przekrój obliczeniowy dźwigara na podporą 90

W przyjętym w obliczeniach przekroju, wyznaczono maksymalną wartość momentu rysującego M_{cr} , z wzoru:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_1, \quad (5.10)$$

gdzie:

f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu płyty na rozciąganie,

W_1 – wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie.

Wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie wyznaczono w II fazie pracy konstrukcji, czyli dla przekroju zespolonego:

$$W_1 = \frac{I_z \cdot n}{d_c}, \quad (5.11)$$

gdzie:

I_z – moment bezwładności przekroju zespolonego,

n – stosunek modułów sprężystości, odpowiednio stali i betonu $n = E_s/E_{cm}$,

d_c – odległość od środka ciężkości przekroju zespolonego do włókien górnych płyty.

Następnie wyznaczono średnie odkształcenia zbrojenia rozciąganego z wzoru (5.6), natomiast naprężenia rozciągające σ_s (σ_s^{II}) z uwzględnieniem wpływu betonu na odcinku między rysami obliczono z zależności:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s, \quad (5.12)$$

przy:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,2 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{sl} \cdot \rho_s}, \quad (5.13)$$

$$\alpha_{sl} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}, \quad (5.14)$$

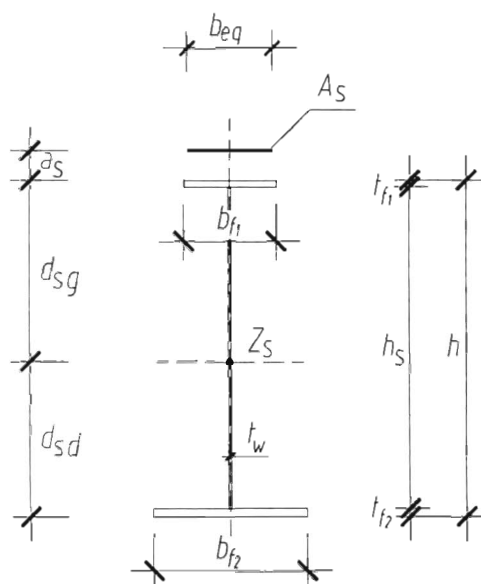
gdzie:

ρ_s – stopień zbrojenia obliczony jako stosunek powierzchni zbrojenia A_s do efektywnego pola powierzchni półki betonowej wewnątrz strefy rozciąganej A_{ct} ,

A i I – odpowiednio powierzchnia i moment bezwładności efektywnego przekroju zespolonego z pominięciem betonu rozciąganego,

A_a i I_a – odpowiednio powierzchnia i moment bezwładności przekroju stali konstrukcyjnej.

Do wyznaczenia naprężeń w zbrojeniu rozciągany $\sigma_{s,0}$ z pominięciem wpływu betonu na odcinkach między rysami przyjęto następujące parametry geometryczne przekroju (rys. 5.9):



Rys. 5.9. Przyjęty przekrój do wyznaczenia naprężeń w zbrojeniu rozciągany z pominięciem współpracy betonu

Ze względu na występowanie w rozpatrywanym przekroju różnych średnic prętów zbrojeniowych wyznaczono średnicę zastępczą ϕ_{eq} :

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}, \quad (5.15)$$

która została wykorzystana przy wyznaczaniu zastępczej szerokości zbrojenia b_{eq} . Naprężenia w zbrojeniu rozciągającym wyznaczono z:

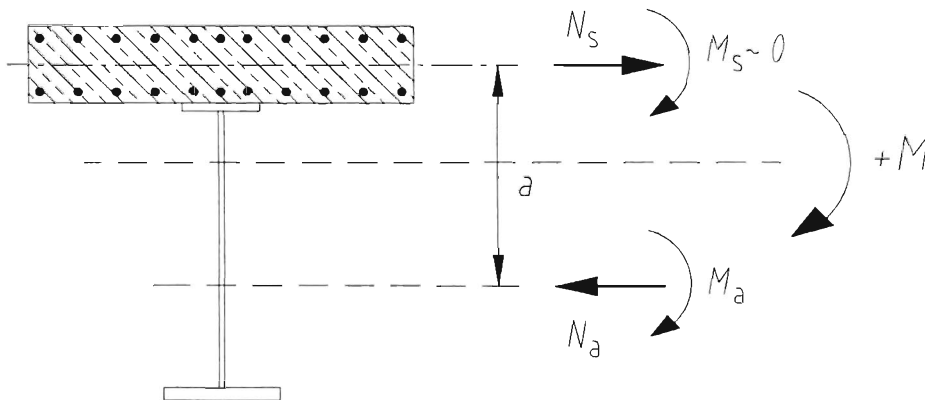
$$\sigma_{s.o} = \frac{M_{max}}{W_{zs}}, \quad (5.16)$$

gdzie:

W_{zs} – wskaźnik wytrzymałości przekroju zastępczego dla zbrojenia A_s .

Natomiast współczynnik uwzględniający sztywność przy rozciąganiu dobrano zgodnie z zależnościami podanymi we wzorze (5.7). Potem wyznaczono średnią odległość między rysami s_{rm} z (5.8) w tym efektywne pole rozciągane. Znając wartość średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego ε_{sm} oraz średnią odległość między rysami wyznaczono wartość szerokości rys w_k z wzoru (5.5).

Ostatnim elementem w analizie obliczeniowej było określenie wpływu współdziałania betonu między rysami w przenoszeniu zginania działającego na przekrój zespolony. W tym celu moment M (wywołujący rozciąganie w płycie betonowej) może być zastąpiony przez siły N_a i M_a oraz N_s i M_s na wyodrębnione elementy, gdzie moment zginający M_s w elemencie rozciągającym może być pominięty ($M_s \approx 0$) dla określenia N_s . Stąd też moment $M = M_a + N_{s,a}$ w przekroju poprzecznym jest podzielony na moment części stalowej M_a i na siły normalne $N_a = -N_s$ działające na ramieniu a (rys. 5.10).



Rys. 5.10. Siły wewnętrzne przenoszące całkowity moment zginający M

Z warunku równowagi dla punktu przyłożenia siły w dźwigarze stalowym, otrzymano zależność do wyznaczenia rzeczywistej nośności przekroju:

$$M = M_a + N_s \cdot a, \quad (5.17)$$

gdzie:

a – ramię wypadkowej naprężeń.

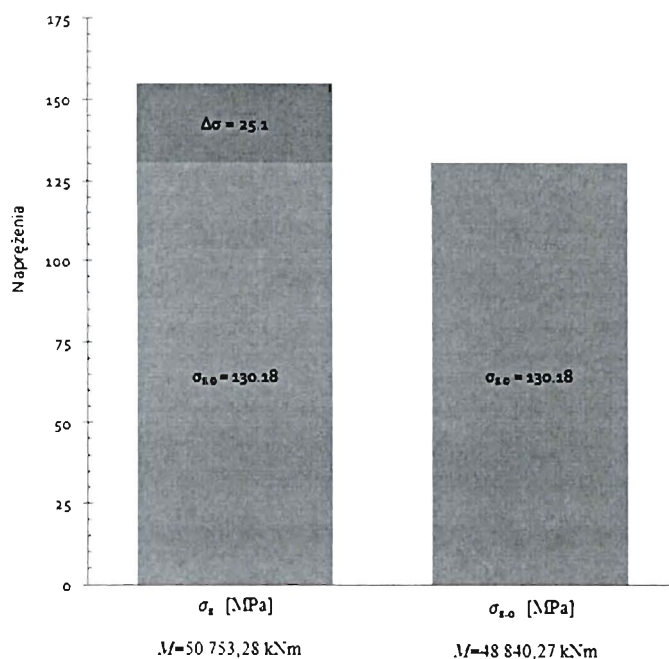
Siłę N_s wyznaczono z uwzględnieniem wpływu betonu na odcinkach między rysami z wzoru:

$$N_s = \sigma_s \cdot A_s, \quad (5.18)$$

oraz z jego pominięciem z:

$$N_s = \sigma_{s,0} \cdot A_s, \quad (5.19)$$

Na rysunku 5.11 przedstawiono końcowe wyniki liczbowe naprężeń rozpatrywanego przekroju.



Rys. 5.11. Rzeczywiste wartości momentów zginających występujących w rozpatrywanym przekroju po zarysowaniu

Można zauważyć, że wartość momentu, jaki przenosi przekrój zespolony po zarysowaniu z uwzględnieniem współpracy betonu na odcinkach między rysami jest o $\sim 4\%$ większa niż wartość momentu wyznaczona bez jej uwzględnienia. Należy w tym miejscu podkreślić, iż uwzględnienie wpływu betonu zostało przeprowadzone metodą uproszczoną zaproponowaną w [PN-EN 1994-2].

5.5. WNIOSKI Z ANALIZY WYTRZYMAŁOŚCIOWEJ

Na podstawie przeprowadzonej analizy wytrzymałościowej, można sformułować następujące wnioski:

1. Rzeczywista nośność przekrojów zespolonych jest większa od obliczonej zgodnie z obecną praktyką inżynierską, tj. bez uwzględnienia sztywności betonu rozciąganego. Daje to w efekcie niepotrzebne zwiększenie zużycia stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej.
2. Uwzględnienie sztywności betonu na odcinkach między rysami jest nie tylko nowoczesnym, bliskim rzeczywistości podejściem do oceny nośności i użytkowości konstrukcji, ale daje również wymierne efekty ekonomiczne.
3. Istnieje potrzeba opracowania algorytmu obliczeniowego uwzględniającego wpływ zarysowania rozciąganej płyty betonowej przy określaniu stanów granicznych nośności i użytkowości mostowych konstrukcji zespolonych o schematach statycznych wywołujących ujemne momenty zginające.

6. SYMULACJA KOMPUTEROWA MECHANIZMU TWORZENIA SIĘ RYS W DŹWIGARZE

6.1. WPROWADZENIE

Przedstawione w rozdziale 3 badania doświadczalne dźwigarów mostowych o zbliżonej skali do rzeczywistej oraz zaprezentowana w rozdziale 5 analiza rzeczywistych konstrukcji posłużyły, jako punkt odniesienia do przeprowadzenia obliczeń komputerowych belek zespolonych z rozciąganą, zarysowaną płytą.

W trakcie rozwoju obszarów zarysowanych występuje redystrybucja naprężeń w konstrukcji zespolonej, co w skrajnych przypadkach może prowadzić do znacznej zmiany schematu statycznego konstrukcji. Istnieje także drugi aspekt tego zagadnienia związany z obliczaniem konstrukcji zespolonych w fazie nieliniowych właściwości betonu i stali. Do badań numerycznych użyto programu opartego o metodę elementów skończonych – Abaqus firmy Dassault Systèmes, zawierającego źródła algorytmów numerycznych i programów MES, w których występuje zarówno nieliniowość o charakterze geometrycznym jak i materiałowym [Szturomski 2013].

Budowane modele zostały wykorzystane do przeprowadzenia obliczeń konstrukcji poddanych badaniom laboratoryjnym. Następnie wykonano kalibrację, polegającą na odpowiednim „dopasowaniu” modelu przez jego modyfikację aż do uzyskania satysfakcjonujących zbieżności wyników obliczeń komputerowych z wartościami pomierzonymi oraz minimalizację liczby elementów skończonych i komplikacji siatki elementów. Na tym etapie została również przeprowadzona końcowa kalibracja modelu obliczeniowego.

Istotną częścią tego rozdziału jest również identyfikacja parametrów konstytutywnych na podstawie wytrzymałości betonu, otrzymanych w wyniku badań wstępnych (punkt 4.1.2 w rozdziale 4), a także opis zastosowanego modelu betonu plastycznego ze zniszczeniem.

6.2. METODA ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

Obecnie, wraz z większą wydajnością systemów obliczeniowych oraz możliwością ich zastosowania w procesie analizy i projektowania konstrukcji inżynierskich nastąpił intensywny rozwój metod numerycznych używanych w zakresie obliczeń statycznych, wymiarowania i analizy zachowania konstrukcji. Metody numeryczne niejednokrotnie są jedyną drogą do uzyskania praktycznie przydatnych rozwiązań w analizie złożonych ustrojów przestrzennych wykonanych z materiałów niepodlegających prawom liniowej sprężystości. Metody numeryczne prowadzą zawsze do rozwiązań przybliżonych, gdyż układ równań różniczkowych jest zastąpiony układem równań algebraicznych, a dokładne rozwiązanie w postaci zamkniętego wzoru analitycznego jest zastępowane zbiorem liczb opisującym rozpatrywane zjawisko. Symulacje komputerowe stworzyły możliwość analizowania zagadnień trudnych i złożonych, co w znacznym stopniu przyczynia się do redukcji kosztów związanych z przeprowadzeniem badań doświadczalnych. Stąd też wirtualne modele numeryczne stają się dzisiaj podstawowym środkiem do prowadzenia analiz. W praktyce procedury projektowania, które opierały się na wypracowanych przez dziesięciolecia metodach analitycznych zostają wyparte przez metody numeryczne.

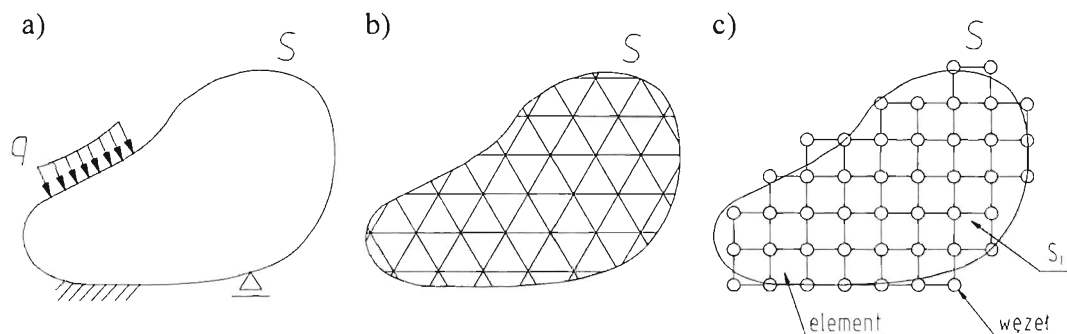
Modele obliczeniowe można analizować przy zastosowaniu różnych metod numerycznych, aczkolwiek najpopularniejsze są symulacje wirtualne rzeczywistych procesów w systemach opartych na Metodzie Elementów Skończonych (MES). We współczesnym piśmiennictwie jest wiele monografii i artykułów poświęconych tej metodzie. Do podstawowych prac w tym zakresie należą [Zienkiewicz 1972; Crisfield 1986; Zienkiewicz i Taylor 2000].

Sama Metoda Elementów Skończonych jest jedną z metod dyskretyzacji układów geometrycznych ciągłych, tj. podziału kontinuum na skończoną liczbę podobszarów. Wobec powyższego, idea metody zakłada modelowanie nawet bardzo złożonych konstrukcji (części i zespołów) poprzez ich reprezentację za pomocą możliwie prostych geometrycznie elementów składowych, nawet z uwzględnieniem nieciągłości i wielofazowości materiałowych.

Główne założenie MES to podział modelu geometrycznego ciągłego (rys. 6.1) na elementy skończone, łączące się w tzw. węzłach, czego efektem jest utworzenie modelu geometrycznego dyskretnego. Należy w tym miejscu podkreślić, iż efektem dyskretyzacji jest transformacja układu o nieskończonej liczbie stopni swobody (zdolności do zmiany wartości określonej współrzędnej) do postaci układu o skończonej liczbie stopni swobody (SSW):

$$S = \sum_1^n Si, \text{ gdzie } n \rightarrow \infty, \quad (6.1)$$

przy czym, ze względów praktycznych osiągnięcie warunku $n \rightarrow \infty$ jest trudne do zrealizowania.



Rys. 6.1. Dyskretyzacja modelu ciągłego – transformacja w zbiór (siatkę) elementów skończonych: a) model geometryczny ciągły, b) model dyskretny idealny, c) model dyskretny obliczeniowy

W trakcie obliczeń dyskretyzacji ulegają również wszelkie inne wielkości fizyczne, reprezentowane w układzie za pomocą funkcji ciągłych (np. obciążenia, utwierdzenia, przemieszczenia, naprężenia). Stąd też podczas dyskretyzacji określonej wielkości fizycznej dąży się do maksymalnego zbliżenia jej postaci dyskretnej i ciągłej z zastosowaniem metod aproksymujących.

Aby rozwiązać poszczególne zadanie mechaniki (np. z dziedziny wytrzymałości materiałów) należy zwrócić uwagę na fizyczne otoczenie układu, tj. w przypadku układu przedstawionego na rysunku 6.1a: wymuszenie (obciążenie ciągłe q) oraz utwierdzenie (stałe ciągłe wraz z podporą przesuwą).

Wymuszenie oraz utwierdzenie noszą umowne określenie warunków brzegowych układu. Chcąc doprowadzić do uzyskania żądanych wyników z zastosowaniem MES należy zbudować tzw. macierze sztywności, początkowo macierze lokalne (na podstawie wartości współrzędnych węzłów oraz wartości parametrów fizycznych elementów), a następnie tzw. macierz globalną. Kolejnym etapem jest budowa globalnego wektora obciążenia, po czym następuje rozwiązanie układu równań i obliczenie sił wewnętrznych oraz reakcji węzłów.

Współczesne aplikacje inżynierskie CAE (ang. *Computer – Aided Engineering*), w których stosuje się MES składają się z trzech wzajemnie współpracujących modułów, którymi są:

- preprocesor (służy m.in. do importu lub przygotowania geometrii, doboru rodzaju elementów skończonych, dyskretyzacji kontinuum, a także przyłożenia warunków brzegowych),
- solver (moduł przeznaczony do budowy oraz rozwiązywania układu równań, na podstawie którego uzyskuje się poszukiwane wartości danych wielkości fizycznych),
- postprocesor (moduł służący do prezentacji oraz wspomagania interpretacji uzyskanych wyników).

Oprócz tego rozbudowane możliwości metody umożliwiają rezygnację z modeli belkowych i realne, inżynierskie projektowanie na modelach powierzchniowych a nawet objętościowych [Żółtowski i Romaszekiewicz 2009].

Dodatkową korzyścią rozwoju technik obliczeniowych jest również odejście od prostej, liniowej analizy wytrzymałościowej i zastosowanie bardziej złożonych algorytmów uwzględniających nieliniowe związki fizyczne materiału [Rusiński i in. 2000]. W obszarze analiz wytrzymałościowych, obliczenia wytrzymałościowe z uwzględnieniem nieliniowości fizycznych wykonuje się najczęściej:

- w obiektach, których materiał znajduje się w zakresie nieliniowym, podczas normalnej eksploatacji,
- przy wymiarowaniu konstrukcji zgodnie z wymogami nośności granicznej,
- oraz w celu wyznaczenia wartości energii zniszczenia (siły niszczącej) obiektów.

Aby prawidłowo zdefiniować, a następnie rozwiązać zadanie nieliniowe w metodzie elementów skończonych należy przede wszystkim określić model materiału i związki konstytutywne.

W odróżnieniu od materiału liniowo sprężystego, gdzie związki między odkształceniem a naprężeniem i między odkształceniem i przemieszczeniem są liniowe, niezmiennie w całym zakresie, tu uzyskujemy sprzężenie między charakterystykami materiału i wartościami określającymi aktualny stan materiału (przemieszczenie, naprężenie, odkształcenie), a nawet historią stanu materiału (np. utwardzenie) i prędkością zmiany stanu materiału (zagadnienia związane z lepkością). Stąd też rozwiązanie zadania opiera się na technice przyrostowej, polegającej na krokowym zwiększaniu parametrów wejściowych, rozwiązywaniu zadania na poszczególnych krokach i sterowaniu charakterystykami materiału poprzez uzyskane wyniki cząstkowe. Jak każdy proces iteracyjny, rozwiązanie ma charakter niejednoznaczny, zależy od zastosowanej techniki przyrostowej i metod iteracji na poszczególnych krokach.

W większości przypadków, niezależnie od zastosowanych modeli materiału, sformułowanie zadania polega na sprowadzeniu modeli nieliniowych do skończonej liczby cząstkowych modeli liniowych i następnie odpowiednie stosowanie technik interpolacji. Ponieważ ogólny model materiału, uwzględniający bardzo różne zjawiska, byłby bardzo rozbudowany i wymagałby bardzo złożonych metod rozwiązywania, w zależności od potrzeb stosujemy modele uwzględniające tylko niektóre zjawiska.

6.3. MODEL BETONU PLASTYCZNEGO ZE ZNISZCZENIEM

6.3.1. Uwagi ogólne

Prawidłowy opis zniszczenia betonu jest podstawowym zagadnieniem, gdy rozważa się zachowanie betonu w konstrukcji przy zaawansowanych deformacjach. W betonie na skutek rozwoju istniejących mikrorys dochodzi do osłabienia materiału. To zjawisko na gruncie mechaniki ośrodków ciągłych definiuje się, jako uszkodzenie, w trakcie którego macierz sztywności stycznej przestaje być dodatnio określona. Przypadek ten pojawia się w przypadku rozciągania betonu, kiedy to na skutek rozwoju uszkodzenia macierz sztywności stycznej jest ujemnie określona, co prowadzi do lokalizacji odkształceń. Z matematycznego punktu widzenia dochodzi do zmiany typu cząstkowych równań różniczkowych, które rządzą procesem z eliptycznego na hiperboliczny. Przez to zadanie jest źle uwarunkowane i w konsekwencji otrzymane rozwiązanie zależy od gęstości zastosowanej dyskretyzacji [Pietruszczak i Mróz 1981].

Przedstawiony problem może być regularyzowany różnymi metodami, w których wyróżnić należy dwie podstawowe grupy. Pierwsza grupa dotyczy regularyzacji na poziomie sformułowania matematycznego, druga zaś regularyzuje problem na poziomie sformułowania numerycznego. Do pierwszej grupy należą przede wszystkim modele lepko-plastyczne, w których stan naprężenia zależy również od prędkości deformacji [Łodygowski 1996]. Stosowane są one głównie w dynamice. Do grupy tej zaliczyć można również modele Cosseratów i mikropolarne, które z kolei stosowane są do gruntów i ośrodków sypkich [Tejchman i Gudehus 2001]. W przypadku modelowania zniszczenia w betonie używa się także modeli nielokalnych [Bobinski i Tejchman 2006] oraz tzw. modeli wyższego rzędu, czyli gradientowych [Pamin 2004]. Nielocalne modele wprowadzają funkcję uśredniającą (np. funkcję Gaussa), która przelicza lokalne zmienne na nielocalne zgodnie z określonymi wagami.

Natomiast możliwość regularyzacji na poziomie sformułowania numerycznego, polega na wprowadzeniu w sposób jawny szerokości strefy lokalizacji deformacji plastycznych do elementu skończonego [Pietruszczak i Mróz 1981]. Dodatkowo stosujemy automatyczne zagęszczanie siatki elementów skończonych, na podstawie lokalnych błędów spowodowanych dużymi gradientami zmiennych wewnętrznych a także wprowadzamy nieciągłość pola przemieszczeń wewnątrz elementu skończonego [Belytschko i Black 1999]. Prowadzi to do regularyzacji problemu. Wszystkie wymienione wyżej metody regularyzacji wprowadzają do modelu materiału pewną wewnętrzną charakterystyczną skalę długości, która stanowi informację o szerokości strefy lokalizacji odkształceń.

W dalszej części tego podrozdziału zaprezentowano za [Jankowiak T. 2009] opis modelu betonu plastycznego ze zniszczeniem, oparty na mechanice pęknięcia, gdzie do opisu zniszczenia wykorzystano miarę skalarną. Przedstawiono również identyfikację niezbędnych parametrów do prawidłowego modelowania betonu [Jankowiak T. i Łodygowski 2005].

6.3.2. Opis matematyczny

Numeryczna analiza zadania początkowo brzegowego z lokalizacją zniszczenia wymaga kompleksowego, konstytutywnego modelowania materiału. W modelu tym skalarny parametr zniszczenia jest używany do modelowania zniszczenia betonu oddzielnie w ściskaniu i rozciąganiu. Skalarny opis zniszczenia materiału [Kachanow 1958] początkowo używano do opisu zjawiska pełzania. Podstawowym zagadnieniem przy analizie numerycznej konstrukcji betonowych jest określenie prawidłowego mechanizmu zniszczenia konstrukcji oraz jej nośności. Aby tego dokonać, wymagana jest identyfikacja parametrów konstytutywnych modelu, bazująca na określonych eksperymentach laboratoryjnych.

Równanie konstytutywne [Kachanow 1958; Lubliner i in. 1989] materiału ze skalarnym zniszczeniem przedstawia się następująco:

$$\sigma = (1 - d)D_0^{\text{el}} : (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) = D^{\text{el}} : (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}), \quad (6.2)$$

gdzie:

σ – tensor naprężenia Cauchy’ego,

d – skalarny parametr zniszczenia (degradacji sztywności),

ε – tensor odkształceń,

d – skalarny parametr zniszczenia (degradacji sztywności),

D_0^{el} – początkowy tensometr sprężystej sztywności konstytutywnej,

$D^{el} = (1 - d) D_0^{el}$ – zdegradowany tensor sprężystej sztywności konstytutywnej.

Niezbędne jest określenie efektywnego tensora naprężenia na podstawie równania (6.2) jako:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}), \quad (6.3)$$

gdzie:

ε^{pl} – tensor odkształceń plastycznych,

oraz ewolucji parametru zniszczenia d , zgodnie z regułą:

$$\dot{d} = d(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}). \quad (6.4)$$

Zmienna d jest funkcją naprężeń efektywnych $\bar{\sigma}$ oraz ekwiwalentnych odkształceń plastycznych $\bar{\varepsilon}^{pl}$. W modelu betonu plastycznego ze zniszczeniem sztywność materiału jest początkowo izotropowa, jednak podczas procesu degradacji sztywności jest określona przez dwie zmienne d_c w strefie ściskania i d_t w strefie rozciągania.

Ostatecznie, tensor naprężeń Cauchy'ego σ jest proporcjonalny do tensora naprężeń efektywnych $\bar{\sigma}$, a współczynnikiem proporcjonalności jest $(1 - d)$:

$$\sigma = (1 - d) \bar{\sigma}. \quad (6.5)$$

Zniszczenie materiału przy ściskaniu i rozciąganiu jest określone niezależnie przez dwie zmienne, odpowiednio $\bar{\varepsilon}_c^{pl}$ i $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$, które określają ekwiwalentne odkształcenia (przy ściskaniu i rozciąganiu):

$$\begin{aligned} \bar{\varepsilon}^{pl} &= \begin{bmatrix} \bar{\varepsilon}_c^{pl} \\ \bar{\varepsilon}_t^{pl} \end{bmatrix}, \\ \dot{\bar{\varepsilon}}_t^{pl} &= h(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}) \dot{\bar{\varepsilon}}^{pl}. \end{aligned} \quad (6.6)$$

Zarysowanie (w rozciąganiu) oraz zgniecie (w ściskaniu) w betonie jest reprezentowane przez wzrost zmiennej wzmocnienia (osłabienia). Wielkości te kontrolują ewolucję powierzchni obciążenia F oraz degradację sztywności materiału.

Powierzchnia obciążenia określa stan odkształceń, jako funkcja naprężeń oraz efektywnych odkształceń plastycznych. W przypadku nielepkiego plastycznego modelu ze zniszczeniem, stan naprężeń i odkształceń musi spełniać warunek:

$$F(\sigma, \bar{\varepsilon}^{pl}) \leq 0. \quad (6.7)$$

Plastyczne płynięcie określane jest przez funkcję potencjału plastycznego $G(\sigma)$ oraz niestowarzyszone prawo płynięcia w postaci:

$$\dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma}. \quad (6.8)$$

Model materiału plastycznego ze zniszczeniem jest jedną z wielu możliwości modelowania betonu [Kmieciak i Kamiński 2011], w którym istotne jest określenie prawidłowych parametrów konstytutywnych, co pozwala na prawidłowe jakościowe jak i ilościowe porównanie wyników numerycznych z eksperymentalnymi.

6.3.3. Hipoteza Druckera – Pragera

Zniszczenie betonu może być podzielone na dwa typy. Pierwszy odnosi się do pęknięcia przy rozciąganiu, które jest związane z pojawieniem się dominującej rysy i spadkiem nośności w kierunku prostopadłym do niej [Chen A. i Chen W. 1975], drugi zaś jest związany z zgniataniem podczas ściskania, w trakcie którego dochodzi do rozwoju i ewolucji wielu małych rys i w efekcie utraty większości wytrzymałości betonu związanej z pokruszeniem.

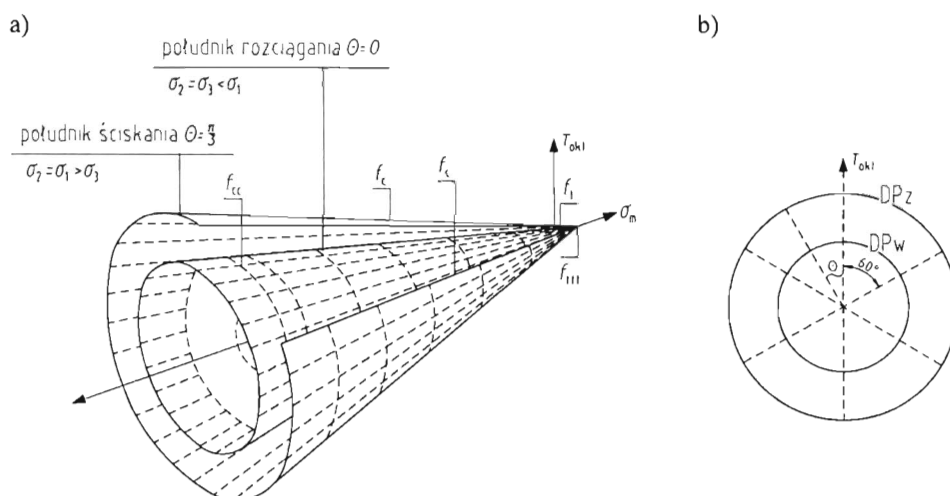
Wytrzymałość betonu w złożonym stanie naprężenia jest zależna od stopnia złożoności stanu naprężenia panującego w materiale. Nie może więc być określana na podstawie tylko prostych testów, takich jak jednoosiowe ściskanie lub rozciąganie. Zatem wytrzymałość betonu może być określana tylko poprzez uwzględnienie wzajemnej interakcji różnych składowych stanu naprężenia.

Stąd też chcąc opisać wytrzymałość betonu równaniem stanu trójosiowego, należy przedstawić jej płaszczyznę w trójwymiarowej przestrzeni naprężeń (dla materiału izotropowego, jakim uznawany jest beton w szerokim zakresie naprężeń), gdzie na powierzchni znajdują się stany naprężeń odpowiadające zniszczeniu materiału, zaś wewnątrz stany bezpiecznej pracy. Dodatkowo wewnątrz przestrzeni zlokalizowana jest tzw. powierzchnia potencjału plastycznego, po przekroczeniu której mamy do czynienia z dwiema sytuacjami [Majewski 2003]:

- wzrost odkształceń bez zmiany naprężenia (idealna plastyczność),
- osłabienie materiałowe – destrukcja materiału.

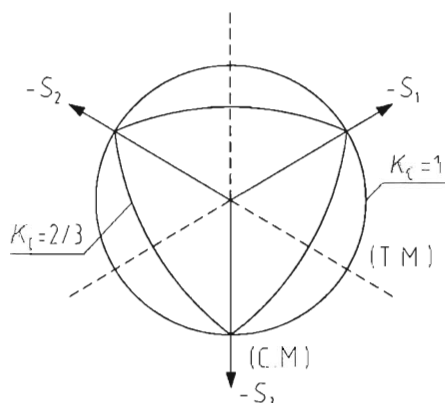
Jedną z najczęściej stosowanych hipotez wytrzymałościowych w betonie jest hipoteza Druckera-Pragera [Drucker 1959; Prager 1952], zgodnie z którą o zniszczeniu decyduje energia odkształcenia postaciowego, a sama powierzchnia graniczna w przestrzeni naprężeń przyjmuje kształt stożka (rys. 6.2). Zaletą stosowania tego kryterium zniszczenia jest gładkość

powierzchni i co z tym się wiąże brak komplikacji przy zastosowaniach numerycznych, a wadą nie pełna zgodność z rzeczywistym zachowaniem betonu [Majewski 2003].



Rys. 6.2. Powierzchnia graniczna Druckera-Pragera: a) widok, b) przekrój dewiatorowy

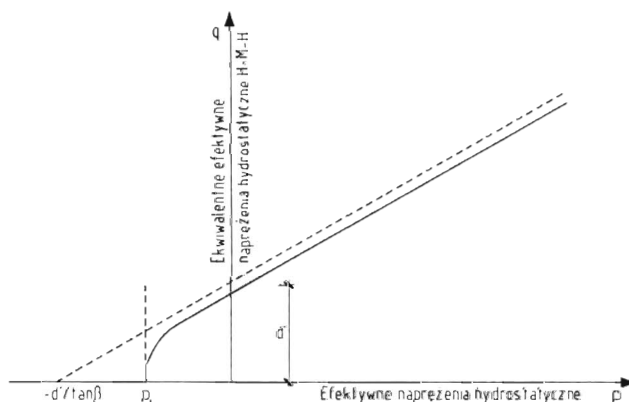
Model betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP (ang. *Concrete Damage Plasticity*) stosowany w programie Abaqus jest modyfikacją hipotezy wytrzymałościowej Druckera-Pragera. Na przestrzeni ostatnich lat wprowadzono w niej kolejne modyfikacje [Lubliner i in. 1989; Lee i Fenves 1998], według których powierzchnia zniszczenia w przekroju dewiatorowym nie musi być kołem i jest regulowana przez parametr K_c . Interpretacją fizyczną parametru K_c jest stosunek odległości pomiędzy osią hydrostatyczną do południków ściskania i rozciągania w przekroju dewiatorowym. Stosunek ten jest zawsze większy od 0,5. W przypadku gdy jego wartość wyniesie 1 to przekrój dewiatorowy powierzchni zniszczenia staje się okręgiem – jak w klasycznej hipotezie wytrzymałościowej Druckera-Pragera (rys. 6.3).



Rys. 6.3. Przekrój dewiatorowy powierzchni zniszczenia w modelu betonu CDP

Za pracą Majewskiego [2003] wartość ta dla naprężenia normalnego średniego równego zero, wynosi 0,6 i powoli rośnie wraz z malejącym naprężeniem średnim. Zalecaną wartością K_c zgodnie z Abaqus User's Manual [2012] jest 2/3. Kształt ten jest podobny do kryterium wytrzymałościowego sformułowanego przez Williama i Warnke [1975], w którym połączono trzy wzajemnie styczne elipsy. Jest to kryterium teoretyczno – doświadczalne zbudowane na podstawie wyników badań w trójosiowym stanie naprężenia.

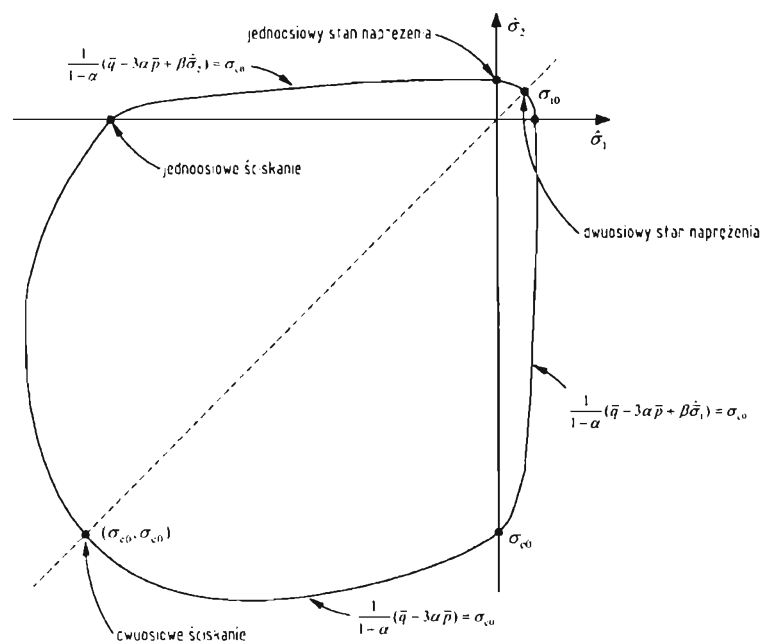
Podobna zmiana dotyczy kształtu południków płaszczyzny w przestrzeni naprężeń, które są liniami krzywymi. W modelu betonu CDP powierzchnia potencjału plastycznego w płaszczyźnie południkowej przybiera postać hiperboli (rys. 6.4). Regulacja kształtu następuje poprzez parametr mimośrodowości potencjału plastycznego – *Eccentricity*. Jest to długość odcinka mierzonego wzdłuż osi hydrostatycznej między wierzchołkami hiperboli, a przecięciem asymptot tej hiperboli (środek hiperboli). Parametr *Eccentricity* można obliczyć jako stosunek wytrzymałości na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie [Jankowiak I., Kąkol i Madaj 2005]. Zalecaną wartością dla modelu CDP jest $\varepsilon = 0,1$. W granicznym przypadku, gdy jest on równy zero, powierzchnia staje się w płaszczyźnie południkowej linią prostą – klasyczna hipoteza Druckera-Pragera.



Rys. 6.4. Hiperboliczna powierzchnia potencjału plastycznego w płaszczyźnie południkowej

Kolejnym parametrem, który opisuje zachowanie betonu jest określenie punktu, w którym ulega on zniszczeniu w trakcie dwuosiowego ściskania (rys. 6.5). Wartość σ_{b0}/σ_{c0} (f_{b0}/f_{c0}) określa stosunek wytrzymałości betonu w stanie dwuosiowym, do wytrzymałości w stanie jednoosiowym.

Najbardziej wiarygodnymi badaniami z tego zakresu są przeprowadzone w 1969 r. badania Kupfera. Po ich aproksymacji równaniem elipsy, wytrzymałość na równomierne dwuosiowe ściskanie wynosi $f_{cc} = 1,16248$ [Majewski 2003], z kolei Abaqus User's Manual [2012] jako wartość domyślną podaje 1,16.



Rys. 6.5. Wytrzymałość betonu w dwuosiowym stanie naprężenia w modelu CDP

Ostatnim parametrem opisującym zachowanie się betonu w złożonym stanie naprężenia jest *Dilation Angle*, czyli kąt nachylenia asymptoty powierzchni zniszczenia w stosunku do osi hydrostatycznej, mierzony w płaszczyźnie południkowej (kąt tarcia wewnętrznego w betonie). W analizach numerycznych niejednokrotnie przyjmuje się wartość równą $\beta = 36^\circ$ [Jankowiak I., Kąkol i Madaj 2005; Jankowiak I. i Madaj 2011].

W tablicy 6.1 zestawiono parametry modelu betonu CDP określające jego pracę w złożonym stanie naprężenia [Abaqus User's Manual 2012].

Tablica 6.1. Domyślne parametry modelu CDP w złożonym stanie naprężenia

Parametr	Wartość
Dilatation Angle β	36°
Eccentricity ϵ	0,10
f_{bo}/f_{co}	1,16
K_c	0,667
Viscosity Parameter μ	0

6.3.4. Identyfikacja parametrów betonu ściskanego

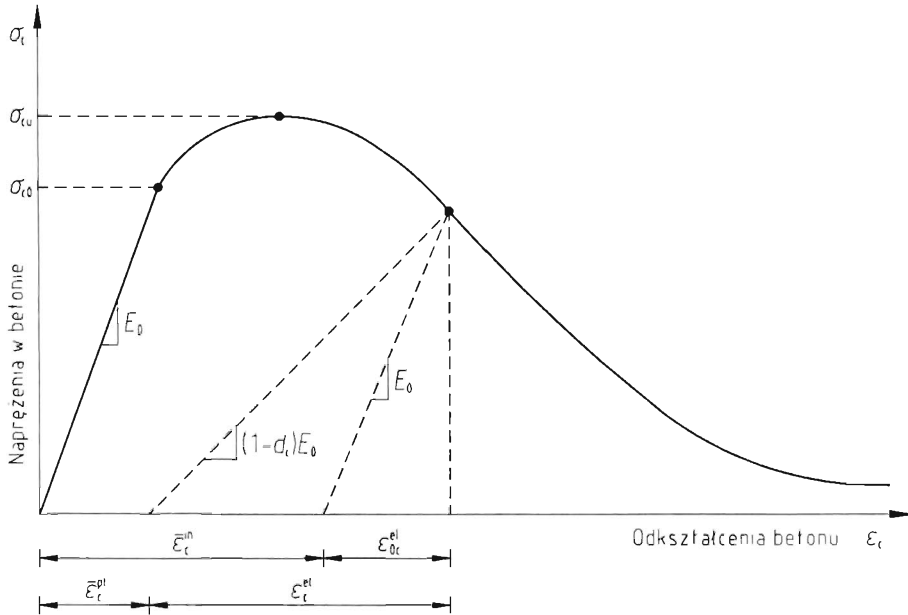
Najdokładniejszą metodą opisu związku naprężeń oraz odkształceń jest wykonanie testów jednoosiowego ściskania zastosowanego betonu i następnie dokonanie transformacji zmiennych z otrzymanego wykresu. W modelu CDP należy wyznaczyć tzw. odkształcenia

niesprężyste $\bar{\varepsilon}_c^{in}$, poprzez odjęcie od odkształceń całkowitych (rejestrowanych w teście jednoosiowego ściskania) część sprężystą odpowiadającą niezniszczonemu materiałowi:

$$\bar{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}, \quad (6.9)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}. \quad (6.10)$$

W trakcie transformacji odkształceń należy ustalić moment, od którego materiał będzie definiowany jako nieliniowo sprężysty (rys. 6.6).



Rys. 6.6. Krzywa napężenie-odkształcenie betonu przy jednoosiowym ściskaniu

Badania laboratoryjne (testy jednoosiowe) wykazują, że takie zachowanie materiału występuje niemal od początku procesu ściskania, lecz w większości analiz numerycznych może ono być w fazie początkowej pomijalne. Majewski [2003] podaje, że koniec sprężystości liniowej powinien rosnąć wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu i stąd też powinien być bardziej przyjęty niż wyznaczony na podstawie badań. Dodatkowo określił go jako procentową wartość naprężeń w stosunku do wytrzymałości betonu, zgodnie z zależnością:

$$e_{lim} = 1 - \exp\left(\frac{-f_c}{80}\right), \quad (6.11)$$

Prostszą metoda określenia tego pułapu jest arbitralne przyjęcie go jako $0,4 \cdot f_{cm}$. Zgodnie z [PN-EN 1992-1-1] moduł sprężystości betonu określa się jako sieczny w zakresie $0 \div 0,4 \cdot f_{cm}$. Warto na tym etapie założyć taki pułap początku fazy niesprężystej, dzięki któremu wartość początkowa modułu Younga oraz wartość sieczna były ze sobą zbieżne. Z reguły w większości analiz numerycznych badaniu podlega faza osiągnięcia wytrzymałości materiału, a nie faza początkowej jego pracy. Przyjęcie takiego poziomu daje większą pewność uzyskania zbieżności rozwiązania.

Po zdefiniowaniu zmiennych naprężenie-odkształcenie (ang. *Yield Stress – Inelastic Strain*) należy określić zmienną degradacji d_c , która dla materiału niezniszczonego wynosi 0 oraz wartość 1 w przypadku całkowitej utraty zdolności w przenoszeniu naprężeń:

$$d_c = d_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}, f_i) \text{ w przypadku } 0 \leq d_c \leq 1. \quad (6.12)$$

Wartości te również mogą być odczytane z testów jednoosiowego ściskania, obliczając w odpowiedni sposób stosunek wartości naprężeń opadającej gałęzi wykresu do wytrzymałości betonu na ściskanie. Stąd też model CDP określa odkształcenia jako:

$$\bar{\varepsilon}_c^{pl} = \bar{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0}. \quad (6.13)$$

We wzorze (6.13) E_0 oznacza początkowy moduł sprężystości materiału niezniszczonego. Na podstawie wartości odkształceń plastycznych, można wyznaczyć naprężenia σ_c w przypadku ściskania jednoosiowego oraz ich efektywne wartości $\bar{\sigma}_c$ opisujące rozmiar powierzchni płynięcia i zniszczenia:

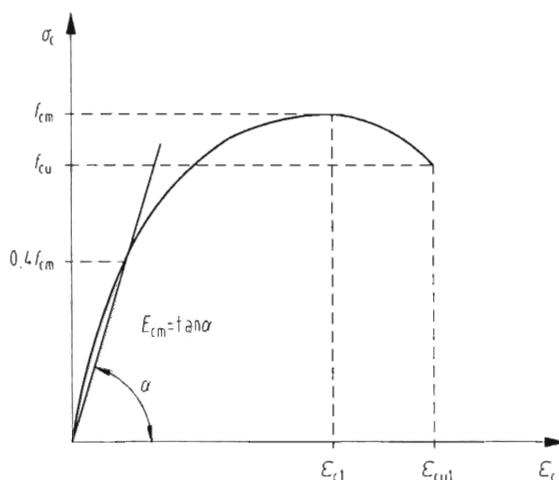
$$\sigma_c = (1-d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \bar{\varepsilon}_c^{pl}), \quad (6.14)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 \cdot (\varepsilon_c - \bar{\varepsilon}_c^{pl}). \quad (6.15)$$

Przebieg zachowania materiału można również ustalić bez testów z jednoosiowego ściskania, a znając jedynie średnią wytrzymałość betonu na ściskanie f_{cm} . Wówczas drugą wartością niezbędną do rozpoczęcia analizy przebiegu zmienności krzywej naprężenie-odkształcenie jest moduł sprężystości podłużnej betonu E_{cm} . Jego wartość można oszacować na podstawie zależności dostępnych w literaturze przedmiotu [PN-EN 1992-1-1]:

$$E_{cm} = 22 \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,3}. \quad (6.16)$$

Kolejnymi wartościami określającymi położenie punktów charakterystycznych na wykresie są odkształcenia przy osiągnięciu wytrzymałości ε_{cl} a także odkształcenia graniczne przy zniszczeniu ε_{cul} (rys. 6.7).



Rys. 6.7. Schematyczna zależność naprężenie-odkształcenie do analizy konstrukcji zgodnie z Eurokodem 2

W pracy [Kmieciak i Kamiński 2011] można znaleźć analizę porównawczą budowy krzywej naprężenie-odkształcenie dla nieliniowej pracy konstrukcji według najbardziej popularnych zależności zaproponowanych min. przez: Wang i Tsu [2001], Seanse'a [za: Jankowiak I., Kąkol i Madaj 2005] czy też w [PN-EN 1992-1-1].

6.3.5. Identyfikacja parametrów betonu rozciąganego

Wytrzymałość betonu na rozciąganie w jednoosiowym stanie naprężenia, ze względu na trudności wykonawcze i duży rozrzut wyników rzadko wyznaczana jest w próbie bezpośredniego rozciągania. Stąd też korzysta się z reguły z metod pośrednich, takich jak rozłupywanie próbek bądź też zginanie beleczek. W przypadku braku badań laboratoryjnych można uzależnić wytrzymałość na rozciąganie od wytrzymałości na ściskanie, zgodnie z [PN-EN 1992-1-1]:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}. \quad (6.17)$$

W modelu CDP używa się pojęcia odkształceń rysujących (ang. *cracking strain*) $\bar{\varepsilon}_t^{ck}$. Pozwala to uwzględnić zjawisko zwane efektem usztywnienia (*tension stiffening*). Beton

podczas rozciągania nie jest traktowany jak ciało sprężysto-kruche, lecz uwzględnia się efekty takich zjawisk jak zazębianie się kruszywa w rysie oraz przyczepność betonu do stali na odcinku między rysami. Założenie to ma rację bytu przy analizie z rozmytym obrazem zarysowania. Dzięki temu spadek naprężeń w betonie w strefie rozciąganej nie następuje nagle, lecz stopniowo. Odształcenia po zarysowaniu zdefiniowane są jako różnica odształceń całkowitych i odształceń sprężystych dla niezniszczonego materiału:

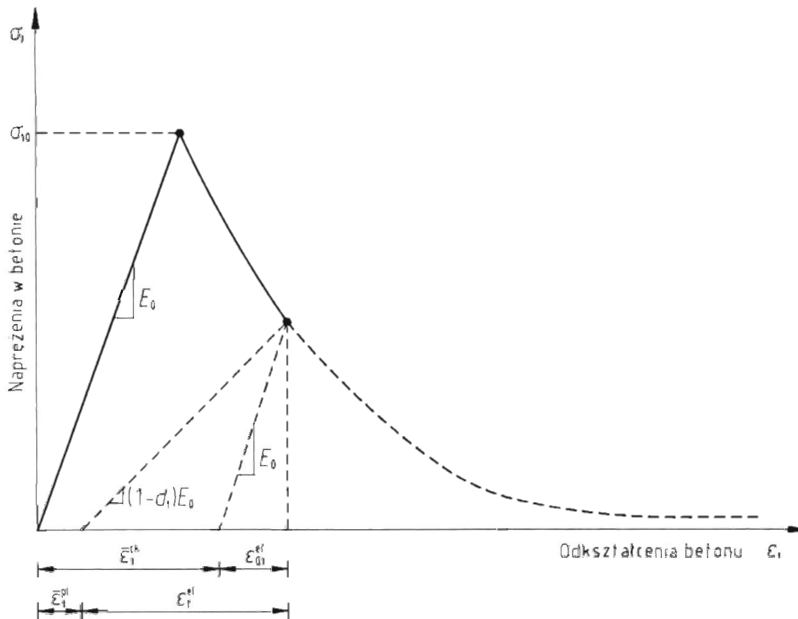
$$\bar{\varepsilon}_1^{ck} = \varepsilon_1 - \varepsilon_{01}^{el}, \quad (6.18)$$

$$\varepsilon_{01}^{el} = \frac{\sigma_1}{E_0}. \quad (6.19)$$

Z kolei odształcenia plastyczne $\bar{\varepsilon}_1^{pl}$ obliczane są analogicznie jak w przypadku ściskania po zdefiniowaniu parametru degradacji d_1 :

$$d_1 = d_1(\bar{\varepsilon}_1^{pl}, f_i) \text{ gdy } 0 \leq d_1 \leq 1. \quad (6.20)$$

W celu zbudowania krzywej naprężenie-odkształcenie dla betonu przy jednoosiowym rozciąganiu należy określić postać funkcji osłabienia (rys. 6.8).



Rys. 6.8. Krzywa naprężenie-odkształcenie betonu przy jednoosiowym rozciąganiu – efekt zeszywnienia

Zgodnie z Abaqus User's Manual [2012] przy braku danych, naprężenia mogą być redukowane liniowo do zera od momentu osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie

w przypadku odkształceń całkowitych 10-cio krotnie większych niż w momencie osiągnięcia wartości f_{ctm} . Dokładny opis tej funkcji wymaga jednak kalibracji modelu z przewidywanymi wynikami w konkretnym przypadku analizy, co zaproponowali min. [Wang i Tsu 2001]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= E_c \cdot \varepsilon_t && \text{gdy } \varepsilon_t < \varepsilon_{cr} \\ \sigma_t &= f_{ctm} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0.4} && \text{gdy } \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

We wzorze (6.21) ε_{cr} oznacza odkształcenie przy zarysowaniu betonu. Jako, że efekt zeszytnienia może znacząco wpływać na wyniki analizy i dodatkowo zależność ta wymaga kalibracji podczas konkretnej symulacji, zaleca się za [Kmieciak i Kamiński 2011] używać modyfikację wzoru Wanga i Tsu, dla funkcji osłabienia:

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^n \quad \text{gdy } \varepsilon_t > \varepsilon_{cr}, \quad (6.22)$$

gdzie, n oznacza parametr określający tempo osłabienia.

6.3.6. Dodatkowe założenia w modelu materialu

Jak wskazują Kmieciak i Kamiński w [2011] uwzględnienie w analizie pełnej nieliniowości betonu wraz z jego postępującą degradacją w miarę przyrostu naprężeń może powodować problemy związane z otrzymaniem zbieżności rozwiązania. Problemy te są głównie związane z naprężeniami rozciągającymi. Techniki MES oparte na zmniejszeniu rozmiaru przyrostu obciążenia lub zwiększeniu maksymalnej liczby kroków podczas rozwiązywania zadania z wykorzystaniem podejścia Newtona-Raphsona mogą okazać się niewystarczające. Stąd też w modelu CDP występuje zmienna *Viscosity* – parametr wiskotyczny μ , który pozwala niewiele przekroczyć powierzchnię potencjału plastycznego w niektórych, wystarczająco małych krokach zadania czyli służy do regularyzacji równań konstytutywnych. Sama idea regulacji wiskoplastycznej polega na takim doborze parametru ($\mu > 0$), aby stosunek kroku czasowego zadania do wartości μ dążył do nieskończoności. Taki sposób regulacji wymusza kilkukrotny dobór parametru μ , w celu sprawdzenia jak duży ma on wpływ na otrzymane wyniki zadania oraz ustalenie jego wartości minimalnej.

6.4. OPIS MODELU OBLICZENIOWEGO BELKI

6.4.1. Uwagi ogólne

Ze względu na złożoność rozpatrywanych zagadnień dotyczących mechaniki betonu [Godycki – Ćwirko T. 1980], a związanych z nieliniowością problemu, wszystkie zadania obliczeniowe, które są podejmowane w niniejszej rozprawie, zostały rozwiązane w programie Abaqus/CAE i Abaqus/Standard. Pierwszy moduł posłużył do stworzenia modelu geometrycznego belki, drugi natomiast do symulacji zadań obliczeniowych. Program Abaqus pozwala na uwzględnienie wszystkich nieliniowych efektów, które wpływają zarówno jakościowo, jaki i ilościowo na wyniki. Istnieje kilka podstawowych źródeł nieliniowości, między innymi nieliniowość fizyczna, geometryczna czy wynikająca ze zmiennych w procesie warunków brzegowych. W niniejszej rozprawie skupiono się głównie na nieliniowości fizycznej opisującej beton. Wszystkie analizy numeryczne, jakie zostały przeprowadzone, uwzględniają ponadto nieliniowości geometryczne związane z dużymi deformacjami. Została również wzięta pod uwagę nieliniowość warunków brzegowych związana w szczególności z kontaktem.

Modelowanie dźwigarów zespolonych [Hernández i in. 2014], w których płyta betonowa jest rozciągana stanowi zadanie trudne i do tego bardziej złożone niż w przypadku płyty ściskanej [Prakash i in. 2011]. Wynika to w dużej mierze z problematyczności w szacowaniu sztywności żelbetowej części elementu rozciąganego, w tym dotyczących określenia współpracy rozciąganego betonu ze zbrojeniem. W analizie dotyczy to przede wszystkim oszacowania:

- momentu inicjującego proces zarysowania i opis morfologii rys,
- zmian sztywności przy zwiększającym się wyężeniu przekroju.

Dodatkowym problemem, w analizie numerycznej takiego modelu, jak wskazują m. in. autorzy prac [Jankowiak I. i Madaj 2011, Wróblewski i in. 2012] jest sposób modelowania zespolenia części stalowej i betonowej przekroju oraz opis mechanizmu uszkodzenia rozciąganej płyty betonowej.

6.4.2. Założenia do modelu belki

Uproszczenia są nierozłącznie związane z każdym modelem obliczeniowym, a zwłaszcza numerycznym, aproksymującym rzeczywistą konstrukcję. W prezentowanej w niniejszym rozdziale analizie przyjęto zatem następujące założenia:

1. zastosowano model betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP,
2. beton zbrojony przenosi naprężenia rozciągające także po zarysowaniu, tzw. *tension stiffening* (rys. 6.8),
3. stal spełnia wymagania materiału liniowo – sprężysto – plastycznego,
4. zbrojenie (pręty podłużne i strzemiona) zamodelowano w sposób dyskretny, wprowadzając je jako elementy osadzone typu *embedded* w płycie belki będącej elementem typu *host*,
5. zespolenie płyty betonowej z górną półką belki stalowej zrealizowano jako połączenie dyskretne odwzorowujące występowanie w elementach poddanych badaniom laboratoryjnym sztywnych łączników. Wykorzystano do tego specjalne elementy, tzw. konektory (typu *beam*) o nieskończonej sztywności na zginanie i ścinanie. Dodatkowo zdefiniowano powierzchnie kontaktowe pomiędzy półką górną belki stalowej i płytą betonową, przyjmując współczynnik tarcia równy $\mu=0,5$.

6.4.3. Dane materiałowe

Wykaz dokładnych cech materiałów użytych w trakcie badań laboratoryjnych przedstawiono w rozdziale 4 oraz w załączniku C. W tablicy 6.2 zestawiono najważniejsze parametry wytrzymałościowe, które posłużyły w symulacjach komputerowych do opracowania modelu materiału betonu oraz stali.

Tablica 6.2. Parametry wytrzymałościowe materiałów użytych w badaniach laboratoryjnych

Beton	wytrzymałość na ściskanie	70.15 MPa
	wytrzymałość na rozciąganie	3.82 MPa
	moduł sprężystości	43.19 GPa
Stal	belka	355 MPa
	pręty podłużne	281 MPa
	strzemiona	380 MPa
	moduł sprężystości	210 GPa

W celu kompleksowego zamodelowania betonu płyty zarówno w strefie ściskania, rozciągania jak i w złożonym stanie naprężenia użyto modelu betonu plastycznego ze zniszczeniem CDP.

Niewątpliwą zaletą modelu betonu CDP stosowanego w programie ABAQUS jest oparcie go na parametrach posiadających jednoznaczną interpretację fizyczną. W Abaqus User's Manual [2012] została dokładnie opisana rola powyższych parametrów wraz z aparatem matematycznym opisującym rozwój powierzchni granicznej w trójwymiarowej

przestrzeni naprężeń. W tablicy 6.3 zestawiono przyjęte w analizie numerycznej parametry modelu CDP określające jego zachowanie się w złożonym stanie naprężenia.

Tablica 6.3. Przyjęte parametry modelu CDP w złożonym stanie naprężenia

Parametr	Wartość
Dilatation Angle β	36°
Eccentricity ε	0,10
σ_{bo}/σ_{co}	1,16
K_c	0,667
Viscosity Parameter μ	0,0001

Przy identyfikacji parametrów założono, że beton zachowuje się liniowo-sprężysto do $0,4 \cdot f_c$ w ściskaniu i do f_t w rozciąganiu. W przypadku ściskania granicą sprężystości jest punkt, opisany wartością naprężeń 28,06 MPa i odkształceń 0,0006450. Od wartości naprężeń 28,06 MPa do wartości 70,15 MPa beton w ściskaniu się wzmacnia. W tym zakresie ewentualne odciążenie odbywa się po prostej równoległej, którego współczynnik kierunkowy wynosi E_{cm} . W momencie osiągnięcia naprężeń równych 70,15 MPa beton w ściskaniu się osłabia, co połączone jest również z degradacją sztywności. Po osiągnięciu naprężeń krytycznych dla betonu, następuje zmniejszenie sztywności.

Zależność naprężenie-odkształcenie nieliniowej pracy betonu przy jednoosiowym ściskaniu została odczytana zgodnie z zaleceniami [PN-EN 1992-1-1]:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad \text{gdy } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cul}, \quad (6.23)$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \frac{\varepsilon_{cl}}{f_{cm}}, \quad (6.24)$$

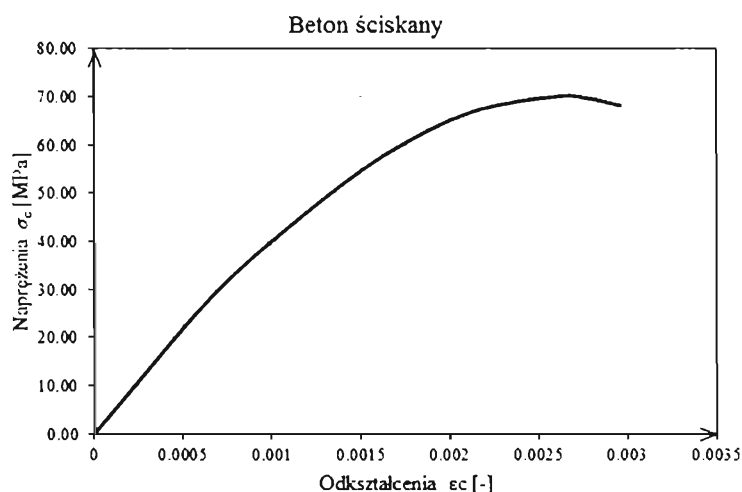
$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}. \quad (6.25)$$

Przy czym wartości odkształcenia odpowiadające największemu naprężeniu oraz odkształcenia graniczne wyznaczono z:

$$\varepsilon_{cl} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \quad \text{i} \quad \varepsilon_{cl} \leq 2,8, \quad (6.26)$$

$$\varepsilon_{cul} = 2,8 + 27 \cdot [0,01 \cdot (98 - f_{cm})]^4. \quad (6.27)$$

Przebieg krzywej naprężenie-odkształcenie przedstawiono na rysunku 6.9.



Rys. 6.9. Krzywa naprężenie-odkształcenie betonu ściskanego wyznaczona wg Eurokodu 2

Następnie dokonano transformacji zmiennych na odkształcenia niesprężyste $\bar{\epsilon}_c^{in}$, wg wzorów (6.9) i (6.10) oraz obliczono zmienne degradacji d_c , jako stosunek wartości naprężeń w opadającej gałęzi wykresu do wytrzymałości betonu na ściskanie. Dzięki temu na podstawie wzoru (6.13) zostaną w trakcie analiz numerycznych wyznaczone odkształcenia plastyczne $\bar{\epsilon}_c^{pl}$. W tablicy 6.4 przedstawiono parametry materiałowe, opisujące zachowanie betonu w ściskaniu.

Tablica 6.4. Zależności $\sigma_c - \bar{\epsilon}_c^{in}$ i $d_c - \bar{\epsilon}_c^{in}$

σ_c	$\bar{\epsilon}_c^{in}$	d_c	$\bar{\epsilon}_c^{in}$
[MPa]	[-]	[-]	[-]
28.06	0.000000	0	0.000000
44.38	0.000113	0	0.000113
57.87	0.000292	0	0.000292
66.84	0.000576	0	0.000576
70.15	0.000990	0	0.000990
69.69	0.001175	0.007	0.001175
68.24	0.001382	0.027	0.001382

Analogiczne rozważania przeprowadzono w przypadku rozciągania. Zgodnie z wcześniejszymi założeniami przyjęto, że beton zachowuje się sprężysto do naprężeń równych 3,82 MPa. Według wzorów (6.18) i (6.19) wyznaczono odkształcenia rysujące $\bar{\epsilon}_t^{ck}$, na podstawie których przy uwzględnieniu parametru degradacji d_t (przyjęto maksymalną degradację betonu równą 0,99) obliczane są odkształcenia plastyczne $\bar{\epsilon}_t^{pl}$. Na podstawie

kalibracji modelu określono postać funkcji osłabienia, przy założeniu, że naprężenia mogą być redukowane liniowo od momentu osiągnięcia wytrzymałości na rozciąganie. Parametry materiałowe opisujące zachowanie betonu w rozciąganiu zestawiono w tablicy 6.5.

Tablica 6.5. Zależności $\sigma_t - \bar{\varepsilon}_t^{ck}$ i $d_t - \bar{\varepsilon}_t^{ck}$

σ_t	$\bar{\varepsilon}_t^{ck}$	d_t	$\bar{\varepsilon}_t^{ck}$
[MPa]	[-]	[-]	[-]
3.82	0.00	0.00	0
0.38	0.0004	0.99	0.0004

Stal zamodelowano jako ciało liniowo – sprężysto – plastyczne o parametrach uplastycznienia określonych w tablicy 6.2. W trakcie badań laboratoryjnych, w przyjętym zakresie obciążenia nie nastąpiła utrata stateczności geometrycznej dodatkowo wstępne analizy zachowania elementu badawczego wykazały, że nie ma potrzeby definiować plastycznego wzmocnienia materiału.

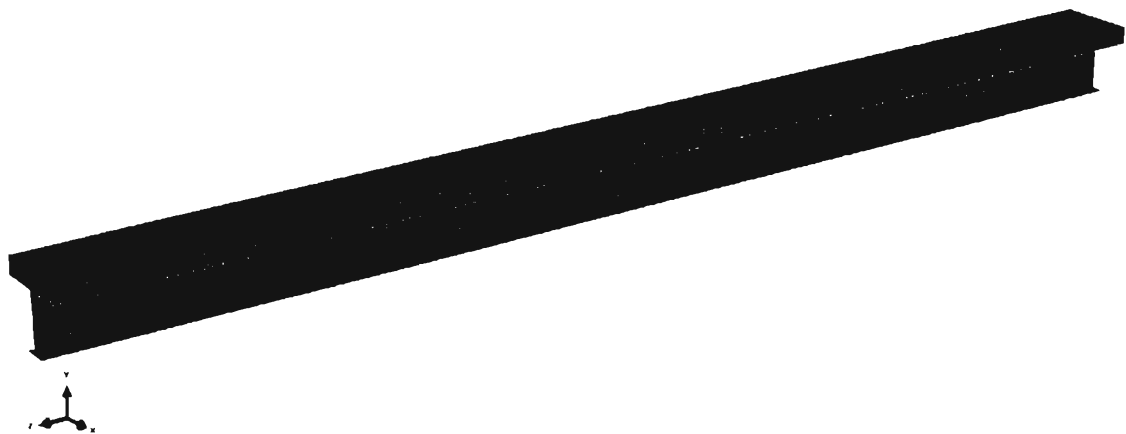
Dodatkowo model ciała sprężysto-plastycznego dobrze odwzorowuje zachowanie się zwykłej stali i jest najczęściej wykorzystywany w klasycznej teorii plastyczności oraz przy obliczaniu nośności granicznej.

6.4.4. Model obliczeniowy i jego kalibracja

Ze względu na specyfikę modelowanej konstrukcji, która składa się z dwóch różnych materiałów o wyrażnie innej geometrii, do modelu wprowadzono odmienne rodzaje elementów skończonych, najlepiej opisujące składowe belki. Stąd też poszczególne części zamodelowano za pomocą:

- ośmiowęzłowych elementów bryłowych o zredukowanym całkowaniu (C3D8R) - płyta betonowa,
- czterowęzłowych elementów powłokowych o zredukowanym całkowaniu (S4R) - dwuteownik walcowany,
- dwuwęzłowych liniowych elementów belkowych (B31) – pręty zbrojenia głównego oraz strzemiona.

Dyskretyzacji modelu dokonano przy użyciu narzędzi, dostępnych w module *Mesh*, indywidualnie poszczególnych części rozpatrywanej belki (rys. 6.10).



Rys. 6.10. Dyskretyzacja modelu obliczeniowego belki

W celu wygenerowania siatki w zależności od geometrii części dobrano kształt elementów skończonych (ang. *Element Shape*) oraz metodę siatkowania (ang. *Technique*). Przyjęte parametry przedstawiono w tablicy 6.6.

Tablica 6.6. Dobór metody siatkowania

Część składowa modelu	Kształt elementu skończonego	Metoda siatkowania
Belka	Quad (quadrilateral)	Free
Płyta	Hex (hexahedral)	Structured

Jako podstawowe kryterium rozmiaru siatki przyjęto stosunek długości do szerokości boków równy 1:1. Tablica 6.7 zawiera końcową liczbę elementów i węzłów.

Tablica 6.7. Dobór wielkości elementów skończonych

Część składowa modelu	Liczba elementów	Liczba węzłów
Belka	11200	11583
Pręt podłużny	348	349
Strzemię	48	48
Płyta	40250	50544

Model belki obciążono dwiema siłami skupionymi, które przyłożono do węzłów siatki na płycie. W celu uzyskania równomiernego obciążenia na całej powierzchni rozkładu sił na belce (obciążenie w eksperymencie było przekazywane na belkę za pośrednictwem stalowej beleczki z podkładką) nałożono na sąsiednie węzły siatki więzy tych samych przemieszczeń pionowych (wymuszenie kinematyczne). Dzięki temu rozłożenie sił skupionych przyjęto na polu o wymiarach 100 x 460 mm. Oprócz tego element badawczy obciążony był ciężarem własnym.

Problemy związane z uzyskaniem zbieżności rozwiązania spowodowane nieliniowością modelu materiału rozwiązano za pomocą stabilizacji wiskotycznej. Zmniejszono również rozmiar przyrostu obciążenia ($0,01 \div 1E-12$) oraz zwiększono maksymalną liczbę kroków obciążenia (max 12000) podczas rozwiązywania zadania z wykorzystaniem podejścia Newtona-Raphsona. Doboru parametru μ , dokonano iteracyjnie po analizie jak duży ma on wpływ na otrzymane wyniki zadania. Ostatecznie przyjęto $\mu=0,0001$ co pozwoliło rozwiązać zadanie w ponad 1200 przyrostach obciążenia utworzonych w około 4000 iteracji. Z analizy zachowania elementu badawczego wynika, że taka wartość parametru wiskotycznego pozwala na zachowanie kompromisu pomiędzy wielkością obliczeniową zadania a dokładnością otrzymanych wyników.

6.5. WYNIKI ANALIZ NUMERYCZNYCH

6.5.1. Uwagi ogólne

Poprawność założeń modelu MES zweryfikowano zestawiając w formie graficznej na wykresach określone parametry otrzymane z analiz numerycznych z wynikami badań laboratoryjnych a także w przypadku obrazu uszkodzenia w postaci danych wygenerowanych bezpośrednio na elementach skończonych, bez uśredniania danych.

Porównanie wyników wykonano w wybranych przekrojach i punktach pomiarowych zgodnie z rys. 3.5 w rozdziale 3.

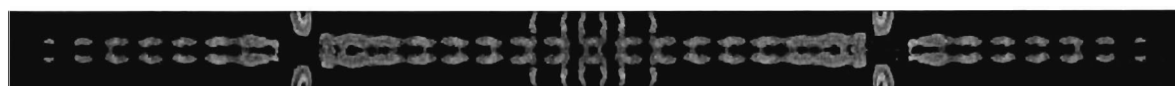
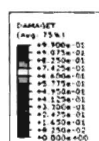
6.5.2. Obraz uszkodzenia płyty rozciąganej

Identyfikacja zarysowania płyty została wykonana na podstawie analizy map uszkodzeń zdefiniowanych zmianami wielkości parametru DAMAGET, czyli degradacji sztywności d_i obrazującej zniszczenie materiału.

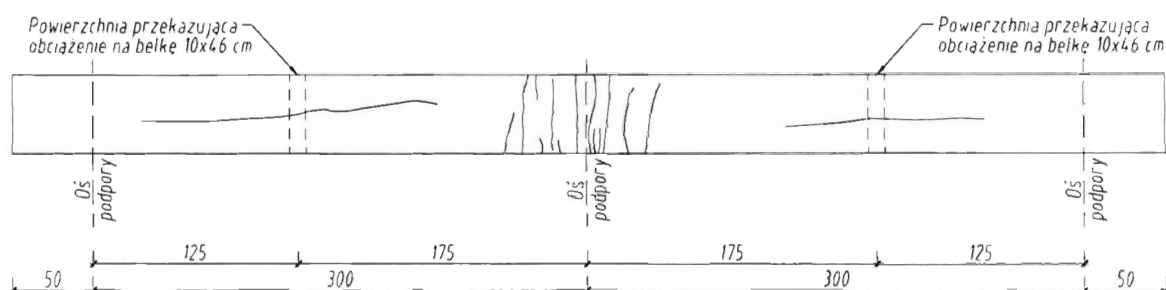
Należy przy tym pamiętać, że model materiału CDP nie pozwala na kształtowanie się rys w sposób dyskretny z uwzględnieniem wykruszenia się materiału (jego ubytków). Skutkuje on jedynie stopniowym wyłączeniem się ze współpracy elementów skończonych, jednak w ten sposób następuje swoiste ich „sklejenie” i dalszy ich udział w przekazywaniu odkształceń na sąsiednie elementy. Niedoskonałość ta nie ma istotnego wpływu na zachowanie całego elementu badawczego (zaobserwowano zbieżność ścieżki równowagi statycznej).

Przedstawione na rysunku 6.11 mapy uszkodzeń zdefiniowanych parametrem d_i mogą być utożsamiane z miejscami pojawienia się rys w płytach betonowych badanych belek

zespolonych. Obraz uszkodzeń otrzymany w analizach numerycznych odpowiada jakościowo obrazowi rozkładu rys uzyskanych podczas badań eksperymentalnych (rys. 6.12).



Rys. 6.11. Końcowy obraz zniszczenia materiału (widok góry płyty): degradacja sztywności d_1

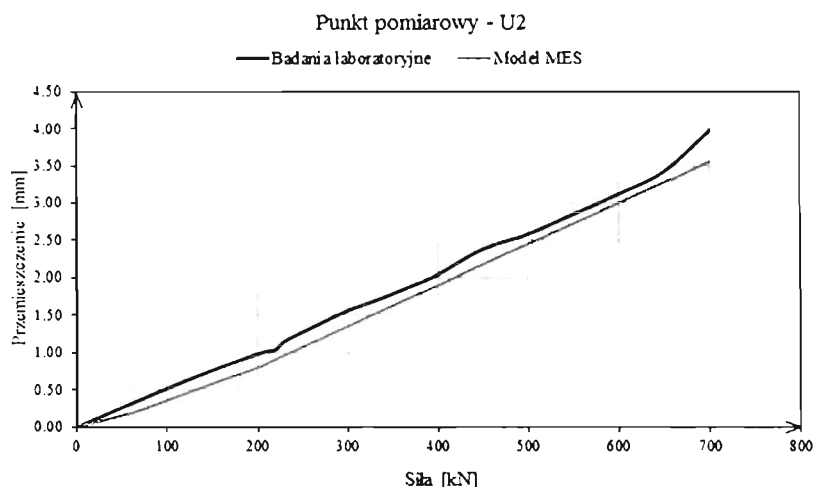


Rys. 6.12. Obraz zarysowania góry płyty badanych belek

Analiza map uszkodzeń zdefiniowanych parametrem d_1 pozwala ponadto prześledzić proces powstawania i rozwoju rys przy wzrastającym obciążeniu modelu. W przypadku rozpatrywanej belki pierwsze uszkodzenia betonu płyty pojawiły się w osi podparcia, przy obciążeniu wywołującym naprężenia w betonie równym wytrzymałości betonu na rozciąganie. W początkowej fazie, przy dalszym zwiększaniu obciążenia, kolejne rysy zaczęły pojawiać się jednocześnie z obu stron podparcia, rozprzestrzeniając się w kierunku środka przęsła. Dalszy wzrost obciążenia powodował zagęszczanie się stref uszkodzenia (rys). Podobne zjawisko obserwowano w czasie badań empirycznych.

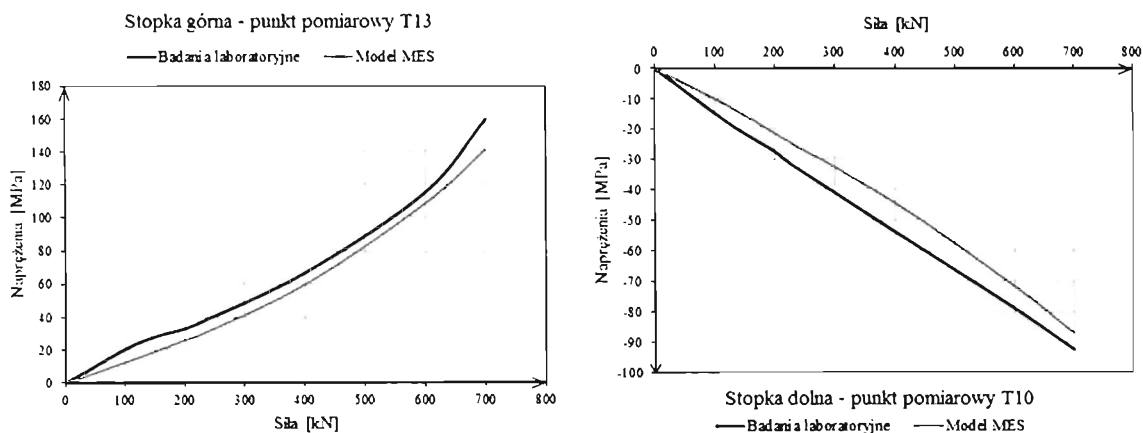
6.5.3. Analiza ugięć i wykresów naprężeń normalnych

Dalszą weryfikację modelu numerycznego przeprowadzono opierając się o zestawienie uzyskanych przemieszczeń badanych belek i modelu numerycznego (rys. 6.13), a także rozkładu naprężeń w badanych belkach i modelu numerycznym (rys. 6.14 i 6.15).

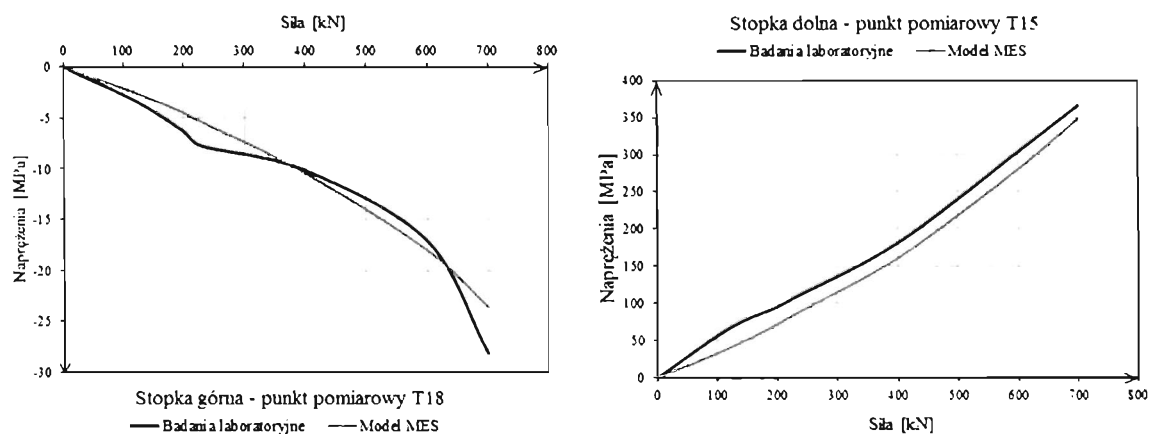


Rys. 6.13. Porównanie przemieszczeń pionowych pomierzonych i obliczonych w miejscu przyłożenia obciążenia

Na przedstawionym wykresie widać również, że różnica między sztywnością belki w eksperymencie i sztywnością modelu numerycznego jest zbliżona do siebie. Potwierdza to prawidłowy dobór w modelu betonu zmiennych degradacji d (w szczególności d_1). Ponadto wskazuje, że w przypadku belek zespolonych z płytą rozciąganą dobre odwzorowanie daje zespolenie przy wykorzystaniu połączenia punktowego płyty betonowej z dźwigarem stalowym, a więc model zespolenia odwzorowujący wiernie rzeczywiste zespolenie. Jest to o tyle istotne, iż w przypadku belki swobodnie podpartej, a więc takiej, w której płyta betonowa jest ściskana, taki model zespolenia jak wskazują autorzy [Jankowiak I. i Madaj 2008] nie odzwierciedla dobrze zachowania badanej belki.



Rys. 6.14. Porównanie wielkości naprężeń w belce stalowej: przekrój podporowy



Rys. 6.15. Porównanie wielkości naprężeń w belce stalowej: przekrój przęsłowy

Przeprowadzona analiza porównawcza wskazuje, na dobrą zgodność otrzymanych wyników badań eksperymentalnych i numerycznych a także ogólną zgodność modelu obliczeniowego z założeniami dotyczącymi hipotez wytrzymałościowych materiału.

6.6. WNIOSKI Z PRZEPROWADZONYCH SYMULACJI

Przeprowadzone analizy numeryczne i uzyskane w ich wyniku rezultaty pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Opanowanie efektywnego narzędzia do obliczeń komputerowych umożliwia prowadzenie szeregu interesujących analiz parametrycznych.
2. Szczegółowa analiza belek zespolonych stalowo-betonowych z płytą rozciąganą (z określeniem pełnej ścieżki równowagi statycznej) możliwa jest do przeprowadzenia przy zastosowaniu metody elementów skończonych i algorytmów nieliniowej statyki.
3. Badania określające cechy materiałowe, z których wykonano poszczególne elementy belek są niezbędne do ich prawidłowego zamodelowania.
4. Jednym z istotnych zagadnień modelowania zespolonej belki stalowo-betonowej jest przyjęcie modelu zespolenia – sposobu połączenia płyty betonowej z dźwigarem stalowym.
5. W przypadku analizy belek zespolonych stalowo – betonowych z betonową płytą rozciąganą wyniki bardziej odpowiadające rzeczywistej pracy belki można uzyskać przy zastosowaniu punktowego zespolenia belki z płytą.
6. Właściwy opis betonu rozciąganego, uwzględniający jego zachowanie po zarysowaniu, ma duży wpływ na zgodność wyników analiz numerycznych z wynikami badań empirycznych. Wprowadzenie do analizy parametru uszkodzenia

betonu przy rozciąganiu d_1 umożliwia analizę zarysowania płyty na każdym poziomie obciążenia belki.

7. Zastosowany sposób modelowania numerycznego betonowej płyty rozciąganej oraz jej połączenia z belką stalową pozwala w sposób precyzyjny określić poziom deformacji i uszkodzenia płyty rozciąganej na każdym poziomie obciążenia belki zespolonej.
8. W przypadku belek ciągłych zachodzi konieczność różnicowania modelowania zespolenia części stalowej i betonowej, w zależności od rozkładu momentów zginających na długości belki.

7. PODSUMOWANIE

Obecnie w projektowaniu konstrukcji zespolonych statycznie niewyznaczalnych nie uwzględnia się wpływu sztywności betonu rozciąganego (zarysowanego). Tymczasem w mostach zespolonych uwzględnianie sztywności betonu rozciąganego jest zgodne z rzeczywistym zachowaniem się konstrukcji. Wówczas do określania sił wewnętrznych i momentów w elemencie rozciągany w stanie granicznym nośności i użyteczności, w analizie globalnej należy rozważać nieliniowe zachowanie się konstrukcji na skutek zarysowania betonu i efekty współpracy betonu na odcinkach między rysami. Rozważanie efektu sztywności zarysowanego betonu wymaga uwzględnienia dystrybucji sił wewnętrznych, co powoduje, że jeżeli w globalnej analizie sprężystej zastosowana została metoda uwzględniająca wpływy zarysowania, to powinna być ona stosowana nie tylko dla elementu rozciąganego, ale całej konstrukcji.

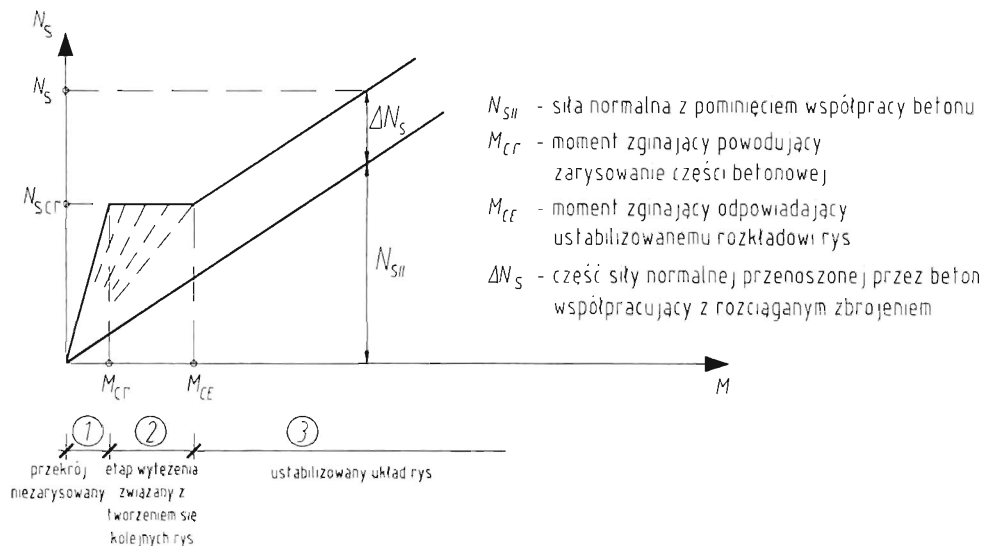
Przeprowadzone analizy, badania oraz symulacje komputerowe dały wiele interesujących wyników, które pozwoliły przede wszystkim osiągnąć zasadniczy cel rozprawy doktorskiej, jakim było wykazanie słuszności sformułowanej na wstępie tezy.

Dowód pierwszy tezy znajduje się głównie w punktach 4.2.2÷4.2.4, w których na podstawie analizy otrzymanych wyników badań doświadczalnych określono zachowanie się konstrukcji zespolonej z rozciąganą płytą współpracującą w warunkach laboratoryjnych. Potwierdzono znane hipotezy, a także ustalono zależności między zarysowaniem płyty betonowej a rzeczywistym położeniem osi obojętnej, sztywnością belek zespolonych oraz wpływ wzrastającego obciążenia na zmiany sztywności w zakresie odkształceń eksploatacyjnych.

Dowód drugi tezy przejawia się między innymi w ocenie wpływu współdziałania betonu między rysami w przenoszeniu zginania działającego na przekrój zespolony przeprowadzonej w punkcie 5.4. Z analizy wynika, że dokonując rozdziału obciążenia w zginanym przekroju zespolonym na część betonową oraz stalową możemy element betonowy traktować, jako pręt

obciążony siłą normalną a także momentem zginającym. Zanim obciążenie osiągnie wartość powodującą zarysowanie betonu, obciążenie jest przejmowane przez beton i stal. Po zarysowaniu główną część obciążenia przejmuje zbrojenie. Jednakże na skutek współpracy stali zbrojeniowej z betonem, siła normalna przenoszona przez rozciąganą płytę betonową, jest większa od przenoszonej przez samo zbrojenie. Obserwowany efekt współpracy zbrojenia i rozciąganego betonu jest określany jako efekt tzw. usztywnienia przy rozciąganiu (*Tension Stiffening*).

W fazie przed zarysowaniem wartość siły przenoszonej przez beton rośnie w tej samej proporcji jak wartość obciążenia przejmowanego przez zbrojenie płyty. Po zarysowaniu następuje stopniowe zmniejszenie się udziału betonu w przenoszeniu siły normalnej obciążającej płytę, by po ustabilizowaniu się obrazu zarysowania osiągnąć prawie niezmienny poziom, co pokazano na rysunku 7.1.



Rys. 7.1. Zależność pomiędzy momentem zginającym M obciążającym przekrój zespolony a siłą normalną N działającą na przekrój betonowy

Jest to stan zbliżony do rozciąganego pręta zbrojonego. W efekcie zauważalny jest zmienny przyrost krzywizny belki na odcinku z rozciąganą płytą. Zakładając stałą wartość modułu sprężystości betonu i niepodatne zespolenie, to w praktyce, w zakresie pracy sprężystej można wyróżnić trzy przedziały zmian krzywizny:

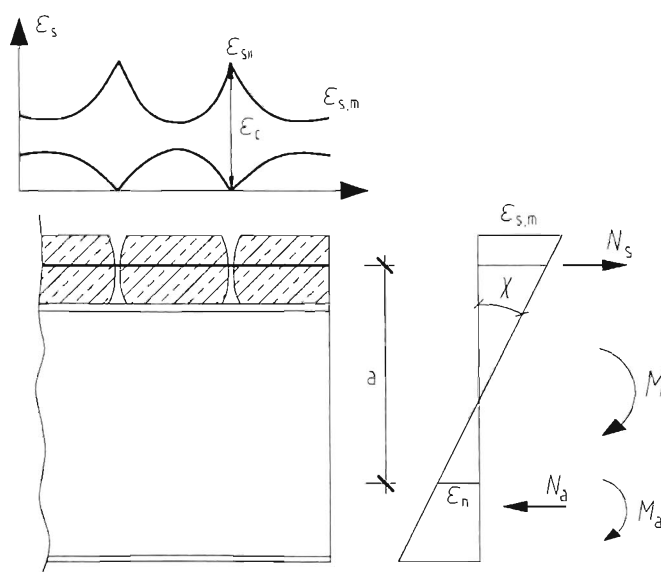
„1” – moment zginający mniejszy od momentu rysującego (M_{Cr}),

„2” – moment zginający większy od momentu rysującego (M_{Cr}) a mniejszy od momentu wywołującego ustabilizowany układ rys (M_{CE}),

„3” – moment zginający większy od momentu wywołującego ustabilizowany układ rys (M_{CE}).

Jeżeli w przedziałach „1” i „3” przyrost krzywizny jest w przybliżeniu liniowo wprost proporcjonalny do przyrostu momentu zginającego, to wówczas w przedziale „2” następuje niestabilny przyrost krzywizny, o obwiedni odpowiadającej średniej zmianie krzywizny, będącej również funkcją liniową.

Skokowy przyrost krzywizny w przekroju z rysą (skokowe zmniejszenie sztywności) następuje w wyniku powstania kolejnej rysy. Przy dalszym wzroście obciążenia następuje etap stabilizacji, aż do obciążenia wywołującego powstanie kolejnej rysy. Gdy rozstaw rys odpowiada wartości minimalnej w danego typu rozciąganej przęcie, następuje koniec tej fazy.



Rys. 7.2. Wykres odkształceń w przekroju zespolonym i w zbrojonej płycie, przy obciążeniu momentem zginającym powodującym rozciąganie przekroju betonowego

Uwzględniając opisany charakter rozkładu sił w zginanym stalowo-betonowym przekroju zespolonym (rys. 7.2) oraz opierając się o liczne badania prowadzone, przez różnych autorów, np. [Kindmann 1990], można traktować beton rozciąganej płyty zespolonej jak rozciągany pręt żelbetowy.

Dowód trzeciej tezy zawarty jest w rozdziale 6, w punkcie 6.5. Na podstawie przeprowadzonej w nim analizy i uzyskanych wyników stwierdzono, że właściwy opis betonu rozciąganego, uwzględniającego jego zachowanie po zarysowaniu, ma duży wpływ na zgodność z wynikami badań empirycznych a także pozwala w sposób precyzyjny określić poziom deformacji i uszkodzenia płyty na każdym poziomie obciążenia.

Jako dalszy kierunek prac, autor widzi opracowanie technologii wykonywania i algorytmu obliczeniowego ciągłych dźwigarów mostowych o konstrukcji zespolonej typu stal-beton z uwzględnieniem sztywności betonu rozciąganego przy zachowaniu aspektów

wytrzymałościowych i ekonomicznych. W tym celu konieczne jest jeszcze przeprowadzenie badań uwzględniających następujące zagadnienia:

- wysoki stopień podłużnego zbrojenia płyty betonowej (powyżej 3%),
- interakcję między stalową półką górną i zbrojeniem,
- zależność między zbrojeniem poprzecznym płyty i obrazem poprzecznego zarysowania,
- podatność zespolenia i zmniejszenie jego sztywności po zarysowaniu betonu,
- skurcz i pęczanie betonu,
- wpływ odkształceń termicznych.

LITERATURA

1. Abaqus User's Manual, 2012, Version 6.12, Dassault Systèmes Simulia Corp, USA.
2. A Aribert J. M., Raoul J., Terpereau O., 1997, *Test and Analyses of a Bridge Continuous Beam*, Proceedings "Composite Construction–Conventional and Innovative", International Conference Innsbruck, Austria, s. 271–276.
3. Barańczak J., Bryś G., 1989, *Wpływ podatności złącz na stan przemieszczeń i naprężenia w belkach zespolonych*, II Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, s. 33–38.
4. Belytschko T., Black T., 1999, *Elastic Crack Growth in Finite Elements with Minimal Remeshing*, International Journal for Numerical Methods in Engineering (45), s. 601–620.
5. Biegus A., Lorenc W., 2014, *Development of shear connections in steel-concrete composite structures*, Civil and Environmental Engineering Reports, No. 15, s. 23–32.
6. Bobinski J., Tejchman J., 2006, *Modelling of size effects in concrete using elasto-plasticity with non-local softening*, Archives of Civil Engineering, LII(1), s. 7–35
7. Bujňák J., 1997, *Navrhovanie ocelobetónových trávov*, SvF Žilinska Univerzita, Žilina.
8. Bukowski B., 1959, *Morfologia rys w konstrukcjach żelbetowych i betonowych*, Archiwum Inżynierii Lądowej, Tom III, zeszyt 4.
9. Bulicek H., Roos W., 1992, *Rechnerische Ermittlung der Auswirkung verschiedener Einflußgrößen auf Tension-Stiffening*, Bauingenieur, Nr. 67, s. 313–318.
10. Chen A. i Chen W., 1975, *Constitutive relation for concrete*, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 101, No. 4, s. 465–481.
11. Chen W. F., Duan L., 2014, *Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance*, Second Edition, CRC Press, Boca Raton.
12. Collings D., 2005, *Steel-concrete composite bridges*, Thomas Telford, London.

13. Considér A., 1904, *Influence des pressions latérales sur la resistance des solides a l'ecrasement*, Le Génie Civil, nr 5.
14. Crisfield M.A., 1986, *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol. I: Linear analysis*, Pineridge Press, Swansea.
15. Czudek H., 1969, *Konstrukcje zespolone w mostownictwie metalowym*, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
16. Czudek H., 1999, *Stan wiedzy w zakresie konstrukcji zespolonych*, V Konferencja Naukowa - Konstrukcje zespolone, Zielona Góra, s. 7–28.
17. Dischinger F., 1937, *Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung bei Bogenbrücken*, Der Bauingenieur, nr 35, 36, 39, 40.
18. Drucker D., 1959, *A definition of stable inelastic materials*, Journal of Applied Mechanics, Vol. 26 (81), s. 101–106.
19. Ducret J.-M., Lebet J.-P., 1999, *Behaviour of Composite Bridges during Construction*, Structural Engineering International, Vol. 9, No. 3, s. 212–218.
20. Flaga K., 2004, *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
21. Furtak K., 1978, *Wpływ czynników reologicznych na stan naprężenia i odkształcenia w belkach zespolonych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 5.
22. Furtak K., 1987, *Ocena wpływu pęczania betonu na zmianę momentów zginających w ciągłych belkach zespolonych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 9.
23. Furtak K., 1999, *Mosty zespolone*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa–Kraków.
24. Furtak K., Łacki J., 1997, *Analiza naprężeń termiczno-skurczowych w zespolonych belkach mostowych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 3.
25. Furtak K., Musialik E., 2001, *Analiza wybranych metod obliczania rozstawu i rozwarcia rys w belkach żelbetowych*, Czasopismo Techniczne, nr 3–B, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.
26. Gara F., Ranzi G., Leoni G., 2014, *Design Expressions for the Effective Width of Composite Steel-Concrete Members*, IABSE Symposium Report, IABSE Madrid Symposium: Engineering for Progress, Nature and People, s. 161–168.
27. Godycki - Ćwirko T., 1961, *Z badań nad rysami w zginanych elementach żelbetowych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 2.
28. Godycki - Ćwirko T., 1980, *Mechanika betonu*, Arkady, Warszawa.

-
29. Gómez Navarro M., 2000, *Concrete cracking in the deck slabs of steel - concrete composite bridges*, Thèse No. 2268, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
 30. Gómez Navarro M., Lebet J.-P., 2001, *Concrete cracking in composite bridges: tests, models and design proposals*, Structural Engineering International, Vol. 11, No. 3, s. 184-190.
 31. Hernández H., Bonilla J., Rodríguez G., 2014, *Study of the behavior of composite beams made of concrete and steel by using numerical simulation*, Revista ingeniería de construcción, Vol. 29, No. 1, s. 5-21.
 32. Jankowiak I., Kąkol W., Madał A., 2005, *Identyfikacja modelu numerycznego ciąglej belki zespolonej na podstawie badań laboratoryjnych*, Konferencja Konstrukcje Zespolone, T VII, Zielona Góra, s. 163-178.
 33. Jankowiak I., Madał A., 2008, *Numeryczne modelowanie zespolenia płyty betonowej z dźwigarem stalowym*, Konferencja Konstrukcje Zespolone, T VIII, Zielona Góra, s. 131-148.
 34. Jankowiak I., Madał A., 2011, *Stalowo-betonowy dźwigar zespolony z rozciągana płytą betonową*, Inżynieria i Budownictwo, nr 12, s. 667-671.
 35. Jankowiak T., 2009, *Kryteria zniszczenia betonu przy obciążeniach quasi-statycznych i dynamicznych*, Praca doktorska, Politechnika Poznańska, Poznań.
 36. Jankowiak T., Łodygowski T., 2005, *Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model*, Foundation Of Civil And Environmental Engineering, No. 6, s. 53-69.
 37. Jarek B., 2004, *Zarysowanie płyty żelbetowej w belkach zespolonych typu stal-beton*, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków.
 38. Jarek B., 2008, *Zarysowanie belek zespolonych typu stal-beton o zespoleniu niepełnym*, Konferencja Konstrukcje Zespolone, T VIII, Zielona Góra, s. 149-158.
 39. Johnson R. P., 1975, *Composite Structures of Steel and Concrete. Beams, Columns, Trusses and Application in Building*, Grand Technical Books, London.
 40. Johnson R. P., 2008, *Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*, Third Edition, Blackwell Publishing, Malden.
 41. Kachanow L., 1958, *O vremeni razrušenija v usloviach polzučesti*, Izv. Ak. Nauk CCCP, Otd. Techn. Nauk (8), s. 26-31.
 42. Karaś S., 2008, *The new concept of composite girder elasticity analysis*, VIII konferencja naukowa „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, s. 173-190.

43. Karaś S., 2011, *Sztywność na zginanie dźwigara zespolonego podatnie typu stal-beton*, Mosty, nr 1, s. 32–38.
44. Karlikowski J., 1989, *Ocena podatności zespolenia na podstawie badań mostu drogowego*, II Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, s. 89–95.
45. Karlikowski J., Madaj A., Wołowicki W., 2002, *Badanie skutków zarysowania płyty w belkach zespolonych*, Inżynieria i Budownictwo, nr 7, s. 381–383.
46. Kędzierski B., 1972, *Postęp techniczny w mostownictwie*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa.
47. Kiernożycki W., 2003, *Betonowe konstrukcje masywne: Teoria, wymiarowanie, realizacja*, Polski Cement, Kraków.
48. Kindmann R., 1990, *Composite Girders, IABSE Short Course*, IABSE reports, vol. 61, Brussels.
49. Kmiecik P., Kamiński M., 2011, *Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration*, Archives Of Civil And Mechanical Engineering, Vol. XI, No. 3, s. 623–636.
50. Knauff A., Knauff M., 1977, *Niedokładności w obliczaniu ugięć belek żelbetowych spowodowane założeniem stałej sztywności*, Inżynieria i Budownictwo, nr 3.
51. Knauff M., Golubińska A., 2012, *O uproszczonej metodzie kontroli zarysowania według Eurokodu 2*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, Zeszyt 59, Nr 3(II), s. 93–100.
52. Koreleski J., 1967, *Zespolone konstrukcje mostowe*, PWN, Warszawa – Kraków.
53. Kuczyński W., 1971, *Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania żelbetu*, PWN, Warszawa.
54. Lebet J-P., Thomann M., 2007, *New Steel-Concrete Adherence Connections for Composite Bridges*, IABSE Symposium Report, IABSE Symposium, Weimar, s. 41–48.
55. Lee J., Fenves G.L., 1998, *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No. 8, s. 892–900.
56. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E., 1989, *A Plastic-Damage Model for Concrete*, International Journal of Solids and Structures, 25(3), s. 229–326.
57. Łagoda G., Łagoda M., 1989, *Technologie stosowane przy budowie mostów zespolonych*, II Konferencja Konstrukcje zespolone, Zielona Góra, s. 113–119.
58. Łagoda G., Łagoda M., 2004, *Efekty sztywności przy rozciąganiu w mostach zespolonych w świetle ENV 1994-2*, XIV seminarium–Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów, Poznań, s. 155–162.

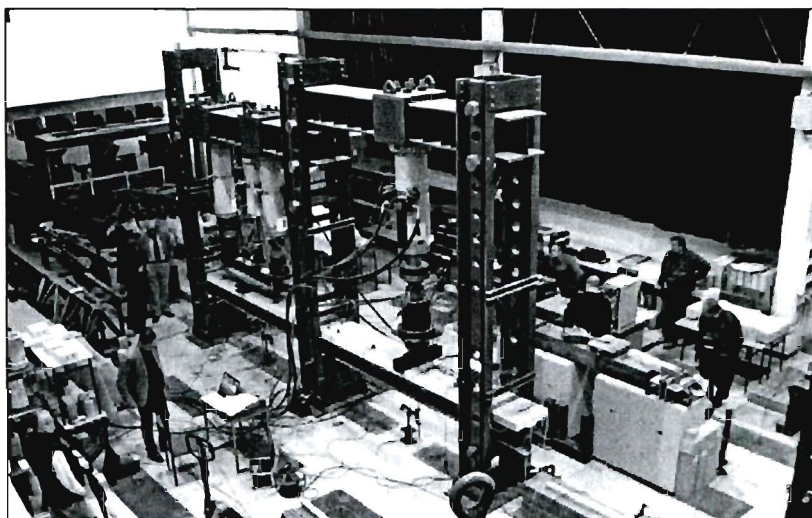
-
59. Łagoda G., Łagoda M., 2005, *Zasady projektowania mostów zespolonych w świetle ENV 1994-2*, VII Konferencja „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, s. 283–294.
 60. Łagoda G., Łagoda M., 2010, *Projektowanie mostów zespolonych w świetle PN-EN 1994-2*, Materiały Budowlane, Nr 4, s. 45–49.
 61. Łagoda G., Radomski W., Łagoda M., 2010, *Effect of Tension Stiffening in Composite Bridges in the Light of Eurocodes*, *Proc. of the 5th International Conference On „Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization”*, Ed. by: Frangopol D. M., Sause R., Kusko C. S., 11-15 July, 2010, Philadelphia, Pennsylvania, USA, CRC Press, s. 2853-2858.
 62. Łagoda G., Warmuz A., 2004, *Zarysowanie współpracującej płyty betonowej w mostowym dźwigarze zespolonym*, „Krynica 2004”, Tom V, Warszawa – Kraków, s. 55-62.
 63. Łagoda M., 1980, *Podatność zespolenia w konstrukcjach mostowych*, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, Warszawa, Nr 2.
 64. Łagoda M., 1981, *Stan graniczny podatności łączników w mostowych konstrukcjach zespolonych*, Praca doktorska, IBDiM, Warszawa.
 65. Łagoda M., 1989, *Możliwość regulacji sił wewnętrznych*, II Konferencja Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, s. 121–127.
 66. Łagoda M., 1998a, *Projektowanie konstrukcji zespolonych w świetle Eurokodu 4*, Konferencja Naukowo–Techniczna „Mosty Zespolone”, Kraków, s. 205–213.
 67. Łagoda M., 1998b, *Wpływ podatności zespolenia na rozkład sił wewnętrznych*, Konferencja Naukowo–Techniczna „Mosty Zespolone”, Kraków, s. 215–221.
 68. Łagoda M., Fordoński K., 2006, *The cooperation of the cracked concrete in bridge composite constructions according to EC-4*, "Actual Trends in Highway and Bridge Engineering", Editura Societatii Academice "Matei-Teiu Botez" Iași, Romania, s. 110-120.
 69. Łagoda M., 2003, *Zagadnienia próbnych obciążeń w diagnostyce mostów*, II Symposium „Badania i Diagnostyka Mostów”, Opole, s. 249–256.
 70. Łagoda M., Śledziwski K., 2011, *Wpływ zarysowania betonu na pracę belki zespolonej ciąglej typu stal – beton*, Przegląd Spawalnictwa, nr 3, s. 31–35.
 71. Łacki J., 1998, *Nośność zespolenia żelbetowej płyty z dźwigarem stalowym*, Maszynopis, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Krakowska, Kraków.
 72. Łodygowski T., 1996, *Theoretical and numerical aspects of plastic strain localization*, Rozprawy 312, Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Poznań.

-
73. Madaj A., 1994, *Ścieżki równowagi statycznej zginanego przekroju zespolonego typu beton-stal*, Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Poznań.
 74. Madaj A., 1998, *Sztywność giętna stalowo-betonowego przekroju zespolonego z rozciągana częścią betonową*, Konferencja Naukowo-Techniczna „Mosty Zespolone”, Kraków, s. 233–242.
 75. Madaj A., 1999, *Redystrybucja sił w ciągłej belce zespolonej stalowo-betonowej*, V konferencja naukowa „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, s. 169–180.
 76. Madaj A., 2001, *Sztywność zginania stalowo-betonowych belek zespolonych: teoria i badania*, Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej. Budownictwo Lądowe, nr 45, s. 81–105.
 77. Madaj A., 2002, *Redystrybucja momentów zginających w ciągłej stalowo-betonowej belce zespolonej*, VI konferencja naukowa „Konstrukcje zespolone”, Zielona Góra, s. 103–112.
 78. Madaj A., 2005, *Doraźna nośność i sztywność na zginanie zespolonych belek stalowo-betonowych*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.
 79. Majewski S., 2003, *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznego*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
 80. Malinin N.N., Rżysko J., 1981, *Mechanika materiałów*, PWN, Warszawa.
 81. Muraszow W.J., 1950, *Trieszczinoustojcziwost, żestkost i procznost żeliezobetona*, Maszstroizdat, Moskwa.
 82. Nakamura S., Momiyama Y., Hosaka T., Homma K., 2002, *New technologies of steel/concrete composite bridges*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 58, No. 1, s. 99–130.
 83. Nie J., Cai C., 2003, *Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects*, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 4, s. 495–506.
 84. Pamin J., 2004, *Gradient-Enhanced Continuum Models: Formulation, Discretization and Applications*, Monograph 301, Series Civil Engineering, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
 85. Pechar J., Bures J., Schindler A., 1990, *Kovove mosty*, SNTL, ALFA, Praha.
 86. Pietruszczak S., Mróz Z., 1981, *Finite element analysis of deformation of strain softening materials*, International Journal for Numerical Methods in Engineering (17), s. 327–334.
 87. PN-82/S-10052, *Obiekty mostowe, Konstrukcje stalowe, Projektowanie*.
 88. PN-91/S-10042, *Obiekty mostowe, Konstrukcje betonów, żelbetowe i sprężone, Projektowanie*.

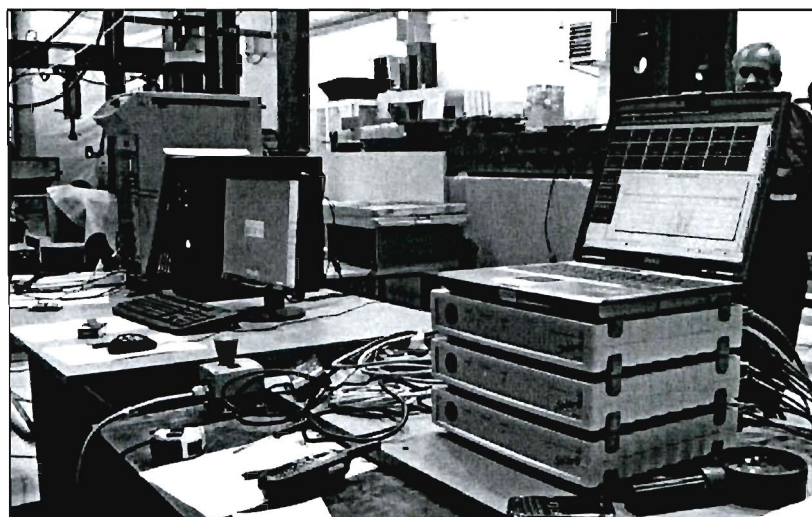
89. PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1, *Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-1: Oddziaływania ogólne, Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenie użytkowe w budynkach.*
90. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2, *Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
91. PN-EN 1994-2 Eurokod 4, *Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych, Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.*
92. PN-EN 12390-3, *Badania betonu, Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.*
93. PN-EN 12390-6, *Badania betonu, Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.*
94. Prager W., 1952, *Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design*. Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 10, No. 2, s. 157–165.
95. Prakash A., Anandavalli N., Madheswaran C.K., Rajasankar J., Lakshmanan N., 2011, *Three Dimensional FE Model of Stud Connected Steel-Concrete Composite Girders Subjected to Monotonic Loading*, International Journal of Mechanics and Applications, 1 (1), s. 1–11.
96. Rusiński E., Czmochoński J., Smolnicki T., 2000, *Zaawansowana metoda elementów skończonych w konstrukcjach nośnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
97. Rybak M., 1999, *W sprawie próbnych obciążeń mostów*, Drogownictwo, Nr 12, s. 372-379.
98. Ryżyński A., Apanas L., 1980, *Obliczenie ugięć belek żelbetowych z uwzględnieniem skokowych zmian sztywności*, XXV Konferencja Naukowa KILiW, t.3, Krynica, s. 205-212.
99. Saliger R., 1952, *Nowa teoria żelbetu na podstawie odkształceń plastycznych przy złamaniu*, PWT, Warszawa.
100. Saliger R., 1956, *Der Stahlbetonbau*, Verl. Deuticke, Wiedeń.
101. Sattler K., 1959, *Theorie der Verbunds Konstruktionen*, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
102. Szturomski B., 2013, *Inżynierskie zastosowanie MES w problemach mechaniki ciała stałego na przykładzie programu Abaqus*, Wydawnictwo Akademickie AWM, Gdynia.
103. Śledziwski K., 2012, *Sztywność zarysowanego betonu w ciągłych belkach zespolonych typu stal – beton według PN-EN 1994-2*, Drogownictwo, nr 1, s. 12–16.

-
104. Teichman J., Gudehus G., 2001, *Shearing of a narrow granular strip with polar quantities*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics (25), s. 1–18.
105. Wang T., Hsu T.T.C., 2001, *Nonlinear finite element of concrete structures using new constitutive models*, Computers and Structures, 79, s. 2781-2791.
106. Willam K.J., Warnke E.P., 1975, *Constitutive models for the triaxial behavior of concrete*, Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, s. 1–30.
107. Wróblewski T., Pełka-Sawenko A., Abramowicz M., Berczyński S., 2012, *Modeling and analysis of free vibration of steel-concrete composite beams by finite element method*, Advances in Manufacturing Science and Technology, Vol. 36, nr 4, s. 85–96.
108. Zamorski W., Gremza G., 2006, *Badania wpływu skurczu betonu na ugięcia i odkształcenia belek zespolonych stalowo–betonowych*, Przegląd Budowlany, nr 2, s. 18-22.
109. Zienkiewicz O.C., 1972, *Metoda elementów skończonych*, Arkady, Warszawa.
110. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., 2000, *The Finite Element Method, Fifth Edition*, Butterworth Heinemann, Woburn.
111. Żółtowski K., Romaszekiewicz T., 2009, *O modelach numerycznych przęseł mostów zespolonych*, Konferencja Naukowo–Techniczna „Zespolone Konstrukcje Mostowe”, Kraków, s. 575–588.

Załącznik A: Stanowisko laboratoryjne

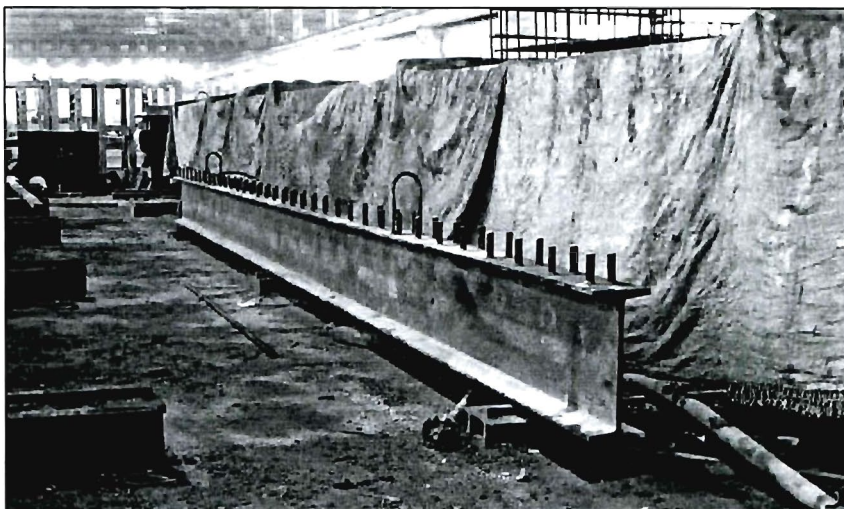


Fot. A.1. Widok stanowiska badawczego

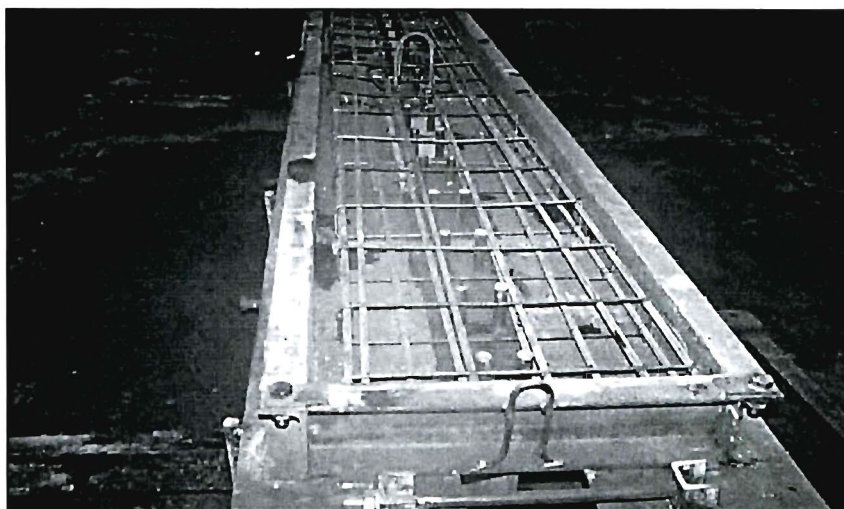


Fot. A.2. Stanowisko pomiarowe i stanowisko obsługi silowników hydraulicznych

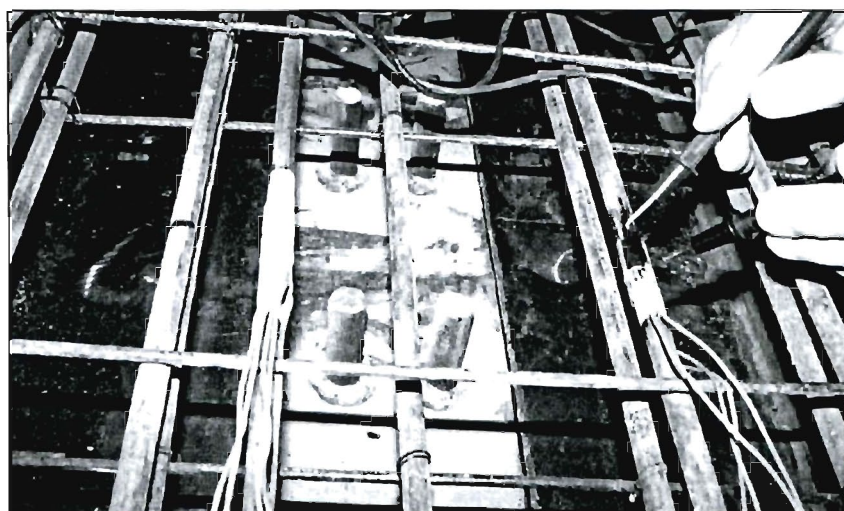
Załącznik B: Dokumentacja fotograficzna przebiegu badań doświadczalnych



Fot. B.1. Widok belki stalowej z łącznikami sworznowymi



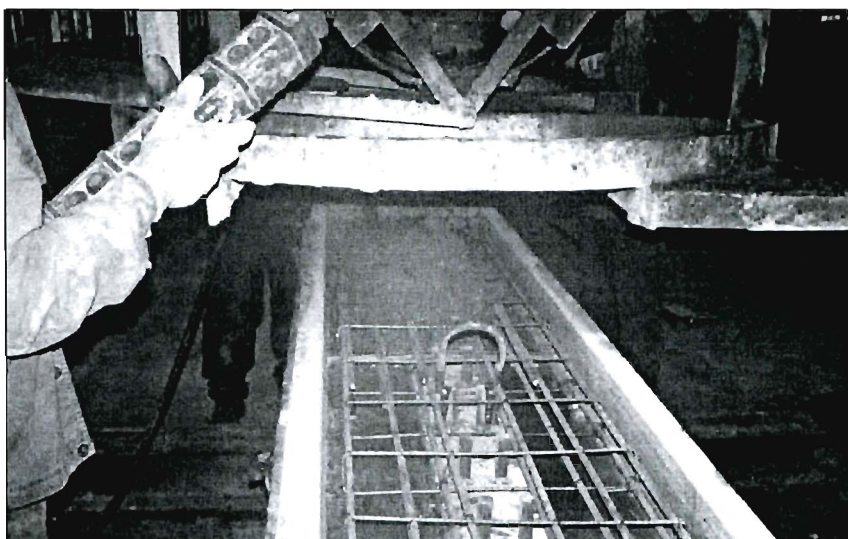
Fot. B.2. Element badawczy przygotowany do betonowania płyty



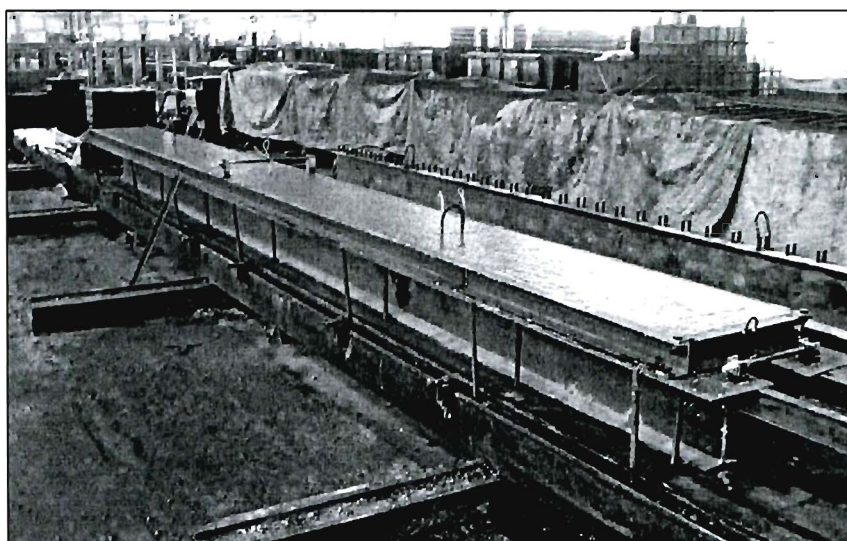
Fot. B.3. Montaż tensometrów na zbrojeniu podłużnym płyty



Fot. B.4. Próbkki do badań cech materiałowych betonu



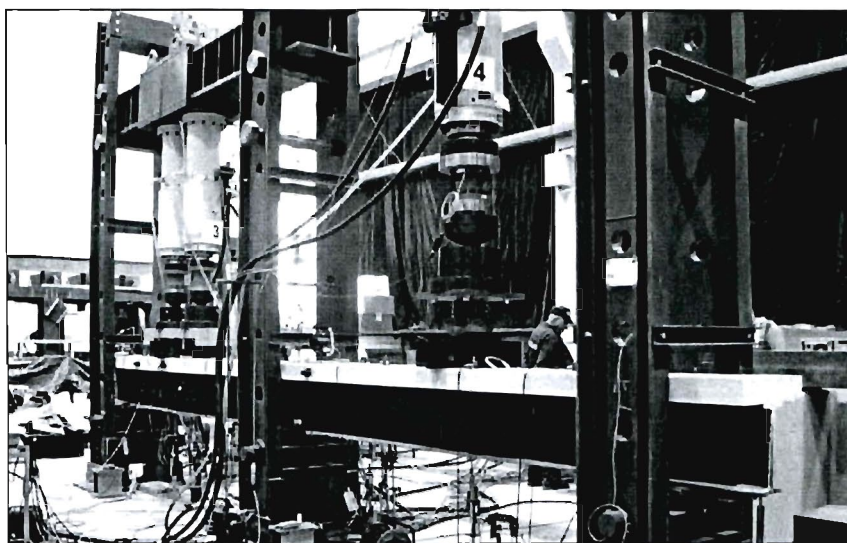
Fot. B.5. Betonowanie płyty górnej



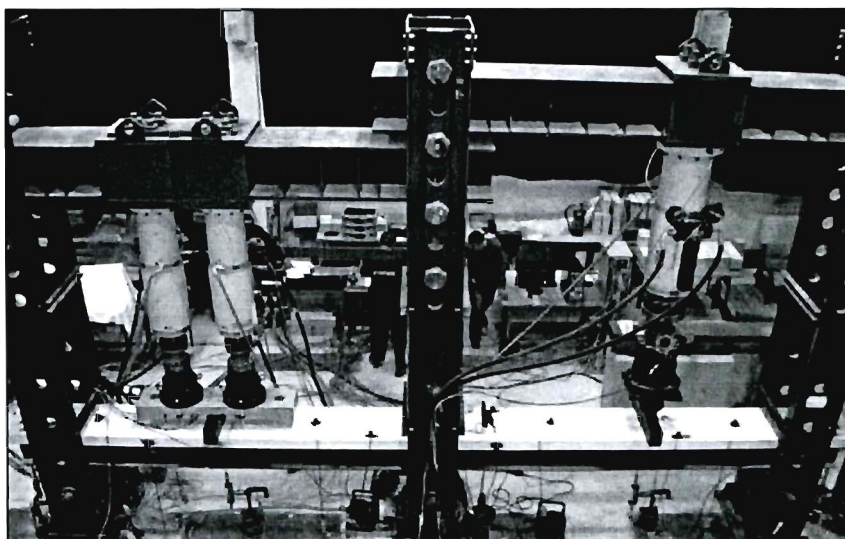
Fot. B.6. Widok elementu badawczego po zabetonowaniu



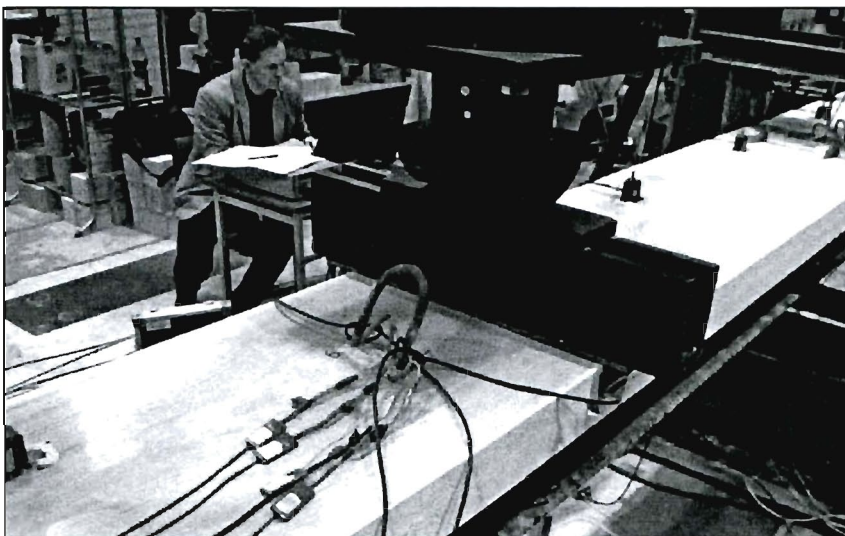
Fot. B.7. Wymuszone kształtowanie rysy szerokości 10 cm z każdej strony



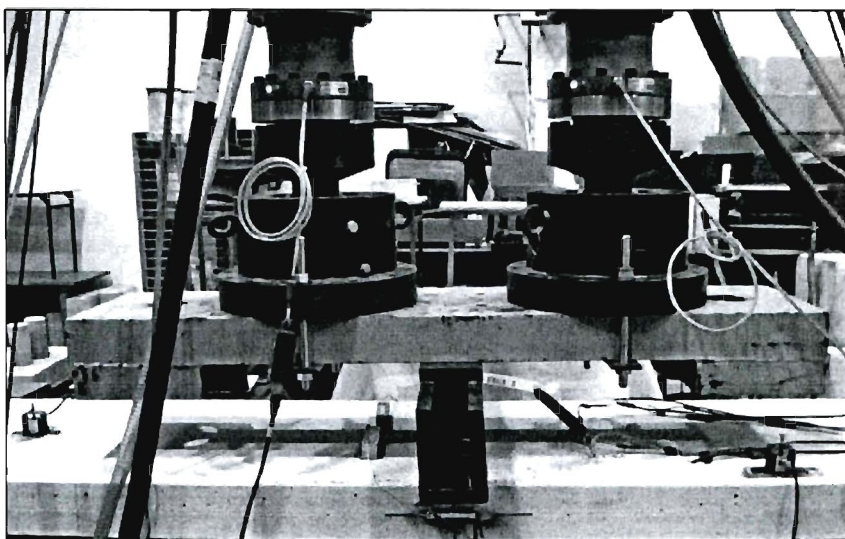
Fot. B.8. Widok belki umieszczonej na stanowisku badawczym



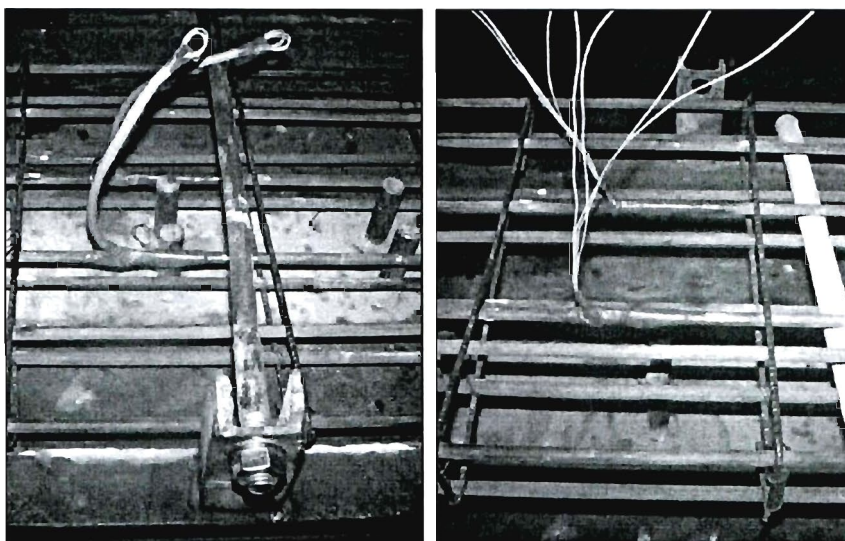
Fot. B.9. Realizacja obciążenia zewnętrznego



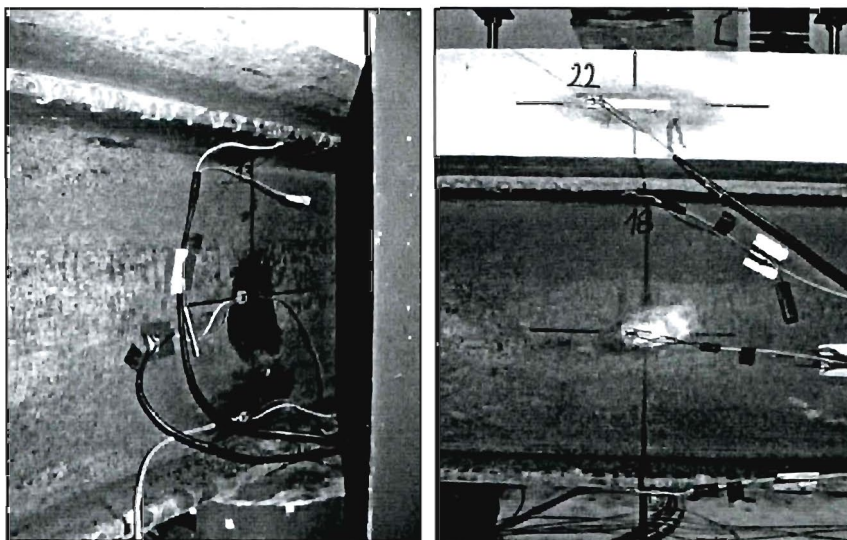
Fot. B.10. Konstrukcja rozkładająca obciążenie na pasmo poprzeczne



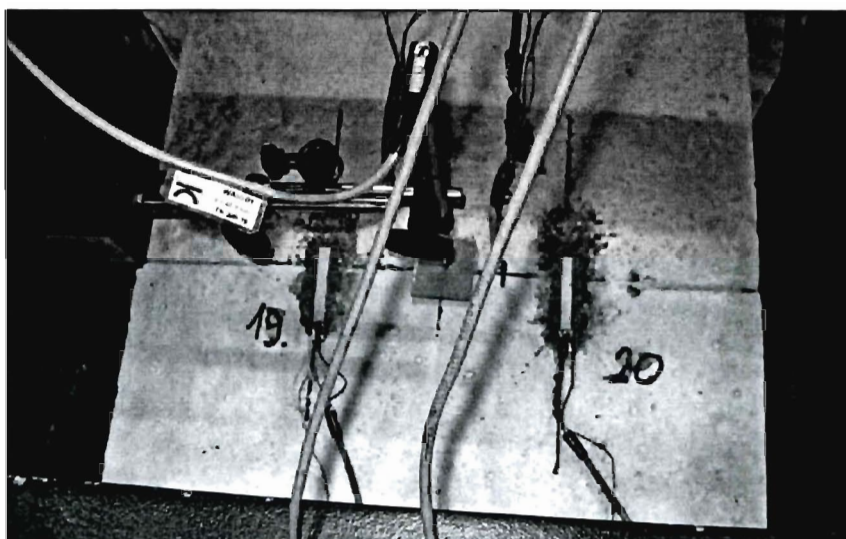
Fot. B.11. Przekazanie sił za pomocą belki trawersowej



Fot. B.12. Układ tensometrów na zbrojeniu podłużnym



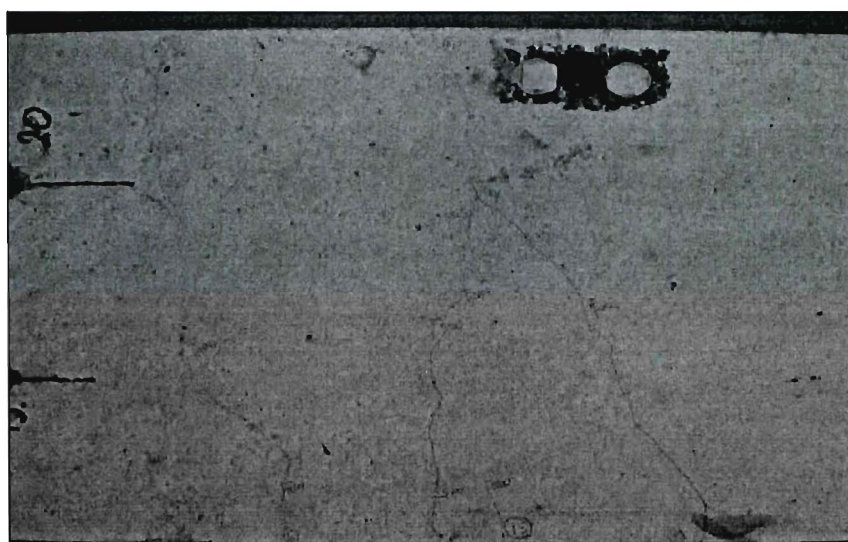
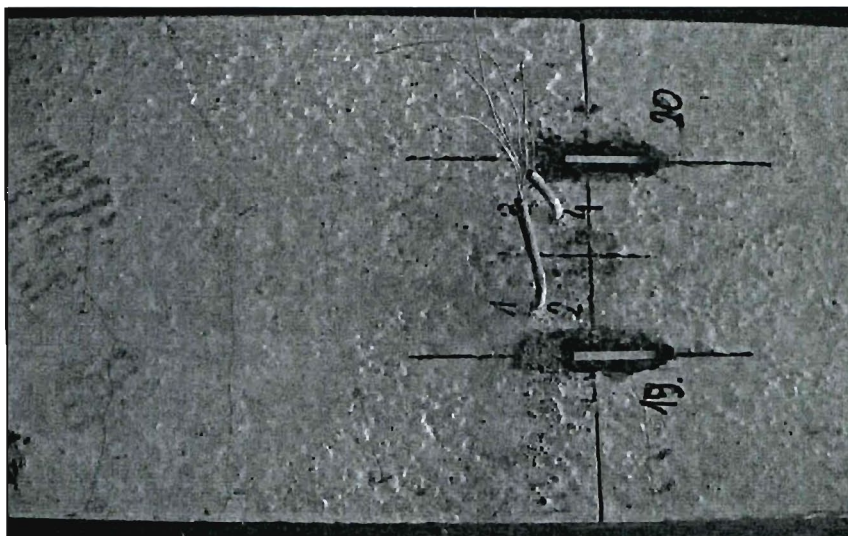
Fot. B.13. Układ tensometrów na belce stalowej



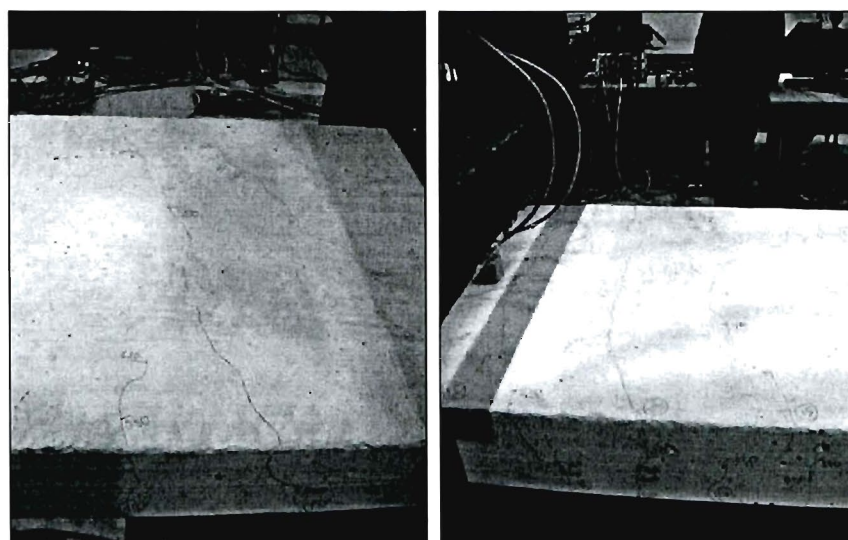
Fot. B.14. Układ tensometrów na płycie betonowej



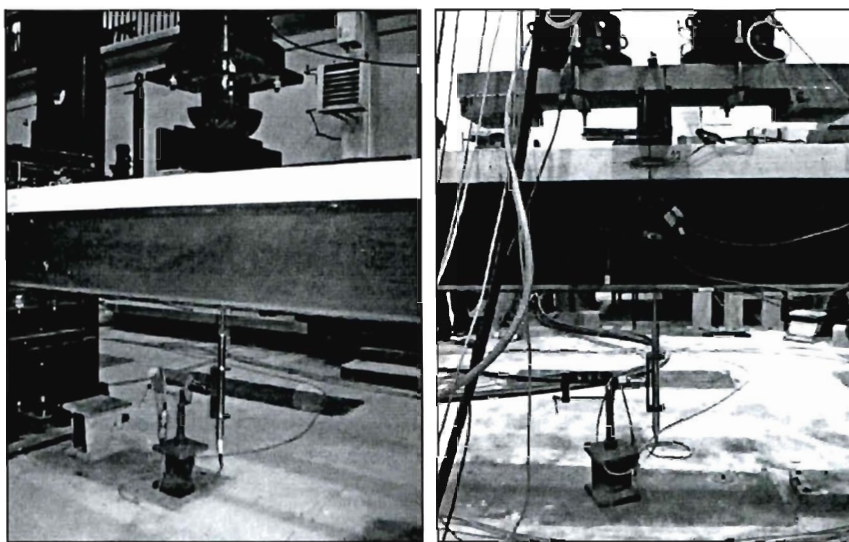
Fot. B.15. Sposób podparcia elementów badawczych



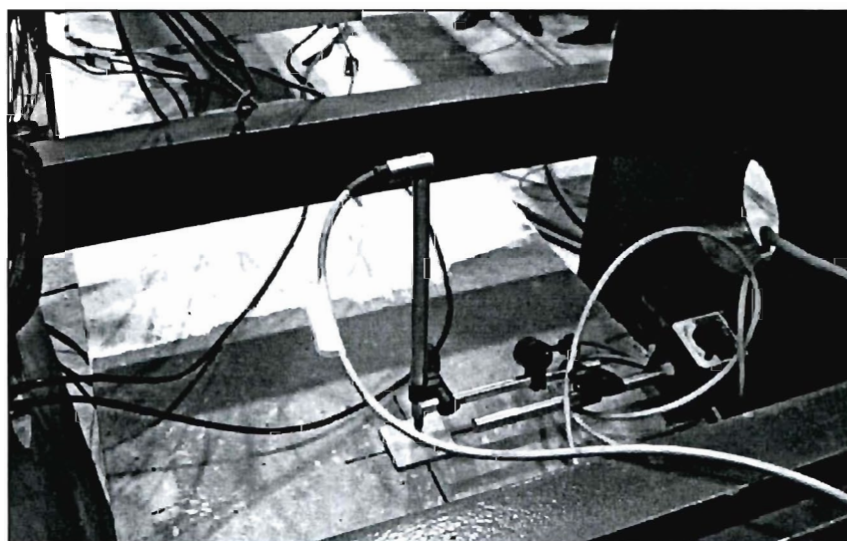
Fot. B.16. Końcowy układ rys w strefie nadpodporowej belki B2



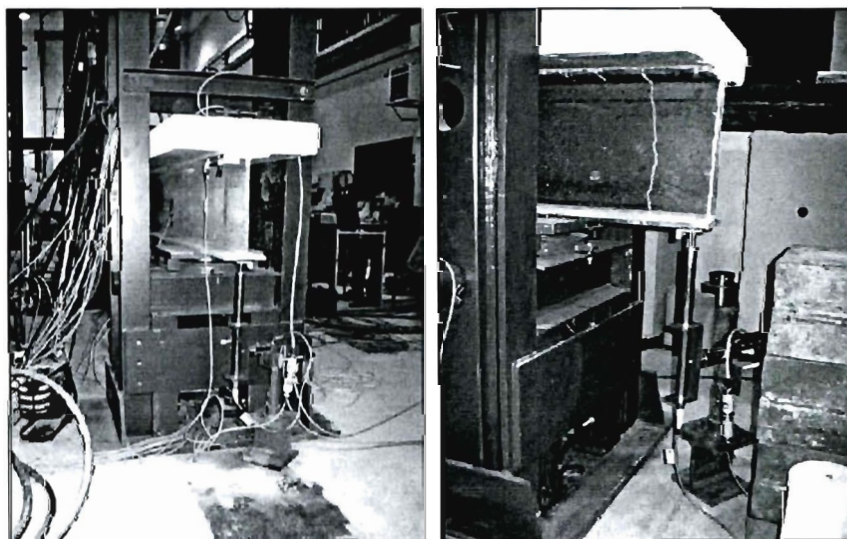
Fot. B.17. Końcowy układ rys w strefie nadpodporowej belki B3



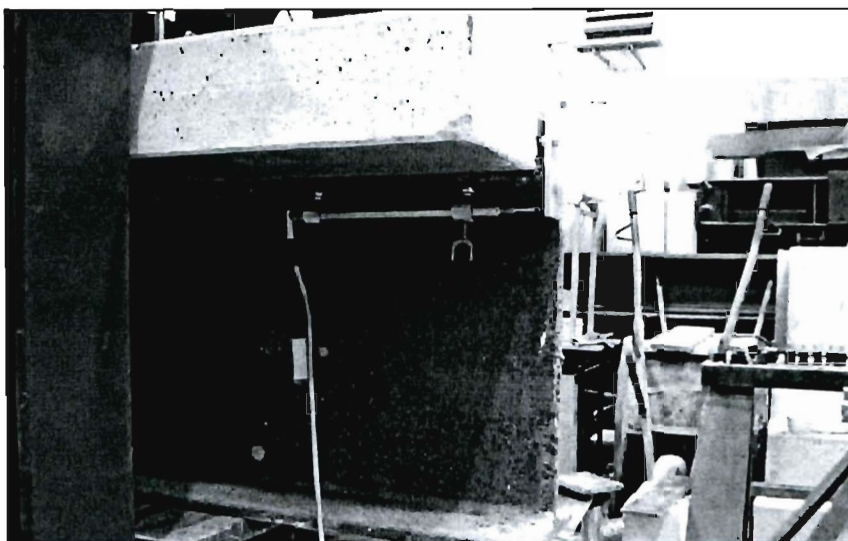
Fot. B.18. Pomiar ugięć belki



Fot. B.19. Pomiar przemieszczeń belki nad podporami



Fot. B.20. Pomiar kąta obrotu na końcach belki



Fot. B.21. Pomiar poślizgu płyty

Dodatkowe informacje dotyczące cech materiałowych uzyskano od producentów, korzystając z atestów stali zbrojeniowej oraz receptury mieszanki betonowej.

2013-08-05

ZW-WALCOWNIA BRUZDOWA Sp. z o.o. 42-400 Zawiercie, ul. Okólna 10 NIP: 649-20-78-429 tel. 032/ 67 100 10 - 14				Świadectwo odbioru - 3.1 Nr wg. PN-EN 10204 CERTIFICAT DE RECEPTION - INSPECTION CERTIFICATE ABNAHMEPRÜFZEUGNIS - СЕРТИФИКАТ				2293/A / 2013																																																																																																																											
Dla firmy: FERROSTAL ŁABĘDY Sp.z o.o. Al. Zawadzkiego 26, 44-109 Gilwice Pour MM - For messrs - Für Firma - Фирма																																																																																																																																			
Adres-wysyłkowy: Biuro Handlowo Usługowe Kompensa Sp. z o.o. ul. Fabryczna 7, 41-404 Mysłowice Adresse - Address - Versandaddress - Адрес получателя																																																																																																																																			
Nr zamówienia: D.D. 31631 Commande No - Order No - Bestellung No - № заказа						Nr potwierdzenia: Burek J. Ordre No-Manuf. Ordre No-Auftrag No-№ паряда																																																																																																																													
Gatunek : S235JR+AR PN-EN 10025-2:2007, PN-EN 10025-1:2007 Qualitee - Material - Stahlsorte - Сорт																																																																																																																																			
Wyrób : Pr.okr. gł. 11mm PN-EN 10060:2006 Product-Produkt - Продукт																																																																																																																																			
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="6" style="text-align: center;">WYNIKI BADANIA PRÓB</th> <th colspan="3" style="text-align: center;">Ergebnisse der Untersuchungen</th> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Długość Length Länge Длина</th> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Waga Gewicht Weight Вес kg кг</th> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Więzki Bundles Bündel Связки</th> </tr> <tr> <th colspan="6" style="text-align: center;">Texting results</th> <th colspan="3" style="text-align: center;">Результаты испытаний</th> </tr> <tr> <th>Nr wytopu Coutee No Heat No Abstich No № проваки</th> <th>Re MPa</th> <th>Rm MPa</th> <th>A₅ %</th> <th>Z %</th> <th>KV [J] -20°C</th> <th>Twardość Durete Hardness Härte Твердость HB</th> <th>Zginanie Phage Bending Biegeprobe На изгиб</th> <th>Spęszanie Slug test Essai de refaulement Проба на осадку</th> </tr> <tr> <td>1. 78557</td> <td>325 339</td> <td>406 423</td> <td>40.1 39.6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>6m</td> <td>2 658</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>2. 78535</td> <td>343 345</td> <td>450 450</td> <td>37.0 36.4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>-</td> <td>458</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>3. 78699</td> <td>339 327</td> <td>456 450</td> <td>38.0 38.6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>-</td> <td>542</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>4. 79428</td> <td>333 336</td> <td>460 460</td> <td>39.3 38.6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>-</td> <td>10642</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>5. 79798</td> <td>281 284</td> <td>373 369</td> <td>43.1 43.2</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>-</td> <td>4700</td> <td>2</td> </tr> </table>												WYNIKI BADANIA PRÓB						Ergebnisse der Untersuchungen			Długość Length Länge Длина	Waga Gewicht Weight Вес kg кг	Więzki Bundles Bündel Связки	Texting results						Результаты испытаний			Nr wytopu Coutee No Heat No Abstich No № проваки	Re MPa	Rm MPa	A ₅ %	Z %	KV [J] -20°C	Twardość Durete Hardness Härte Твердость HB	Zginanie Phage Bending Biegeprobe На изгиб	Spęszanie Slug test Essai de refaulement Проба на осадку	1. 78557	325 339	406 423	40.1 39.6						6m	2 658	1	2. 78535	343 345	450 450	37.0 36.4						-	458	1	3. 78699	339 327	456 450	38.0 38.6						-	542	1	4. 79428	333 336	460 460	39.3 38.6						-	10642	1	5. 79798	281 284	373 369	43.1 43.2						-	4700	2																														
WYNIKI BADANIA PRÓB						Ergebnisse der Untersuchungen			Długość Length Länge Длина	Waga Gewicht Weight Вес kg кг	Więzki Bundles Bündel Связки																																																																																																																								
Texting results						Результаты испытаний																																																																																																																													
Nr wytopu Coutee No Heat No Abstich No № проваки	Re MPa	Rm MPa	A ₅ %	Z %	KV [J] -20°C	Twardość Durete Hardness Härte Твердость HB	Zginanie Phage Bending Biegeprobe На изгиб	Spęszanie Slug test Essai de refaulement Проба на осадку																																																																																																																											
1. 78557	325 339	406 423	40.1 39.6						6m	2 658	1																																																																																																																								
2. 78535	343 345	450 450	37.0 36.4						-	458	1																																																																																																																								
3. 78699	339 327	456 450	38.0 38.6						-	542	1																																																																																																																								
4. 79428	333 336	460 460	39.3 38.6						-	10642	1																																																																																																																								
5. 79798	281 284	373 369	43.1 43.2						-	4700	2																																																																																																																								
Deklarujemy, że powyższy materiał nie wykazuje radioaktywności przekraczającej 0.1 Bq/g ekwiwalentu 60Co. We declare, that the above material does not display radiation exceeding 0.1 Bq/g 60Co equivalent.																																																																																																																																			
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="12" style="text-align: center;">ANALIZA CHEMICZNA [%]</th> </tr> <tr> <th colspan="12" style="text-align: center;">Analyso chemique - Chemical Analysis - Chemische Analyse - Химический Анализ</th> </tr> <tr> <th></th> <th>C</th> <th>Mn</th> <th>Si</th> <th>P</th> <th>S</th> <th>Cr</th> <th>Ni</th> <th>Cu</th> <th>V</th> <th>Al</th> <th>N₂</th> <th>As</th> <th>Sn</th> <th>Mo</th> <th>CE</th> </tr> <tr> <td>78557</td> <td>0,09</td> <td>0,37</td> <td>0,04</td> <td>0,008</td> <td>0,006</td> <td>0,07</td> <td>0,10</td> <td>0,12</td> <td>0,003</td> <td></td> <td>0,011</td> <td></td> <td></td> <td>0,08</td> <td>0,200</td> </tr> <tr> <td>78535</td> <td>0,12</td> <td>0,54</td> <td>0,20</td> <td>0,018</td> <td>0,020</td> <td>0,06</td> <td>0,08</td> <td>0,20</td> <td>0,002</td> <td></td> <td>0,010</td> <td></td> <td></td> <td>0,02</td> <td>0,250</td> </tr> <tr> <td>78699</td> <td>0,11</td> <td>0,55</td> <td>0,17</td> <td>0,012</td> <td>0,015</td> <td>0,05</td> <td>0,08</td> <td>0,17</td> <td>0,002</td> <td></td> <td>0,010</td> <td></td> <td></td> <td>0,01</td> <td>0,230</td> </tr> <tr> <td>79428</td> <td>0,11</td> <td>0,58</td> <td>0,20</td> <td>0,009</td> <td>0,012</td> <td>0,06</td> <td>0,09</td> <td>0,22</td> <td>0,002</td> <td></td> <td>0,010</td> <td></td> <td></td> <td>0,02</td> <td>0,240</td> </tr> <tr> <td>79798</td> <td>0,07</td> <td>0,38</td> <td>0,02</td> <td>0,008</td> <td>0,008</td> <td>0,03</td> <td>0,07</td> <td>0,16</td> <td>0,002</td> <td></td> <td>0,009</td> <td></td> <td></td> <td>0,01</td> <td>0,160</td> </tr> </table>												ANALIZA CHEMICZNA [%]												Analyso chemique - Chemical Analysis - Chemische Analyse - Химический Анализ													C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	V	Al	N ₂	As	Sn	Mo	CE	78557	0,09	0,37	0,04	0,008	0,006	0,07	0,10	0,12	0,003		0,011			0,08	0,200	78535	0,12	0,54	0,20	0,018	0,020	0,06	0,08	0,20	0,002		0,010			0,02	0,250	78699	0,11	0,55	0,17	0,012	0,015	0,05	0,08	0,17	0,002		0,010			0,01	0,230	79428	0,11	0,58	0,20	0,009	0,012	0,06	0,09	0,22	0,002		0,010			0,02	0,240	79798	0,07	0,38	0,02	0,008	0,008	0,03	0,07	0,16	0,002		0,009			0,01	0,160
ANALIZA CHEMICZNA [%]																																																																																																																																			
Analyso chemique - Chemical Analysis - Chemische Analyse - Химический Анализ																																																																																																																																			
	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Cu	V	Al	N ₂	As	Sn	Mo	CE																																																																																																																				
78557	0,09	0,37	0,04	0,008	0,006	0,07	0,10	0,12	0,003		0,011			0,08	0,200																																																																																																																				
78535	0,12	0,54	0,20	0,018	0,020	0,06	0,08	0,20	0,002		0,010			0,02	0,250																																																																																																																				
78699	0,11	0,55	0,17	0,012	0,015	0,05	0,08	0,17	0,002		0,010			0,01	0,230																																																																																																																				
79428	0,11	0,58	0,20	0,009	0,012	0,06	0,09	0,22	0,002		0,010			0,02	0,240																																																																																																																				
79798	0,07	0,38	0,02	0,008	0,008	0,03	0,07	0,16	0,002		0,009			0,01	0,160																																																																																																																				
Kontrola jakości Quality control-Qualitätsstelle - Controle de Qualite-Технический контроль																																																																																																																																			
Zbadano przez KJ w 100 % powierzchnia, wymiary, iskrowanie						Deklarujemy, że powyższy materiał jest zgodny z warunkami zamówienia																																																																																																																													
GŁÓWNY SPECJALISTA ds. Zarządzania Jakością						C E CB Nr 1436-CPD-0010																																																																																																																													
W.B. 2 DKJ																																																																																																																																			
Sprawdził						Zatwierdził: Jacek Cypal																																																																																																																													
Data: 08.07.2013 Date - Datum - Date - Дата																																																																																																																																			
ZAWIERCIE																																																																																																																																			

C2. Stal zbrojeniowa – strzemiona

POLAN

NR FAKSU : 0413451688

28 MAR. 2014 12:31

STR. 1

1.2.3.4.5.6.7.8.9.10.11.12.13.14.15.16.17.18.19.20.21.22.23.24.25.26.27.28.29.30.31.32.33.34.35.36.37.38.39.40.41.42.43.44.45.46.47.48.49.50.51.52.53.54.55.56.57.58.59.60.61.62.63.64.65.66.67.68.69.70.71.72.73.74.75.76.77.78.79.80.81.82.83.84.85.86.87.88.89.90.91.92.93.94.95.96.97.98.99.100.101.102.103.104.105.106.107.108.109.110.111.112.113.114.115.116.117.118.119.120.121.122.123.124.125.126.127.128.129.130.131.132.133.134.135.136.137.138.139.140.141.142.143.144.145.146.147.148.149.150.151.152.153.154.155.156.157.158.159.160.161.162.163.164.165.166.167.168.169.170.171.172.173.174.175.176.177.178.179.180.181.182.183.184.185.186.187.188.189.190.191.192.193.194.195.196.197.198.199.200.201.202.203.204.205.206.207.208.209.210.211.212.213.214.215.216.217.218.219.220.221.222.223.224.225.226.227.228.229.230.231.232.233.234.235.236.237.238.239.240.241.242.243.244.245.246.247.248.249.250.251.252.253.254.255.256.257.258.259.260.261.262.263.264.265.266.267.268.269.270.271.272.273.274.275.276.277.278.279.280.281.282.283.284.285.286.287.288.289.290.291.292.293.294.295.296.297.298.299.300.301.302.303.304.305.306.307.308.309.310.311.312.313.314.315.316.317.318.319.320.321.322.323.324.325.326.327.328.329.330.331.332.333.334.335.336.337.338.339.340.341.342.343.344.345.346.347.348.349.350.351.352.353.354.355.356.357.358.359.360.361.362.363.364.365.366.367.368.369.370.371.372.373.374.375.376.377.378.379.380.381.382.383.384.385.386.387.388.389.390.391.392.393.394.395.396.397.398.399.400.401.402.403.404.405.406.407.408.409.410.411.412.413.414.415.416.417.418.419.420.421.422.423.424.425.426.427.428.429.430.431.432.433.434.435.436.437.438.439.440.441.442.443.444.445.446.447.448.449.450.451.452.453.454.455.456.457.458.459.460.461.462.463.464.465.466.467.468.469.470.471.472.473.474.475.476.477.478.479.480.481.482.483.484.485.486.487.488.489.490.491.492.493.494.495.496.497.498.499.500.501.502.503.504.505.506.507.508.509.510.511.512.513.514.515.516.517.518.519.520.521.522.523.524.525.526.527.528.529.530.531.532.533.534.535.536.537.538.539.540.541.542.543.544.545.546.547.548.549.550.551.552.553.554.555.556.557.558.559.560.561.562.563.564.565.566.567.568.569.570.571.572.573.574.575.576.577.578.579.580.581.582.583.584.585.586.587.588.589.590.591.592.593.594.595.596.597.598.599.600.601.602.603.604.605.606.607.608.609.610.611.612.613.614.615.616.617.618.619.620.621.622.623.624.625.626.627.628.629.630.631.632.633.634.635.636.637.638.639.640.641.642.643.644.645.646.647.648.649.650.651.652.653.654.655.656.657.658.659.660.661.662.663.664.665.666.667.668.669.670.671.672.673.674.675.676.677.678.679.680.681.682.683.684.685.686.687.688.689.690.691.692.693.694.695.696.697.698.699.700.701.702.703.704.705.706.707.708.709.710.711.712.713.714.715.716.717.718.719.720.721.722.723.724.725.726.727.728.729.730.731.732.733.734.735.736.737.738.739.740.741.742.743.744.745.746.747.748.749.750.751.752.753.754.755.756.757.758.759.760.761.762.763.764.765.766.767.768.769.770.771.772.773.774.775.776.777.778.779.780.781.782.783.784.785.786.787.788.789.790.791.792.793.794.795.796.797.798.799.800.801.802.803.804.805.806.807.808.809.810.811.812.813.814.815.816.817.818.819.820.821.822.823.824.825.826.827.828.829.830.831.832.833.834.835.836.837.838.839.840.841.842.843.844.845.846.847.848.849.850.851.852.853.854.855.856.857.858.859.860.861.862.863.864.865.866.867.868.869.870.871.872.873.874.875.876.877.878.879.880.881.882.883.884.885.886.887.888.889.890.891.892.893.894.895.896.897.898.899.900.901.902.903.904.905.906.907.908.909.910.911.912.913.914.915.916.917.918.919.920.921.922.923.924.925.926.927.928.929.930.931.932.933.934.935.936.937.938.939.940.941.942.943.944.945.946.947.948.949.950.951.952.953.954.955.956.957.958.959.960.961.962.963.964.965.966.967.968.969.970.971.972.973.974.975.976.977.978.979.980.981.982.983.984.985.986.987.988.989.990.991.992.993.994.995.996.997.998.999.1000.1001.1002.1003.1004.1005.1006.1007.1008.1009.1010.1011.1012.1013.1014.1015.1016.1017.1018.1019.1020.1021.1022.1023.1024.1025.1026.1027.1028.1029.1030.1031.1032.1033.1034.1035.1036.1037.1038.1039.1040.1041.1042.1043.1044.1045.1046.1047.1048.1049.1050.1051.1052.1053.1054.1055.1056.1057.1058.1059.1060.1061.1062.1063.1064.1065.1066.1067.1068.1069.1070.1071.1072.1073.1074.1075.1076.1077.1078.1079.1080.1081.1082.1083.1084.1085.1086.1087.1088.1089.1090.1091.1092.1093.1094.1095.1096.1097.1098.1099.1100.1101.1102.1103.1104.1105.1106.1107.1108.1109.1110.1111.1112.1113.1114.1115.1116.1117.1118.1119.1120.1121.1122.1123.1124.1125.1126.1127.1128.1129.1130.1131.1132.1133.1134.1135.1136.1137.1138.1139.1140.1141.1142.1143.1144.1145.1146.1147.1148.1149.1150.1151.1152.1153.1154.1155.1156.1157.1158.1159.1160.1161.1162.1163.1164.1165.1166.1167.1168.1169.1170.1171.1172.1173.1174.1175.1176.1177.1178.1179.1180.1181.1182.1183.1184.1185.1186.1187.1188.1189.1190.1191.1192.1193.1194.1195.1196.1197.1198.1199.1200.1201.1202.1203.1204.1205.1206.1207.1208.1209.1210.1211.1212.1213.1214.1215.1216.1217.1218.1219.1220.1221.1222.1223.1224.1225.1226.1227.1228.1229.1230.1231.1232.1233.1234.1235.1236.1237.1238.1239.1240.1241.1242.1243.1244.1245.1246.1247.1248.1249.1250.1251.1252.1253.1254.1255.1256.1257.1258.1259.1260.1261.1262.1263.1264.1265.1266.1267.1268.1269.1270.1271.1272.1273.1274.1275.1276.1277.1278.1279.1280.1281.1282.1283.1284.1285.1286.1287.1288.1289.1290.1291.1292.1293.1294.1295.1296.1297.1298.1299.1300.1301.1302.1303.1304.1305.1306.1307.1308.1309.1310.1311.1312.1313.1314.1315.1316.1317.1318.1319.1320.1321.1322.1323.1324.1325.1326.1327.1328.1329.1330.1331.1332.1333.1334.1335.1336.1337.1338.1339.1340.1341.1342.1343.1344.1345.1346.1347.1348.1349.1350.1351.1352.1353.1354.1355.1356.1357.1358.1359.1360.1361.1362.1363.1364.1365.1366.1367.1368.1369.1370.1371.1372.1373.1374.1375.1376.1377.1378.1379.1380.1381.1382.1383.1384.1385.1386.1387.1388.1389.1390.1391.1392.1393.1394.1395.1396.1397.1398.1399.1400.1401.1402.1403.1404.1405.1406.1407.1408.1409.1410.1411.1412.1413.1414.1415.1416.1417.1418.1419.1420.1421.1422.1423.1424.1425.1426.1427.1428.1429.1430.1431.1432.1433.1434.1435.1436.1437.1438.1439.1440.1441.1442.1443.1444.1445.1446.1447.1448.1449.1450.1451.1452.1453.1454.1455.1456.1457.1458.1459.1460.1461.1462.1463.1464.1465.1466.1467.1468.1469.1470.1471.1472.1473.1474.1475.1476.1477.1478.1479.1480.1481.1482.1483.1484.1485.1486.1487.1488.1489.1490.1491.1492.1493.1494.1495.1496.1497.1498.1499.1500.1501.1502.1503.1504.1505.1506.1507.1508.1509.1510.1511.1512.1513.1514.1515.1516.1517.1518.1519.1520.1521.1522.1523.1524.1525.1526.1527.1528.1529.1530.1531.1532.1533.1534.1535.1536.1537.1538.1539.1540.1541.1542.1543.1544.1545.1546.1547.1548.1549.1550.1551.1552.1553.1554.1555.1556.1557.1558.1559.1560.1561.1562.1563.1564.1565.1566.1567.1568.1569.1570.1571.1572.1573.1574.1575.1576.1577.1578.1579.1580.1581.1582.1583.1584.1585.1586.1587.1588.1589.1590.1591.1592.1593.1594.1595.1596.1597.1598.1599.1600.1601.1602.1603.1604.1605.1606.1607.1608.1609.1610.1611.1612.1613.1614.1615.1616.1617.1618.1619.1620.1621.1622.1623.1624.1625.1626.1627.1628.1629.1630.1631.1632.1633.1634.1635.1636.1637.1638.1639.1640.1641.1642.1643.1644.1645.1646.1647.1648.1649.1650.1651.1652.1653.1654.1655.1656.1657.1658.1659.1660.1661.1662.1663.1664.1665.1666.1667.1668.1669.1670.1671.1672.1673.1674.1675.1676.1677.1678.1679.1680.1681.1682.1683.1684.1685.1686.1687.1688.1689.1690.1691.1692.1693.1694.1695.1696.1697.1698.1699.1700.1701.1702.1703.1704.1705.1706.1707.1708.1709.1710.1711.1712.1713.1714.1715.1716.1717.1718.1719.1720.1721.1722.1723.1724.1725.1726.1727.1728.1729.1730.1731.1732.1733.1734.1735.1736.1737.1738.1739.1740.1741.1742.1743.1744.1745.1746.1747.1748.1749.1750.1751.1752.1753.1754.1755.1756.1757.1758.1759.1760.1761.1762.1763.1764.1765.1766.1767.1768.1769.1770.1771.1772.1773.1774.1775.1776.1777.1778.1779.1780.1781.1782.1783.1784.1785.1786.1787.1788.1789.1790.1791.1792.1793.1794.1795.1796.1797.1798.1799.1800.1801.1802.1803.1804.1805.1806.1807.1808.1809.1810.1811.1812.1813.1814.1815.1816.1817.1818.1819.1820.1821.1822.1823.1824.1825.1826.1827.1828.1829.1830.1831.1832.1833.1834.1835.1836.1837.1838.1839.1840.1841.1842.1843.1844.1845.1846.1847.1848.1849.1850.1851.1852.1853.1854.1855.1856.1857.1858.1859.1860.1861.1862.1863.1864.1865.1866.1867.1868.1869.1870.1871.1872.1873.1874.1875.1876.1877.1878.1879.1880.1881.1882.1883.1884.1885.1886.1887.1888.1889.1890.1891.1892.1893.1894.1895.1896.1897.1898.1899.1900.1901.1902.1903.1904.1905.1906.1907.1908.1909.1910.1911.1912.1913.1914.1915.1916.1917.1918.1919.1920.1921.1922.1923.1924.1925.1926.1927.1928.1929.1930.1931.1932.1933.1934.1935.1936.1937.1938.1939.1940.1941.1942.1943.1944.1945.1946.1947.1948.1949.1950.1951.1952.1953.1954.1955.1956.1957.1958.1959.1960.1961.1962.1963.1964.1965.1966.1967.1968.1969.1970.1971.1972.1973.1974.1975.1976.1977.1978.1979.1980.1981.1982.1983.1984.1985.1986.1987.1988.1989.1990.1991.1992.1993.1994.1995.1996.1997.1998.1999.2000.2001.2002.2003.2004.2005.2006.2007.2008.2009.2010.2011.2012.2013.2014.2015.2016.2017.2018.2019.2020.2021.2022.2023.2024.2025.2026.2027.2028.2029.2030.2031.2032.2033.2034.2035.2036.2037.2038.2039.2040.2041.2042.2043.2044.2045.2046.2047.2048.2049.2050.2051.2052.2053.2054.2055.2056.2057.2058.2059.2060.2061.2062.2063.2064.2065.2066.2067.2068.2069.2070.2071.2072.2073.2074.2075.2076.2077.2078.2079.2080.2081.2082.2083.2084.2085.2086.2087.2088.2089.2090.2091.2092.2093.2094.2095.2096.2097.2098.2099.2100.2101.2102.2103.2104.2105.2106.2107.2108.2109.2110.2111.2112.2113.2114.2115.2116.2117.2118.2119.2120.2121.2122.2123.2124.2125.2126.2127.2128.2129.2130.2131.2132.2133.2134.2135.2136.2137.2138.2139.2140.2141.2142.2143.2144.2145.2146.2147.2148.2149.2150.2151.2152.2153.2154.2155.2156.2157.2158.2159.2160.2161.2162.2163.2164.2165.2166.2167.2168.2169.2170.2171.2172.2173.2174.2175.2176.2177.2178.2179.2180.2181.2182.2183.2184.2185.2186.2187.2188.2189.2190.2191.2192.2193.2194.2195.2196.2197.2198.2199.2200.2201.2202.2203.2204.2205.2206.2207.2208.2209.2210.2211.2212.2213.2214.2215.2216.2217.2218.2219.2220.2221.2222.2223.2224.2225.2226.2227.2228.2229.2230.2231.2232.2233.2234.2235.2236.2237.2238.2239.2240.2241.2242.2243.2244.2245.2246.2247.2248.2249.2250.2251.2252.2253.2254.2255.2256.2257.2258.2259.2260.2261.2262.2263.2264.2265.2266.2267.2268.2269.2270.2271.2272.2273.2274.2275.2276.2277.2278.2279.2280.2281.2282.2283.2284.2285.2286.2287.2288.2289.2290.2291.2292.2293.2294.2295.2296.2297.2298.2299.2300.2301.2302.2303.2304.2305.2306.2307.2308.2309.2310.2311.2312.2313.2314.2315.2316.2317.2318.2319.2320.2321.2322.2323.2324.2325.2326.2327.2328.2329.2330.2331.2332.2333.2334.2335.2336.2337.2338.2339.2340.2341.2342.2343.2344.2345.2346.2347.2348.2349.2350.2351.2352.2353.2354.2355.2356.2357.2358.2359.2360.2361.2362.2363.2364.2365.2366.2367.2368.2369.2370.2371.2372.2373.2374.2375.2376.2377.2378.2379.2380.2381.2382.2383.2384.2385.2386.2387.2388.2389.2390.2391.2392.2393.2394.2395.2396.2397.2398.2399.2400.2401.2402.2403.2404.2405.2406.2407.2408.2409.2410.2411.2412.2413.2414.2415.2416.2417.2418.2419.2420.2421.2422.2423.2424.2425.2426.2427.2428.2429.2430.2431.2432.2433.2434.2435.2436.2437.2438.2439.2440.2441.2442.2443.2444.2445.2446.2447.2448.2449.2450.2451.2452.2453.2454.2455.2456.2457.2458.2459.2460.2461.2462.2463.2464.2465.2466.2467.2468.2469.2470.2471.2472.2473.2474.2475.2476.2477.2478.2479.2480.2481.2482.2483.2484.2485.2486.2487.2488.2489.2490.2491.2492.2493.2494.2495.2496.2497.2498.2499.2500.2501.2502.2503.2504.2505.2506.2507.2508.2509.2510.2511.2512.2513.2514.2515.2516.2517.2518.2519.2520.2521.2522.2523.2524.2525.2526.2527.2528.2529.2530.2531.2532.2533.2534.2535.2536.2537.2538.2539.2540.2541.2542.2543.2544.2545.2546.2547.2548.2549.2550.2551.2552.2553.2554.2555.2556.2557.2558.2559.2560.2561.2562.2563.2564.2565.2566.2567.2568.2569.2570.2571.2572.2573.2574.2575.2576.2577.2578.2579.2580.2581.2582.2583.2584.2585.2586.2587.2588.2589.2590.2591.2592.2593.2594.2595.2596.2597.2598.2599.2600.2601.2602.2603.2604.2605.2606.2607.2608.2609.2610.2611.2612.2613.2614.2615.2616.2617.2618.2619.2620.2621.2622.2623.2624.2625.2626.2627.2628.2629.2630.2631.	
--	--

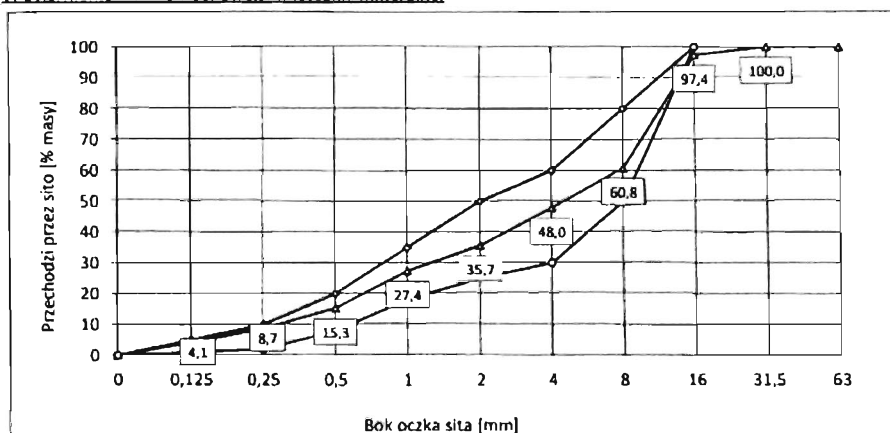
III. Cechy mieszanki betonowej

Lp.	Parametry mieszanki betonowej	Czas [min.] *	Jednostka	Wartość
1	Konsystencja mieszanki betonowej	10	[cm] opadu	17,0
		30		18,0
		90	stożka	
2	Zawartość powietrza w mieszance		[%] obj.	5,1
3	Gęstość mieszanki betonowej		[kg/m ³]	2,49
* Czas liczony od momentu dodania wody zarobowej				

IV. Cechy stwardniałego betonu

Lp.	Rodzaj cechy	Czas [dni] **	Jednostka	Wartość
1	Mrozoodporność wg PN-88/B-06250		Stopień F	150
2	Wodoszczelność wg PN-88/B-06250		Stopień W	8
3	Nasiąkliwość wg PN-88/B-06250		%	4
4	Wodoszczelność wg PN-EN 206-1		mm	-
5	Rozwój wytrzymałości		f _{cm,2} /f _{cm,28}	-
6	Wytrzymałość na ściskanie	2	[Mpa]	30,38
		7		44,02
		28		50,93
		90		-

** Czas liczony od momentu zaformowania próbek

V. Uziarnienie stosu okruszowego mieszanki mineralnej

Krzywa uziarnienia podana w zalecanych krzywych granicznych dla grup frakcji kruszywa 0 - 16 mm wg PN-88/B-06250.

VI. Informacje dodatkowe

1. Na podstawie powyższej receptury należy określić recepturę roboczą uwzględniając bieżące zawilgocenie kruszyw, jak również pojemność urządzenia mieszającego.
2. Zmiana parametrów zastosowanych kruszyw wymaga korekty składu mieszanki betonowej wraz ze sprawdzeniem jej przez wykonanie zarobów próbnych oraz przeprowadzenie badań na świeżej mieszance betonowej i stwardniałym betonie.

Opracował :

Zatwierdził:

mgr inż. Włodzimierz Pokładowski

Praca stalowo-betonowej belki zespolonej z uwzględnieniem zarysowania płyty

Streszczenie

W rozprawie przedstawiono wybrane zagadnienia związane z zachowaniem się belek zespolonych typu stal-beton z uwzględnieniem zarysowania płyty. Analizie poddano belki dwuprzęsłowe, jako układy ciągłe, w których zespolenie między częścią stalową a betonową zapewniały łączniki sprężyste w postaci sworzni.

Podstawą do podjęcia takiej tematyki było traktowanie tego zagadnienia w dotychczasowych badaniach marginalnie i skupianie się głównie na określeniu nośności granicznej całego przekroju zespolonego, bądź też jego poszczególnych części składowych. Punktem wyjścia do osiągnięcia zasadniczego celu pracy jakim było rozpoznanie i sprecyzowanie naukowych podstaw uwzględnienia sztywności zarysowanego betonu w konstrukcji zespolonej stały się badania laboratoryjne zespolonych dźwigarów próbnych o zbliżonej skali do rzeczywistej, które zostały poprzedzone analizą stanu wiedzy w dziedzinie konstrukcji zespolonych, w szczególności konstrukcji statycznie niewyznaczalnych z betonem w strefach rozciąganych. Przedstawiono także podstawowe – ale związane z główną tematyką pracy – zagadnienia dotyczące nośności i sztywności belek zespolonych oraz dotychczasową praktykę projektową. Analizowano również zachowanie się konstrukcji zespolonej z rozciąganą płytą współpracującą w warunkach rzeczywistych. W tym celu przeprowadzono analizę obliczeniową wybranego obiektu mostowego, zawierającą ocenę współdziałania betonu między rysami w przenoszeniu zginania działającego na przekrój zespolony. Dodatkowo wyznaczono średnie odległości między powstałymi rysami i ich szerokość rozwarcia. Istotną częścią pracy jest również budowa modeli numerycznych (MES), które zostały wykorzystane do przeprowadzenia obliczeń konstrukcji poddanych badaniom laboratoryjnym. Przeprowadzono również analizę związku konstytutywnego betonu plastycznego ze zniszczeniem wraz z identyfikacją i interpretacją jego parametrów konstytutywnych. Omawiany model betonu został użyty i zweryfikowany przy opisie materiału w zginaniu (symetrycznym) belki zespolonej. Wyniki badań zawarto we wnioskach.

Słowa kluczowe: belka zespolona, beton zarysowany, sztywność, badania doświadczalne, analizy numeryczne, model betonu plastycznego ze zniszczeniem (CDP).

Operation of a steel-concrete composite beam considering slab cracking

Abstract

The dissertation discusses selected issues related to the behavior of steel-concrete composite beams, including the phenomenon of slab cracking. The analysis focused on double span beams as continuous systems, where the bond between steel and concrete was ensured by elastic joints in the form of pins.

The reason to address this matter is the fact the majority of studies so far have disregarded it, concentrating mainly on the issue of determination of the load bearing capacity of whole composite sections – or of particular components thereof. The point of departure for arriving at the essential objective of the paper, which involves identification and specification of the scientific basis of taking the issue of stiffness of cracked concrete in composite structures, were laboratory tests of composite trial girders of a near-real scale, preceded by an analysis of the state-of-the-art in the field of composite structures, especially with respect to statically indeterminate structures with concrete in zones under tension. The paper features also fundamental – but related to the main theme – issues concerning the load bearing capacity and the stiffness of composite beams and the current design practice. The analysis covered also the behavior of composite structure with support slab under tension in field conditions. To this end, a computational analysis for a chosen bridge structure has been carried out, including an evaluation of interaction between concrete and cracks in the scope of transfer of the bending strength exerted on a given composite section. Moreover, mean distances between cracks and crack mouth opening displacement have been determined. A significant part of the paper has been also devoted to formation of numerical models (finite elements method) used to carry out calculations for structures subject to laboratory tests. An analysis of the constitutive relation between plastic concrete and destruction, including interpretation of its constitutive parameters has been also carried out. The discussed model of concrete has been used and verified in the description of material in (symmetric) bending of composite beams. The test results are included in the proposals.

Keywords: composite beam, concrete cracking, stiffness, laboratory test, numerical analysis, Concrete Damage Plasticity.