

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100223978



WOJCIECH LORENC
NOŚNOŚĆ CIĄGŁYCH
ŁĄCZNIKÓW OTWARTYCH
W ZESPOLONYCH KONSTRUKCJACH
STAŁOWO-BETONOWYCH

Wojciech LORENZ

The design concept for the steel part of
composite dowel shear connection in
steel-concrete composite structures



Prace Naukowe Instytutu Budownictwa
Politechniki Wrocławskiej

93

Seria:
Monografie

40

Wojciech Lorenc

**Nośność
ciągłych łączników otwartych
w zespolonych konstrukcjach
stalowo-betonowych**



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej • Wrocław 2010

160988

Recenzenci

Aleksander KOZŁOWSKI

Marek ŁOGODA

Opracowanie redakcyjne i korekta

Dorota RAWA

Projekt okładki

Marcin ZAWADZKI

Zdjęcie na okładce

Oliver HECHLER

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część niniejszej książki, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody właściciela praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2010

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

<http://www.oficyna.pwr.wroc.pl>

e-mail: oficwyd@pwr.wroc.pl

zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl



349532L1

ISSN 0324-9875

Drukarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej. Zam nr 847/2010.

7551

2010/1084/D

*konstrukcje zespolone, mosty zespolone,
połączenia ścinane, łączniki ciągłe, ząb stalowy,
innowacyjne zespolenie, VFT-WIB,
naprężenia geometryczne,
metoda elementów skończonych (MES)*

Wojciech LORENC*

NOŚNOŚĆ CIĄGŁYCH ŁĄCZNIKÓW OTWARTYCH W ZESPOLONYCH KONSTRUKCJACH STALOWO-BETONOWYCH

W pracy przedstawiono opis zachowania się pod obciążeniem stalowych łączników otwartych, stanowiących stalową część konstrukcji połączenia ścinanego w belkach zespolonych. Zaproponowano koncepcję opisującą układ naprężeń w zębach stalowych od obciążeń zewnętrznych, będącą podstawą do określania nośności części stalowej połączenia ścinanego.

Stalowe łączniki otwarte to rodzaj łączników ciągłych powstających przez przecięcie blachy stalowej, w domyśle środkiem belki, w taki sposób, że krzywa przecięcia formuje jednocześnie element zespolenia – zabetonowanie tak uformowanych łączników powoduje utworzenie skutecznego połączenia ścinanego. Nie są wymagane żadne dodatkowe zabiegi konieczne do zrealizowania zespolenia w części stalowej dźwigara, a istotne jest odpowiednie ukształtowanie betonu w strefie zespolenia i dobranie odpowiedniego kształtu wycięcia środkiem stalowego. Podstawowa kwestia to określenie stanu naprężeń w zębach stalowych, co jest szczególnie istotne w analizie zmęczeniowej. Naprężenia u podstawy zęba są superpozycją naprężeń pochodzących od ścinania podłużnego połączenia ścinanego oddziałującego bezpośrednio na zęby stalowe oraz naprężeń będących efektem zginania dźwigara, a także siły osiowej w dźwigarze.

W monografii na wstępie opisano przedmiot badań w postaci innowacyjnego połączenia ścinanego. Następnie podsumowano stan wiedzy i pokazano, w jaki sposób zespolenie listwowe ewoluowało od rozwiązania opracowanego przez Leonharda na początku lat 80. ubiegłego wieku, do postaci w formie tzw. *composite dowels*. Przedstawiono prowadzone przez innych badania, analizy teoretyczne i wnioski oraz problemy, które nie zostały rozwiązane, w tym problem określania nośności części stalowej połączenia ścinanego. W dalszej zostały zaprezentowane wyniki prac własnych prowadzonych między innymi w ramach międzynarodowego projektu o nazwie Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission (PreCo-Beam), w którym autor kierował zespołem badawczym. Będąc odpowiedzialnym za rozstrzygnięcie zagadnień dotyczących nośności stalowej części połączenia ścinanego, doszedł do wniosku, że w zasadzie stal będzie decydować o nośności zespolenia, a nie beton, jak pierwotnie zakładano w połączeniu typu *concrete dowels*.

* Instytut Budownictwa, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław.

W czasie badań autor udowodnił, że przy sprężystej pracy konstrukcji pęknięcia zmęczeniowe zmęczeniowe, które pojawiają się u podstawy zębów stalowych, propagując w stronę pasa dolnego, mogą prowadzić do całkowitego wyczerpania nośności belki przez gwałtowne pęknięcie pasa dolnego. W związku z tym okazało się, że potrzebna jest teoria umożliwiająca ocenę stanu naprężeń w zębach stalowych przy założeniu sprężystej pracy konstrukcji w warunkach, gdy wyężenie połączenia ścinanego jest znacząco mniejsze od jego obliczeniowej wytrzymałości na ścinanie podłużne pod obciążeniem statycznym. Tutaj autor wprowadził termin: koncepcja nośności sprężystej (KNS). Zapropował metodę poszukiwania właściwego kształtu przecięcia z założeniem, że nośność sprężysta zębów stalowych na jednostkę długości zależy jedynie od ich kształtu, a nie od wielkości. Eliminując czynnik wielkości i rozdzielając następnie ogólne pojęcie kształtu na kształt i proporcje, sprowadził problem do zagadnienia kształtu. Analiza właściwych proporcji jest zadaniem elementarnym. Określenie sposobu obciążenia zębów stalowych w połączeniu ścinanym sprowadziło rzecz do określenia dwóch współczynników kształtu stanowiących podstawę KNS. Naprężenia wyznaczono metodą elementów skończonych (MES) i potwierdzono badaniami z wykorzystaniem dużej liczby tensometrów. Na tej podstawie określono funkcję opisującą zmienność naprężeń wzdłuż krawędzi u podstawy zęba stalowego. Analizując jej pochodną i wykonując odpowiednie przekształcenia matematyczne, wprowadzono pojęcie bezwymiarowej nośności zębów stalowych w postaci interakcji bezwymiarowej nośności na ścinanie zębów i bezwymiarowej nośności na rozciąganie środknika z uwzględnieniem koncentracji naprężeń. Takie podejście pozwala określać wartości naprężeń geometrycznych głównych lub zredukowanych i w zależności od przyjętego kryterium oraz odpowiadających wartości współczynników może być stosowane do oceny nośności ze względu na zmęczenie lub uplastycznienie materiału. Podano podstawowy wzór służący obecnie do sprawdzenia nośności ze względu na zmęczenie oraz przedstawiono w skrócie zaprojektowane i zrealizowane obiekty mostowe, w których zastosowano połączenie ścinane typu *composite dowels* i które zostały zaprojektowane na podstawie koncepcji zaprezentowanej w monografii.

Szczegółowo opisano warsztat pracy i przyjęte metody analizy, a także wybrane wyniki, co pozwala na weryfikację i ocenę omawianych tez oraz wniosków. Podstawą warsztatu pracy, pozwalającą na szeroką analizę i sformułowanie wniosków, były badania eksperymentalne i obliczenia metodą elementów skończonych, co było podyktowane głównie skomplikowanym stanem naprężeń w zębach, trudnym do precyzyjnego określenia w sposób analityczny. Przeprowadzono szeroko zakrojone badania różnych elementów zespolonych pod obciążeniem statycznym i cyklicznym oraz wykonano skomplikowane analizy numeryczne za pomocą MES.

W monografii przedstawiono jedynie wybrane badania i ich wyniki, natomiast komplet wyników wraz interpretacją można znaleźć w zacytowanych sprawozdaniach i raportach.

Prezentowany typ połączenia ścinanego został wprowadzony do mostownictwa jako podstawa systemu VFT-WIB®. Dalszy jego rozwój to między innymi efekt wspólnych prac uczestników projektu PreCo-Beam. Zasadniczą formę stosowanego obecnie kształtu zaproponował J. Barthelémy, procedury do wymiarowania połączenia ścinanego ze względu na zniszczenie betonu podał G. Seidl, a procedury wymiarowania stali i technologia wytwarzania części stalowej w aktualnie przyjmowanej postaci zostały opracowane przez autora.

Wykaz oznaczeń

A_d	– pole otworu/wycięcia w widoku z boku
A_{el}	– współczynnik kształtu dla efektów lokalnych (tj. ścinania podłużnego)
$A_{el,L}$	– funkcja kształtu dla efektów lokalnych (tj. ścinania podłużnego)
$A_{el,U}$	– funkcja kształtu dla efektów odrywania łącznika
$A_{sq,l}$	– pole zbrojenia w otworze/wycięciu
A_{ult}	– współczynnik kształtu dla nośności granicznej w odniesieniu do ścinania podłużnego części stalowej połączenia ścinanego
A, B, C, D, E	– współczynniki w równaniu
A_i, B_i, C_i	– współczynniki w równaniu
A, C, M, F, X	– macierze stosowane w przekształceniach matematycznych
CM	– zmienna opisująca osiągnięcie powierzchni plastyczności
E_s	– moduł sprężystości stali konstrukcyjnej
E_{cm}	– moduł sprężystości betonu
F	– oznaczenie funkcji
G_f	– funkcja opisująca wpływy globalne
I_y	– moment bezwładności przekroju zespolonego
K_c	– współczynnik opisujący nieliniowe zachowanie materiału modelującego beton
L_f	– funkcja opisująca wpływy lokalne
M	– moment zginający
N	– siła osiowa
P	– siła
P_m	– siła przyłożona do modelu M1 przy analizie efektu L
P_{max}	– maksymalna siła otrzymana z próby POST
P_{Rk}	– nośność charakterystyczna
P_{Rd}	– nośność obliczeniowa
P_{stat}	– maksymalna zredukowana siła otrzymana z próby POST
P_{ult}	– nośność graniczna
P_y	– siła powodująca uplastycznienie stali w najbardziej wyężonym punkcie części stalowej konstrukcji w próbie POST
P_{up}	– siła odrywająca ząb stalowy
R	– współczynnik tarcia
S_y	– moment statyczny części stalowej względem środka ciężkości przekroju zespolonego
T	– siła ścinająca ząb
V	– siła poprzeczna
a	– długość zęba stalowego
b_a	– szerokość łącznika stalowego w najwęższym miejscu
b_i	– szerokość łącznika stalowego w przekroju poziomym
d	– średnica

e	– rozstaw zębów
e_1	– mimośród
e_1	– rozmiar elementu skończonego
f	– oznaczenie funkcji
f_c	– obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ck}	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ctk}	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie
$f_{cm, cube}$	– średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie mierzona na kostkach
f_h	– współczynnik korekcyjny ze względu na wysokość otworu
f_y	– nominalna granica plastyczności stali
g	– pochodna funkcji f
h	– wysokość zęba stalowego
h_d	– wysokość wycięcia
h_{te}	– odległość od spodu płyty betonowej do środka wysokości łącznika
k_G	– współczynnik w analizie efektu G
k_L	– współczynnik w analizie efektu L
p	– naprężenie dociskające na powierzchni kontaktu między stalą a betonem
p_x	– składowa pozioma naprężenia dociskającego na powierzchni kontaktu między stalą a betonem
p_m	– naprężenie średnie w programie ABAQUS
p_y	– składowa pionowa naprężenia dociskającego na powierzchni kontaktu między stalą a betonem
p_u	– naprężenia modelujące docisk na powierzchni kontaktu między stalą a betonem przy odrywaniu łącznika
q_m	– naprężenie zredukowane w programie ABAQUS
s	– odległość mierzona wzdłuż krzywizny linii przecięcia od początku wyokrąglenia podstawy zęba stalowego; poślizg w połączeniu ścinanym
t_m	– grubość blachy modelującej środnik w modelu M1
t_w	– grubość środnika
u	– przemieszczenie
z	– odległość spodu zęba od środka ciężkości przekroju zespolonego
ΔP	– amplituda siły podczas badań pod obciążeniem cyklicznym
ΔS	– poślizg trwały w połączeniu ścinanym
α	– miara kąta; współczynnik opisujący nieliniowe zachowanie materiału modelującego beton
β	– współczynnik koncentracji naprężeń przy obliczaniu efektów globalnych
β_G	– funkcja koncentracji naprężeń przy obliczaniu efektów globalnych
β_{WN}	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie mierzona na kostkach o boku 200 mm
γ	– współczynnik opisujący nieliniowe zachowanie materiału modelującego beton
γ_v	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa
δ	– poślizg w połączeniu ścinanym oznaczany również jako s
ε	– odkształcenie
η	– współczynnik korekcyjny ze względu na geometrię
v_L	– siła ścinania podłużnego na jednostkę długości zespolenia
v_U	– siła odrywająca na jednostkę długości zespolenia
v_{ult}	– graniczna wartość nośności części stalowej połączenia w odniesieniu do ścinania podłużnego na jednostkę długości połączenia ścinanego
σ	– naprężenie,
σ_{b0}	– wytrzymałość na ściskanie materiału modelującego beton w modelu MES w dwuosiowym stanie naprężenia
σ_{c0}	– wytrzymałość na ściskanie materiału modelującego beton w modelu MES w jednoosiowym stanie naprężenia

- σ_G – naprężenie geometryczne powstałe na skutek działania nominalnego naprężenia
 σ_L – naprężenie geometryczne powstałe na skutek działania ścinania podłużnego
 σ_m – naprężenia przyłożone do modelu M1 do analizy efektu G
 σ_N – nominalne naprężenie normalne w środkniku mierzone w poziomie bazy zęba stalowego
 σ_{red} – naprężenie zredukowane
 σ_s – naprężenie geometryczne na krawędzi u podstawy zęba stalowego
 σ_U – naprężenie geometryczne powstałe na skutek działania siły odrywającej ząb stalowy
 σ_x – naprężenie normalne zgodne z kierunkiem osi X
 σ_y – naprężenie normalne zgodne z kierunkiem osi Y
 σ_1 – naprężenie główne maksymalne
 τ – naprężenie styczne

Podstawowe kształty zębów

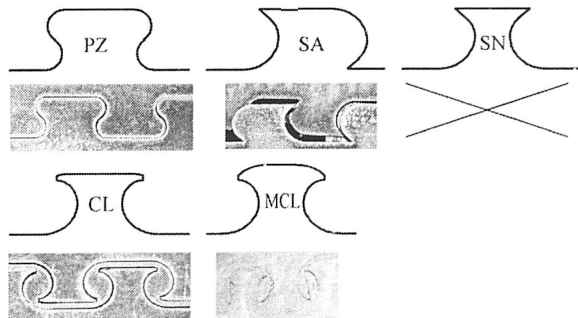
PZ – symetryczny kształt przecięcia w formie „puzzla” (rys. 47) otrzymywany jedną ciąglą nieprzerwaną linią cięcia; zastosowany w konstrukcji wiaduktu w Pöcking i będący przedmiotem badań prowadzonych w ramach projektu PreCo-Beam.

SA – niesymetryczny kształt przecięcia charakteryzujący się ostrym końcem u góry i tym samym ostrym karbem u podstawy z jednej strony zęba (rys. 47), otrzymywany jedną ciąglą nieprzerwaną linią cięcia; pierwotnie przewidziany do zastosowania w konstrukcji wiaduktu w Vigaun (ostatecznie, ze względu na ostry karb, w konstrukcji wiaduktu wykorzystano kształt skorygowany przez wprowadzenie dodatkowych cięć mających na celu złagodzenie karbu).

SN – symetryczny kształt przecięcia o powierzchniach czołowych zakończonych ostrymi końcami; analizowany teoretycznie i niezastosowany w praktyce i badaniach.

CL – symetryczny kształt przecięcia zbliżony do SN o powierzchniach czołowych w formie kłotoidy, której promień u podstawy wynosi 80 mm, a na końcu około 30 mm (co jest uzasadnione dobrą nośnością zmęczeniową takiego kształtu potwierdzoną na istniejących rozwiązaniach konstrukcyjnych) i ze sztywniejszymi oraz bardziej rozbudowanymi w stosunku do kształtu SN ostrymi końcami w górnej części zęba; zastosowany podczas badań, niestosowany w konstrukcjach.

MCL – kształt CL o tak ustalonych ostatecznie proporcjach i wymiarach, że rozstaw zębów wynosi 250 mm, a wysokość zęba – 114 mm, ponadto kłotoida zamieniona została na 4 łuki oraz rozbudowano górną część zęba; wytwarzany jedną ciąglą nieprzerwaną linią cięcia i stosowany obecnie w konstrukcjach.



Rys. 1. Ważniejsze kształty zębów i technologia wytwarzania

Oddziaływania na zęby stalowe (wpływy)

L – oznacza wpływy lokalne rozumiane jako działanie na zęby stalowe sił ścinających, efektem tego wpływu są naprężenia geometryczne u podstawy zęba stalowego.

G – oznacza wpływy globalne rozumiane jako działanie na stalową część przekroju zespolonego naprężeń normalnych, efektem tego wpływu są naprężenia geometryczne u podstawy zęba stalowego.

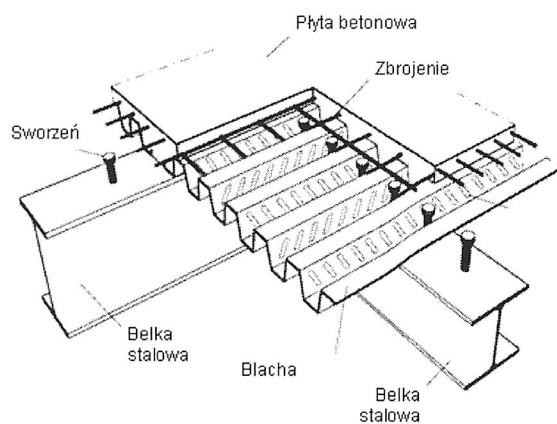
U – oznacza wpływ odrywania rozumiany jako działanie sił odrywających na zęby, będących konsekwencją przyjętego modelu kratownicowego środnika betonowego belki, efektem tego wpływu są naprężenia geometryczne u podstawy zęba stalowego.

1. Wstęp

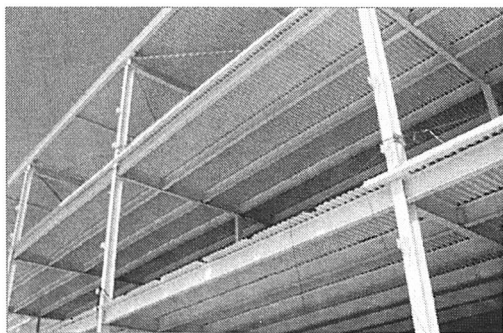
Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe powstają z połączenia w jeden element konstrukcyjny, za pośrednictwem połączenia ścinanego, elementu betonowego z elementem wykonanym ze stali konstrukcyjnej. Na terenie całej Unii Europejskiej są one stosowane powszechnie w mostownictwie (rys. 2), a w budynkach (rys. 3, 4) – przede wszystkim w krajach Europy Zachodniej, w Polsce stosowane są raczej rzadko. Konstrukcje zespolone są skomplikowane z punktu widzenia projektanta, ponieważ na etapie projektowania pojawia się większość problemów zarówno z zakresu konstrukcji metalowych, jak i betonowych, a ponadto dochodzi wiele zagadnień charakterystycznych tylko dla konstrukcji zespolonych. Problemy dotyczące stateczności globalnej, typowe dla konstrukcji metalowych [25], w zasadzie nie dotyczą belek zespolonych w fazie eksploatacji zginanych momentem dodatnim, gdyż płyta betonowa stanowi skuteczne zabezpieczenie przed zwichrzeniem, mogą natomiast pojawić się one w fazie montażu, w której mamy do czynienia z klasyczną konstrukcją metalową. Konstrukcje zespolone to z definicji konstrukcje zróżnicowane pod względem użytych materiałów, nie tylko w przekroju poprzecznym, ale i w całym układzie konstrukcyjnym. Stosuje się często układy konstrukcyjne budynków, zwłaszcza w parkingach wielopoziomowych, ze stropami o konstrukcji zespolonej, pozostałe zaś elementy konstrukcji nośnej, jak słupy i stężenia, są stalowe. W mostach typowe rozwiązanie to zespolone przęsło i betonowe podpory. Konstrukcje zespolone przypisane są zwyczajowo do działu konstrukcji metalowych, mimo że często większa część konstrukcji zespolonej wykonana jest z betonu. Obecnie odnotowuje się bardzo duży postęp w dziedzinie konstrukcji zespolonych związany między innymi z wprowadzaniem betonów o wysokiej wytrzymałości oraz ze stosowaniem nowych rodzajów zespolenia, a także z usprawnieniem technologii realizacji konstrukcji wynikającym ze stosowania prefabrykacji. Szeroko pojęta prefabrykacja służy w Polsce do budowy mostów zespolonych od wielu lat, gdyż obniża zarówno wymierne koszty realizacji konstrukcji, jak i koszty społeczne, takie jak np. utrudnienie w ruchu związane z budową obiektów mostowych nad czynnymi trasami komunikacyjnymi. Jednym z przykładów może być tu między innymi stosowana obecnie powszechnie technologia VFT (rys. 2).



Rys. 2. Wiadukt z dźwigarów zespolonych typu VFT w miejscowości Kije jako przykład obiektu mostowego z przeszłami o konstrukcji zespolonej [23]

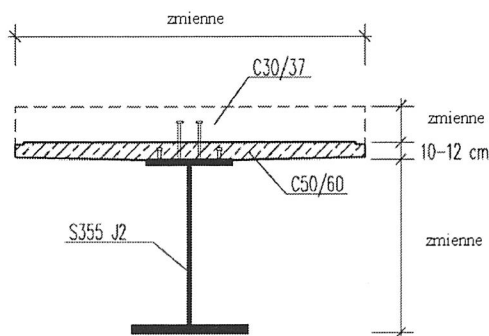


Rys. 3. Schemat stropu zespolonego (M. Haller, ArcelorMittal)

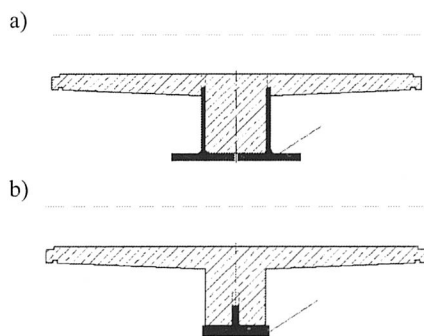


Rys. 4. Strop zespolony na belkach walcowanych oraz jego wersja z belkami ażurowymi (M. Haller, ArcelorMittal)

W 1998 roku firma SSF Ingenieure wprowadziła do budowy mostów w Niemczech technologię VFT [46], a od 2002 r. Europrojekt Gdańsk zaprojektował wiele obiektów w tej technologii na terytorium Polski [23]. Istotą systemu VFT jest stosowanie prefabrykowanych dźwigarów zespolonych z półką żelbetową o grubości 10–12 cm, która jednocześnie stanowi deskowanie pomostu aktywnie współpracujące przy przenoszeniu obciążeń stałych i użytkowych. Prefabrykaty ustawiane są obok siebie na uprzednio przygotowanych podporach i łączone ze sobą na czas montażu. Następnie wykonywane są na mokro – płyta pomostu oraz poprzecznice podporowe (lub naroże ramy). W ten sposób powstaje przeszło monolityczne, mimo że większa część procesu produkcyjnego odbywa się poza obiektem. Nie ma konieczności stosowania stężeń między dźwigarami, a prefabrykowana półka betonowa zapewnia wystarczającą nośność ze względu na zwichrzenie w trakcie montażu [51]. Prefabrykaty mają szerokie półki stanowiące deskowanie płyty monolitycznej, więc montaż konstrukcji nad czynnymi szlakami komunikacyjnymi odbywa się przy minimalnej ingerencji w ruch pod budowanym obiektem, co minimalizuje koszty społeczne związane z utrudnieniami w ruchu [46]. W dźwigarach VFT stosuje się blachownice spawane (rys. 5), wymiary górnej półki determinuje liczba sworzni potrzebnych do ukształtowania zespolenia między stalą i betonem. W systemie VFT wykorzystuje się klasyczne łączniki zespalające w postaci sworzni z główką [43]. Ponieważ są one elementem generującym koszty w konstrukcjach zespolonych, poszukiwano alternatywnego rozwiązania dla zespolenia, co zaowocowało stworzeniem systemu VFT-WIB opracowanego przez SSF Ingenieure – pierwszy obiekt mostowy zrealizowano w miejscowości Pöcking w Niemczech [47].



Rys. 5. Typowy przekrój poprzeczny dźwigara VFT (blachownica spawana z cienką półką betonową)

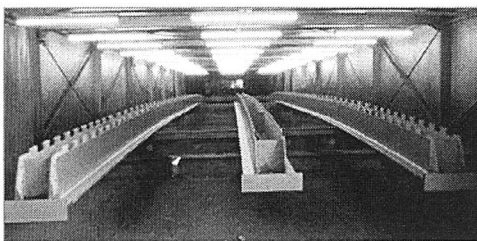


Rys. 6. Przekroje poprzeczne VFT-WIB:
a) o stałej wysokości,
b) z możliwą zmienną wysokością przekroju

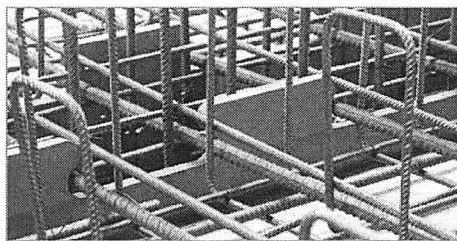
Zastosowanie zespolonych dźwigarów z profili walcowanych stanowiło kolejny krok w rozwoju systemu VFT. W nowym systemie [33] zamiast dwuteowych blachownic spawanych wykorzystuje się dwuteowe profile walcowane (rys. 6) przecięte w specyficzny sposób w pobliżu osi środkowej tak, że powstają dwa teowe profile, z których

każdy tworzy stalową część dźwigara zespolonego, a kształt przecięcia środnika formuje jednocześnie element zespolenia. Specjalnie ukształtowana krzywa przecięcia stanowi element połączenia środnika z częścią betonową prefabrykatu zespolonego i nie są tu wymagane żadne dodatkowe zabiegi konieczne do zrealizowania zespolenia w części stalowej dźwigara. Konieczne jest natomiast racjonalne ukształtowanie tej strefy zespolenia i dobranie odpowiedniego kształtu wycięcia kształtownika stalowego. System VFT-WIB łączy zatem korzyści systemu VFT z efektywnością wynikającą z zastosowania nowego rodzaju zespolenia. W porównaniu z belkami żelbetowymi uzyskuje korzystniejsze charakterystyki przekroju zespolonego i większe rozpiętości mogą być osiągane przy mniejszej wysokości konstrukcyjnej i mniejszym ciężarze prefabrykatów. W stosunku do belek strunobetonowych nowe belki są o około jedną trzecią lżejsze i nie ulegają deformacjom na skutek pełzania pod wpływem sprężenia w kierunku odwrotnym do działania obciążenia. Możliwe jest konstruowanie dźwigarów o stałej wysokości (rys. 6a i 7) i o zmiennej wysokości przekroju (rys. 6b).

a)



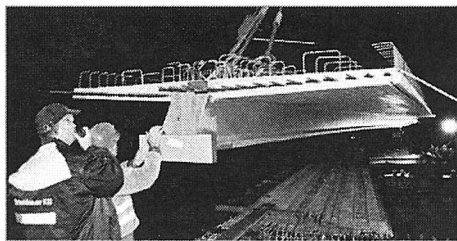
b)



c)



d)



Rys. 7. Technologia budowy obiektu z dźwigarów VFT-VIB® (wiadukt w Pöcking):

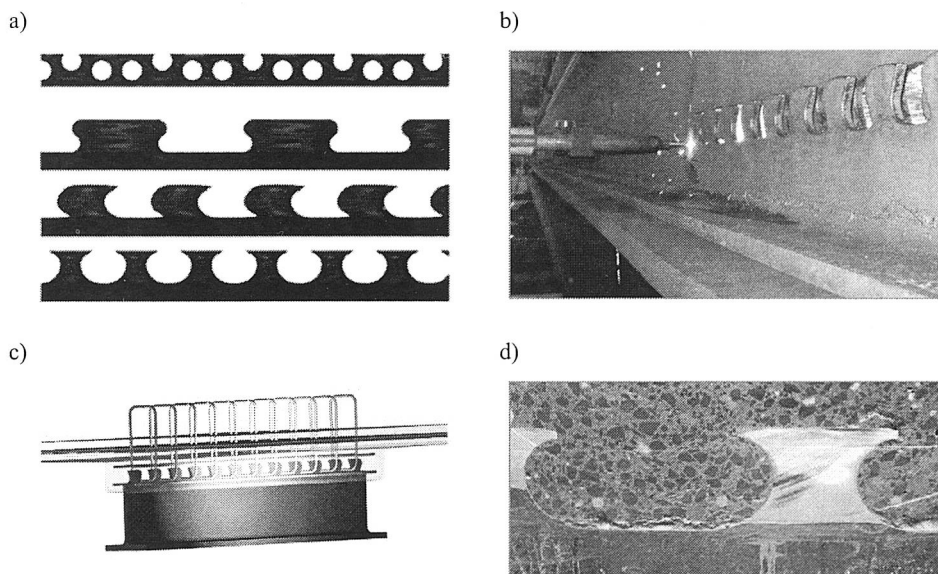
a) dźwigary walcowane po przecięciu i zabezpieczeniu antykorozyjnym w warsztacie,

b) zespolenie płyty prefabrykowanej, c) transport dźwigarów na plac budowy,

d) montaż dźwigara o długości 32,5 m (belka dwuprzęsłowa) [33]

Kluczowym elementem belek VFT-WIB jest nowy rodzaj zespolenia, jego optymalizacja była przedmiotem badań prowadzonych w ostatnich latach, między innymi w Polsce [44]. Analizując konstrukcję nowego rodzaju zespolenia, rozsądnym wydaje się używanie terminu łączniki ciągłe otwarte w odniesieniu do stalowej części połą-

czenia ścinanego, gdyż jest to, w zasadzie, zespolenie typu listwowego. Termin angielski *composite dowels*, znakomicie oddający zasady pracy nowego zespolenia, wprowadzono podczas realizacji projektu PreCo-Beam [44]. Nowe zespolenie (rys. 8) wymagało określenia sposobu pracy na podstawie mechaniki konstrukcji oraz wyprobowania kryteriów projektowych. Podobnie jak w przypadku klasycznych łączników sworzniowych z główką pojawiają się tu mechanizmy zniszczenia betonu oraz stali. Określenie zasad pracy i wymiarowania stali jest przedmiotem prezentowanej monografii.



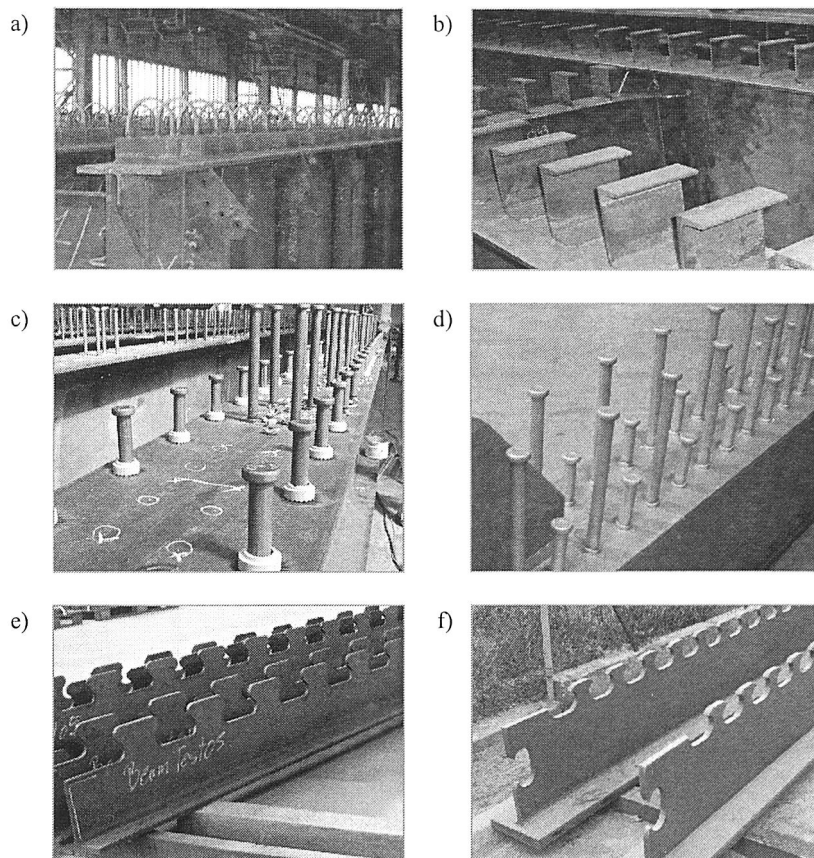
Rys. 8. Zespolenie ciągłe: a) listwa *perforobond* oraz trzy różne kształty zespolenia nowego typu, b) cięcie belki stalowej, c) rysunek ogólny prefabrykatu zespolonego, d) przekrój elementu zespolonego po badaniach [44] przeciętego wzdłuż płaszczyzny zespolenia (widoczna część stalowa, betonowa i zbrojenie)

2. Podsumowanie stanu wiedzy

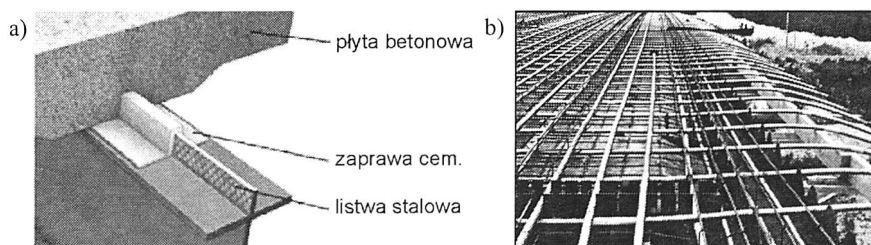
W konstrukcjach zespolonych wykorzystuje się przede wszystkim łączniki mechaniczne, tj. stosowane głównie w przeszłości łączniki blokowe (rys. 9a, b), obecnie – łączniki sworzniowe z główką (rys. 9c, d) oraz łączniki ciągłe, jak np. listwa *perfo-bond* [28] (rys. 8a). Podejmowane były i są próby opracowania zespolenia przenoszącego ścinanie jedynie przez tarcie oraz kohezję [52], [19] (rys. 10). Nowe metody zespolenia z użyciem łączników będących przedmiotem rozprawy (rys. 9e, f) można zaliczyć do łączników ciągłych. Łączniki blokowe i sworzniowe z główką jako typowe i powszechnie stosowane rozwiązania są szeroko omówione w literaturze, również krajowej, zarówno w zakresie konstrukcji mostowych [18], jak i budynków [27], [30], oraz w normach [43] i nie będą tu omawiane.

Podkreślając podatność łączników w połączeniach ścinanych [38], należy zwrócić uwagę na relacje między podatnością łącznika, wytrzymałością betonu a trwałością zmęczeniową. Wyniki przeprowadzonych badań [53] dotyczących poddanych obciążeniom cyklicznym konstrukcji zespolonych z betonem o wysokiej wytrzymałości (UHPC) przyczyniły się do wzrostu zainteresowania łącznikami ciągłymi w aspekcie przyszłych zastosowań w nowoczesnych konstrukcjach zespolonych. Zagadnienia nośności granicznej klasycznych belek zespolonych, sprężania konstrukcji zespolonych kablami zewnętrznymi oraz zagadnienia podatności zespolenia i jego kształtowania, a także sposoby modelowania tego typu konstrukcji uwzględniające podatność zespolenia były przedmiotem badań między innymi autora i zostały przedstawione w pracach [34]–[37] i [2]. Mają one charakter ogólny i są uniwersalne niezależnie od typu połączenia ścinanego, tj. dotyczą konstrukcji zespolonych z różnymi typami połączenia ścinanego (w tym będącego przedmiotem prezentowanej rozprawy) i jako takie nie wymagają szczegółowego omówienia. W dalszej części przedstawiono zatem chronologicznie wyniki prac badawczych i wdrożeniowych dotyczących zespolenia z łączników ciągłych, ponieważ rozwiązania te doprowadziły do powstania łączników (jak na rys. 9e, f) będących tematem tej publikacji.

Zasadniczym punktem wyjścia jest zespolenie typu listwowego (rys. 8a) opracowane przez Leonharda na początku lat 80. ubiegłego wieku, tzw. listwa *perfo-bond* [28]. Zespolenie to po przeprowadzeniu serii badań zostało dopuszczone w Niemczech

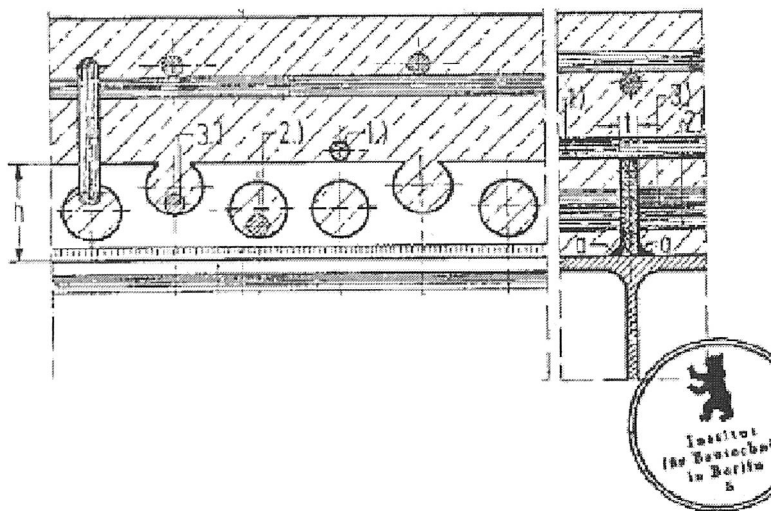


Rys. 9. Stalowe łączniki jako części składowe zespolenia: a, b) łączniki blokowe, c) łączniki sworzniowe z główką bezpośrednio po przypawaniu do dźwigara stalowego, d) łączniki sworzniowe z główką na belce po śrutowaniu, e) zespolenie *composite dowels* kształt PZ, f) zespolenie *composite dowels* kształt MCL (INTOP Szczecin).



Rys. 10. Zespolenia wykorzystujące tarcie i przyczepność: a) bez sprężania kablami [52], b) ze sprężeniem kablami [19]

do stosowania w budownictwie [58] (rys. 11). Listwa jest przeznaczona do przyspawania do pasa górnego blachownicy i zawiera otwory zamknięte oraz otwarte, przez które przeprowadzano pręty zbrojeniowe. Przyjęto następujące konfiguracje wycięć (rys. 11): $d = 35$ mm, $t = 12$ mm, $e = 50$ mm, $h = 60$ mm oraz $d = 40$ mm, $t = 14$ mm, $e = 60$ mm, $h = 65$ mm.



Rys. 11. Geometria listwy *perFOBOND* [58]

Zastosowanie było ograniczone do betonów odpowiadających dzisiejszym klasom C20/25–C35/45, a obliczeniowa nośność w odniesieniu do jednego otworu określona była wzorem

$$P_{Rd} = d^2 \beta_{WN} \quad (1)$$

w którym

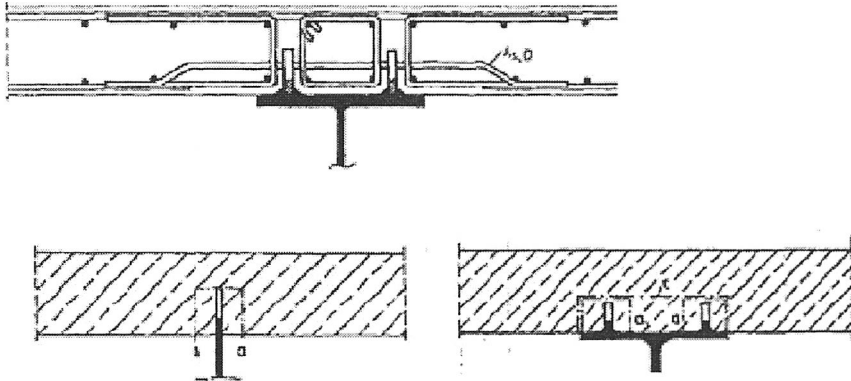
P_{Rd} – nośność obliczeniowa,

d – średnica otworu,

β_{WN} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie mierzona na kostkach o boku 200 mm.

W projektowaniu mostów i konstrukcji poddanych obciążeniom cyklicznie zmiennym stosowano redukcję nośności, przyjmując mnożnik 2/3. Maksymalnie dopuszczano dwie listwy przyspawane na pasie górnym. Zespolenie to, głównie wykorzystywane w mostownictwie, zostało wprowadzone do budownictwa ogólnego jako tzw. kombi (oryg. *Kombi-Verdübelung*) i dopuszczone do stosowania w 2000 r. [3] (rys. 12). Maksymalna średnica otworu wynosiła 100 mm; maksymalnie dopuszczano 2 listwy w przekroju poprzecznym, a nośność w przypadku obciążeń cyklicznie

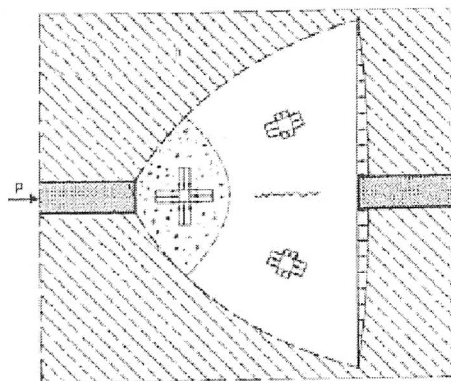
zmiennych była redukowana jak w przypadku listwy *perfobond* wprowadzeniem mnożnika $2/3$. Możliwe było również wykorzystanie zespolenia jako wycięć w środku, bez konieczności stosowania pasa górnego.



Rys. 12. Zespolenie kombi [3]

Zespolenie typu *perfobond* było przedmiotem badań prowadzonych następnie w różnych ośrodkach [39], [22], [54], gdzie podejmowano próby zbudowania modeli numerycznych [39]. Zamknięte otwory stanowiły jednak niekorzystne rozwiązanie z punktu widzenia technologii realizacji konstrukcji, ponieważ ich wycinanie, a następnie przekładanie przez nie pojedynczych prętów zbrojenia było czasochłonne i, co za tym idzie, kosztowne. Rozwiązaniem okazały się łączniki otwarte, a zasady pracy zespolenia pod kątem zachowania betonu i wzory do projektowania podał Wurzer [56].

Połączenie ścinane z otworami w różnym kształcie wycięte w stali i wypełnione betonem było przedmiotem badań prowadzonych w Monachium, ich efekt to dwie prace doktorskie – [56] oraz [57]. Ponieważ stosowano wycięcia, przy których pole stali (rozumiane jako widoczna z boku, tj. w płaszczyźnie pionowej, powierzchnia listwy netto) w zespoleniu jest większe niż pole betonu (analogicznie do powierzchni wycięć w listwie), nośność zespolenia analizowano głównie w kontekście nośności betonu, a nazwa (ang. *concrete dowels*) dobrze oddaje charakter pracy zespolenia. Zagadnienia nośności stali w obu pracach zostały potraktowane raczej marginalnie, a autorzy główną uwagę skupiali na betonie. Wurzer [56] zdefiniował tzw. model mechaniczny, tzn. określił zasady pracy betonu w otworze. Zgodnie z jego założeniami w połączeniu występuje strefa mocno ściskanego betonu w rejonie kontaktu powierzchni stalowej z betonowym rdzeniem, a otaczający beton zapewnia stan trójosiowego ściskania (rys. 13). Wraz ze wzrostem obciążenia następuje miażdżenie betonu (pulweryzacja) w strefie kontaktu ze stalą oraz powstaje podłużna rysa w płaszczyźnie zespolenia.



Rys. 13. Schemat pracy betonu w otworze [56]

Na podstawie przeprowadzonych badań eksperymentalnych określone zostały zasady wyznaczania nośności zespolenia w odniesieniu do stali i betonu. Nośność betonu w zespoleniu zależy od powierzchni docisku. Mają tu zastosowanie schematy podane w MC90 [10], w części dotyczącej lokalnego docisku. Udowodniono pozytywny wpływ zbrojenia – zapewnia ono przeniesienie sił rozciągających w betonie otaczającym ściskany rdzeń. Nośność obliczeniową pojedynczego łącznika ze względu na zniszczenie betonu w otworze określa wzór

$$P_{Rd} = \eta f_{ck} h_d t_w \frac{1}{\gamma_v} \quad (2)$$

w którym

$$\eta = 6,4 + 0,05(100 - h_d) \left(0,5 + \frac{5b_0}{8b_i} \right) \leq 12,5 \sqrt{\frac{40}{f_c}} \quad (3)$$

oraz:

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,

h_d – wysokość otworu wypełnionego betonem (rys. 18),

t_w – grubość blachy, w której wycięto otwory,

γ_v – częściowy współczynnik bezpieczeństwa równy 1,25,

f_c – obliczeniowa wartość wytrzymałości betonu na ściskanie.

Pozostałe oznaczenia zgodnie z rys. 14.

Ponadto dodatkowo ograniczono wartość współczynnika η , co wynika wprost z MC90 [10]

$$\eta \leq 79,05 \sqrt{\frac{1}{f_{cm, cube}}} \quad (4)$$

gdzie $f_{cm,cube}$ – średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie mierzona na kostkach. Określono nośność części stalowej pojedynczego łącznika ze wzoru

$$P_{Rd} = 0,7 f_y b_a t_w \frac{1}{\gamma_v}, \quad (5)$$

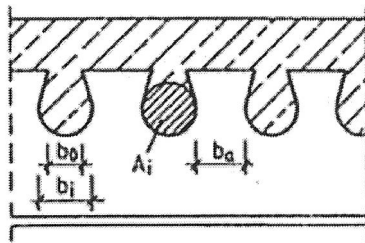
w którym:

b_a – szerokość łącznika w najcieńszym miejscu (przewężeniu) zgodnie z rys. 14,

f_y – nominalna granica plastyczności stali.

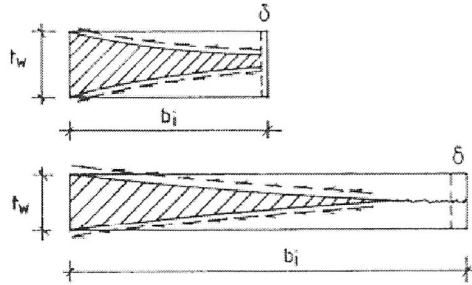
Podobnie jak w przypadku betonu wzór (2), tak dla stali wzór (5) odnosi się do nośności obliczeniowej wyznaczonej na podstawie nośności granicznej w czasie badań. Podkreślić należy, że otrzymane wzory są formułami empirycznymi i dotyczą zespolenia, w którym spełnione są warunki dotyczące geometrii:

$$\frac{h_d}{b_i} \leq 1; \quad 35 \text{ mm} \leq h_d \leq 100 \text{ mm}; \quad 0 \leq \frac{b_0}{b_i} \leq 0,8; \quad 6 \text{ mm} \leq t_w \leq 20 \text{ mm}; \quad \frac{t_w}{h_d} \leq 0,15.$$



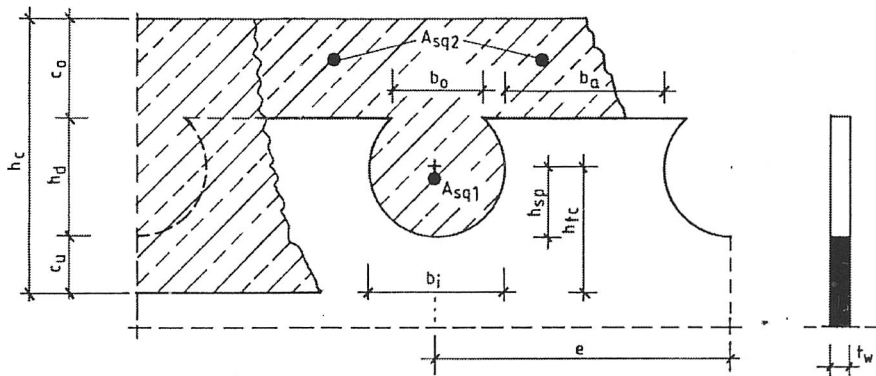
Rys. 14. Geometria zespolenia [56]

Wykonano odpowiednią liczbę prób i określono statystycznie nośność na podstawie procedury badania prób ścinanych, tzw. POST (*Push-Out Standard Test*) wg EC4 [43], z definicji odnoszącej się do nośności granicznej, a nieodnoszącej się w ogóle do stanu naprężeń w zespoleniu. Wurzer [56] po raz pierwszy określił nośność zespolenia typu *concrete dowels*, uwzględniając wpływ różnych warunków brzegowych. Wykonał serie badań, co w połączeniu z analizą statystyczną pozwoliło określić formuły projektowe. Kryterium nośności dla betonu stanowi docisk na styku stal–beton, a obliczona nośność jest korygowana współczynnikiem zależnym od warunków brzegowych w postaci geometrii połączenia. Problem nośności stali został potraktowany marginalnie i tylko w aspekcie nośności granicznej, gdyż przy przyjętej w trakcie badań geometrii połączenia o nośności w przeważającej części badań decydował beton. Istotny jest przy tym wniosek – zdolność do poślizgu połączenia ścinanego zależy od kształtu wycięcia w stali i bardziej ciągliwe są łączniki, których wycięcia są otwarte. Ponieważ otwarte łączniki umożliwiają łatwiejsze układanie zbrojenia, był to bardzo ważny sygnał co do kierunku dalszych badań.



Rys. 17. Mechanizm zniszczenia betonu w postaci ścięcia w płaszczyźnie zespolenia [57]

Na podstawie wykonanej analizy statystycznej zostały określone empirycznie współczynniki wprowadzone do wzorów na nośność betonu w połączeniu. We wzorach przyjęto oznaczenia jak na rys. 18.



Rys. 18. Geometria połączenia – oznaczenia [57]

Określone nośności obliczeniowe odniesione do poszczególnych mechanizmów zniszczenia betonu podano w postaci wzorów (6), (7) i (9). Należy je rozumieć jako wartości odnoszące się do nośności granicznej wyznaczonej zgodnie z próbą POST i z rys. 19, gdzie P_{Rd} oznacza nośność obliczeniową.

Kryterium ze względu na docisk stali do betonu (rys. 15) wyznacza się ze wzoru

$$P_{Rd1} = 72,7 f_{ck}^{1/2} h_d t_w \frac{1}{\gamma_v} \quad (6)$$

Kryterium ze względu na przebicie (rys. 16) opisuje równanie

$$P_{Rd2} = 25,6 h_{fc}^2 f_{ctk} \rho_i \frac{1}{\gamma_v} \quad (7)$$

w którym:

h_{tc} – odległość od spodu płyty betonowej do środka wysokości łącznika stalowego,

f_{ctk} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie,

$$\rho_i = 1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \frac{A_{sq,1}}{A_d} \quad (8)$$

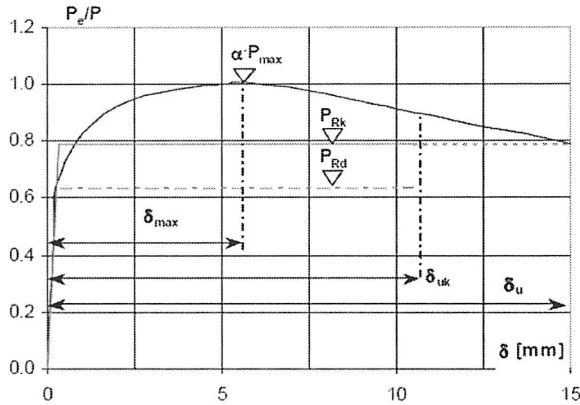
oraz:

A_d – pole otworu w widoku z boku,

$A_{sq,1}$ – pole zbrojenia w otworze,

E_s – moduł sprężystości stali konstrukcyjnej,

E_{cm} – moduł sprężystości betonu.



Rys. 19. Typowy wykres próby POST z oznaczeniami [57]

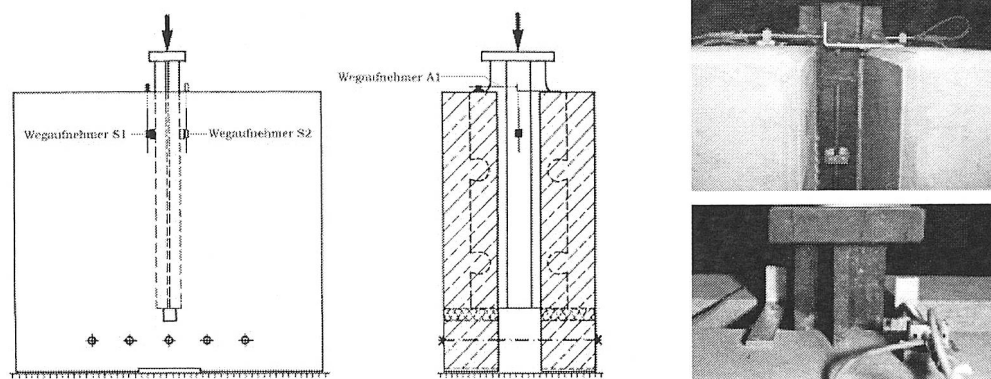
Kryterium ze względu na ściecie w płaszczyźnie zespolenia (rys. 17):

$$P_{Rk3} = 23,4 A_d f_{ctk} \rho_i f_h \frac{1}{\gamma_v} \quad (9)$$

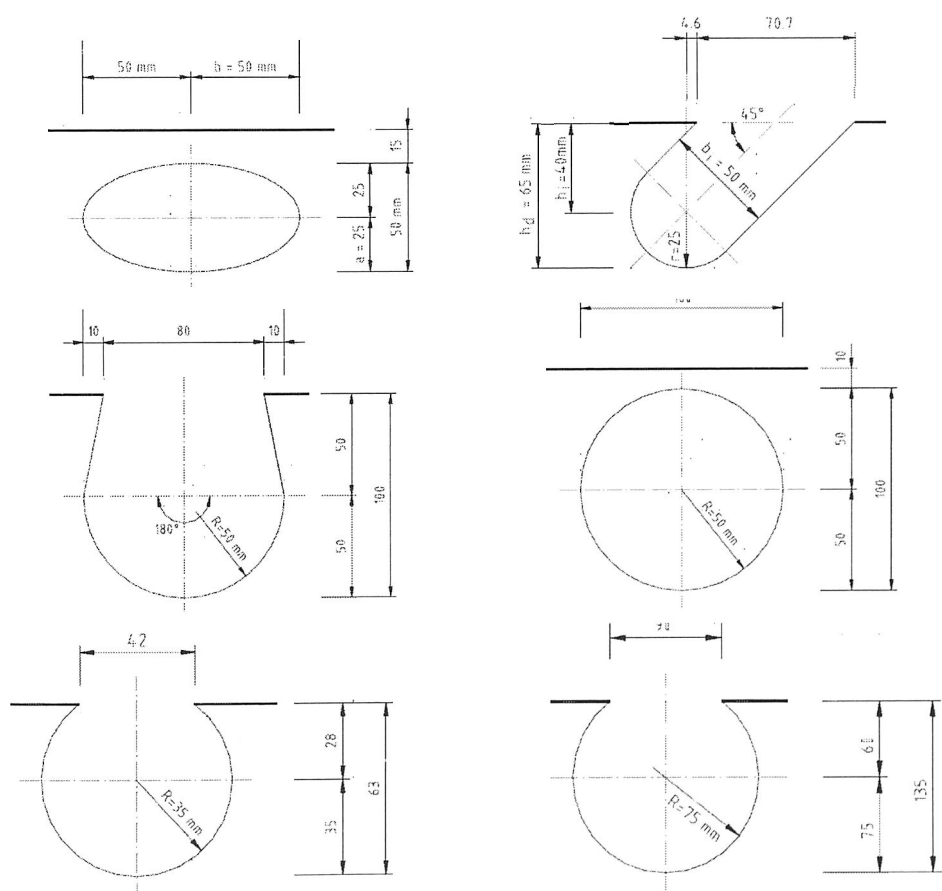
gdzie

$$f_h = \left(1,2 - \frac{h_d}{180} \right) \leq 1 \quad (10)$$

Zasadniczą metodą określania nośności zespolenia zarówno w pracy [56], jak i w [57] była próba POST. Mierzono poślizg między stalą i betonem oraz wzajemne rozsuniecie elementów betonowych w poziomie górnej powierzchni płyt (rys. 20). Podstawą określenia nośności był wykres jak na rys. 19 oraz wizualne określenie mechanizmu zniszczenia.

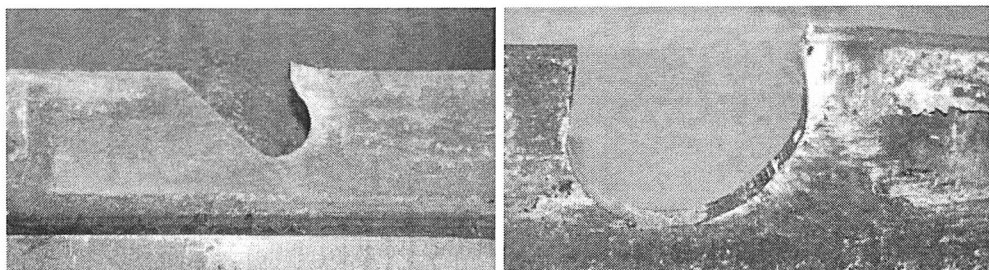


Rys. 20. Schemat elementu do badań i układ czujników [57]



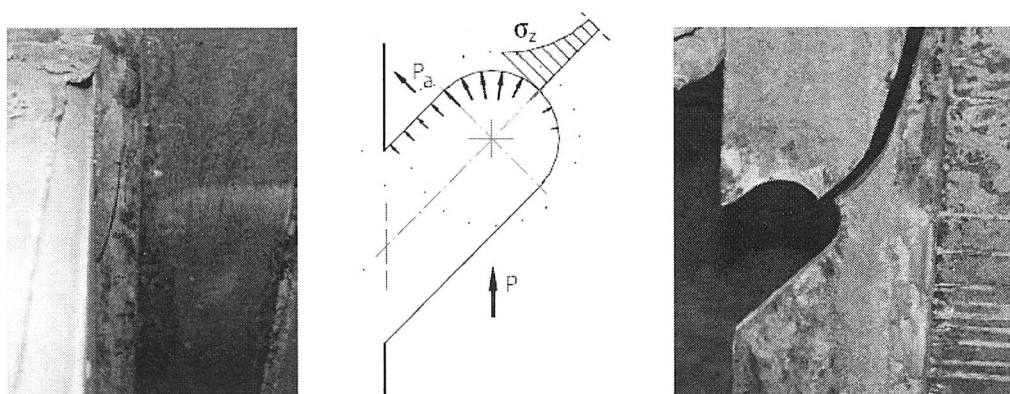
Rys. 21. Kształty analizowane podczas badań [57]

Zapfe [57] badał wycięcia otwarte i zamknięte (rys. 21), a podczas badań obserwowano deformacje elementów stalowych przy wycięciach otwartych (rys. 22).



Rys. 22. Uplastycznione i zdeformowane elementy stalowe podczas badań [57]

Oprócz badań pod obciążeniem statycznym, wykonano próby POST pod obciążeniem cyklicznie zmiennym i w przypadku jednego elementu uzyskano pęknięcie zmęczeniowe (rys. 23). Ponadto wykonano badania elementów w postaci belek.

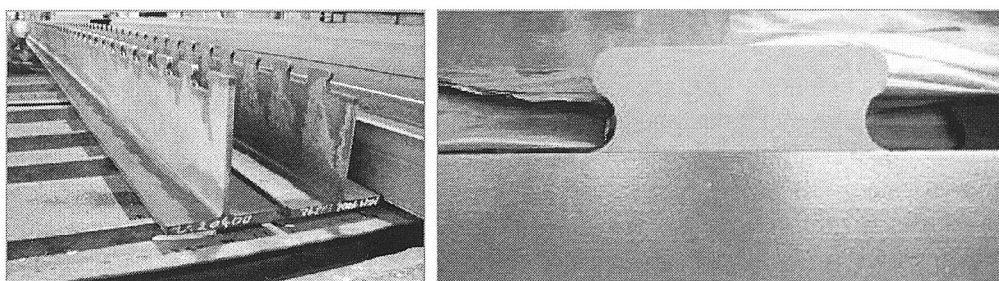


Rys. 23. Pęknięcie zmęczeniowe elementu stalowego [57]

Zapfe [57] nie rozwijał problemu nośności stali w zespoleniu, skupiając się na betonie. Przyjęte proporcje między polem przekroju stali a betonu powodowały, że uzyskiwano zniszczenia w betonie, ale uplastycznione elementy stalowe (rys. 22), a przede wszystkim pęknięcie zmęczeniowe przy obciążeniu cyklicznym (rys. 23), jednoznacznie wskazują na to, że przy porównywalnych polach betonu i stali w zespoleniu należy oczekiwać mechanizmów zniszczenia stali, a nie tylko betonu, zwłaszcza w przypadku cienkich blach.

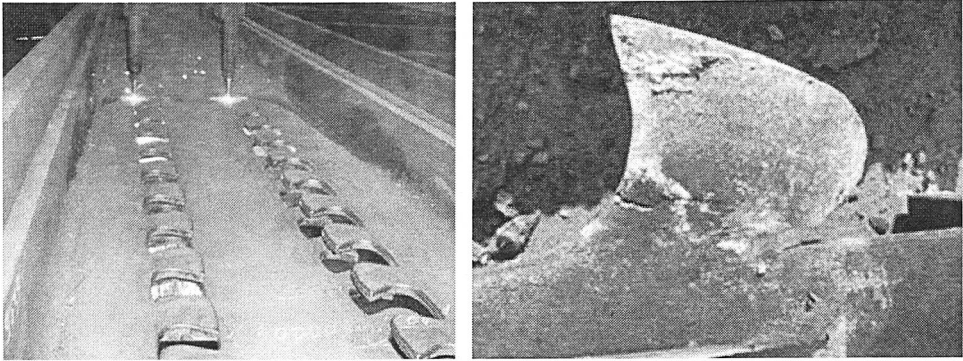
Punktem zwrotnym w rozwoju łączników ciągłych było opracowanie przez SSF Ingenieure technologii VFT-WIB, co zaowocowało innowacyjnym obiektem

mostowym [47]. Wiadukt w Pöcking [47], którego konstrukcję dźwigarów i technologię budowy zilustrowano na rys. 7, zaprojektowano z przeciętych walcowanych dźwigarów dwuteowych, a krzywa przecięcia określa kształt zespolenia (rys. 24). Konstrukcję przęsła zaprojektowano, zakładając zespolenie w pobliżu osi półki betonowej zgodnie z typowymi rozwiązaniami w konstrukcjach zespolonych. Przyjmując jedno ciągłe i bezodpadowe cięcie dla uzyskania dwóch teowników z jednego dwuteownika, z definicji, w przekroju w płaszczyźnie środnika (płaszczyźnie zespolenia) pola stali konstrukcyjnej i betonu są sobie równe w pasku o wysokości łączników stalowych. Jest to korzystne, ponieważ nie traci się wysokości konstrukcyjnej oraz materiału i tym samym można optymalnie wykorzystać dostępne na rynku kształtowniki walcowane, które mają ograniczoną wysokość. Zespolenie to ma już jednak inną geometrię niż dotychczas badane w ramach prac [56] i [57].



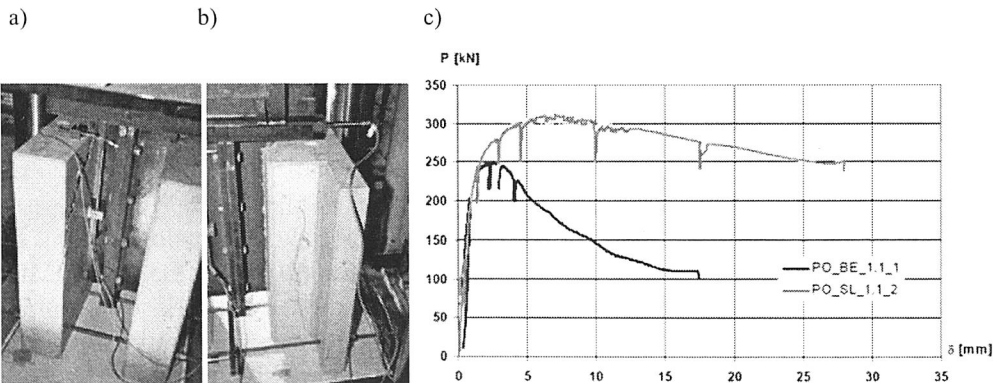
Rys. 24. Przecięte dwuteowniki (części stalowe dźwigara zespolonego) i łącznik stalowy (*steel dowel*) zespolenia zastosowanego w konstrukcji wiaduktu w Pöcking [47]

W ramach realizacji tego pilotażowego projektu [47] wykonano serię badań w różnych laboratoriach, aby sprecyzować nośność zespolenia. Badaniami kierował, ze strony SSF Ingenieure, Günter Seidl [48] odpowiedzialny w firmie za rozwój technologii. Kształt wycięcia zastosowany w konstrukcji określono jako PZ. W konstrukcji obiektu zastosowano kształtownik HEM 1000 ze stali S460ML, grubość środnika wynosiła 21 mm. W 2003 roku wykonano badania typu POST zgodnie z EC4 [43], przeprowadzając dwie próby pod obciążeniem statycznym (do zniszczenia) i jedną pod obciążeniem cyklicznym, a potem statycznym (do zniszczenia). Wszystkie próby wykazały podobne zachowanie jak podczas badań [57], o nośności decydował beton, a mechanizmem zniszczenia było przebicie [48]. Następnie wykonano próby z innym kształtem, określonym jako *F* (rys. 25), a w badaniach uzyskano zniszczenie stali konstrukcyjnej w zespoleniu. Taki mechanizm zniszczenia występuje, ponieważ zastosowano profil HEA700 ze stali S460ML i środnik o grubości 14,5 mm – efektem jest zniszczenie stali zanim dojdzie do destrukcji betonu.



Rys. 25. Dwuteownik z przecięciem w kształcie F oraz uplastyczniony i rozerwany łącznik stalowy po badaniu statycznym typu POST [48]

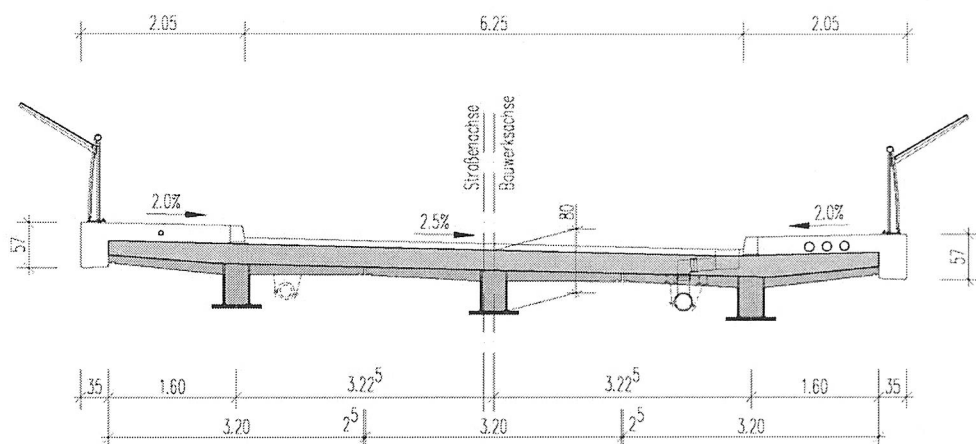
Poddano badaniom niszcącym pod obciążeniem statycznym elementy, w których beton jest w postaci płyty (oznaczone jako po.sl), oraz elementy, w których uformowano środnik betonowy (oznaczone jako po.be) – te ostatnie były ukierunkowane na rozwój w przyszłości konstrukcji z zespoleniem oddalonym od osi bezwładności. Różnicę zilustrowano na rys. 26 – dla elementu płytowego (po.sl) o nośności decyduje stal, a dla elementu belkowego ze środnikiem betonowym (po.be) beton, krzywa opada szybciej w tym przypadku i nie osiąga dużej nośności, gdyż wcześniej następuje zniszczenie betonu.



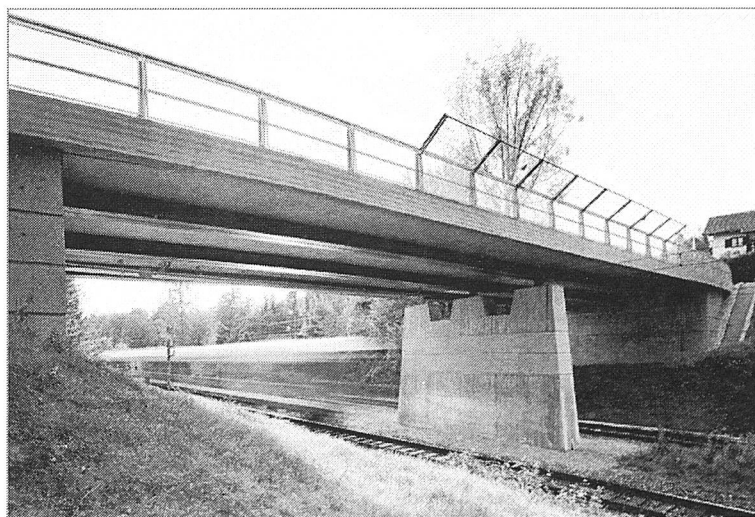
Rys. 26. Próby typu POST: a) płyta betonowa – po.sl, b) środnik betonowy – po.be, c) wyniki badania: krzywa siła-poślizg w przeliczeniu na jeden łącznik [48]

Opisane wcześniej i przedstawione na rys. 26 zachowanie jest typowe dla zespolenia oddalonego od osi bezwładności i ukształtowanych z jego wykorzystaniem konstrukcji. Dowodzi, że można wyróżnić zniszczenie betonu i stali w zespoleniu, jakkolwiek mechanizmy zniszczenia są ze sobą związane.

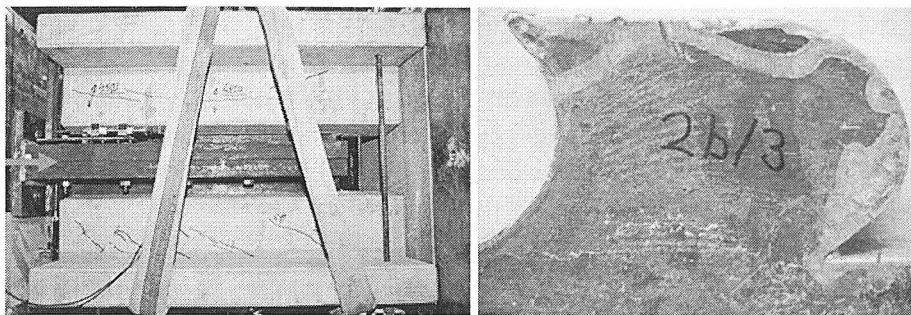
W ramach projektu obiektu mostowego realizowanego przez SSF w Austrii wykonano badania elementów zespolenia [16], które następnie po pewnych modyfikacjach zastosowano w konstrukcji wiaduktu w Vigaun (Austria). O ile w konstrukcji wiaduktu w Pöcking [47] (rys. 27, 28) przyjęto zespolenie w pobliżu osi bezwładności przekroju, o tyle w konstrukcji wiaduktu w Vigaun – zespolenie odsunięte od osi bezwładności w dół, w ten sposób powstaje konstrukcja, którą można określić jako belkę żelbetową ze zbrojeniem zewnętrznym (rys. 29).



Rys. 27. Wiadukt drogowy w Pöcking – przekrój poprzeczny

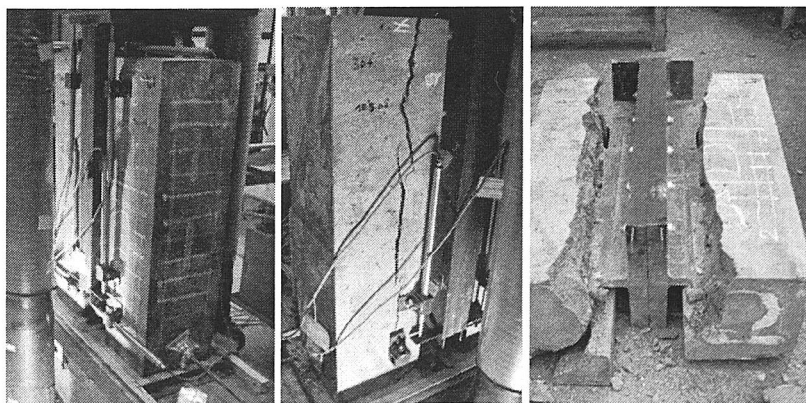


Rys. 28. Wiadukt drogowy w Pöcking – widok ogólny obiektu



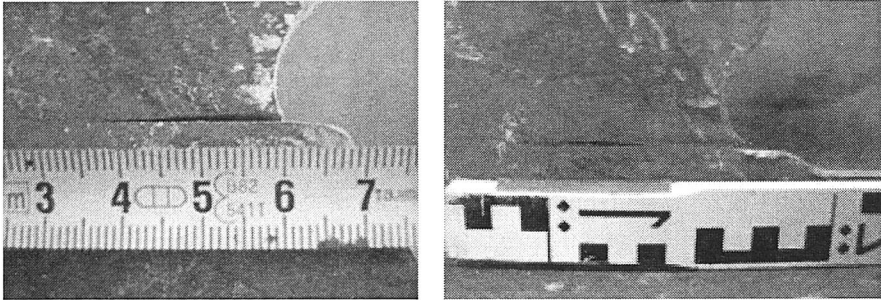
Rys. 31. Element do badań w ramach prac nad projektem wiaduktu drogowego w Vigaun – zniszczenie betonu i deformacja łącznika stalowego [48]

W roku 2007 przeprowadzono na Politechnice Wrocławskiej badania typu POST elementów wykonanych z betonu zbrojonego włóknami stalowymi (FRUHPC) o wytrzymałości na ściskanie mierzonej na kostkach i wynoszącej około 110 MPa. Konstrukcję elementów zespolonych oraz wyniki badań przedstawiono w pracy [50]. Ponieważ stosowano stosunkowo wąskie średniki betonowe, uzyskano mechanizmy zniszczenia w postaci rozwarstwienia poziomego (rys. 32), a w przypadku elementu bez zbrojenia (tylko zbrojenie rozproszone) w postaci rozwarstwienia pionowego w płaszczyźnie zespolenia. Otrzymane wyniki badań w połączeniu z badaniami opisanymi w publikacji [16] pozwoliły wnioskować o wpływie wytrzymałości betonu na rozciąganie i o wpływie zbrojenia na nośność zespolenia, co zostało przedstawione w pracy [48]. W konsekwencji doprowadziły one do opisu zachowania się konstrukcji opartego na mechanice konstrukcji [48], a nie jak dotychczas na empirycznych formułach [57].



Rys. 32. Badania typu POST elementów wykonanych z betonu o wysokiej wytrzymałości zbrojonego włóknami stalowymi (FRUHPC)

W RWTH Aachen prowadzono badania dotyczące stosowania materiałów o wysokiej wytrzymałości w konstrukcjach zespolonych [53]. W ich ramach oprócz typowych łączników, takich jak sworznie, wykonano także badania nowych łączników ciągłych. Zastosowano tutaj zespolenie jak w wiadukcie w Pöcking, ale o nieco innej geometrii, tak aby pasowało do cienkich płyt z betonu UHPC. Oprócz znanego kryterium przebicia betonu zaobserwowano pęknięcia w stali pod obciążeniem statycznym (rys. 33).



Rys. 33. Pęknięcie stali łącznika PZ pod obciążeniem statycznym [53]

W pracy [53] autorzy podjęli próbę opisanego mechanizmu zniszczenia stalowego łącznika, przyjmując jako kryterium naprężenia zredukowane i dla stanu pełnego uplastycznienia – rozkład naprężeń od zginania i ścinania jak na rys. 34.



Rys. 34. Układ naprężeń normalnych i stycznych dla łącznika PZ [53] w stanie granicznym podczas pełnego uplastycznienia – położony najniżej możliwy przekrój krytyczny (z lewej) oraz położony najwyżej możliwy przekrój krytyczny (z prawej)

W ten sposób określono nośność charakterystyczną pojedynczego łącznika, zakładając pełne uplastycznienie stali

$$P_{Rk} = \frac{f_y t_w b_i^2}{\sqrt{16 h_{s,i}^2 + 3 b_i^2}} \quad (11)$$

gdzie:

f_y – granica plastyczności stali,

t_w – grubość środnika,

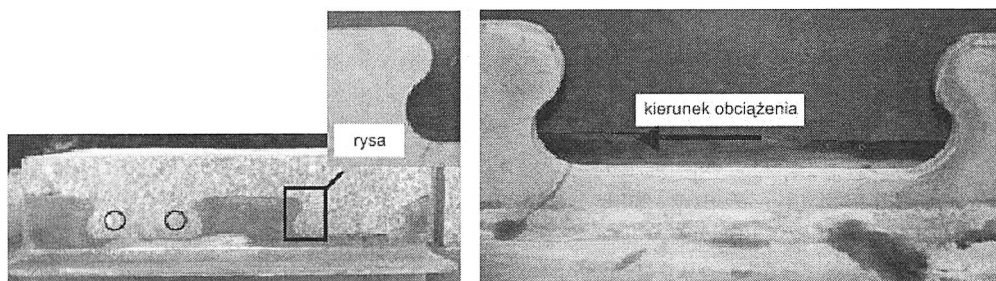
a pozostałe wymiary jak na rys. 34.

Należy tu zwrócić uwagę, że określenie nośności wiąże się ze znalezieniem położenia na wysokości łącznika krytycznego przekroju poziomego i że zastosowano zasadę płaskich przekrojów, jak w elemencie belkowym w odniesieniu do wysokości łącznika, oraz płaski stan naprężeń w odniesieniu do grubości środnika. Nie analizuje się stanu naprężeń i rozkładu docisku na styku stal–beton, a położenie wypadkowej przyjęto a priori w pobliżu geometrycznego środka łącznika.

Zdaniem autora prezentowanej pracy przyjęty układ naprężeń nie jest poprawny i ponadto nie odpowiada zaobserwowanemu podczas badań mechanizmowi zniszczenia. Podczas analizy łącznika stalowego jako elementu zginanego i ścinanego o przekroju prostokątnym w stanie granicznym należałoby raczej przyjąć układ naprężeń przedstawiający stan, w którym zewnętrzne włókna przekroju są uplastycznione w przeważającej części na skutek naprężeń normalnych, a środkowa część przekroju przenosi głównie ścinanie i jest uplastyczniona na skutek naprężeń stycznych. Zakładając w uproszczeniu prostokątny układ naprężeń w stanie granicznym, można przyjąć, że moment zginający przenosi symetryczna bryła naprężeń w postaci dwóch prostokątów od strony włókien skrajnych przekroju, a ich zasięg (wysokość) determinuje stosunek momentu zginającego i siły poprzecznej w przekroju, siłę ścinającą natomiast przenosi bryła naprężeń w środku przekroju w postaci prostokąta. Dla zadanego stosunku momentu zginającego i siły poprzecznej można zatem jednoznacznie opisać układ naprężeń w stanie granicznym. Ewentualnie można by przyjąć nieco zmodyfikowany układ z obniżoną granicą plastyczności w części środkowej przekroju ze względu na naprężenia normalne, tak jak proponowane jest to w eurokodach – jednak przy znaczącej dominacji siły poprzecznej wydaje się to nieuzasadnione. Podsumowując, można stwierdzić, że poprawnym i uzasadnionym uproszczeniem byłoby przyjęcie układu, w którym zewnętrzne włókna przenoszą tylko zginanie, a wewnętrzne włókna tylko ścinanie, a taki układ jest modelem poprawnym z punktu widzenia mechaniki konstrukcji w aspekcie czwartej hipotezy wytrzymałościowej (Huber–Mises–Hencky). Proponowany w pracy [53] układ wprawdzie spełnia warunki czwartej hipotezy wytrzymałościowej i warunki równowagi, ale jest niezgodny z zasadami mechaniki konstrukcji. W tym miejscu można pójść o krok dalej, zwracając uwagę, że zaobserwowany przełom (rys. 33) jest raczej przełomem kruchym, a przede wszystkim mechanizm zniszczenia pokazuje dominujący wpływ ścinania. Analizując układ naprężeń w obszarze sprężystym przy założeniu prostokątnego rozkładu naprężeń od ścinania, można oszacować, dla położenia wypadkowej w 1/4 wysokości łącznika, wartości naprężeń od zginania (skrajne włókna przekroju) i od ścinania (równomierne w przekroju). Postępując w ten sposób, stwierdzono, że wartości te będą zbliżone co do wartości bezwzględnej, co oznacza, że podstawowym mechanizmem zniszczenia łącznika stalowego o kształcie PZ i proporcjach jak podczas badań [53] będzie ścinanie. Potwierdzeniem tego jest mechanizm zniszczenia pokazany na rys. 33.

Obydwie formuły opisane wzorami (5) i (11) odnoszą się do nośności granicznej i nie oddają rzeczywistego stanu naprężeń w łącznikach stalowych, w bardzo ogólny

sposób odnoszą się przy tym do kształtu łącznika. W ramach projektu [53] wykonano również badania pod obciążeniem cyklicznym i stwierdzono pęknięcia zmęczeniowe u podstawy łączników stalowych. Uzyskano pęknięcia, które nie propagowały i zostały zidentyfikowane dopiero po usunięciu betonu. Wykonano obliczenia metodą elementów brzegowych, uzasadniając inicjację i propagację rysy. Podobnie podczas badań pod obciążeniem cyklicznym elementów w postaci belek uzyskano pęknięcia zmęczeniowe. W obu przypadkach rysy propagowały jedynie do pewnej ograniczonej głębokości, a następnie ich propagacja została powstrzymana po dojściu do strefy naprężeń ściskających (rys. 35). W przypadku badań belek listwa z wycięciami w kształcie PZ była przyspawana do górnej półki dwuteownika walcowanego.



Rys. 35. Pęknięcia zmęczeniowe łącznika PZ podczas badań elementu typu POST (z lewej) oraz elementu w postaci belki (z prawej) [53]

Wykonane testy [53] rzuciły światło na problem koncentracji naprężeń i pękania zmęczeniowego [45] w aspekcie stosowania betonów o wysokiej wytrzymałości. Problem nośności stali stał się bardzo dobrze widoczny.

W tym miejscu należy wspomnieć, że również inne ośrodki naukowe wykonywały badania dotyczące ciągłych łączników otwartych. Podobne do kształtu PZ łączniki (nazwane CR) były przedmiotem analiz przeprowadzanych w Portugalii [55], jednak przedstawione wyniki są dyskusyjne z perspektywy zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych elementów do badań typu POST. Ciekawe testy związane z projektem wiaduktu w Vigaun przeprowadzono w Austrii [16], [14]. W tym ośrodku wykonano również badania eksperymentalne łączników o różnych kształtach, ze szczególnym uwzględnieniem kształtu przypominającego w widoku z boku sześciokąt [13] (zdaniem autora kształt ten nie jest korzystny ze względu na trwałość zmęczeniową), oraz przeprowadzono zaawansowaną analizę numeryczną [12], [15]. Wyniki tych prac w postaci raportu [17] są dostępne na stronie internetowej ośrodka, który je przeprowadził. W czasie ich realizacji autor brał udział w dyskusji nad przyjętymi metodami modelowania konstrukcji [40].

Kluczowym dla rozwoju technologii był projekt PreCo-Beam [44] (Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission) – duży projekt badawczy finansowany ze środków Unii Europejskiej (Research Fund for Coal and

Steel) w ramach wspierania rozwoju przemysłu UE w obszarze węgla i stali, realizowany przez międzynarodowe konsorcjum w składzie:

- SSF-Ingenieure GmbH (Niemcy) – koordynator,
- Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes – SETRA (Francja),
- Universität der Bundeswehr (Niemcy),
- Politechnika Wrocławska (Polska),
- Université de Liège (Belgia),
- Rambøll Sverige AB (Szwecja),
- ArcelorMittal (Luxemburg).

Jako konsultanci wystąpili przedstawiciele inwestorów (zarządy dróg i kolei), tj. Österreichische Bundesbahnen (ÖBB), Autobahndirektion Südbayern (ABDSB), Deutsche Bahn (DB AG). Inicjatorem, a następnie koordynatorem projektu, była niemiecka firma SSF-Ingenieure GmbH, która opracowała technologie VFT i VFT-WIB. Konsorcjum zostało tak dobrane, aby zagadnienia dotyczące projektowania i realizacji konstrukcji rozwiązywane były kompleksowo, a więc począwszy od podstawowych problemów związanych z nowym rodzajem zespoleń – zbudowanie odpowiednich opisów zjawisk, następnie wyprowadzenie wzorów i wytycznych do projektowania, a skończywszy na zaprojektowaniu obiektów mostowych przeznaczonych do realizacji. W ramach tego projektu autor kierował pracami zespołu naukowców z Politechniki Wrocławskiej. Zakres prac realizowany w Polsce był duży i obejmował uczestnictwo we wszystkich pakietach zadań z wyjątkiem pakietu WP4, czyli nie obejmował badań przeprowadzanych w warunkach pożaru (system z pewnymi modyfikacjami stosowany będzie również w budownictwie ogólnym). Polska strona, będąc koordynatorem pakietu „WP2: Modele obliczeniowe”, odpowiadała w programie za zagadnienia dotyczące stali konstrukcyjnej i za obliczenia MES oraz wykonywała badania niszczące elementów konstrukcyjnych (obciążenia statyczne i cykliczne – analizę zmęczeniową elementów zespolonych). Do skomplikowanych obliczeń (modele klasy $e1+e2+e3$, p3, tj. zbudowane z kombinacji elementów belkowych, powierzchniowych i objętościowych w przestrzeni trójwymiarowej) z uwzględnieniem nieliniowości materiałowych stali i betonu, nieliniowości geometrycznych oraz zagadnień kontaktowych [32] wykorzystywano program ABAQUS [1], a do większości obliczeń inżynierskich program SOFiSTiK. Istotne jest, że w połowie roku 2005, przystępując do składania wniosku dotyczącego projektu PreCo-Beam [44] do Komisji Europejskiej, ustalono – strona polska przejmuje odpowiedzialność za rozwiązanie problemów dotyczących stali konstrukcyjnej, a strona niemiecka za zagadnienia dotyczące betonu.

Podwaliny do określenia nośności betonu w zespoleńiu zostały przedstawione w publikacjach [56] i [57]. W trakcie realizacji projektu PreCo-Beam Seidl na bazie dostępnych prac, a przede wszystkim [56] i [57] oraz wyników badań [16] i [50], podjął próbę opisanie mechanizmów zniszczenia betonu i wyprowadzenia wzorów opartych na mechanice konstrukcji w przeciwieństwie do statystycznej obróbki danych i empirycznego wyprowadzania formuł projektowych [56] i [57]. Efektem prac

Seidla jest rozprawa doktorska [48]. Pokazane w niej zostały wszystkie znane obecnie mechanizmy zniszczenia betonu w zespoleniu, opisane zasady pracy betonu w zespoleniu i podane odpowiednie wzory. Seidl opisał mechanizm w postaci rozwarstwienia, kryteria przez niego wprowadzone (w przeciwieństwie do [57]) [48] odnoszą się przede wszystkim do przepływu sił w konstrukcji zgodnie z zasadami mechaniki konstrukcji, wzory określające nośność uzyskał teoretycznie i potwierdził badaniami, stosując statystykę jedynie do wyznaczenia częściowych współczynników bezpieczeństwa. W ten sposób w [48] podano po raz pierwszy czytelnie zasady pracy zespolenia z uwagi na zachowanie betonu, proponując również uproszczone podejście do określenia nośności łącznika ze względu na zniszczenie stali. Jest to wzór przybliżony, nieujmujący kształtu łącznika i odnosi się do nośności granicznej przy pełnym uplastycznieniu. Przyjęto tu, podobnie jak w [53], jako kryterium naprężenia zredukowane, ale dla stanu pełnego uplastycznienia założono prostokątny rozkład naprężeń normalnych od zginania przy zewnętrznych krawędziach łącznika, zakładając że środkowa część przenosi tylko ścinanie.

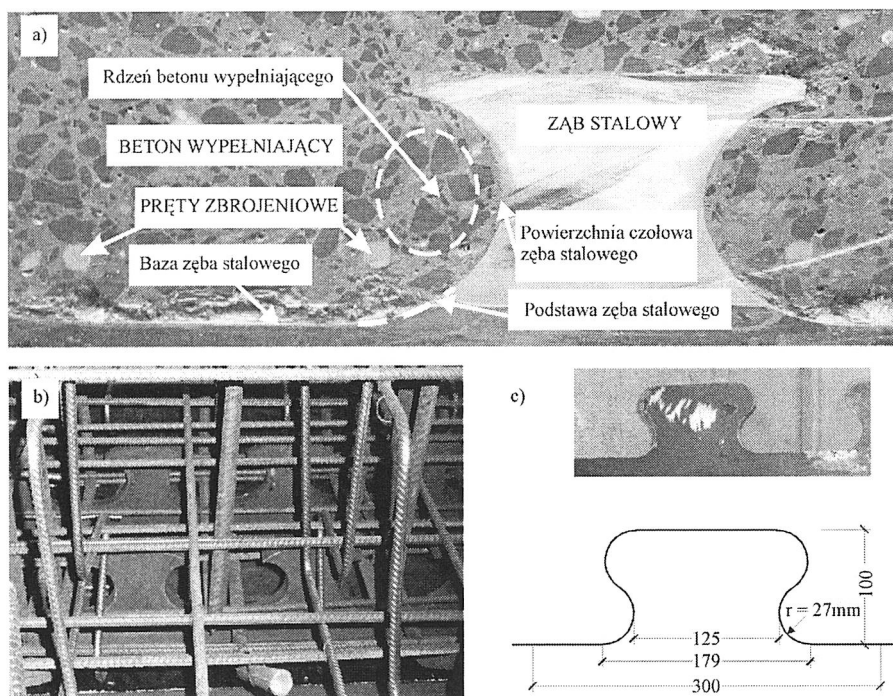
Punktem wyjścia do zagadnień związanych z nośnością stali w zespoleniu były przede wszystkim wzory (5) i (11) opisujące nośność łącznika w stanie pełnego uplastycznienia, wzbogacone o obserwacje pęknięć zmęczeniowych (wraz z analizą numeryczną) uzyskanych podczas badań w ramach [53], [57]. W tym miejscu kończy się podsumowanie stanu wiedzy z zakresu problemów dotyczących nośności stali. Nie analizowano szczegółowo stanu naprężeń w zakresie sprężystym w stali, nie rozpatrywano interakcji z naprężeniami pochodzącymi od innych niż ścinanie zespolenia wpływów. Uwzględniając wszystkie poczynione wcześniej uwagi, w prezentowanej pracy podjęto problem określenia nośności części stalowej w zespoleniu.

3. Złożona praca połączenia ścinanego typu *composite dowels* pod obciążeniem

Zespolecie typu *composite dowels* (samo sformułowanie w języku angielskim zostało wprowadzone w roku 2007) nie ma odpowiednika w języku polskim. Aby ułatwić opis poszczególnych części zespolenia, wprowadzono pojęcie „zęb” w odniesieniu do elementu stalowego, „otwór” w odniesieniu do przestrzeni między zębami i „beton wypełniający” w odniesieniu do betonu w otworach. Powstałe połączenie ścinane proponuje się nazywać po prostu jako łączniki typu CD od angielskiego *composite dowels*. Opis poszczególnych części składowych podano na rys. 36a. Na rysunku 36b pokazano łączniki o kształcie MCL z przygotowanym zbrojeniem przed zabetonowaniem – jest to konstrukcja dźwigara mostu kolejowego. Na rysunku 36c przedstawiono geometrię kształtu PZ, do którego autor odnosi się w dalszej części analizy.

Termin *composite dowels* został wprowadzony w trakcie realizacji projektu PreCo-Beam i nazwa ta w pełni oddaje charakter pracy konstrukcji. Pierwotnie projektowane łączniki ciągłe kształtowane były w ten sposób, że pole betonu w przekroju równoległym do płaszczyzny zespolenia i przechodzącym przez środek blachy, w której wycięto otwory dla zespolenia stali z betonem, było znacznie mniejsze niż pole stali konstrukcyjnej. Takie kształtowanie konstrukcji powodowało, że problem nośności blachy, w której wycinano otwory, był marginalizowany ponieważ o nośności konstrukcji decydowała nośność betonu w otworach i ich bezpośrednim sąsiedztwie. Stąd określenie tego typu połączenia jako *concrete dowels*. Idea przecinania środnika jedną ciągłą linią cięcia – z definicji – powoduje, że pole betonu będzie równe lub większe polu stali, a to generuje problem nośności tak uformowanych elementów stalowych zamocowanych w otaczającym je betonie. *Steel dowels* – zęby stalowe, w uproszczeniu można rozpatrywać w modelu belkowym jako elementy ścinane i zginane pracujące w płaskim stanie naprężeń. W takiej sytuacji powstaje bardzo złożony układ, w którym przy wzajemnym przesunięciu elementów składowych, będącym efektem ścinania podłużnego w konstrukcji, czyli zasadniczej pracy zespolenia, możliwe są różne mechanizmy zniszczenia, zarówno stali, jak i betonu. Na przykład stosowanie cienkich środników w mocnym betonie spowoduje, że zniszczeniu ulegnie stal kon-

strukcyjna, stosowanie natomiast grubych środków w połączeniu ze słabym betonem spowoduje, że zniszczeniu ulegnie beton otaczający zęby stalowe – w ten sposób występują dwa zasadnicze mechanizmy zniszczenia: stali i betonu. Następnie w celu uproszczenia myślowo rozdzielono te mechanizmy, należy tu zaznaczyć – w rzeczywistości są one od siebie wzajemnie zależne. W ten sposób widoczna jest złożoność każdego z nich osobno oraz można podjąć próbę określenia kryterium

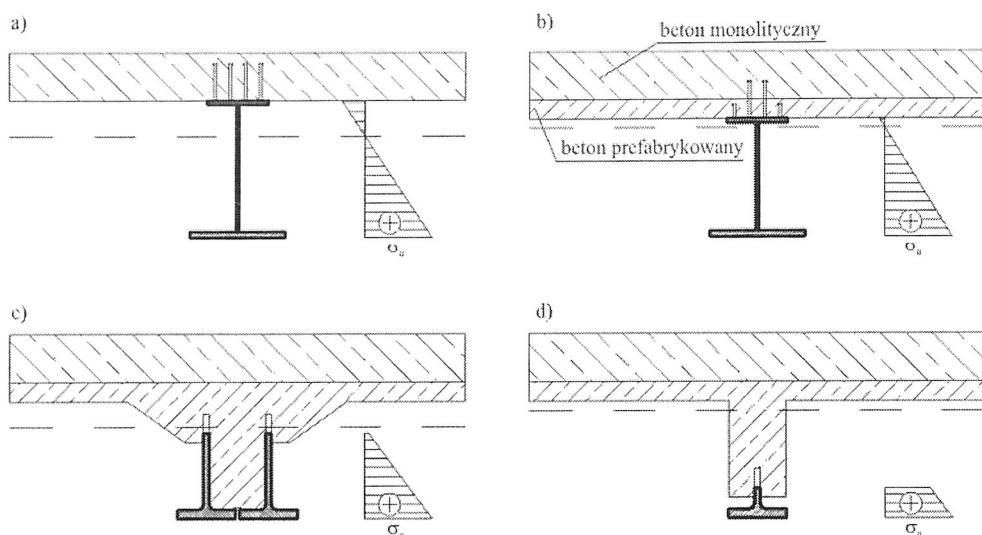


Rys. 36. Zespoleńie typu *composite dowels*:

a) opis poszczególnych części składowych zespoleńia, b) zespoleńie o kształcie MCL z przygotowanym zbrojeniem przed zabetonowaniem, c) geometria i wymiary kształtu PZ

zniszczenia. W przypadku betonu występują takie zjawiska, jak: lokalne zmiażdżenie betonu, ściecie betonu wzdłuż płaszczyzny zespoleńia, a także przebicie i rozwarstwienie elementu betonowego będące skutkiem oddziaływania dużego ciśnienia w rdzeniu betonu wypełniającego [48]. W przypadku stali wzrost obciążenia prowadzi do wzrostu naprężeń w elemencie, a w konsekwencji do powstania uplastycznienia, następnie rozwoju stref plastycznych i w ostatecznej fazie pracy konstrukcji, jeżeli wcześniej nie nastąpi całkowita degradacja betonu – często do rozerwania stali w strefie czołowej zęba stalowego. Ze względu na proporcje wysokości i długości łącznika do jego grubości można tu przyjąć płaski stan naprężeń przy analizie zębów stalowych. W tym miejscu należy zaznaczyć, że takie rozdzielenie mechanizmów

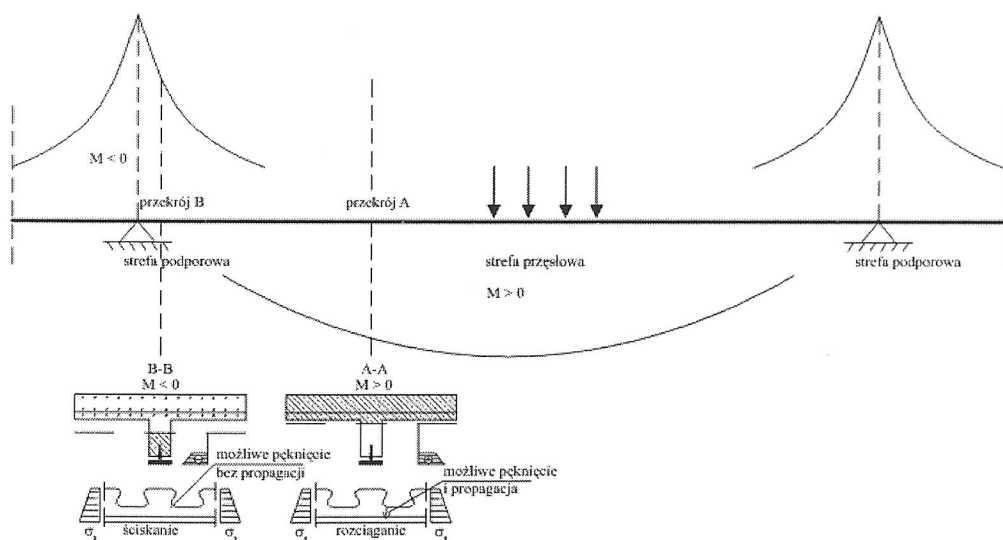
zniszczenia (stal i beton) jest jedynie wirtualne – od samego początku pracy konstrukcji deformacja jednego elementu wpływa na drugi i odwrotnie, a występujące zależności są nieliniowe. Pomijając wstępnie w analizie kohezję i tarcie, które w rzeczywistości występują, największe problemy stwarza sam beton – występują tutaj zjawiska kontaktu na styku stal–beton, a pojawiający się stan trójosiowego ściskania (często naprężenia ściskające wielokrotnie przekraczają wytrzymałość walcową betonu na ściskanie) występuje w bezpośrednim sąsiedztwie obszaru, w którym beton poddawany jest rozciąganiu. Podsumowując przedstawione dociekania, będące tylko ogólnym opisem zjawisk zachodzących podczas pracy połączenia ścinanego, można stwierdzić jednoznacznie, że problem jest bardzo skomplikowany. Pojawia się pytanie, czy można przy projektowaniu konstrukcji postąpić tak, jak w przypadku klasycznych łączników sworzniowych (i jak postępowano pierwotnie przy wymiarowaniu połączenia ścinanego typu *concrete dowels* [57]), tj. określić po prostu nośność zespolenia na podstawie próby ścinanej zgodnie z EC4 [43], czyli tzw. POST. Aby uzyskać jednoznaczną odpowiedź, należy spojrzeć na zagadnienie nieco szerzej. Konstrukcje, do których przeznaczone jest zespolenie typu CD, to przede wszystkim konstrukcje mostowe, a więc poddane obciążeniom cyklicznym i narażone na zmęczenie. Na rysunku 37 przedstawiono różne przekroje poprzeczne stosowane obecnie w dźwigarach zespolonych, w tym również z połączeniem typu CD, z zaznaczonym układem naprężeń normalnych w części stalowej powstającym wówczas, gdy przekrój docelowy w fazie eksploatacji poddany jest zginaniu momentem dodatnim, czyli w przęśle (nie przedstawiano naprężeń w betonie i zbrojeniu, gdyż na tym etapie analizy nie one nie wnoszą). Na rysunku 37a pokazano układ w klasycznym dźwigarze (blachownica spawana z płytą monolityczną), a na rys. 37b układ naprężeń w dźwigarze VFT – w obu przypadkach pozostaje to bez znaczenia, nie ma również znaczenia, czy blachownica jest spawana, czy jest to element walcowany. Istotne jest, że można rozdzielić projektowanie przekroju na zginanie od projektowania samego zespolenia, ponieważ są to dwa oddzielne problemy (zakładając oczywiście zespolenie pełne i mając świadomość, że pewna jego podatność w praktyce zawsze występuje i wpływa na układ naprężeń normalnych). Jedynym odstępstwem od tej reguły jest sprawdzanie trwałości zmęczeniowej sworzni, a dokładniej pasa górnego blachownicy z przyspawanymi sworzniami, ale tylko w strefie momentu ujemnego, czyli w praktyce nad podporami pośrednimi i w narożach ram. W przypadku tego elementu bowiem występuje interakcja naprężeń u podstawy sworzni, tzn. sumują się naprężenia rozciągające w pasie górnym z naprężeniami będącymi efektem ścinania sworzni. W tym miejscu należy podkreślić zasadniczą sprawę – pęknięcie zmęczeniowe, jeżeli wystąpi, nie stanowi bezpośredniego zagrożenia dla nośności konstrukcji jako całości, gdyż propagacja pęknięcia zostanie zatrzymana w skrajnym przypadku po osiągnięciu poziomu strefy ściskanej w środku (bryła naprężeń rozpatrywana jest na wysokości środka).



Rys. 37. Przekroje zespolone: a) typowy przekrój belki zespolonej, b) VFT, c) VFT-WIB zespolony (środniki stalowe), d) VFT-WIB ze zbrojeniem zewnętrznym (środnik betonowy)

W przypadku łączników CD stalową część połączenia należy przyjmować jako integralną część przekroju zespolonego. Przekroje takie pokazano na rys. 37c, d; zostały one zastosowane w rzeczywistych konstrukcjach mostowych. W przypadku przekroju z rys. 37c zespolenie znajduje się w pobliżu osi bezwładności przekroju i pracę zespolenia można tutaj sprowadzić do przenoszenia ścinania podłużnego między stalą i betonem. Przekrój ten jest jednak pewnym przypadkiem szczególnym – przypadek bardziej złożony przedstawiono na rys. 37d. Należy tutaj zaznaczyć zarazem, że konstrukcje kształtowane, zgodnie z rys. 37d, są bardzo ekonomiczne, zatem pożądane z punktu widzenia zastosowania w mostownictwie. W przypadku jak przedstawiony na rys. 37d, w którym zespolenie jest oddalone od osi bezwładności przekroju zespolonego, w podstawach zębów stalowych następuje sumowanie się naprężeń powstających w wyniku zasadniczej pracy zespolenia, czyli przenoszenia ścinania podłużnego oraz naprężeń normalnych w środniku będących efektem zginania dźwigara zespolonego, (oraz siły osiowej w dźwigarze). Podobnie następuje sumowanie się naprężeń w betonie, nierozpatrywane tu jednak, gdyż konsekwencje jego nie są aż tak znaczące. Istotne jest natomiast, że nie można rozdzielić projektowania samego zespolenia od projektowania przekroju na zginanie – następuje tutaj interakcja i w szczególnym przypadku ma ona swoje daleko idące konsekwencje. Wówczas, gdy rozpatruje się skrajne przekroje belek swobodnie podpartych, występuje tylko ścinanie – problem superpozycji się nie pojawia. W przypadku podpór pośrednich oraz naroży ram i przekroju, jak przedstawione na rys. 37d, oczekiwać należy bardzo dużych naprężeń ściskających w podstawach zębów

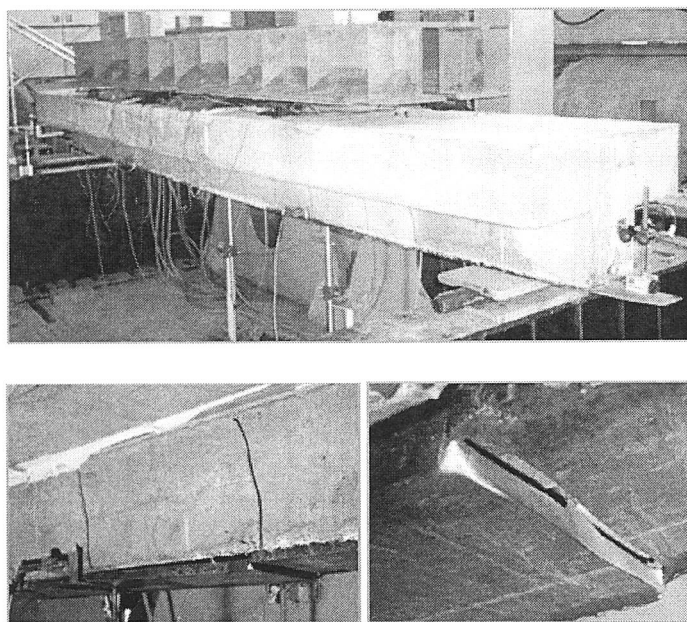
od strony podpory. W strefie oddziaływania momentu dodatniego natomiast, a więc w strefie przęsłowej dźwigarów, przy superpozycji siły poprzecznej i momentu zginającego – znacznych naprężeń rozciągających. Nie określono jak dotąd metody pozwalającej wyznaczać wartości tych naprężeń. Rozpatrując dźwigary mostowe poddawane obciążeniom cyklicznym i sprawdzane na zmęczenie, autor doszedł do wniosku, że w przypadku propagacji pęknięcia zmęczeniowego w dół środnika w strefie momentu dodatniego może istnieć ryzyko nagłego i całkowitego zniszczenia pasa dolnego dźwigara, co w konsekwencji mogłoby grozić poważną awarią konstrukcji (problem został przedstawiony na rys. 38). Takie pęknięcia są bardzo niebezpieczne, należy dopatrywać się tutaj analogii do przypadku opisanego w pracy [6].



Rys. 38. Ilustracja problemu możliwej propagacji pęknięć zmęczeniowych

Wysunięta hipoteza wymagała eksperymentalnego potwierdzenia, ponieważ w rzeczywistości nie do końca było jasne, czy taki mechanizm rzeczywiście jest możliwy. W tym celu autor przeprowadził odpowiednie badania trzech belek [44] poddanych obciążeniom cyklicznym powodującym możliwość wystąpienia zmęczenia wysokocyklowego. Z trzech badanych belek dwie miały przekrój odpowiadający co do zasad pracy przypadkowi przedstawionemu na rys. 37c, a jedna na rys. 37d (wyżej i niżej położone zespolenie) przy podobnym stosunku momentu statycznego części stalowej do przekroju bezwładności przekroju zespolonego. Wynik badań był jednoznaczny: po około 1,2 mln cykli obciążenia belka z nisko położonym zespoleniem uległa nagłemu zniszczeniu w wyniku pęknięcia pasa dolnego (rys. 39) – taki mechanizm zniszczenia uzyskano po raz pierwszy. Dwie pozostałe belki nie uległy zniszczeniu (2 mln cykli), natomiast po usunięciu betonu zaobserwowano rozwinięte pęknięcia

zmęczeniowe, które nie sięgnęły jednak pasa dolnego i tym samym nie doprowadziły do zniszczenia belek podczas badań.

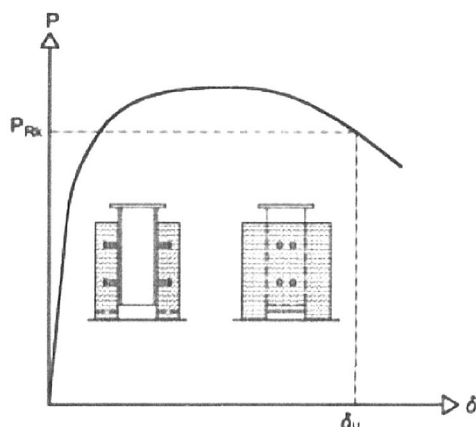


Rys. 39. Całkowite wyczerpanie nośności przekroju poprzecznego w przeszle powstałe na skutek propagacji pęknięcia zmęczeniowego zainicjowanego w połączeniu ścinanym

Wyniki badań jednoznacznie potwierdzają hipotezę autora – pęknięcia zmęczeniowe mogą doprowadzić do całkowitej nagłej utraty nośności dźwigara w przeszle [45]. Już tylko na tej podstawie można stwierdzić: potrzebna jest teoria umożliwiająca ocenę stanu naprężeń w zębach stalowych przy założeniu sprężystej pracy konstrukcji w warunkach, w których wyężenie połączenia ścinanego jest znacząco mniejsze od jego obliczeniowej wytrzymałości na ścinanie podłużne pod obciążeniem statycznym. Aby uporządkować nomenklaturę, wprowadzony został termin **koncepcja nośności sprężystej (KNS)**. Jako KNS należy rozumieć podejście umożliwiające opis zachowania się zębów stalowych ze względu na naprężenia, jego konsekwencją będą wzory pozwalające na sprawne wyznaczanie naprężeń w krytycznych miejscach. Obejmuje to przede wszystkim określenie zachowania się łączników stalowych w betonie oraz określenie regionów zębów stalowych, gdzie możliwa jest superpozycja naprężeń. Podejście takie umożliwi tym samym określenie właściwego kształtu zespolenia. W prezentowanej monografii przedstawiono jedynie wybrane zagadnienia z szerokiego zakresu badań przeprowadzonych przez autora, między innymi w ramach projektu PreCo-Beam, i wybrane problemy obliczeniowe. Skupiono się na opracowaniu KNS, a inne, nie mniej ważne, zagadnienia dotyczące pracy nowego rodzaju zespolenia

i zbudowanych z jego wykorzystaniem konstrukcji będą przedmiotem odrębnych opracowań.

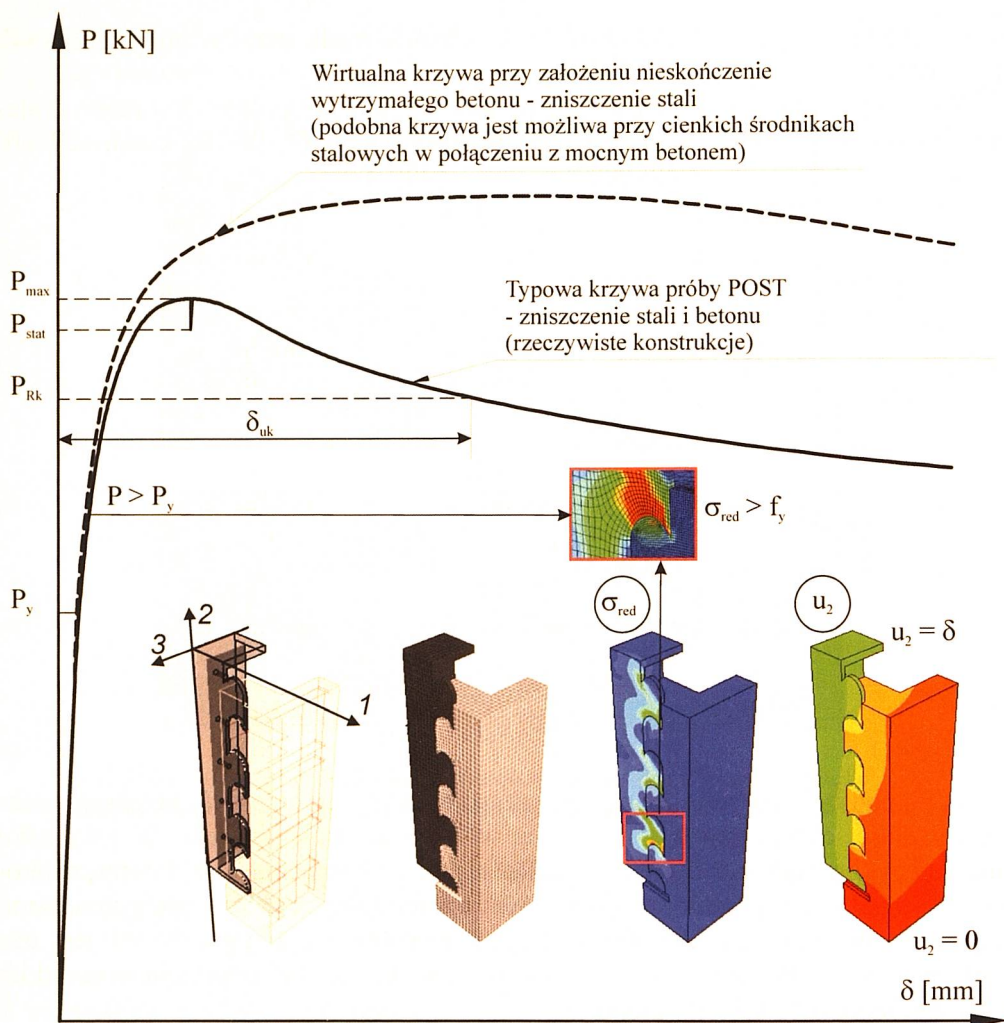
Obecnie podstawowym sposobem określania nośności zespolenia jest próba ścinana zgodnie z normą EC4 [43], określana zwykle jako POST (*Push-Out Standard Test*), (rys. 40).



Rys. 40. Próba ścinana (POST) i typowy wykres siła-poślizg zgodnie z normą EC4 [43]

Na jej podstawie określa się nośność zespolenia, jego zdolność do poślizgu, a także sztywność, chociaż zwykle niemającą wpływu na projektowanie. W przypadku obciążeń cyklicznych możliwe jest określenie nośności zmęczeniowej, którą przeprowadza się bez analizy stanu naprężeń w elemencie. Taką samą procedurę stosowano dotychczas przy określaniu nośności betonu wypełniającego [56], [57] i jest ona punktem wyjścia do opracowania KNS, jako że wykonano takie badania w szerokim zakresie również dla łączników CD [48].

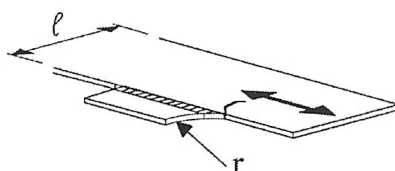
Na rysunku 41 przedstawiono typową krzywą dla próby typu POST uzyskiwaną podczas badań łączników CD. Jej kształt zależy oczywiście od proporcji zastosowanych elementów, tj. grubości środnika stalowego i objętości otaczającego zęby stalowe betonu. W przypadku cienkich środników i mocnego betonu uzyskuje się krzywą zaznaczoną linią przerywaną. Na rysunku 41 przedstawiono również geometrię elementu (symetria 1/4 i wyniki analizy za pomocą MES [32]) w postaci naprężeń zredukowanych i przemieszczeń. Analizując stan naprężeń w elemencie stalowym, można wnioskować, że uplastycznienie w zębie stalowym pojawia się przy mniejszej sile niż wyznaczona na podstawie EC4 [43] nośność charakterystyczna. Siły uplastyczniającej P_y nie można wyznaczyć na podstawie krzywej $P-\delta$, gdyż krzywa ta nie zmienia znacząco kształtu po przekroczeniu P_y . Występuje zatem zakres obciążenia $P_y < P < P_{Rk}$, w którym zęby stalowe są uplastycznione w mniejszym lub większym stopniu. Taką



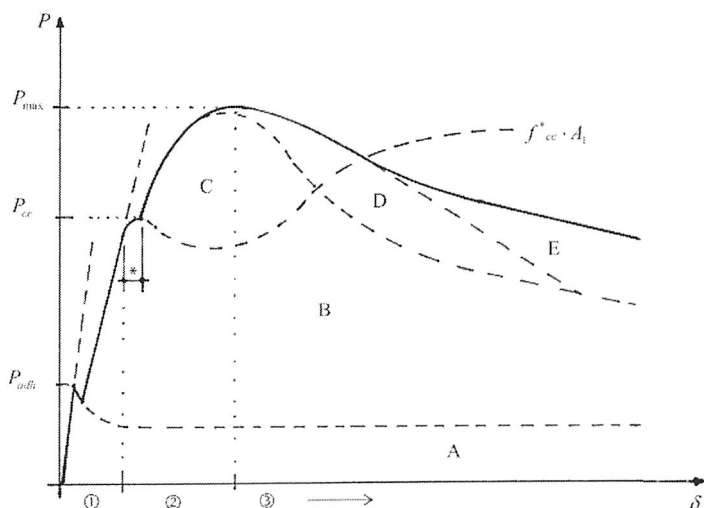
Rys. 41. Próba ścinana zespolenia przeprowadzona dla wiaduktu w Vigaun [16]; wykres P – δ z oznaczeniami (rzeczywisty i wirtualny dla bardzo mocnego betonu) oraz numeryczna symulacja badania (wykres naprężeń zredukowanych i przemieszczeń pionowych modelu)

sytuację można by dopuścić w projektowaniu w pewnych sytuacjach, ale oczywiście jest ona niedopuszczalna w strefie przęsłowej (co opisano już wcześniej). Pojawia się więc pytanie, jak określić siłę P_y , a następnie połączyć ją z naprężeniami będącymi efektem pozostałych oddziaływań, takich jak przede wszystkim naprężenia normalne w przekroju poprzecznym dźwigara. Rozpatrując na tym etapie problem, widoczne jest, że jedynym skutecznym narzędziem będzie tutaj metoda elementów skończonych połączona z wynikami badań eksperymentalnych z zastosowaniem dużej liczby małych tenso-

metrów elektrooporowych pozwalających skutecznie mierzyć stan odkształceń w elemencie stalowym. Na wstępie jednak należy zauważyć, że sama próba POST nie jest miarodajna w tym przypadku – zęby stalowe nie są równomiernie wyłożone w elemencie typu POST i z definicji występuje tutaj superpozycja naprężeń będących efektem ścinania podłużnego oraz ściskania środnika stalowego. Na tym etapie można je określić jako lokalne i globalne. Efekty lokalne, oznaczone jako L , powstają od ścinania podłużnego, czyli są wynikiem zasadniczej pracy zespolenia, a efekty globalne, oznaczone jako G , są wynikiem naprężeń w elemencie stalowym występujących w przekroju poprzecznym dźwigara, ale z uwzględnieniem współczynnika koncentracji naprężeń, a więc powstają przede wszystkim na skutek występowania w przekroju momentu zginającego i siły osiowej. Można się tu dopatrywać analogii do sytuacji przedstawionej na rys. 42 (nie biorąc oczywiście pod uwagę karbu strukturalnego spowodowanego samym wykonaniem spoiny).



Rys. 42. Blacha węzłowa przyspawana do brzoza blachy lub pasa dwuteownika
– detal 4 z tab. 8.4 wg [42]



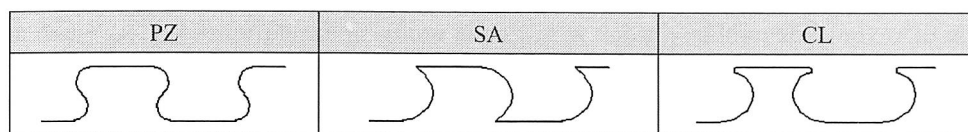
Rys. 43. Nośność betonu wypełniającego z udziałem poszczególnych wpływów dla typowego diagramu siła–poślizg [48]; A – kohezja i tarcie, B – docisk stali do betonu, C – ściananie betonu, D – wpływ prętów zbrojenia poprzecznego, E – efekt blokowy przy dwóch prętach zbrojeniowych w betonie wypełniającym

Na tym etapie należy powrócić do samej próby POST, ale w ujęciu przedstawionym przez Seidla [48], który zaproponował realistyczny i bardzo trafny opis zachowania się zespolenia pozwalający ująć poszczególne wpływy (rys. 43). Model przez niego przedstawiony odzwierciedla dobrze zachowanie się betonu i jest potwierdzony wynikami badań przeprowadzonych na dużej liczbie prób POST, a w przeciwieństwie do [56], [57], gdzie zaproponowano empiryczne formuły, podstawą opisu zachowania się betonu wypełniającego jest model mechaniczny potwierdzony eksperymentalnie. Z tego powodu można wnioskować, że próba POST jest dobrym sposobem wyznaczania nośności betonu wypełniającego, a także nośności granicznej zębów stalowych bez odniesienia się do stanu naprężeń w tych ostatnich.

Analizując wykres Seidla [48], można zauważyć, że KNS będzie dotyczyć zasadniczo krzywej w obszarze A i B. Ponieważ zjawiska dotyczące tarcia i kohezji, pomijając sprężenie poprzeczne, o którym będzie mowa w dalszej części pracy, nie są obecnie praktycznie możliwe do uwzględnienia w projektowaniu, obszar A należy w domyśle zastąpić od samego początku obszarem B. Konsekwencją takiego podejścia jest myślowe oddzielenie stali od betonu, gdyż deformacja zęba stalowego zaczyna wpływać na nośność betonu (i odwrotnie) praktycznie poza obszarem B. Mówiąc inaczej – jeżeli zastosowano odpowiednio mocny beton i odpowiednią geometrię przekroju, to poruszamy się cały czas w obszarze B, a jeżeli stal zaczyna się uplastyczniać, to KNS przestaje obowiązywać. Tak czy inaczej, w celu określenia KNS wystarczy przyjąć warunki brzegowe rozumiane tutaj jako stan betonu w obszarze B, czyli w obszarze, w którym model mechaniczny konstrukcji jest jeszcze „naprężeniowy”, a nie „kratownicowy”. Wszelkie zagadnienia dotyczące uplastycznienia stali i jej zachowania poza obszarem sprężystym nie są tu brane pod uwagę. Należy jednoznacznie nadmienić, że autor zaproponował odpowiednie modele mechaniczne umożliwiające analizę konstrukcji w tym obszarze, wykonał wiele analiz numerycznych oraz badań eksperymentalnych, podczas których mierzono odkształcenia stali w obszarze pozasprężystym oraz analizowano mechanizmy zniszczenia [44].

W podsumowaniu stwierdzić należy, że pozasprężysta nośność wyizolowanych z betonu zębów stalowych sama w sobie nie jest szczególnie istotna, ponieważ zawsze jest połączona ze zniszczeniem betonu i w takim przypadku o nośności konstrukcji decyduje beton; te problemy dobrze oddaje próba POST i model Seidla [48]. Szczegółowe zachowanie się konstrukcji w omawianym obszarze jest możliwe do opisanie jedynie za pomocą MES przy zastosowaniu skomplikowanych procedur, jak np. podejście dynamiczne (opisane przez autora w pracy [32]). Istnieje zatem zawsze możliwość symulacji próby POST (lub innej) i analiza ścieżki P – δ połączona z analizą stanu naprężeń w elemencie zespolonym o dowolnej konstrukcji i na tej podstawie wnioskowanie o nośności elementu i zespolenia. Zagadnienia te zostały opisane w dalszej części w rozdz. 5. Wykorzystując wykonane obliczenia, określono, że wstępnym dobrym modelem w KNS do opisu efektów lokalnych L będzie ząb stalowy otoczony betonem przy założeniu sprężystego zachowania się stali i betonu oraz kon-

taktu na styku stal–beton wzdłuż powierzchni prostopadłej do płaszczyzny środka stanowiących jedyne źródło nieliniowości w modelu.



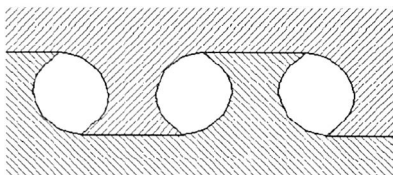
Rys. 44. Przykładowe kształty zespolenia

Podstawowym problemem dotyczącym nowego połączenia ścinanego było określenie odpowiedniego kształtu (co jest tutaj pojęciem bardzo szerokim) i wymiarów przecięcia środka stalowego (rys. 44). Ponieważ autor odpowiadał za zagadnienia dotyczące stali w projekcie [44], opracowanie KNS musiało być połączone z określeniem odpowiedniego kształtu, co było na początku zagadnieniem bardzo trudnym, gdyż:

1. Brakowało kryterium porównawczego.
2. Występowało bardzo wiele zmiennych dotyczących kształtu, wielkości itd.
3. Należało uwzględnić czynniki technologiczne przy cięciu środka.

4. Poszukiwanie optymalnego kształtu

We wstępnej fazie poszukiwań optymalnego kształtu brano pod uwagę różne kształty i wymiary wycięcia, analizowano wiele modeli numerycznych w rozmaitych konfiguracjach. Autor zaproponował kryterium porównawcze dla określenia kształtu i wymiarów, w którym nośność zęba stalowego jest równa nośności betonu wypełniającego, przyjęta nośność betonu to jego nośność na ścinanie, a pozostałe kryteria (przebięcia) potraktowano jako warunki brzegowe. Oczywiście wartości naprężeń w zębie stalowym zależą od wielu czynników określonych w modelu numerycznym, jednak można wstępnie określić potrzebną grubość zębów stalowych o różnych kształtach i wymiarach, przyjmując nośność betonu wypełniającego na podstawie wymiarów podanych w pracy [57], i założyć, że nie zależy ona od kształtu wycięcia, a jedynie od powierzchni, co jest wstępnie dosyć dobrym przybliżeniem. Alternatywnie da się nośność betonu wypełniającego otrzymać wprost z modelu numerycznego. Autor wykorzystywał program Abaqus [1] i model CDP (zostało to opisane w rozdziale dotyczącym modeli numerycznych). Postępując w ten sposób, można analizować zarówno nośność sprężystą (ta ma sens w odniesieniu jedynie do zębów stalowych), jak i graniczną (nie tylko w stosunku do betonu wypełniającego, ale i zębów stalowych). Jest oczywiste, że (w widoku z boku) zwiększanie pola zębów stalowych w stosunku do pola betonu wypełniającego prowadzi do sytuacji, w której o nośności decyduje beton, a nie stal i odwrotnie. Wprowadzono zatem kryterium odnoszące się do technologii: zęby stalowe mają być wykonywane jednym nieprzerwanym cięciem, tzn. przed rozseparowaniem zęby stalowe znajdują się w miejscu otworów drugiego elementu powstającego w wyniku przecięcia i odwrotnie. W ten sposób powstaje ograniczenie nośności stali „od góry” – pole zębów stalowych nigdy nie może być większe niż pole betonu wypełniającego, może być natomiast mniejsze, jak pokazano przykładowo na rys. 45.



Rys. 45. Teoretyczny sposób otrzymywania zębów o kształcie SN

Analizując różne konfiguracje łączników, można wysunąć następujące twierdzenie: **nośność sprężysta zębów stalowych na jednostkę długości zależy jedynie od ich kształtu, a nie od wielkości**. Twierdzenie to dotyczy realnych zakresów wartości, opiera się na założeniu płaskiego stanu naprężeń w zębach stalowych i można je udowodnić numerycznie lub z zastosowaniem prostego modelu belkowego. W szczególności odnosi się do proporcji wykorzystywanych w połączeniu CD, gdyż grubość środka jest tu mniejsza w porównaniu z pozostałymi wymiarami, tj. wysokością i długością zębów stalowych. Można je stosować również do nośności pozasprężystej, co przedstawiono w dalszej części monografii. Twierdzenie ma daleko idące skutki, ponieważ usunięcie elementu wielkości i analiza nośności w odniesieniu do jednostki długości redukuje skomplikowany problem wielu zmiennych określających geometrię zębów stalowych do jednego współczynnika kształtu. To w połączeniu z założeniem płaskiego stanu naprężenia sprowadza całe zagadnienie do równania (12) określającego nośność sprężystą zębów stalowych w odniesieniu do jednostki długości (ściananie podłużne, czyli siła na jednostkę długości) w postaci

$$\nu_{Rk} = A_{el} t_w f_y \quad (12)$$

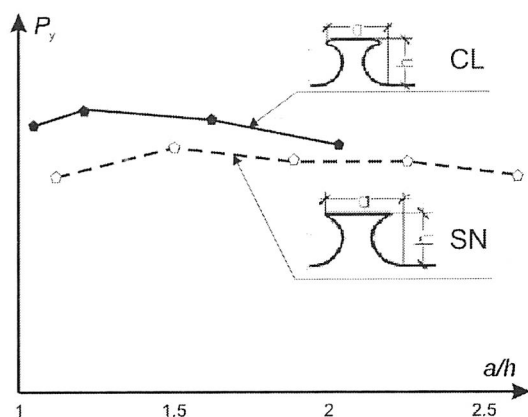
w którym:

A_{el} – współczynnik kształtu dla efektów lokalnych,

t_w – grubość środka,

f_y – granica plastyczności stali.

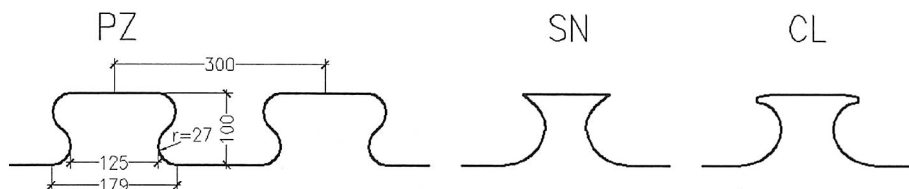
Następnie proponuje się wprowadzenie jako parametru w analizie stosunku a/h , gdzie a – długość zęba (przyjęto połowę rozstawu), a h – wysokość zęba. Dla wszystkich analizowanych kształtów zębów stalowych wspólną cechą jest to, że posiadają one dwa proste odcinki, bazę zęba oraz grzbiet zęba. Różnica występuje natomiast w przypadku kształtu powierzchni czołowej. Rozbito zatem pojęcie kształtu na kształt rozumiany jako kształt wycięcia powierzchni czołowej i proporcje zęba rozumiane jako stosunek a/h . Idąc tym tokiem rozumowania, autor doszedł do wniosku, że rozpatrując nośność na jednostkę długości zespolenia dla każdego kształtu zęba, można określić proporcje optymalne (np. w przypadku długich zębów w przenoszeniu obciążenia bierze udział jedynie część czołowa zęba). Wykonując obliczenia metodą elementów skończonych, można iteracyjnie określić najlepsze proporcje dla zadanego kształtu. Przykładowe wyniki dla dwóch różnych kształtów SN i CL przedstawiono na rys. 46. Widoczne jest, że optymalne proporcje (zależnie od kształtu) są w przedziale od 1,25 do 1,5. Analizowano kształty symetryczne oraz asymetryczne, jednak ostatecznie zdecydowano się preferować kształty symetryczne. W przypadku kształtów niesymetrycznych typu SA (rys. 44) odcinek o małym promieniu generuje problemy w postaci koncentracji naprężeń od efektów globalnych (G), a ponieważ w konstrukcjach mostowych na zęby działa ścinanie o różnym znaku – również od efektów lokalnych, co eliminuje ostatecznie takie niesymetryczne rozwiązania jako nieprzydatne.



Rys. 46. Optimalizacja proporcji w przypadku kształtu SN i CL (siła P_y przypadająca na jednostkę długości połączenia ścinanego)

Wiedząc, że istnieje najwłaściwszy stosunek a/h oraz że są brane pod uwagę jedynie kształty symetryczne, pozostało określić kształt powierzchni czołowej i wielkości zęba. Pożądane było uzyskanie jak najmniejszych zębów, aby nie tracić niepotrzebnie materiału środnika i uzyskiwać możliwie wysokie teowniki. Jacques Barthelemy (reprezentant SETRA w projekcie PreCo-Beam) [4], [5] zaproponował rozwiązanie, w którym podstawę zęba stalowego stanowi kłotoida – promień u jej podstawy zęba wynosi 80 mm, a na końcu około 30 mm. Wybór uzasadnił dobrą nośnością zmęczeniową takiego kształtu, opierając się na istniejących rozwiązaniach konstrukcyjnych (środnik poprzeczny w rejonie przejścia żeber podłużnych pomostu). Kształt ten nazwano CL. W górnej części stykna do kłotoidy na jej końcu jest pozioma, a następnie występuje prosty odcinek pionowy o długości do 10 mm, co powoduje, że uzyskuje się pewnego rodzaju utwierdzenie, tzn. przy ścinaniu podłużnym oprócz powierzchni czołowej pracuje również powierzchnia tylna zęba w górnej części kłotoidy. Kształt CL ma większą nośność w stosunku do SN, gdyż (w odróżnieniu od zdefiniowanego wcześniej kształtu SN, w którym zastosowano taki sam kształt powierzchni czołowej jak w SA, narzucając symetrię) wprowadzenie w górnej części sztywnego elementu kotwiącego powoduje utwierdzenie górnej części zęba w betonie, ograniczając zdolność zęba do obrotu pod wpływem zginania. Oprócz SN i CL przedmiotem badań był też kształt PZ zastosowany już w obiekcie mostowym i badany pod obciążeniem statycznym i cyklicznym. Wychodząc z geometrii określonej dla kształtu CL przez minimalny promień początkowy kłotoidy i obliczając najwłaściwszy stosunek a/h , ustalono, że pożądane będą kształty o wysokości około 100 mm, ponieważ zapewniają jednocześnie wpasowanie się w półki prefabrykowane dźwigarów VFT oraz rozstaw zębów wynoszący około 250 do 300 mm właściwy dla poprawnego rozmieszczenia zbrojenia poprzecznego dźwigara. Trzy podstawowe

kształty pokazano na rys. 47, a dla kształtu PZ – wymiary przyjęte na podstawie omawianej analizy w połączeniu z kształtem powierzchni czołowej wcześniej stosowanej i przeskalowanej do przyjętych wymiarów.



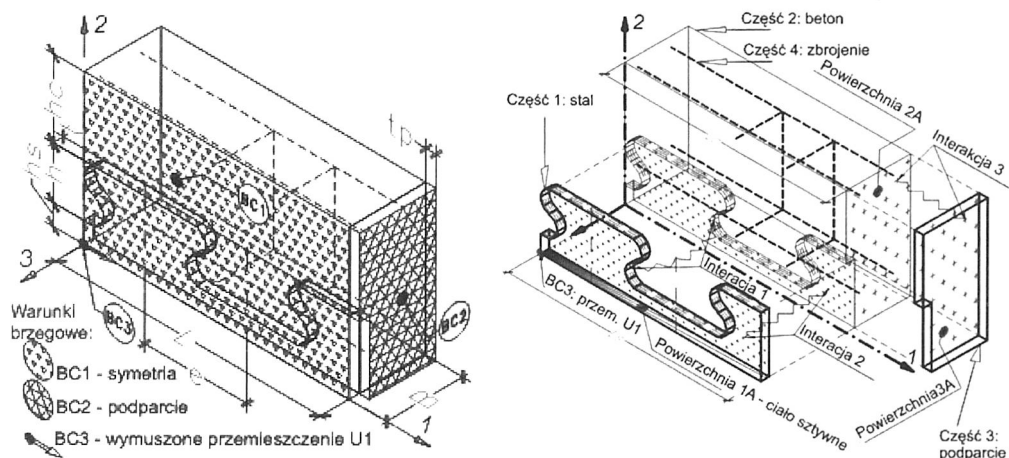
Rys. 47. Wymiary przyjęte w dalszej analizie dla kształtu PZ oraz poglądowo kształty SN i CL

Porównanie kształtów SN i CL jednoznacznie wskazuje na to, że kształt CL jest korzystniejszy. Kształt CL jest również dużo korzystniejszy niż PZ. W związku z tym można by jednoznacznie stwierdzić, że kształtem stosowanym w konstrukcjach powinny być CL, jednak pojawił się tu problem technologiczny. Zakładając, że wycina się kształty jednym nieprzerwanym cięciem, w ramach projektu PreCo-Beam [44] w czasie opracowania elementów do badań stwierdzono, że nie jest możliwe uzyskanie kształtu CL w ten sposób, w przeciwieństwie do kształtu PZ. Problemu nie stanowiły tu pewne straty materiału podczas cięcia, lecz technologia wytwarzania – nie dało się tego połączyć z cięciem ciągłym. Brano pod uwagę podwójne cięcie, jednak je zaniechano z dwóch względów: po pierwsze jest ono nieekonomiczne, a po drugie deformacje pod wpływem naprężeń walcowniczych i termicznych uniemożliwiają sprawne zaprogramowanie urządzenia do ponownego cięcia. Po żmudnych i długotrwałych poszukiwaniach nie znaleziono technologii wytwarzania kształtu CL. Zdecydowano się analizować głównie kształt PZ i wyprowadzić dla niego odpowiednie teorie poparte badaniami. Teoria musi być uniwersalna i sprawa wymiarowania będzie się sprowadzać zawsze jedynie do konkretnej wartości współczynnika A_{el} . Zaprojektowano zatem obszerne badania różnych elementów konstrukcyjnych (belki, próby POST i inne) z kształtem PZ, a ponadto wykonano pewne elementy badawcze z kształtu PZ, CL i SA, aby porównać kształty między sobą. Autor zakładał, że możliwe jest numeryczne określenie stanu naprężeń w elementach, co w połączeniu z badaniami, w których skupiono się głównie na analizie stanu odkształceń za pomocą tensometrów elektrooporowych, doprowadzi do określenia ogólnych zależności umożliwiających projektowanie dowolnych kształtów, nie tylko PZ.

Przy analizie zagadnienia wpływu kształtu wycięcia na wytrzymałość zespolenia istotnym problemem był odpowiedni dobór narzędzia do wirtualnego modelowania konstrukcji, zarówno przed przystąpieniem do badań, jak i po badaniach, celem interpretacji wyników. Zdecydowano się na analizy metodą elementów skończonych, ze względu na jej uniwersalny charakter, a do obliczeń wykorzystano program ABAQUS [1].

5. Modele numeryczne

Ponieważ do analizy zespolenia CD autor wykorzystywał wiele różnych modeli numerycznych (będzie do nich odniesienie w dalszej części monografii), w rozdziale 5 przedstawiony zostanie warsztat pracy, tj. podstawowe modele numeryczne zbudowane na potrzeby analizy ciągłych łączników otwartych. Aby sprawnie analizować skomplikowane zagadnienia dotyczące modelowania w obszarze nieliniowym konieczne było zbudowanie złożonych modeli dyskretnych, w większości przypadków klasy $e1+e3$, p3. Zagadnienia te opisano w pracy [32]. Jako model klasy $e1+e3$, p3 należy tu rozumieć model w przestrzeni trójwymiarowej, składający się z kombinacji elementów objętościowych typu C3D8R oraz elementów belkowych typu B32. Strefy kontaktowe modelowano w ujęciu *master-slave*. Elementy C3D8R zastosowano, ponieważ równolegle były prowadzone analizy w kodach „ABAQUS/Standard” i „ABAQUS/Explicit” [1], przy czym ten ostatni wykorzystywano do modelowania zjawisk silnie nieliniowych, jak np. symulacja zniszczenia próby POST. W takim przypadku uwzględniano jednocześnie nieliniowości fizyczne i geometryczne, tj. nieliniowość materiałową stali (kryterium Misesa i wzmocnienie izotropowe), nieliniowość materiałową betonu z wykorzystaniem modelu CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) [1], nieliniowość geometryczną z uwzględnieniem dużych przemieszczeń i odkształceń oraz nieliniowość w strefie kontaktu w postaci skończonych poślizgów (*finite sliding formulation*), przyjmując stałą wartość współczynnika tarcia. Powierzchnie kontaktu przyjmowano zgodnie z ich rzeczywistym położeniem, nie modelowano kohezji. Obciążenie przykładano w formie wymuszenia przemieszczeniowego zgodnie z przypisaną krzywą czasową typu *smooth step*, tj. funkcją, w której odpowiednie pochodne są zerowe na początku i na końcu przedziału czasu, kiedy przykładane jest obciążenie. Do kontroli rozwiązania wykorzystywano balans energii, mapy naprężeń i kontrolę za pomocą ABAQUS/Standard. Zwykle, gdy energia kinetyczna deformowanego materiału nie przekracza 5% do 10%, zagadnienie można traktować jako quasi-statyczne, z wyłączeniem samego początku symulacji procesu. Przedstawione zagadnienia, w tym parametry przyjęte dla modelu betonu (model CDP opiera się na modelu Druckera–Pragera, co jest widoczne w strukturze wzoru (16) zmiennej CM pokazanej na rys. 53), opisano szczegółowo w pracy [32] oraz raporcie [44].



Rys. 48. Model numeryczny 1D1

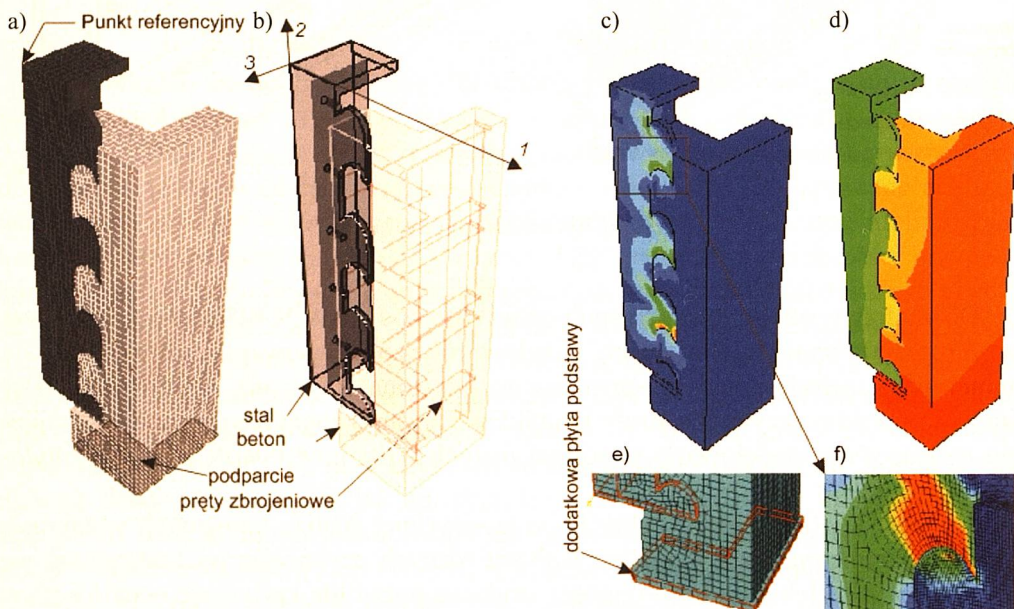
Do analizy w obszarze sprężystym stosowano kod ABAQUS/Standard, w którym przy rozwiązywaniu nieliniowych układów równań równowagi wykorzystuje się numeryczną metodę iteracyjno-przyrostową Newtona–Raphsona. Źródłem nieliniowości są w takim przypadku strefy kontaktowe, a samo zagadnienie kontaktu w ujęciu *master-slave* modelowano w postaci małych poślizgów (*small sliding formulation*).

Modele 1D1 (rys. 48) [32] służyły do teoretycznej analizy konstrukcji w zakresie studiów parametrycznych i analizy wpływu różnych czynników na zachowanie się samego modelu. Ich stosunkowo prosta struktura pozwoliła krytycznie ocenić wpływ poszczególnych czynników na zachowanie się modelu i tym samym na określenie jego poprawności. Głównym problemem były bardzo duże gradienty naprężeń w betonie i duża zmienność sztywności przestrzennego stanu naprężenia w krytycznym regionie połączenia. Stwarzało to niemałe kłopoty obliczeniowe ze względu na modelowanie betonu, dlatego często konieczne były analizy z wykorzystaniem kodu „ABAQUS/Explicit”. Następnie zbudowano bardziej skomplikowane modele 3P1 (rys. 49) [32], które pozwalały na symulację numeryczną próby POST. W ten sposób możliwe było bezpośrednie porównanie wyników symulacji numerycznej z eksperymentem.

Podobnie jak modele 3P1 zbudowano modele numeryczne badanych elementów, takich jak model próby NPOT oraz modele belek (przedstawiono je w dalszej części monografii przy analizie konkretnego zadania).

O ile przy modelowaniu próby typu POST, tj. badaniu zachowania się konstrukcji w obszarze pozasprężystym, można dopuścić stosunkowo małą gęstość siatki, czyli elementy o wymiarze około 10 mm, o tyle przy analizie stanu naprężeń stali w obsza-

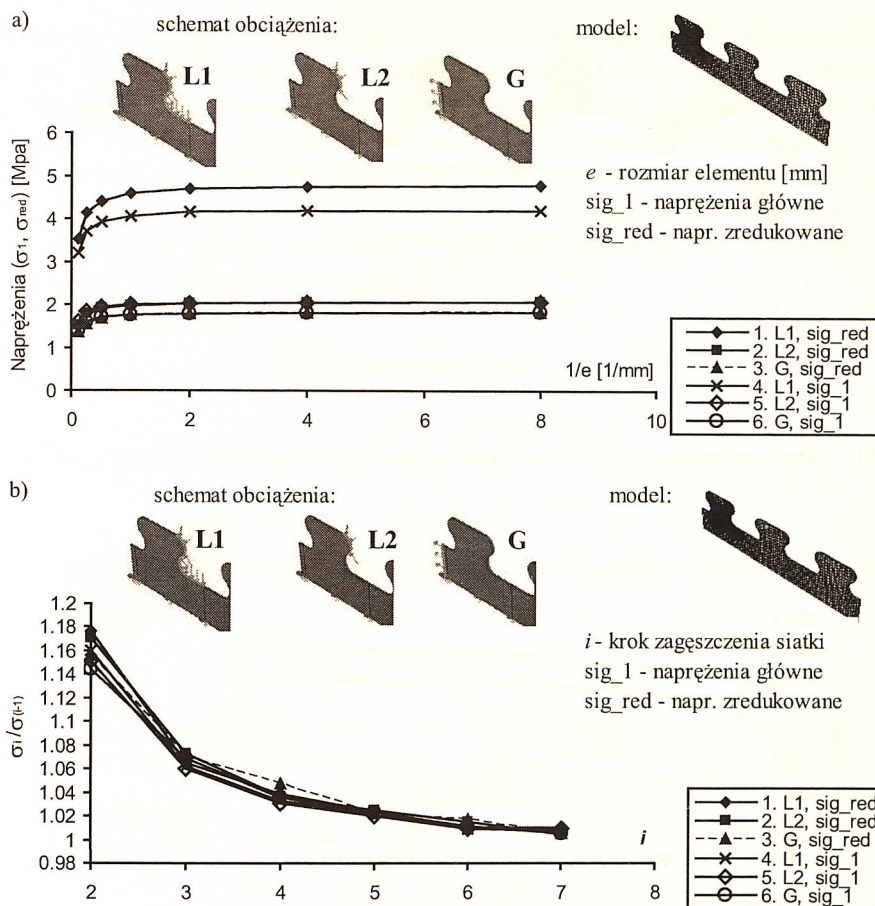
rze sprężystym konieczne jest odpowiednie zagęszczenie siatki w obrębie miejsc koncentracji naprężeń. Wykonano obliczenia mające na celu ustalenie właściwej wielkości elementów zastosowanych do modelowania konstrukcji w rejonie maksymalnych naprężeń. W tym celu przeanalizowano model środnika wyciętego z modelu NPOT oraz ponadto sam model NPOT opisany w podrozdziale 6.1. Jako miarodajne przyjęto wyniki dla modelu pierwszego, a drugi model służył do sprawdzenia samego wpływu zagadnienia kontaktowego.



Rys. 49. Model numeryczny 3P1:

- a) siatka elementów skończonych, b) geometria i części składowe modelu,
- c) wyniki obliczeń dla poziomego obciążenia $P_y < P < P_{Rk}$ – naprężenia zredukowane,
- d) wyniki obliczeń dla poziomego obciążenia $P_y < P < P_{Rk}$ – przemieszczenia,
- e) podparcie modelu w postaci dodatkowej płyty (zagadnienie kontaktowe),
- f) naprężenia zredukowane – widoczne uplastycznienie stali zęba dla $P_y < P < P_{Rk}$

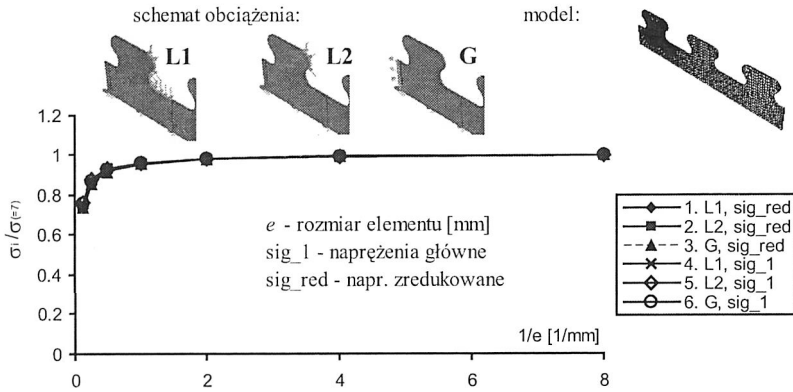
Oprócz tego w przypadku modelu W1 (rys. 50), tj. modelu wycinkowego blachy z łącznikami, rozpatrzono dwa różne przypadki obciążenia dla modelowania efektów ścinania podłużnego (L1, L2) oraz jeden przypadek dla modelowania efektów rozciągania środnika (G). Schematy obciążenia pokazano na rys. 50 i 51. Naprężenia analizowano w punkcie, w którym występowało ekstremum naprężeń, odpowiednio zredukowanych i głównych maksymalnych, dla każdego przypadku obciążenia osobno, tj. L1, L2 i G.



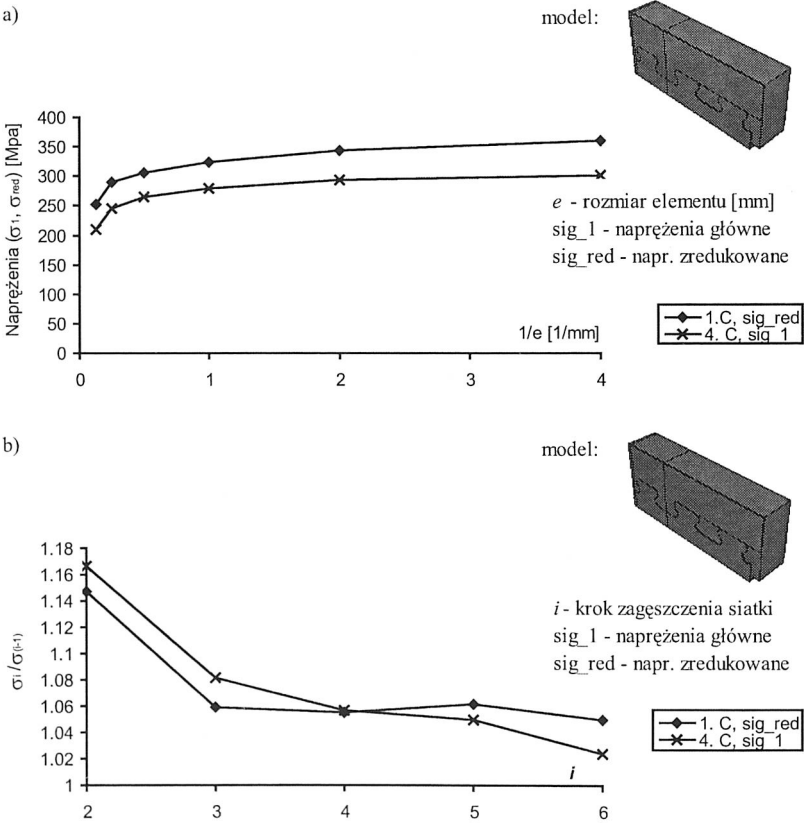
Rys. 50. Wartość naprężeń przy różnych konfiguracjach obciążenia w przypadku modelu w postaci blachy z łącznikami: a) w funkcji rozmiaru elementu, b) w funkcji kroku zagęszczenia siatki

Analizowano dwa kryteria wraz ze zmianą wielkości elementu: stosunek wartości naprężenia przy zadanej gęstości siatki do wartości naprężenia dla maksymalnego analizowanego zagęszczenia siatki oraz stosunek wartości naprężenia przy zadanej gęstości siatki do wartości naprężenia dla wcześniejszej gęstości siatki (rys. 51). Na tej podstawie stwierdzono, że wielkość elementu wynosząca 1 mm jest odpowiednia do określania ostatecznych wartości analizowanych wielkości (różnica < 5%), a wielkość elementu wynosząca 2 mm jest odpowiednia do analizy porównawczej różnych modeli (różnica < 8%) – takie zastosowano wielkości elementów w dalszych obliczeniach.

Ponadto sprawdzono model NPOT (element zespolony) w analogiczny sposób, aby uwzględnić wpływ kontaktu na styku stal–beton. Również tutaj dla wyznaczonych wcześniej wielkości elementów błąd jest na poziomie 5%.



Rys. 51. Wartości odczytane z rys. 50 odniesione do wartości dla największego zagęszczenia siatki



Rys. 52. Wartość naprężeń od różnych konfiguracji obciążenia dla modelu w postaci elementu NPOT:
a) w funkcji rozmiaru elementu, b) w funkcji kroku zagęszczenia siatki

Modelowano także zniszczenie betonu, chociaż na potrzeby KNS nie było takiej konieczności. W modelu materiałowym dla betonu CDP [1] powierzchnię plastyczności opisuje funkcja, której argumentami są między innymi naprężenie zredukowane i naprężenie średnie. Funkcja plastyczności przyjmuje różne wyrażenia w zależności od znaków naprężeń, ale przy założeniu, że podstawowy mechanizm zniszczenia to ścinanie w obszarze dużego ściskania (zarysowany beton poddany rozciąganiu nie ma dużego udziału w nośności), można przedstawić inicjację zniszczenia, definiując nową zmienną wyprowadzoną z funkcji plastyczności w obszarze CM [1].

Jeśli:

$$\sigma_{c0} = 82,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,16$$

$$K_c = 0,667$$

oraz powierzchnię plastyczności dla obszaru CM (zgodnie z pracą [1]) opisujemy wzorem

$$\left(\frac{1}{3}\gamma + 1\right)q_m - (\gamma + 3\alpha)p_m = (1 - \alpha)\sigma_{c0} \quad (13)$$

w którym:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (14)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (15)$$

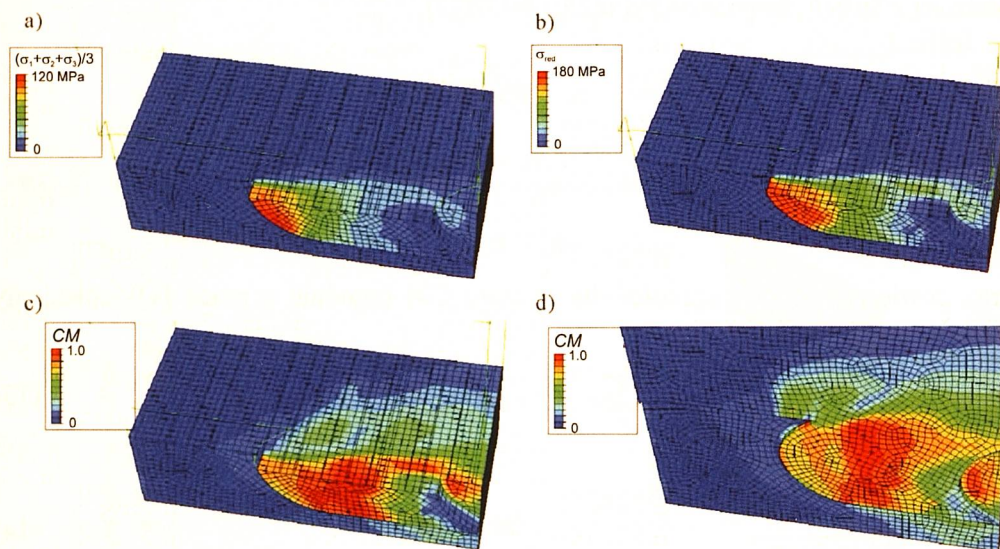
to można zdefiniować nową zmienną

$$CM = \frac{q_m}{1,68p_m + 36,35} \quad (16)$$

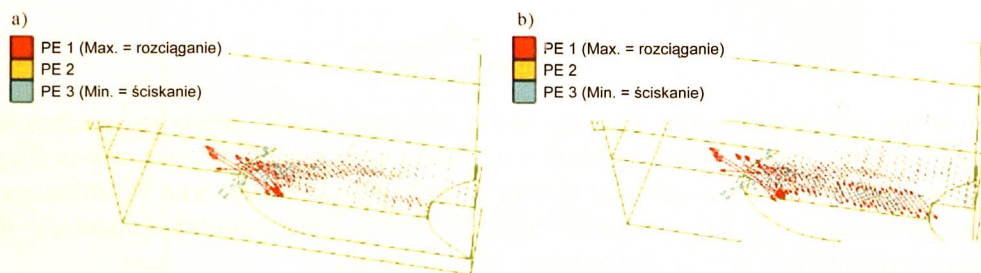
W ten sposób, analizując wartości nowej zmiennej CM dla siły o wartościach bliskich wartości maksymalnej (zgodnie z uzyskaną numerycznie krzywą siła-poślizg), można ustalić, w którym obszarze betonu wypełniającego rozpoczyna się zniszczenie i jak przebiega (rys. 53) – wartość zmiennej równa jeden oznacza osiągnięcie powierzchni plastyczności (kolor czerwony na rys. 53c, d).

Na rysunku 53 widoczne jest, że zniszczenie (w rozumieniu prawa materiałowego CDP [1]) nie zaczyna się w strefie największego ściskania w rdzeniu tylko w obszarze, gdzie średnie naprężenia są mniejsze. Jest to zgodne z założeniami co do natury pracy betonu wypełniającego. Należy pamiętać, że analiza zmiennej CM tak przedstawionej dotyczy tylko obszaru generalnie ściskanego, a nie strefy, w której panują

naprężenia rozciągające. Analizując dodatkowo układ odkształceń plastycznych (rys. 54), można potwierdzić, że podstawowym mechanizmem zniszczenia betonu jest ściecie w płaszczyźnie środnika. Widoczne jest również wyraźne rysowanie się betonu w innym przekroju (rys. 54a), jednak nie prowadzi ono do zniszczenia konstrukcji i jest z definicji wpisane w pracę betonu już przy niskich wartościach obciążenia, co jest zgodne z założeniami – przyjęty w pracy [48] kształt powierzchni ścicia pokrywa się z uzyskanym numerycznie i widocznym w przekroju na rys. 54b.



Rys. 53. Analiza stanu naprężeń i powierzchni plastyczności w betonie w obszarze *CM* dla maksymalnej wartości siły w jednym z modeli numerycznych (1D1-SA [32]): a) naprężenie średnie, b) naprężenie zredukowane, c) zmienna *CM* – przekrój poziomy, d) zmienna *CM* – przekrój pionowy w pobliżu powierzchni bocznej blachy środnika



Rys. 54. Wektory odkształceń plastycznych na kierunkach głównych w przekroju poziomym w pobliżu połowy wysokości betonu wypełniającego: a) dla maksymalnej siły odpowiadającej stanowi naprężeń z rys. 53, b) w następnym kroku obciążenia, czyli przy sile mniejszej niż maksymalna na opadającej części krzywej siła–poślizg

W podsumowaniu można stwierdzić, że możliwe jest sprawne modelowanie za pomocą MES zachowania się połączenia CD w całym obszarze odkształceń. Stosując odpowiednie prawo materiałowe [1], możliwe jest także modelowanie pulweryzacji betonu w strefie kontaktu. Ponieważ w kontekście KNS nie jest konieczne przyjęcie nieliniowego prawa materiałowego dla betonu (co znacznie skraca obliczenia), w dalszej części wykorzystano liniowe zależności materiałowe w analizie stanu naprężeń w obszarze sprężystym. Jedynym źródłem nieliniowości w tym przypadku były zagadnienia kontaktowe.

Niezależnie od podejścia opartego na metodzie elementów skończonych autor podjął próbę opisu zagadnienia również innymi sposobami. Przedstawiona w pracy [29] metoda uwzględnia analogię między równaniami brzegu zamkniętego obszaru w płaskim stanie naprężeń a belką w przestrzeni dwuwymiarowej. Równania wyprowadzono, wykorzystując funkcję Airy'ego i współrzędne biegunowe.

Dysponując odpowiednim warsztatem pracy, wykonano wiele teoretycznych analiz parametrycznych wirtualnych modeli, a następnie na ich podstawie zaprojektowano odpowiednie rzeczywiste modele konstrukcji zespolonych do badań niszczących w laboratorium. Przedmiotem badań były elementy poddane bezpośredniemu ścinaniu, jak np. próba POST, oraz elementy poddane zginaniu, czyli belki. Obliczenia metodą elementów skończonych, pozwalające na szczegółowy opis stanu naprężeń w wirtualnej konstrukcji, w połączeniu z badaniami rzeczywistych konstrukcji (pomiarów przemieszczeń, poślizgów i odkształceń) umożliwiają przeprowadzenie rzetelnej analizy oraz zrozumienie i ocenę zachodzących w konstrukcji zjawisk.

6. Analiza elementów ścinanych

Jako element ścinany w kontekście badań z zastosowaniem maszyn wytrzymałościowych należy rozumieć element konstrukcyjny, w przypadku którego siła wprowadzana jest równolegle do kierunku połączenia ścinanego. Typowym elementem ścinanym jest próba typu POST. Ponieważ próba POST nie jest badaniem ukierunkowanym na analizę stanu naprężeń w zębie stalowym, zaproponowano inną próbę, lepiej do tego się nadającą, tzw. próbę NPOT.

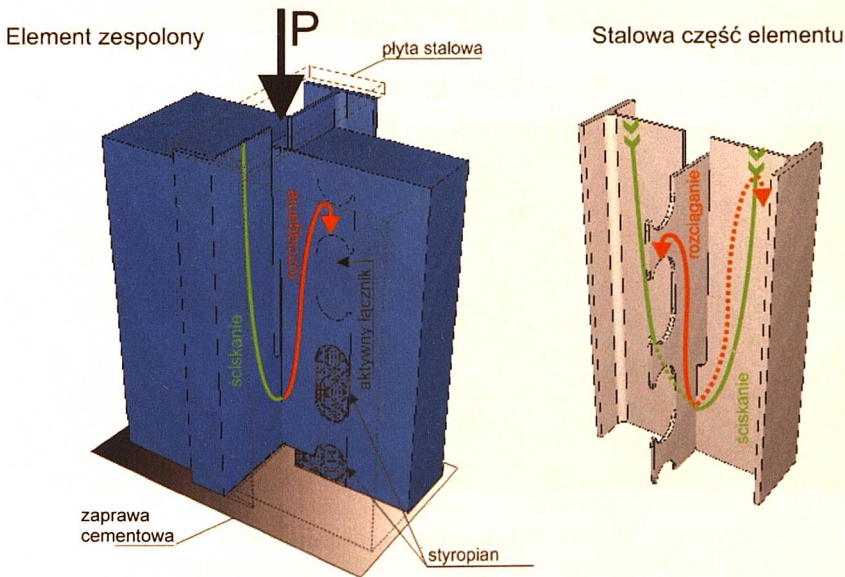
6.1. Badania elementów typu NPOT

Podstawowym problemem w analizie stanu naprężeń w zębach stalowych jest superpozycja naprężeń efektów lokalnych i globalnych. Przeprowadzone w Akwizgranie [53], [21] badania elementów typu POST oraz belek pokazały występowanie pęknięć zmęczeniowych u podstawy zęba (rys. 35). Pęknięcia te nie propagowały w głąb konstrukcji, a stwierdzono je po rozkuciu elementu po skończonych badaniach obejmujących 2 mln cykli obciążenia. Zaobserwowana rysa nie propagowała więc po osiągnięciu pewnej głębokości.

Opisana sytuacja miałaby miejsce w rzeczywistej konstrukcji w strefie momentu ujemnego (rys. 38), w której pęknięcia zmęczeniowe są także stosunkowo niegroźne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji, o ile możliwa jest redystrybucja sił między łącznikami, co w praktyce zawsze ma miejsce.

Podstawową sprawą było sprawdzenie zachowania się konstrukcji poddanej obciążeniom cyklicznym prowadzącym do inicjacji pęknięcia zmęczeniowego u podstawy zęba w strefie momentu dodatniego. Zdaniem autora, co zostało udowodnione (rys. 39), pęknięcie u podstawy jednego zęba w tym rejonie może doprowadzić do całkowitego zniszczenia belki. W ramach projektu [44] stwierdzono konieczność wykonania badań zębów o różnych kształtach, a podstawowym problemem było odzwierciedlenie w modelu warunków panujących w belce, tj. stanu naprężeń umożliwiającego propagację rysy. W tym celu zrealizowano 10 zaprojektowanych przez autora elementów konstrukcyjnych o roboczej nazwie NPOT [20], z czego 9 poddano badaniom

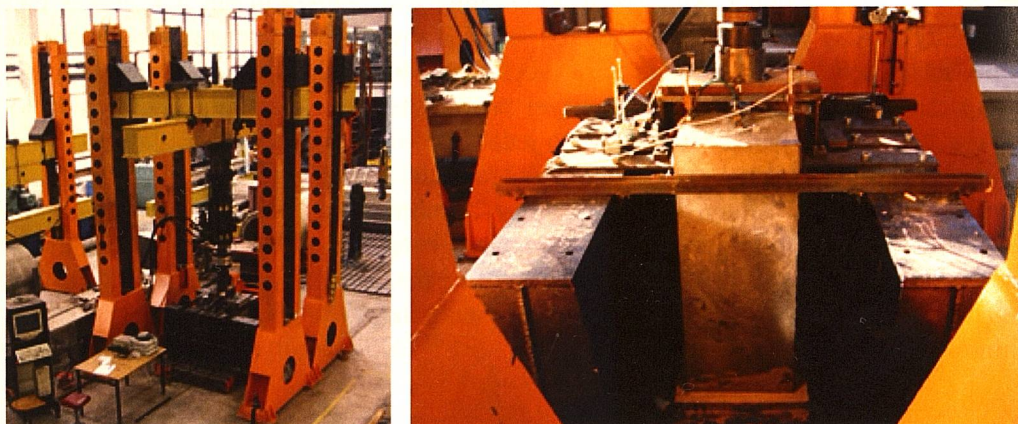
pod obciążeniem cyklicznym (2 mln cykli), a jeden element z naklejonymi tensometrami posłużył do badań pod obciążeniem statycznym oraz cyklicznym o niedużej liczbie cykli, by można było określić stan naprężeń panujący w zębie i porównać go z modelem numerycznym. Analizowano trzy kształty wycięcia (rys. 44). Przeprowadzono badania w trzech próbach każdego kształtu, konstrukcję stalową prób wykonano ze stali S460. Dodatkowy element z tensometrami przygotowano w kształcie CL. Elementy zostały zaprojektowane w taki sposób, aby w strefie koncentracji naprężeń u podstawy zęba następowała superpozycja naprężeń rozciągających w środku (G) i naprężeń pochodzących od zasadniczej pracy zęba jako elementu zespolenia (L). W przypadku prób POST stosuje się po jednej stronie co najmniej dwa łączniki i nie są one wytyżane w taki sam sposób podczas badania. Aby nie uwzględniać tego efektu i mieć czytelnie określony stan naprężeń w łączniku zastosowano tylko jeden górny łącznik z jednej strony środnika przenoszący obciążenie. W obszarze łącznika nie stosowano specjalnych zabiegów mających na celu eliminację adhezji na styku pomiędzy stalą a betonem, na pozostałej części natomiast zastosowano smar, aby wyeliminować tarcie.



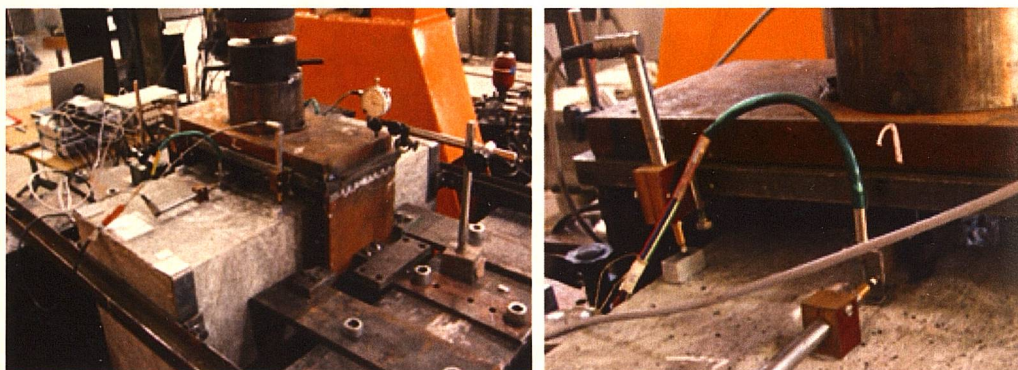
Rys. 55. Schemat elementu NPOT wraz ze schematem przepływu sił

W przeciwieństwie do badań POST, będących z definicji badaniami dotyczącymi nośności granicznej, próba NPOT (rys. 55) jest próbą ukierunkowaną na opracowanie koncepcji nośności sprężystej. Jej celem było uzyskanie podczas badań stanu naprężeń u podstawy łącznika oraz w przylegającym środku, odpowiadającego stanowi naprężeń, jaki występuje w obszarach konstrukcji stalowej w belce poddanej działaniu do-

datniego momentu zginającego, przy założeniu położenia zespolenia poniżej osi bezwładności przekroju zespolonego. Zrealizowanie badań wymagało wykonania skomplikowanego stanowiska z przewodnikami na łożyskach kulkowych; sama próba posadowiana była na podlewce cementowej. Stanowisko badawcze pokazano na rys. 56, a układ czujników na rys. 57.

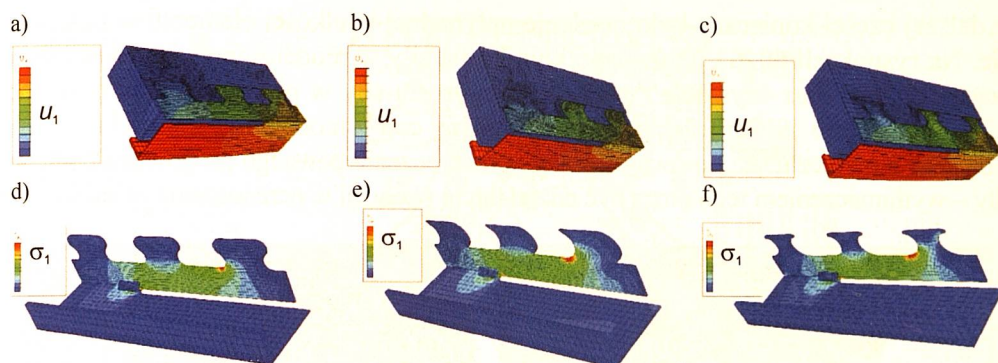


Rys. 56. Stanowisko do badań NPOT



Rys. 57. Układ czujników elementu NPOT

Wykonano odpowiednie modele numeryczne [1] pozwalające ocenić zachowanie się konstrukcji podczas badań oraz, wstępnie, poziom naprężeń u podstawy zęba – zastosowano dość zgrubną siatkę elementów o zbliżonej gęstości dla wszystkich kształtów. Model odzwierciedlał rzeczywiste badanie, był obciążany siłą $160/4 = 40$ kN. Modele i poglądowe wyniki pokazano na rys. 58. Zachowanie się konstrukcji jest w zasadzie liniowe (siła vs. przemieszczenie/odkształcenie).



Rys. 58. Modele numeryczne NPOT: a), b), c) modele z wizualizacją przemieszczenia na kierunku działania siły; d), e) f) część stalowa modelu i naprężenia główne maksymalne

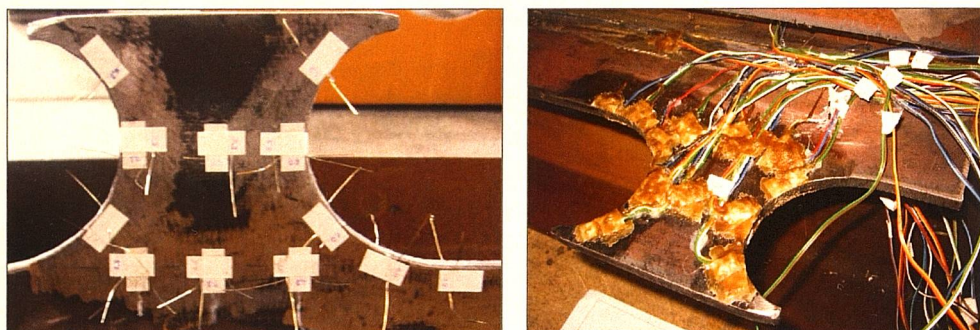
Największa wartość naprężeń geometrycznych w podstawie zęba stalowego oszacowana za pomocą MES występuje dla kształtu PZ (tab. 1), dla którego spodziewano się uzyskać pęknięcia zmęczeniowe. Na podstawie analiz przedstawionych w rozdz. 4 wykonano modele o odpowiednim zagęszczeniu siatki w miejscu największej koncentracji naprężeń i na tej podstawie określono oczekiwane wartości naprężeń (rys. 80 i 81). Wartość amplitudy naprężeń głównych od obciążenia cyklicznego wynosi około 270 MPa, niezależnie przeprowadzone (J. Barthellemy) analizy w programie Code_Aster [4] wraz z oceną trwałości zmęczeniowej potwierdziły, że podczas badań powinny wystąpić pęknięcia zmęczeniowe.

Tabela 1. Wartości naprężeń głównych (MPa) w modelach NPOT oszacowane za pomocą MES dla zgrubej gęstości siatki – podano poziom naprężeń przy minimalnym i maksymalnym poziomie obciążenia oraz ich różnicę

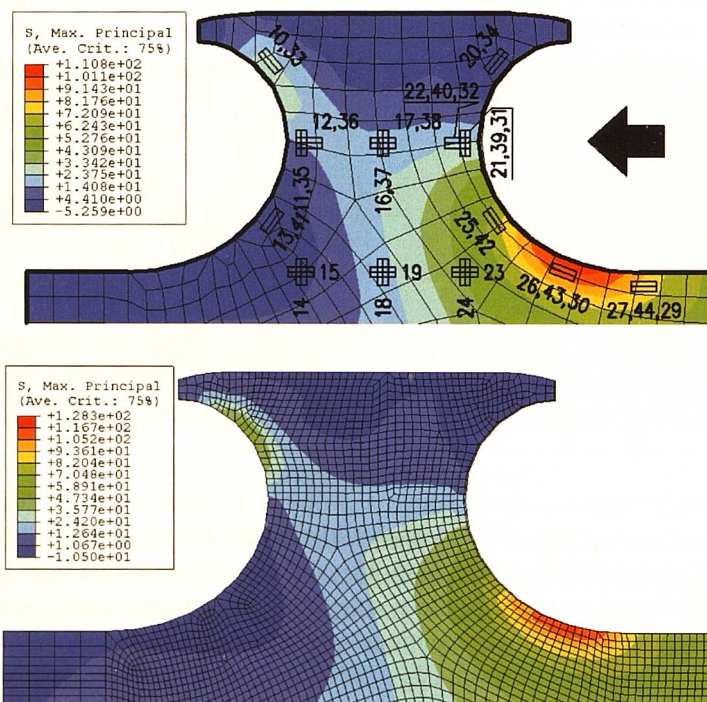
1	2	3	4
Kształt	$\sigma_{\min}$ ($P = 160$ kN)	$\sigma_{\max}$ ($P = 280$ kN)	$\Delta\sigma$
CL	176,0	308,0	132,0
SA	179,4	314,0	134,6
PZ	210,2	367,8	157,6

Na początku przeprowadzono badania próby z kształtem CL (NPOT-CL4) i naklejonymi tensometrami (rys. 59) – ich wyniki rzuciły nowe światło na zachowanie się zespolenia pod obciążeniem cyklicznym. Uzyskane podczas badań wyniki (obciążenie statyczne) odkształceń pokrywają się z otrzymanymi numerycznie, w szczególności potwierdzono występowanie rozciągania w rejonach tensometrów 10 i 33 (rys. 60), co oznacza, że w przypadku kształtu CL występuje przenoszenie części zginania zęba przez jego tylną część zakotwioną w betonie. Wyniki obliczeń numerycznych są wrażliwe na gęstość siatki, z uwagi na analizę wartości naprężeń na krawędziach, stąd

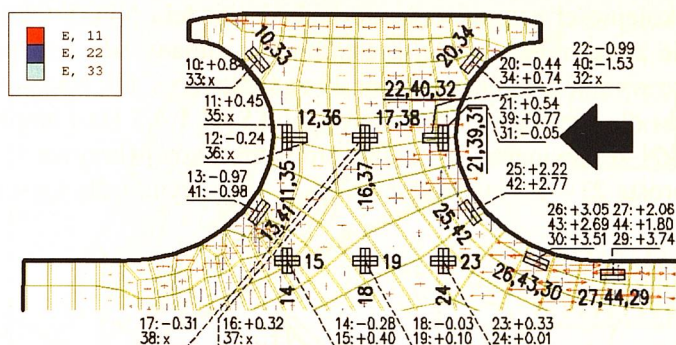
w dalszej części konieczne było ustalenie optymalnej wielkości elementu w tym rejonie. Na rysunkach 60–63 porównano wyniki dla siły w modelu numerycznym wynoszącej 100 kN oraz uzyskane z badań dla przyrostu siły w przedziale pomiędzy 175 a 275 kN (co daje 100 kN). Jak pokazano w dalszej części monografii, wartości uzyskane z badań i teoretycznie są porównywalne po przekroczeniu pewnego progowego poziomu siły – wytłumaczeniem tego może być udział tarcia i kohezji w przenoszeniu obciążenia.



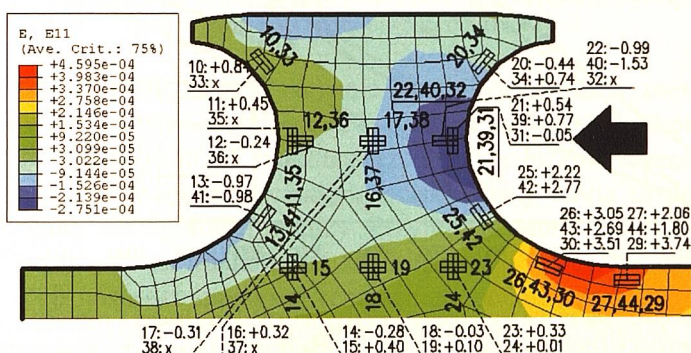
Rys. 59. Tensometry na elemencie NPOT-CL4



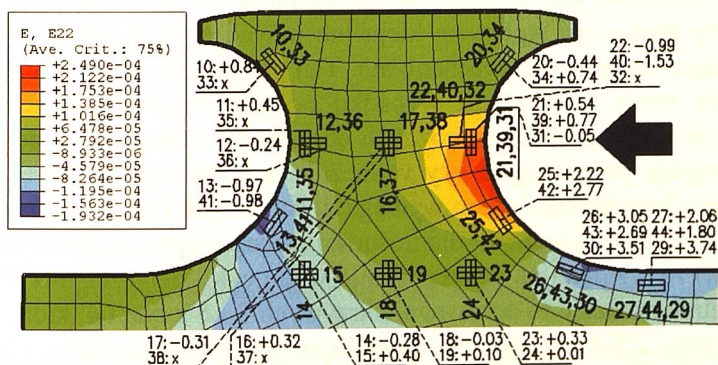
Rys. 60. Naprężenia główne (maksymalne) w zębie dla modelu próby NPOT



Rys. 61. Odształcenia pomierzone tensometrami podczas badań $[-10^{-4}]$ oraz wektory odkształceń z modelu numerycznego

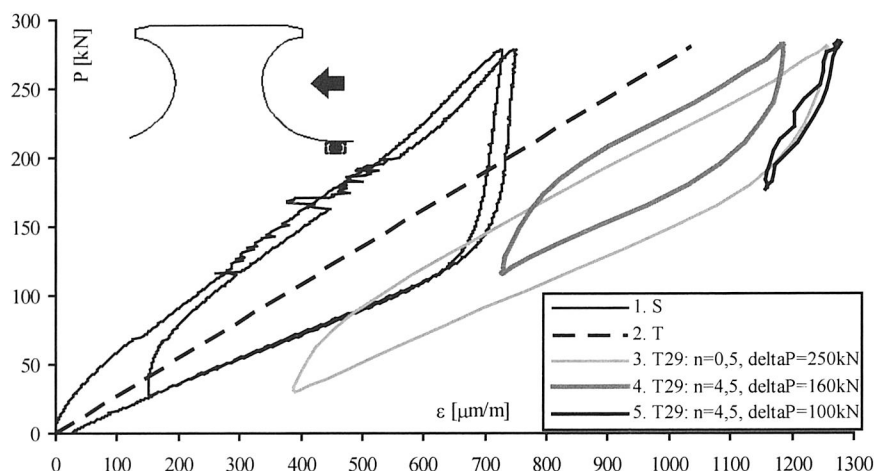


Rys. 62. Odształcenia pomierzone tensometrami podczas badań $[-10^{-4}]$ oraz odkształcenia na kierunku poziomym otrzymane z modelu numerycznego



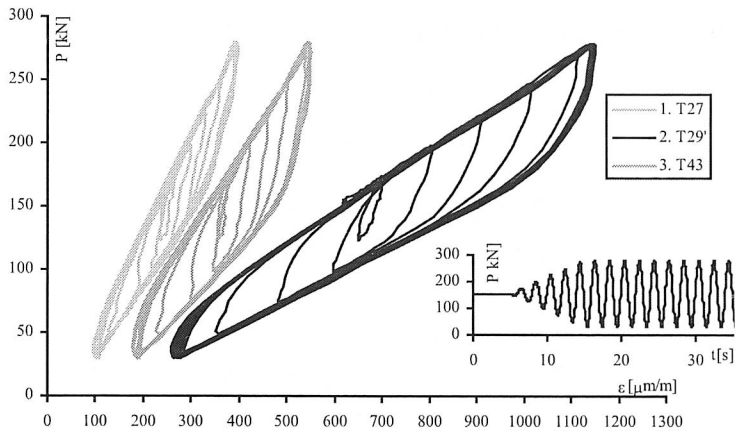
Rys. 63. Odształcenia pomierzone tensometrami podczas badań $[-10^{-4}]$ oraz odkształcenia na kierunku pionowym otrzymane z modelu numerycznego

W dalszej kolejności przeprowadzono badania modelu NPOT-CL4 pod obciążeniem cyklicznie zmiennym o różnej częstotliwości zmiany siły i różnej amplitudzie siły. Porównano wyniki dla tensometru nr 29 zgodnie z rys. 60. Na rysunku 64 przedstawiono wyniki dla częstotliwości zmiany siły 0,5 Hz i 4,5 Hz i amplitudy 100 kN, 160 kN i 250 kN zestawione z wynikami próby statycznej (krzywa 1) i uzyskanymi teoretycznie (prosta 2) – te ostatnie (serie 1 i 2) są to wyniki dla tensometru 29 (rys. 60–63).



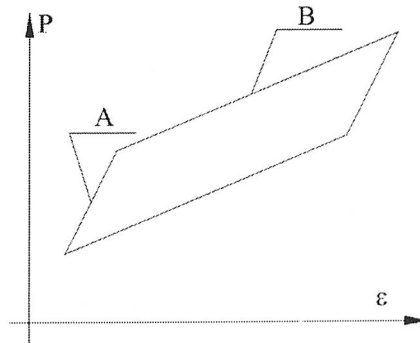
Rys. 64. Wartości odkształceń dla tensometru T29 (rys. 60) podczas badań z różnymi częstotliwościami i różnymi wartościami siły zestawione z wynikami otrzymanymi numerycznie

Wyniki badań cyklicznych i statycznych są zbieżne, a charakterystyczne jest występowanie pętli, które aproksymować można odcinkami prostych o dwóch różnych nachyleniach. Możliwe jest, że zachowanie tensometrów (charakterystyczne pętli na rys. 64) można tłumaczyć wpływem kleju lub innych czynników, lecz możliwe jest również występowanie innego mechanizmu. Ten mechanizm polegałby na przenoszeniu siły przez tarcie – w takim wypadku początkowo siła przenoszona byłaby w znacznej mierze przez tarcie (w różnych obszarach konstrukcji), a dopiero po jego zerwaniu następuje przenoszenie siły wyłącznie przez docisk czołowej powierzchni zęba do betonu. Potwierdzenie tego wymaga dodatkowych badań. Jednak w przyszłości mogłoby się okazać kluczowe dla nośności zmęczeniowej (podniesienie trwałości zmęczeniowej) ze względu na występowanie wielu cykli obciążenia o niskich amplitudach – dobitnie obrazuje to porównanie krzywych 3 i 5 z rys. 64, które prowadzi do wniosku, że przy 2,5 razy większej amplitudzie przyrost odkształceń jest 7-krotnie większy. Takie zachowanie jest charakterystyczne dla wszystkich tensometrów i szczególnie widoczne w przypadku rejestracji całego cyklu od początku obciążenia, gdy amplituda jest zmienna w czasie (rys. 65).



Rys. 65. Rejestracja odczytów tensometrów (rys. 60) podczas przyrostu amplitudy obciążenia w czasie dla częstotliwości 0,5 Hz

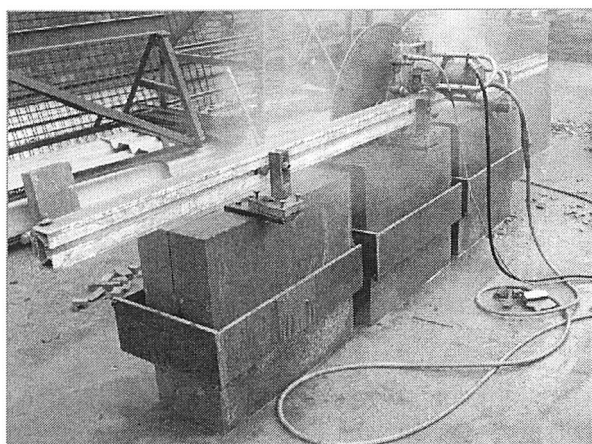
Kluczową sprawą byłoby tutaj wykonanie odpowiednich badań uwzględniających wpływ częstotliwości zmiany obciążenia oraz różnych innych czynników. Obecnie ze względu na konieczność ustalenia stanu naprężeń przy założeniu przenoszenia obciążeń przez powierzchnię czołową łącznika (docisk) efekty tarcia są pomijalne i nie stanowią przedmiotu szczegółowej analizy. Przyjmując zatem model jak na rys. 66, można stwierdzić, że obszar zachowania się konstrukcji istotny w aspekcie opracowywanej koncepcji nośności sprężystej reprezentuje odcinek prostej oznaczony jako B, bez wnikania w zjawiska leżące u podstaw występowania odcinka A.



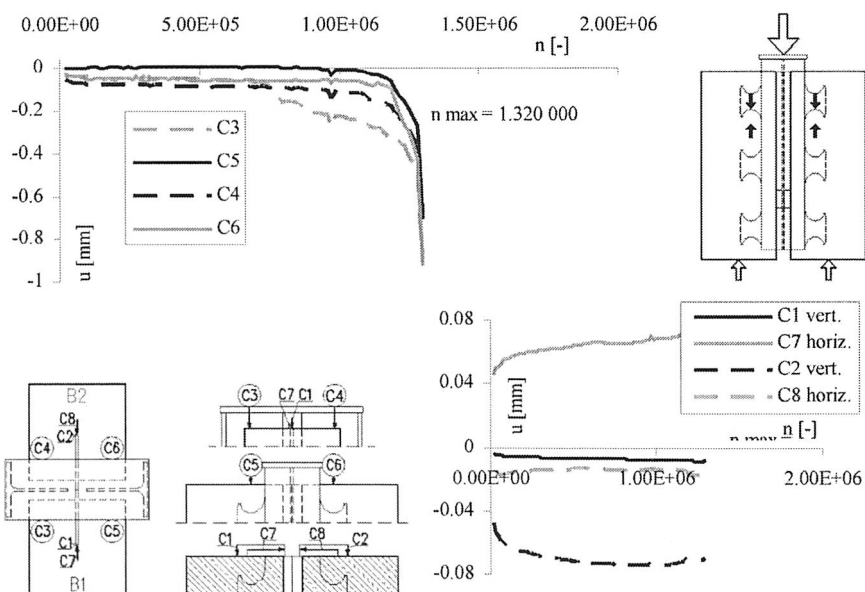
Rys. 66. Model zachowania się konstrukcji zęba w betonie

Podczas zasadniczych badań cyklicznych (i jednocześnie zmęczeniowych) mierzono przemieszczenia czujnikami indukcyjnymi, a odczyty wykonywano w ustalonych przedziałach czasu, rejestrując całe cykle obciążenia w czasie 2 min, podobnie jak w przypadku odkształceń elementu NPOT-CL4 przedstawionych na rys. 64.

W trakcie badań w założeniu obejmujących 2 mln cykli obciążenia siła ulegała zmianie z częstotliwością 4,5 Hz o wartość $\Delta P = 160$ kN. Dolny poziom obciążenia wynosił 120 kN, a górny poziom 280 kN. Poziom obciążenia dobrano, odnosząc się do badań [53], w których wartość amplitudy wynosiła około 137,5 kN na jeden ząb,

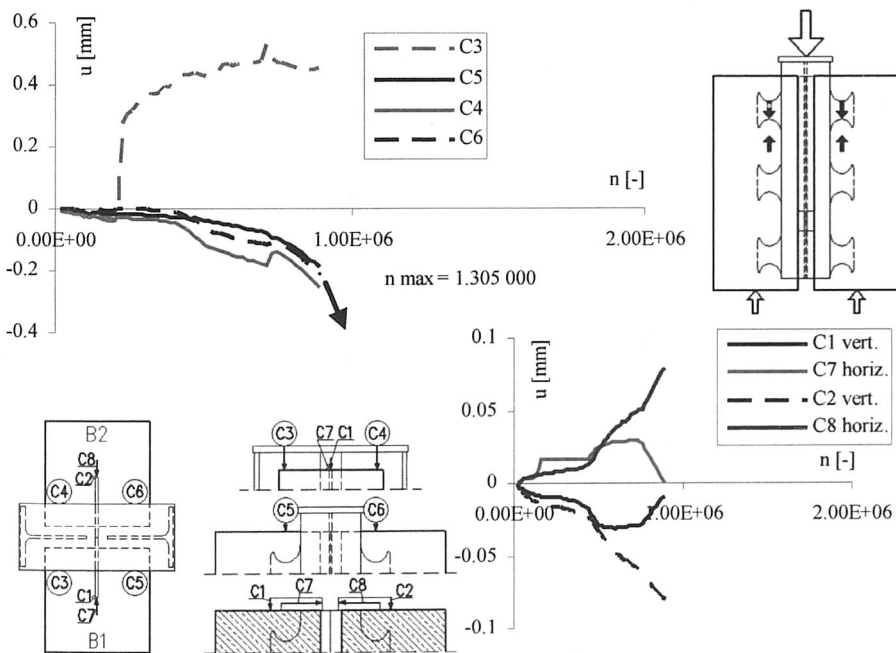


Rys. 67. Rozcięcie elementów NPOT po badaniach



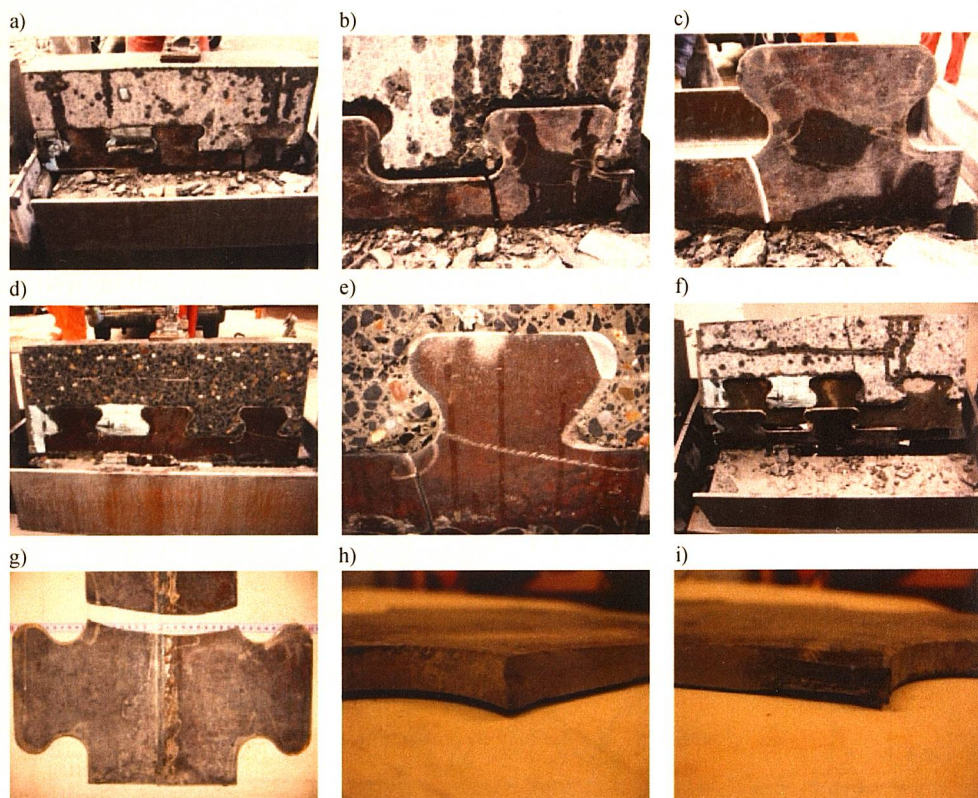
Rys. 68. Wyniki dla elementu NPOT-SA1 – zmiany przemieszczeń punktów pomiarowych wraz z liczbą cykli obciążenia (brak uszkodzeń zębów, wystąpiło natomiast pęknięcie zmęczeniowe spoiny elementu stalowego przekazującego siłę na łożyska)

ale przy zębach w rozstawie 400 mm. Przy podobnym wyężeniu w przeliczeniu na jednostkę długości połączenia ścinanego otrzymuje się około 100 kN na ząb – ostatecznie przyjęto wartość 80 kN, aby uzyskać pęknięcie na skutek zmęczenia wysokocyklowego, kierując się kryterium nieprzekroczenia granicy plastyczności podczas badania. Po badaniach rozcięto elementy (rys. 67) – okazało się, że część próbek nie uległa żadnemu zniszczeniu po 2 mln cykli, część uległa zniszczeniu na skutek pęknięcia zmęczeniowego spoiny łączącej prostopadłe blachy stalowe środników, a jedna próbka (NPOT-PZ2) doznała zniszczenia dokładnie takiego, jakie przewidywano na etapie projektu badań. Zachowanie się czujników przemieszczeń pokazano na rys. 68 dla elementu, w którym nie nastąpiło zniszczenie zęba (ale pękła spoina) oraz na rys. 69 dla elementu, w którym nastąpiło zniszczenie zęba.



Rys. 69. Wyniki dla elementu NPOT-PZ2 – zmiany przemieszczeń punktów pomiarowych wraz z liczbą cykli obciążenia (pęknięcia zęba stalowego zgodnie z przewidywaniami)

Na podstawie analizy krzywych przedstawionych na rys. 69 stwierdzono, że pęknięcie zmęczeniowe zostało zainicjowane po około 350 tys. cykli obciążenia. Na rysunku 70 pokazano fotografie obrazujące charakter pęknięcia elementu. Na podstawie przekazanych przez autora danych dotyczących rozkładu naprężeń na styku stal–beton J. Barthellego przeprowadził w programie Code_Aster v. 9.0 szczegółowe analizy dotyczące stanu naprężeń i ocenę trwałości zmęczeniowej elementu poddanego próbie, wyniki zaprezentowano w pracy [4].



Rys. 70. Pęknięcie elementu NPOT-PZ2: a, b, c) widok po przecięciu strony, od której rozpoczęła się propagacja pęknięcia; d, e, f) widok po przecięciu strony, w którą pęknięcie propagowało; g) ogólny widok pęknięcia blachy; h) początek pęknięcia; i) koniec pęknięcia

6.2. Analiza pęknięcia oraz struktura stali w strefie wpływu ciepła po przecięciu palnikiem

Dokonano szczegółowych badań mikroskopowych pękniętego elementu [11] celem potwierdzenia zmęczeniowego charakteru pęknięcia oraz określenia wpływu ciepła na strukturę stali w połączeniu. Wykonano je za pomocą mikroskopu stereoskopowego SMT 800 przy powiększeniach do 30 $\times$, a mikroskopowe za pomocą mikroskopu świetlnego Neophot 32. Badania przeprowadzono w stanie trawionym 5% HNO_3 . Rejestrację obrazów wykonano za pomocą kamery CCD firmy VISITRON SYSTEM. Na rysunku 71 pokazano widok ogólny uszkodzonego fragmentu konstrukcji z zaznaczonymi obszarami 1, 2 i 3 wytypowanymi do dalszych badań makroskopowych z zastosowaniem elektronowego mikroskopu skaningowego.

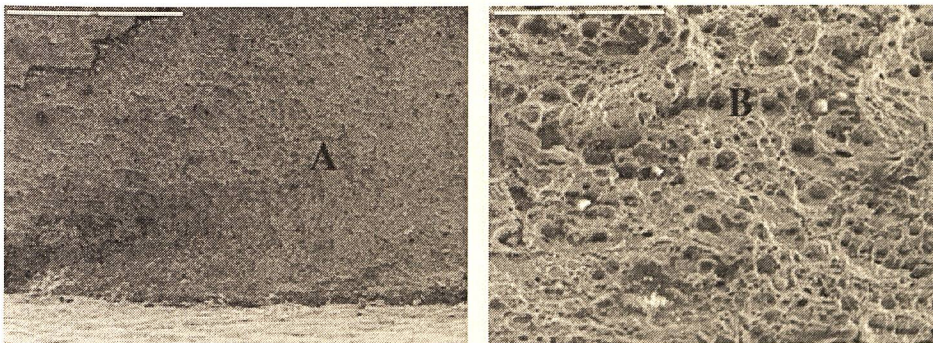


Rys. 71. Widok ogólny próbki. Cyframi 1, 2 i 3 zaznaczono obszary wytypowane do badań makroskopowych z zastosowaniem mikroskopu elektronowego skaningowego

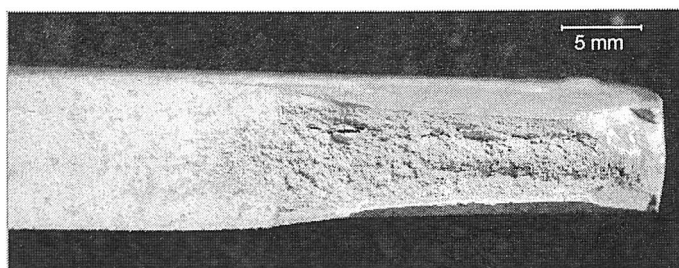
Na rysunkach 72 i 73 pokazano widok ogólny powierzchni obszaru 1. W wyniku przeprowadzonych badań makroskopowych stwierdzono występowanie przełomu zmęczeniowego z powierzchnią strefy zmęczeniowej umiejscowioną w pobliżu krawędzi blachy (obszar A). Zaobserwowano, że powierzchnia strefy zmęczeniowej zajmuje około 8% powierzchni złomu w obszarze 1. W strefie doraźnej wystąpił przełom o charakterze plastycznym (obszar B).



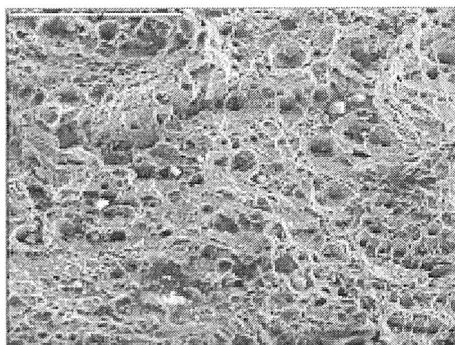
Rys. 72. Widok ogólny powierzchni obszaru 1;
A – obszar strefy zmęczeniowej w pobliżu krawędzi blachy, B – obszar strefy doraźnej [11]



Rys. 73. Powiększony obszar pęknięcia:
A – obszar strefy zmęczeniowej, B – obszar przełomu plastycznego w strefie doraźnej (mikroskopia skaningowa) [11]

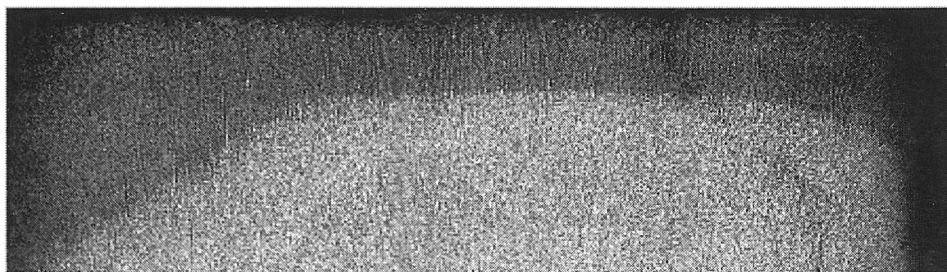


Rys. 74. Widok ogólny przełomu powstałego w obszarze 3 [11]



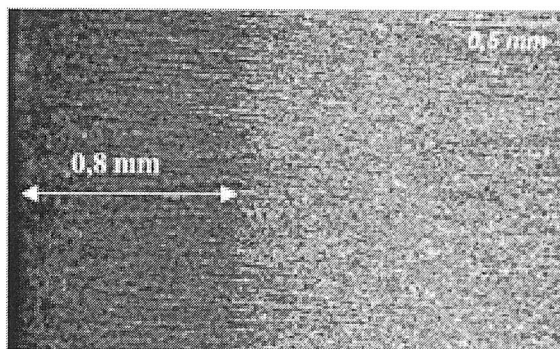
Rys. 75. Powiększony obszar z rys. 74;
widoczny przełom o cechach przełomu plastycznego (mikroskopia skaningowa) [11]

Na rysunkach 74 i 75 pokazano widok powierzchni obszaru 3. W wyniku przeprowadzonych badań makroskopowych stwierdzono, że powstały przełom wykazuje cechy przełomu doraźnego plastycznego. Ponadto przeprowadzono badania krawędzi blachy odciętej palnikiem na przekroju poprzecznym próbki w pobliżu krawędzi odcięcia. Obserwacje makroskopowe wykazały występowanie strefy wpływu ciepła o grubości od 0,8 mm do 1,2 mm (rys. 76).

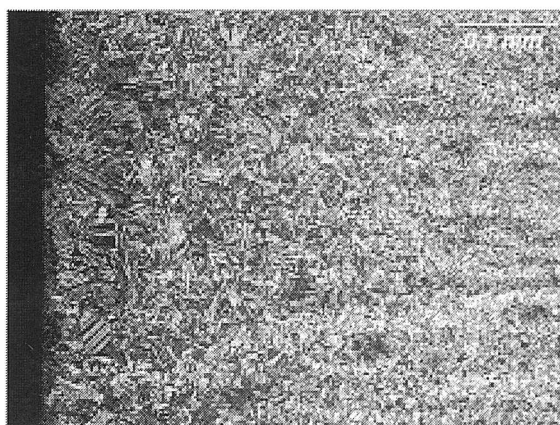


Rys. 76. Widok ogólny przekroju poprzecznego blachy z widoczną strefą wpływu ciepła (w górnej części); trawienie 5% HNO_3 (mikroskopia świetlna) [11]

Po wytrawieniu 5% HNO_3 w strefie wpływu ciepła odnotowano występowanie martenzytu niskowęglowego [11]. W materiale rodzimym stwierdzono pasmową strukturę ferrytyczno-perlityczną z wtrąceniami niemetalicznymi rozmieszczonymi pasmowo zgodnie z kierunkiem przeróbki plastycznej blachy (rys. 77 i 78).



Rys. 77. Warstwa zahartowana o grubości 0,8 mm w strefie wpływu ciepła; trawienie 5% HNO_3 (mikroskopia świetlna) [11]



Rys. 78. Powiększony fragment obszaru z rys. 77.
W strefie wpływu ciepła struktura martenzytu niskowęglowego.
W materiale rodzimym struktura ferrytyczno-perlityczna;
trawienie 5% HNO_3 (mikroskopia świetlna) [11]

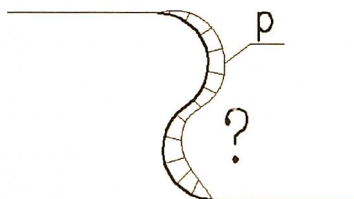
W podsumowaniu badań mikroskopowych [11] należy zaznaczyć, że mikrostruktura materiału rodzimego jest pasmowa ferrytyczno-perlityczna o zróżnicowanej wielkości ziarna, a na podstawie analizy składu chemicznego, że badana blacha została wykonana z materiału, który pod względem składu chemicznego odpowiada stali gatunku S460M według normy [41]. Równoważnik węgla ekwiwalentnego dla badanej

stali $CE = 0,36$ klasyfikuje tę stal jako należącą do grupy stali łatwo spawalnych. Badania makroskopowe wykazały obecność przełomu zmęczeniowego.

Przeprowadzone badania elementów NPOT i analiza mikroskopowa jednoznacznie potwierdziły, że mogą występować pęknięcia zmęczeniowe zęba u jego podstawy. Ponadto udowodnione zostało, że zakładany przez autora mechanizm inicjacji i propagacji w środku rysy spowodowanej pęknięciem zmęczeniowym u podstawy zęba jest możliwy i w strefie dodatniego momentu zginającego w dźwigarze może prowadzić do poważnej awarii konstrukcji w postaci pęknięcia pasa dolnego – potwierdzono to badaniem belki (rys. 39). Jako odrębny wniosek należy przyjąć, że awarii uległ podczas badań element, w którym zgodnie z analizą stanu naprężeń występowały największe wartości naprężeń głównych rozciągających ze wszystkich badanych kształtów. Podstawą bezpiecznego projektowania konstrukcji z łączników otwartych jest zatem opracowanie koncepcji umożliwiającej dokładne określenie stanu naprężeń w strefie koncentracji maksymalnych naprężeń głównych, tj. koncepcji nośności sprężystej łączników. Umożliwi ona racjonalne projektowanie konstrukcji, a także będzie narzędziem do opracowania najlepszego kształtu wycięcia do zastosowania w konstrukcjach – badania wskazują, że kształt CL jest korzystniejszy niż PZ, nawet jeżeli ma nieco mniejszą nośność graniczną od ostatniego.

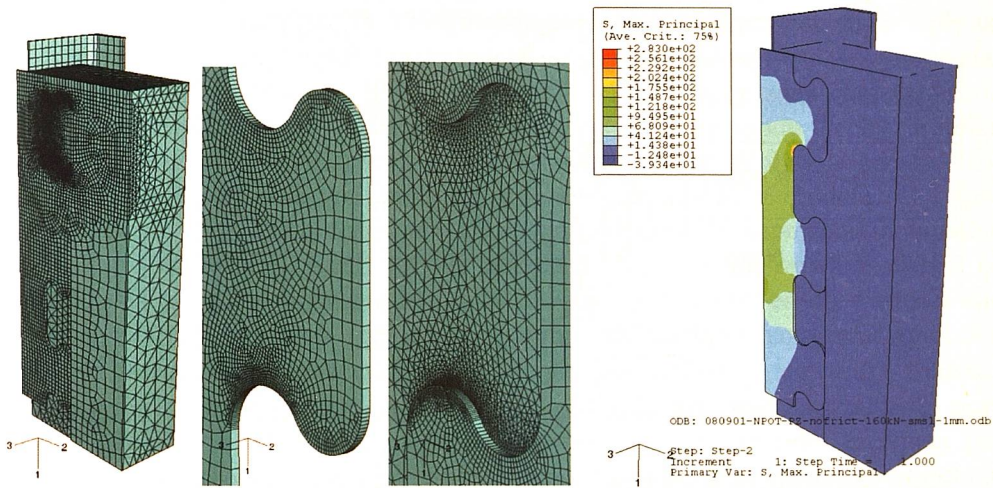
6.3. Analiza numeryczna elementu typu NPOT

Celem analizy było precyzyjne określenie stanu naprężeń w elemencie NPOT (wcześniej rozpatrywano oszacowane wartości naprężeń jak na rys. 58) oraz ustalenie rozkładu docisku na styku stal–beton (rys. 79).



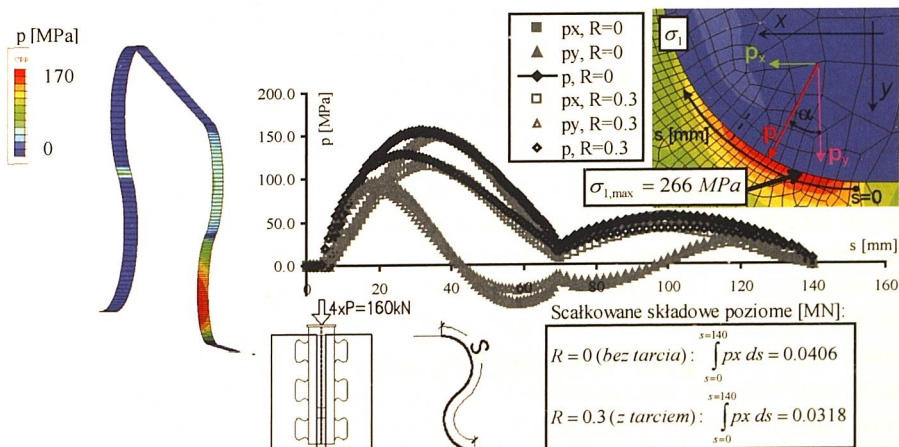
Rys. 79. Nieznany rozkład docisku na styku stal–beton

Zbudowano model dyskretny, w którym na płaszczyźnie docisku elementy powierzchni czołowej dolnej mają wymiar 1 mm, a powierzchni górnej – 2 mm (rys. 80). Zastosowano formułę małego poślizgu [1] oraz przyjęto zerowe tarcie (porównując również wyniki z modelem przy uwzględnieniu tarcia). Amplituda siły działającej na konstrukcję w czasie badań $P = 160$ kN – stąd w modelu przyjęto ze względu na symetrię $P_{1/4} = 160/4 = 40$ kN.

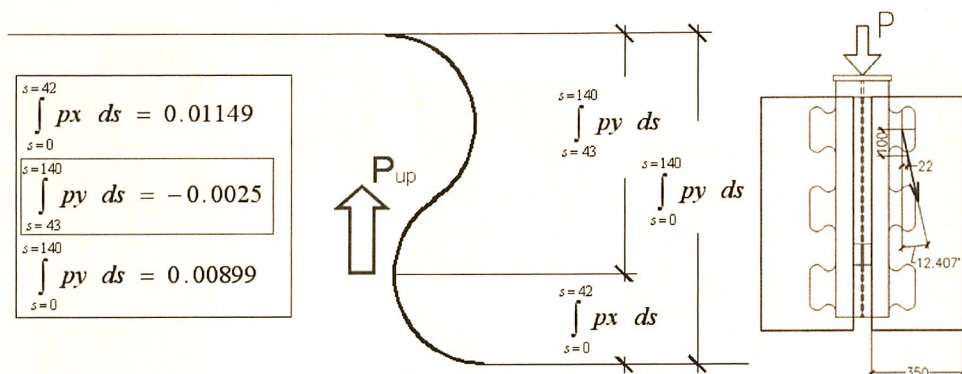


Rys. 80. Model numeryczny N1 elementu NPOT-PZ: siatka elementów skończonych i naprężenia główne maksymalne

Wyniki w postaci docisku na styku stal–beton i jego składowych uzyskane bez uwzględniania tarcia oraz z zastosowaniem współczynnika tarcia o wartości 0,3 przedstawiono na rys. 81. Ponadto scałkowano (zsumowano) wartości składowych docisku w poszczególnych węzłach, co umożliwia określenie przepływu sił w modelu; wyniki zestawiono na rys. 82. W ten sposób można wstępnie wnioskować o trzecim obok L i G wpływie, czyli U . Występowanie tego wpływu było konsekwencją przyjętego modelu przepływu sił w belce w ramach pracy [44]. Wpływ ten ujmuje odrywanie łączników, przedstawiono go w publikacji [20].



Rys. 81. Wyniki obliczeń w postaci docisku i jego składowych



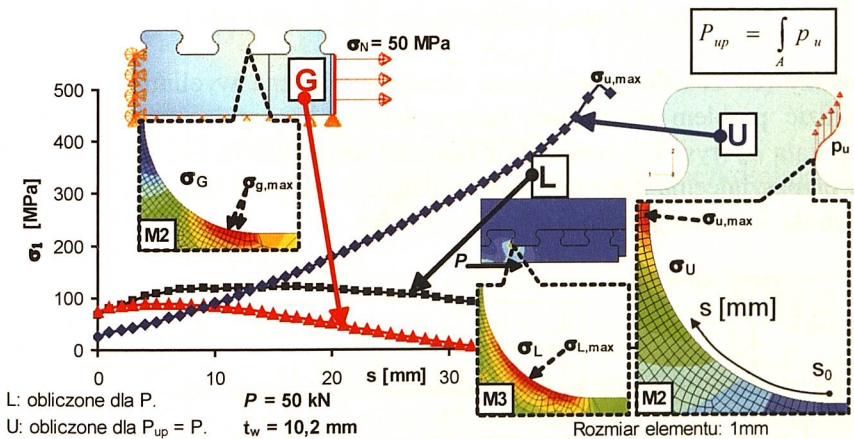
Rys. 82. Całkowanie składowych docisku i określony na ich podstawie przepływ sił w elemencie NPOT

Sprawdzono wpływ wartości obciążenia na kształt profilu docisku i stwierdzono, że jest pomijalny. Ponadto sprawdzono wpływ nieliniowości kontaktowej (małe poślizgi i skończone poślizgi), również tutaj wpływ jest pomijalnie mały. Zachowanie modelu można zatem przyjąć jako liniowe w aspekcie siła–przemieszczenie, pamiętając oczywiście o zastosowaniu kontaktu i związanej z tym konieczności wykonywania nieliniowej analizy. Podsumowując – na podstawie wykonanych analiz numerycznych można przyjąć, że w trakcie badania pod obciążeniem cyklicznym elementu NPOT-PZ2 (w którym wystąpiło pęknięcie zmęczeniowe) naprężenia u podstawy zęba w najbardziej wyężonym punkcie zmieniały się o wartość 266 MPa w przedziale od 200 do 466 MPa. Jednoznacznego uzasadnienia występowania lub braku występowania wpływu U można dokonać tylko na elementach belkowych, wykonując odpowiednie analizy numeryczne i przeprowadzając badania z pomiarem odkształceń w zadanych rejonach zębów stalowych i środnika. Takie analizy przedstawiono w dalszej części, wykorzystując natomiast zbudowany model elementu NPOT-PZ, możliwe jest określenie stanu naprężenia od zakładanych wpływów składowych, tj. L , G i U , z przyjęciem na tym etapie występowania wszystkich trzech. Postępując w ten sposób, określono tok postępowania prowadzący do opracowania koncepcji nośności sprężystej i doprowadzono do określenia krzywych dla poszczególnych wpływów L , G i U przedstawiających zmianę naprężenia od zadanego wpływu wraz ze zmianą wartości s . Wartość s określa odległość punktu, w którym rozpatruje się naprężenie, położonego na krawędzi blachy, mierzoną wzdłuż krzywizny w kierunku do zęba od początku krzywizny u podstawy łącznika.

6.4. Współczynniki kształtu

Wyznaczono naprężenia na krawędzi u podstawy łącznika od wpływów L , G i U . Przyjęto w założeniu istnienie wpływu U , aby pokazać jego potencjalny wpływ na

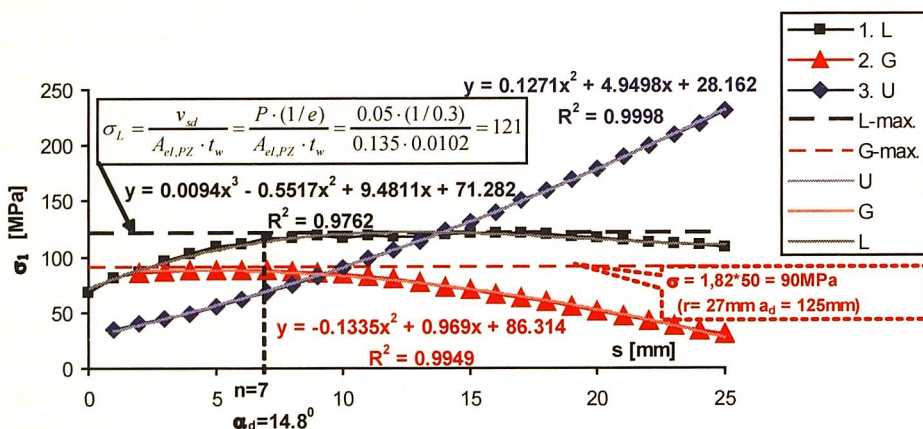
zachowanie konstrukcji, analizy umożliwiające określenie ilościowe tego wpływu przedstawiono w dalszej części. Do wyznaczenia naprężeń od wpływu L wykorzystano model NPOT-PZ obciążony siłą o wartości $P/2 = 25$ kN, przy czym obciążenie siłą zamodelowano jako równomiernie rozłożone i przyłożone do spodu blachy średnika pod zębem na odcinku o długości równej rozstawowi zębów. Wpływ G przeanalizowano na modelu stanowiącym średnik z zębami wyizolowany z modelu N1 odpowiednio podparty i poddany rozciąganiu, którego efektem były naprężenia nominalne w średniku o wartości 50 MPa. Na tym samym modelu przeanalizowano wpływ U , zakładając na potrzeby obliczeń, że siła odrywająca jest równa co do wartości sile ścinającej, czyli P – umożliwia to ilościowe porównanie efektów naprężeniowych obu wpływów, jednak należy pamiętać, że kąt α opisujący wpływ U nie osiąga wartości 45° (oczywiście przy założeniu istnienia wpływu U). W przypadku kształtu PZ przy ścinaniu podłużnym odrywanie może przekazywać się jedynie przy czołowej powierzchni łącznika (a bez ścinania podłużnego nie istnieje) – następuje zatem zginanie łącznika połączone z rozciąganiem. Wpływ U zamodelowano jako obciążenie rozłożone równomiernie i przyłożone do zwróconych ku dołowi powierzchni czoła łącznika. Powyższe modele obrazowo przedstawiono na rys. 83 razem z wynikami obliczeń.



Rys. 83. Naprężenia na krawędzi podstawy łącznika od wpływów L , G i U w funkcji odległości od początku krzywizny

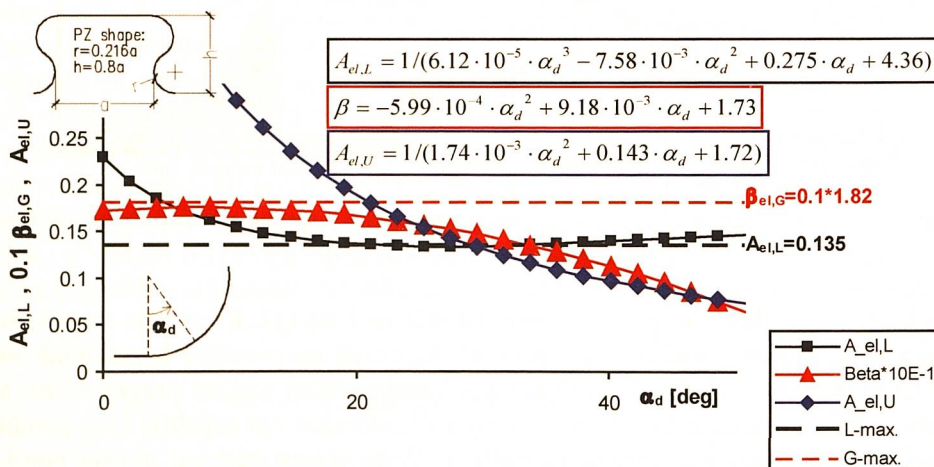
Z kształtu uzyskanych krzywych przedstawionych na rys. 83 można wnioskować, że wpływy L i G dają maksymalne wartości naprężeń na początku krzywoliniowego odcinka w pobliżu podstawy łącznika, na potrzeby dalszej analizy przyjęto jako bezpieczną wartość graniczną $s = 25$ mm, wpływ U natomiast ma zupełnie inny przebieg, osiągając ekstremum dla dużych wartości s . Wyznaczone krzywe można aproksymować wielomianami, sprowadzając problem do postaci ciągłej z możliwością operacji na funkcjach. Ponadto wyznaczyć można proste poziome styczne do krzywych

L i G , określające poziomy naprężen ekstremalnych dla danego wpływu i jednocześnie wyrażające omawiane wcześniej współczynniki, tj. współczynnik kształtu A dla wpływu L oraz współczynnik koncentracji naprężeń β dla wpływu G , przedstawiono to na rys. 84.



Rys. 84. Interpretacja otrzymanych krzywych L , G i U

Z analizy (co zostało powiedziane wcześniej) można wyeliminować efekt skali i sprowadzić problem do postaci bezwymiarowych współczynników wyrażonych w funkcji kąta α_d (rys. 85), rozpatrując nośność zespolenia na jednostkę długości oraz stosując przekształcenia matematyczne, polegające na przemnożeniu lub podzieleniu przez grubość środnika i wartość siły lub naprężeń.



Rys. 85. Bezwymiarowe współczynniki L , G i U

W ten sposób naprężenia na krawędzi można wyrazić wzorem

$$\sigma_s = \frac{v_L}{A_{el,L}t_w} + \beta_G \sigma_N + \frac{v_U}{A_{el,U}t_w} \quad (17)$$

w którym obok wyprowadzonych wcześniej współczynników wyrażonych w funkcji kąta α_d (rys. 85) występują:

t_w – grubość środnika,

σ_N – naprężenia nominalne w środniku,

v_L – siła ścinania podłużnego na jednostkę długości zespolenia,

v_U – siła ścinania odrywająca na jednostkę długości zespolenia.

Wprowadzając kąt podniesienia α jako [20]

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P_{up}}{P} \quad (18)$$

dla belki w przestrzeni dwuwymiarowej podanej działaniu siły poprzecznej oraz momentu zginającego można wyprowadzić zależność

$$\sigma_s = \frac{1}{I_y} \left[V \frac{S_y}{t_w} \left(\frac{1}{A_{el,L}} + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{A_{el,U}} \right) + M z \beta_G \right] \quad (19)$$

w której:

I_y – moment bezwładności przekroju zespolonego,

S_y – moment statyczny części stalowej względem środka ciężkości przekroju zespolonego,

t_w – grubość środnika,

z – odległość spodu zęba od środka ciężkości przekroju zespolonego,

V – siła poprzeczna,

M – moment zginający.

Gdyby współczynniki kształtu były stałymi wartościami, rozwiązanie sprowadzałoby się do stosunkowo prostej formuły projektowej, jednak są one nieliniowymi funkcjami zmiennej s . W przypadku wpływów L i G rozwiązanie można byłoby przybliżyć na korzyść bezpieczeństwa, stosując stałe wartości współczynników $A_{el,L}$ i β_G , gdyż obie funkcje przyjmują ekstremum w rozpatrywanym przedziale s – w takim przypadku zakładamy, że punkt maksymalnych naprężeń znajduje się gdzieś w rozpatrywanym przedziale wartości s (od 0 do około 20 mm), a jego precyzyjna lokalizacja nie jest istotna. Takie podejście jest jednak niemożliwe ze względu na diametralnie inny przebieg wpływu U ; funkcja reprezentująca ten wpływ nie osiąga ekstremum w rozpatrywanym przedziale, jest to funkcja rosnąca, podobnie jej pierwsza pochodna jest wyraźnie rosnąca. W takim przypadku każdorazowo konieczne jest wyznaczenie lokalizacji punktu maksymalnych naprężeń, co bardzo komplikuje zagadnienie. Podstawową sprawą z punktu widzenia opracowania koncepcji nośności sprężystej jest

zatem określenie wpływu U , zwłaszcza ilościowe. Wpływu tego nie można rozpatrywać na poziomie przekroju porzecznego, a jedynym miarodajnym sposobem jest odniesienie się do rzeczywistych konstrukcji, czyli belek zespolonych. Autor przedstawił koncepcję przepływu sił w belce inną niż prezentowana w pracy [20] – konsekwencją jest, że wpływ U w zasadzie nie występuje. Udowodnienie zaprezentowanej koncepcji przeprowadzono w odniesieniu do elementów belkowych w dalszej części monografii.

6.5. Próby POST

Próba bezpośredniego ścinania połączenia (POST) jest typowym sposobem określania nośności granicznej zespolenia [43]. Jej wyniki to podstawa określenia nośności charakterystycznej, potrzebnej z kolei do określenia nośności obliczeniowej połączenia ścinanego oraz jego ciągliwości. W dalszej części pracy przedstawiono wyniki przeprowadzonych przez autora na Politechnice Wrocławskiej badań typu POST w przypadku kształtu PZ i odniesiono je do idei koncepcji nośności sprężystej. Na rysunkach 86–91 pokazano kolejne ich etapy. Badania przeprowadzono ze środnikami o różnej grubości, tj. 10, 20 i 30 mm, a schemat badań zaprezentowano na rys. 92. Podstawowym gatunkiem stali konstrukcyjnej w elementach była stal S460, zastosowano jednak w celach porównawczych stal S355 (próbki A). Beton był klasy C70/85, stal zbrojeniowa BSt500. Próbki C wykonano o zróżnicowanej grubości środnika (10, 20 i 30 mm) ze stali S460. Próbki A wykonano z blachy o grubości 10 mm ze stali S355. Próbki B wykonano z blachy o grubości 10 mm ze stali S460, stosując dwa razy mniejsze zęby, ale rozmieszczone na



Rys. 86. Konstrukcja stalowa elementów typu POST – środniki o grubości 10 i 20 mm

tej samej długości (dwa razy więcej dwa razy mniejszych zębów). Próbki D wykonano tak samo jak próbki C o grubości środnika 20 mm, zastosowano natomiast różnicowanie grubości prętów zbrojeniowych.



Rys. 87. Konstrukcja stalowa elementów typu POST – środniki o grubości 30 mm



Rys. 88. Konstrukcja stalowa elementów typu POST próby typu B

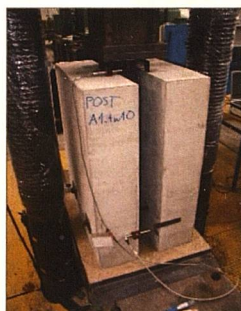


Rys. 89. Realizacja elementów do badań – betonowanie pierwszej płyty

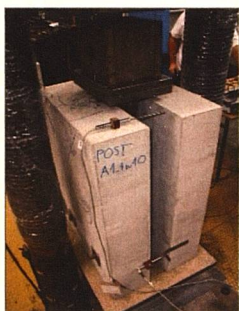


Rys. 90. Realizacja elementów do badań – betonowanie drugiej płyty

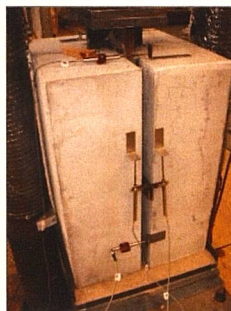
a)



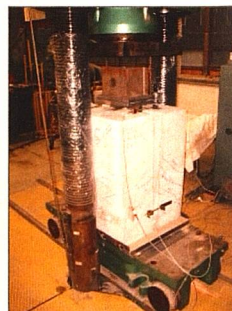
b)



c)

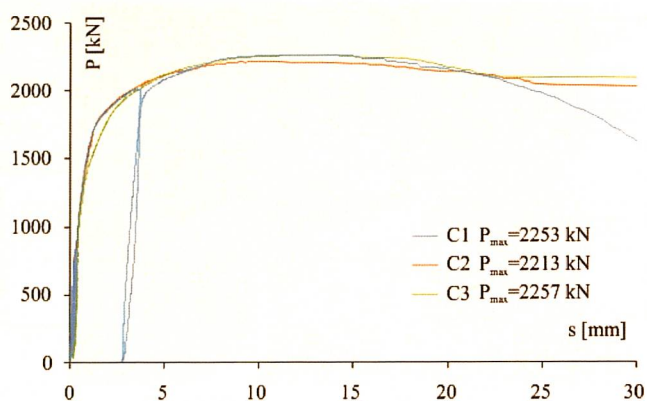


d)

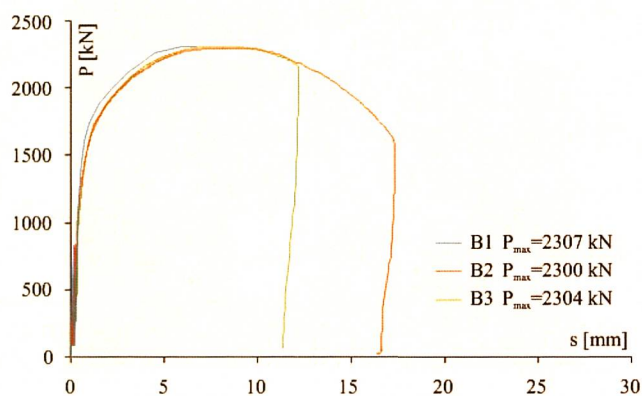


Rys. 91. Wybrane elementy POST podczas badań przed i po zniszczeniu:

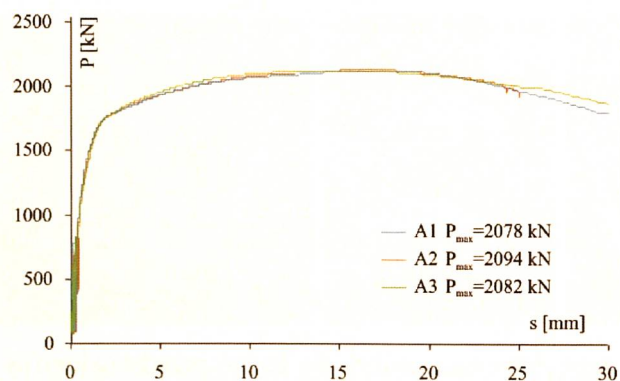
- a) element ze średnikiem o grubości 10 mm ze stali S355 przed zniszczeniem, b) element po zniszczeniu;
c) element ze średnikiem o grubości 30 mm ze stali S355 przed zniszczeniem, d) element po zniszczeniu



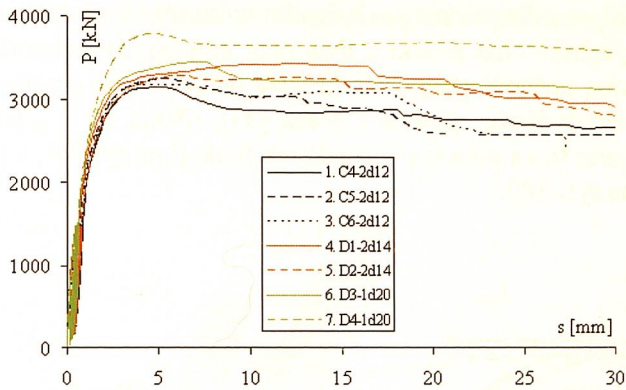
Rys. 93. Krzywe siła-poślizg dla elementów C/tw10



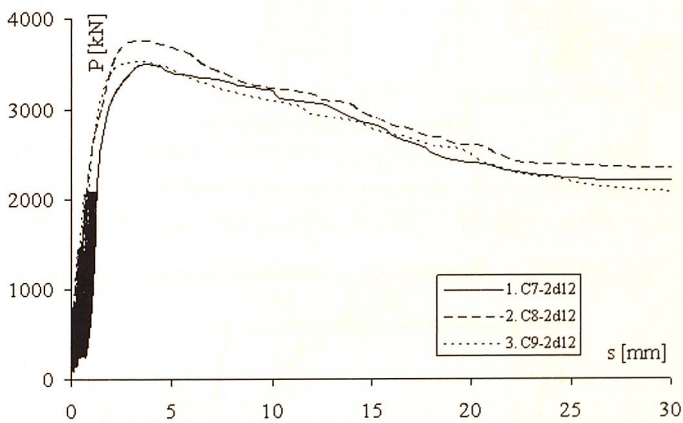
Rys. 94. Krzywe siła-poślizg dla elementów B/tw10



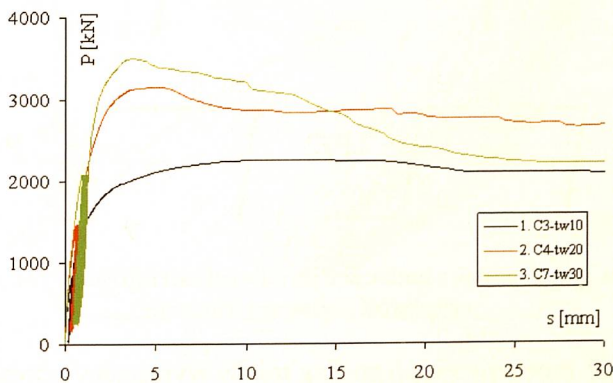
Rys. 95. Krzywe siła-poślizg dla elementów A/tw10



Rys. 96. Krzywe siła-poślizg dla elementów C/tw20 i D/tw20

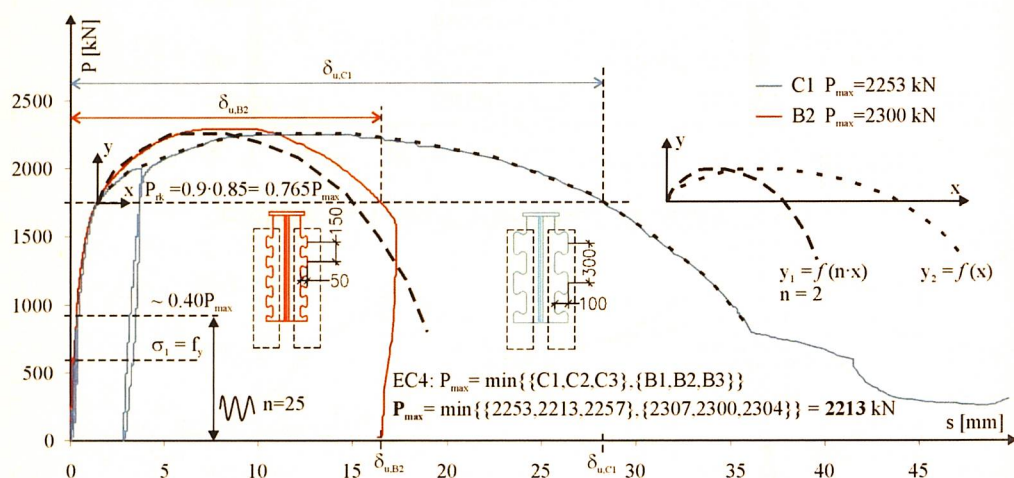


Rys. 97. Krzywe siła-poślizg dla elementów C/tw30

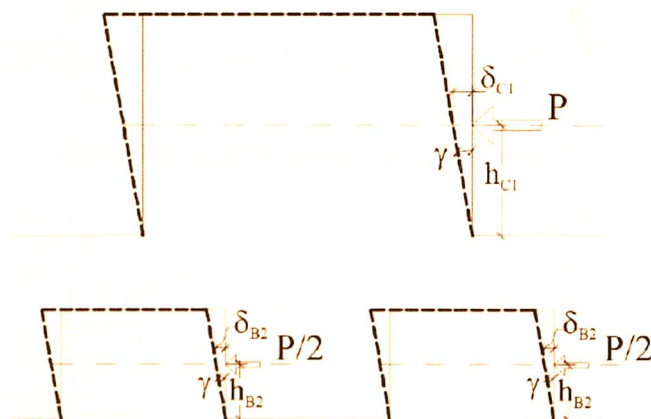


Rys. 98. Krzywe siła-poślizg dla elementów o różnej grubości środniaka

Na rysunku 99 przedstawiono porównanie wykresów $P-\delta$ dla próbki ze standardową wielkością zębów oraz próbki z dwa razy mniejszymi zębami. Podczas badań uzyskano taką samą nośność graniczną, krzywe natomiast po przekroczeniu wartości nośności charakterystycznej, zgodnie z pracą [43], różnią się – inna jest ciągłość próbki, zobrazowano to za pomocą wirtualnych funkcji na rys. 99, a przyczynę zjawiska wyjaśniono na rys. 100.



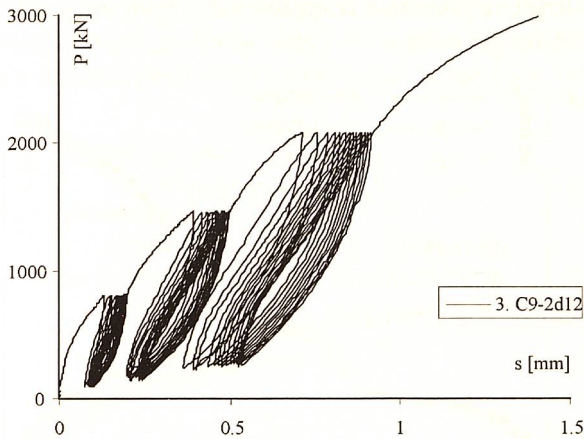
Rys. 99. Wpływ wielkości zęba na ścieżkę równowagi statycznej



Rys. 100. Poglądowa ilustracja wpływu wielkości zęba na sztywność i ciągłość połączenia ścinanego

W trakcie badań zaobserwowano poślizg trwały wyrażający przyrost poślizgu wraz z kolejnymi cyklami obciążenia. Zilustrowano to na rys. 101 dla próbki C9, którą

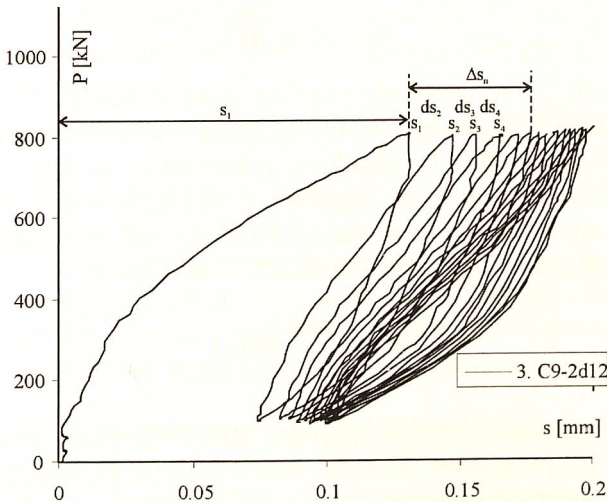
poddano obciążeniom cyklicznym o różnej amplitudzie w następujących po sobie sekwencjach cykli.



Rys. 101. Wykres siła–poślizg dla próby C9 poddanej obciążeniom cyklicznie zmiennym o różnej amplitudzie

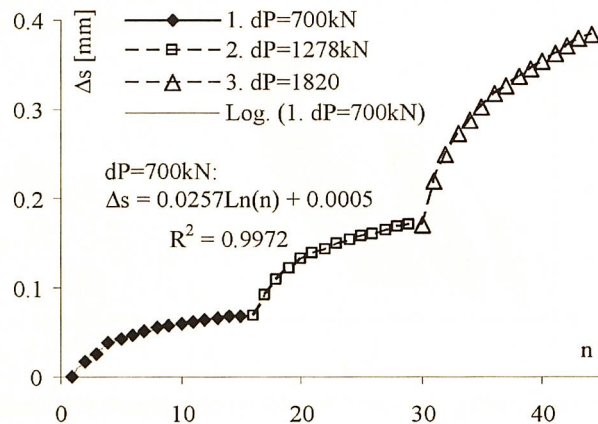
Na potrzeby analizy przyjęto definicję poślizgu trwałego dla cyklu obciążenia n jako sumę przyrostów poślizgu w poszczególnych cyklach (rys. 102), co wyraża się wzorem

$$\Delta s_n = \sum_{i=2}^n ds_i \quad (20)$$



Rys. 102. Ilustracja poślizgu trwałego na podstawie wykresu siła–poślizg dla próby C9 poddanej obciążeniom cyklicznie zmiennym w pierwszej serii cykli przy amplitudzie siły równej 700 kN

Uwzględniając tak określoną definicję, pomija się poślizg trwały z pierwszego cyklu i odnosi się do górnego poziomu obciążenia. Alternatywnie można byłoby odnosić się do przyrostu poślizgu na poziomie obciążenia dolnego, nie jest to jednak istotne ze względu na ogólną ocenę zjawiska.



Rys. 103. Poślizg trwały dla próby C9 w funkcji liczby cykli uzyskany podczas badań przy różnej amplitudzie obciążenia w kolejnych seriach cykli

Analizując wyniki wielu prób, autor doszedł do wniosku, że zależność (20) można aproksymować z bardzo dobrą dokładnością krzywą logarytmiczną i funkcja wyrażająca poślizg trwały jest w takim przypadku iloczynem logarytmu liczby cykli i pewnej funkcji F , co wyraża wzór

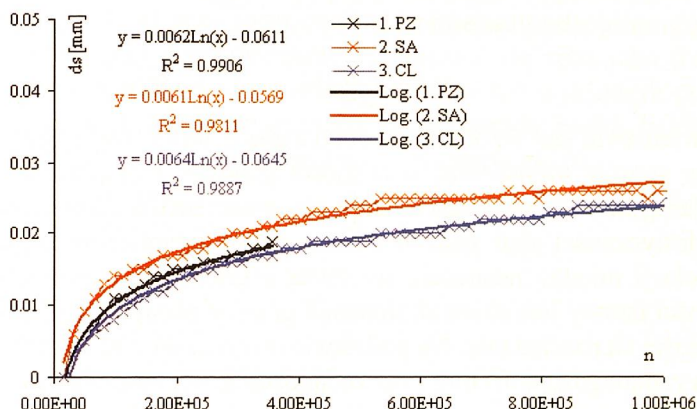
$$\Delta s = F \cdot \ln(n) \quad (21)$$

Podkreślić tu należy, że uzyskane współczynniki korelacji przekraczają zwykle wartość 0,99 i aproksymację wykonano dla wielu prób o różnej amplitudzie obciążenia i różnej grubości średnika. Przykładowo pokazano to na rys. 103 w przypadku próby C9 i pierwszej serii cykli przy amplitudzie siły wynoszącej 700 kN. Na obecnym etapie badań autor proponuje uzależnić funkcję F od amplitudy siły i nośności granicznej warunkowanej zniszczeniem betonu, co opisuje wzór

$$\Delta s = f\left(\frac{\Delta P}{P_{\text{ult}}}\right) \ln(n) \quad (22)$$

Prawdopodobnie funkcję F można byłoby w przyszłości uzależnić od wytrzymałości betonu i geometrii połączenia. Z badań autora wynika, że odpowiednia będzie tu aproksymacja wielomianem drugiego rzędu – poślizg trwały w takim przypadku rośnie wraz z kwadratem ilorazu amplitudy obciążenia cyklicznego ΔP i nośności granicznej (warunkowanej zniszczeniem betonu).

Warto zaznaczyć, że zależność logarytmiczna dobrze opisuje trwały poślizg zarówno przy małej liczbie cykli i stosunkowo dużych poziomach wyężenia, co jest charakterystyczne dla prób POST, jak i przy dużej liczbie cykli i małych poziomach wyężenia, co zaobserwowano podczas badań elementów typu NPOT, gdzie taka konfiguracja wynikała z badania zmęczenia wysokocyklowego (rys. 104).



Rys. 104. Poślizg trwały dla prób NPOT o kształtach PZ, SA i CL mierzony od 16 000 cykli obciążenia

Przeprowadzone badania POST pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- nośność elementów stalowych połączenia ścinanego na jednostkę długości połączenia jest niezależna od wielkości zębów – równanie (12) można zatem rozszerzyć na obszar pozasprężysty, należy to traktować jednak jako przybliżenie (aczkolwiek dobre), a nie rozwiązanie ścisłe;
- zdolność do poślizgu połączenia ścinanego jest w przybliżeniu liniową funkcją wielkości zębów;
- nośność graniczna zespolenia jest warunkowana nośnością stali w zespoleniu dla środników cienkich o grubości 10 mm;
- przekroczenie granicy plastyczności dla cienkich środników następuje przy znacznie niższej sile niż nośność charakterystyczna zespolenia zgodnie z normą EC4 [43];
- obciążenie cykliczne zgodnie z EC4 będące standardową procedurą badania prób ścinanych może spowodować przekroczenie granicy plastyczności w przypadku cienkich środników;
- w przypadku grubych środników (30 mm) nośność graniczna zespolenia jest warunkowana zniszczeniem betonu;
- cykliczne obciążenie powoduje przyrost poślizgów trwałych, który da się opisać funkcją logarytmiczną, a zjawisko to może być istotne w aspekcie trwałości zmęczeniowej łącznika stalowego;

• poślizgi trwałe mogą powodować zmianę układu naprężeń kontaktowych na styku stal–beton, a tym samym zmianę układu naprężeń w zębach stalowych i należy to uwzględnić w przyszłości, analizując stan naprężeń w stali w obszarze sprężystym oraz trwałość zmęczeniową.

Nośność graniczną zespolenia warunkowaną zniszczeniem części stalowej można opisać za pomocą prostego wzoru, stosując podobnie jak we wzorze (12) odniesienie do nominalnej granicy plastyczności stali

$$v_{ult} = A_{ult} t_w f_y \quad (23)$$

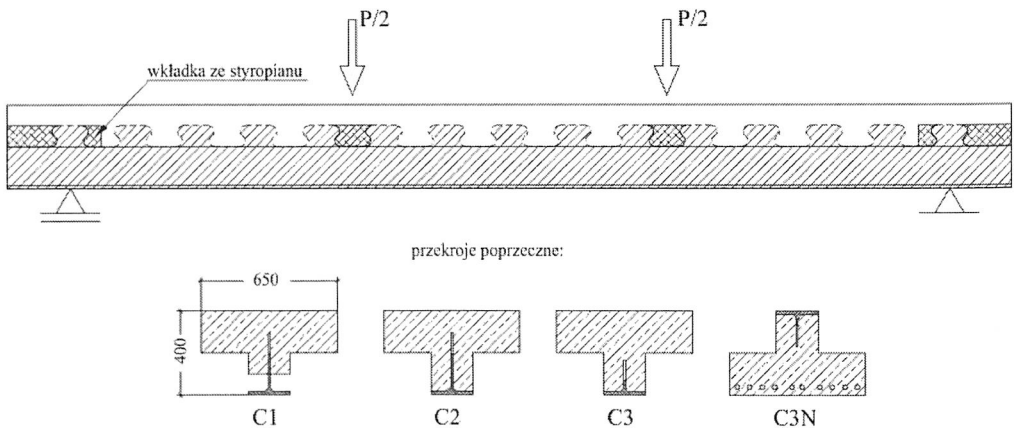
W przeciwieństwie do wzoru (12) dotyczącego teorii wzór (23), pozwalający w analogiczny sposób wnioskować o nośności granicznej zespolenia, opiera się na wynikach badań (jest więc pewnego rodzaju szacowaniem), a odniesienie do nominalnej granicy plastyczności stali zastosowano w celu ujednolicenia zapisu oraz wnioskowania o relacji między nośnością sprężystą a graniczną w sensie ilościowym – w rzeczywistości istotny jest również stosunek granicy plastyczności stali do granicznej wytrzymałości na rozciąganie. Na podstawie otrzymanej z badań siły P_{max} (rys. 99) określonej dla zadanego $t_w = 10$ mm oraz zadanej długości zespolenia w badanej próbce podstawiono z lewej strony wzoru (23) otrzymaną z badań wartość siły ścinania podłużnego w przeliczeniu na jednostkę długości zespolenia i w ten sposób obliczono współczynnik A_{ult} , przyjmując f_y na poziomie 460 MPa (podczas badań zastosowano stal S460). Wyznaczona wartość $A_{ult} = 3,93$. W tym miejscu należy zwrócić uwagę na korelację między stosunkiem A_{ult}/A_{el} a stosunkiem nominalnej granicy plastyczności stali do jej rzeczywistej wytrzymałości na rozrywanie (pierwszy iloraz jest większy). Zwiększanie ilorazu A_{ult}/A_{el} dla różnych kształtów wycięcia obrazuje efekt karbu geometrycznego, charakterystycznego dla danego kształtu wycięcia, który jest podstawowym czynnikiem wpływającym na nośność sprężystą. Wartość A_{ult}/A_{el} można określić na podstawie próby POST, określenie wartości A_{el} jest natomiast częścią koncepcji nośności sprężystej i próba POST nie jest tu miarodajna.

Przeprowadzone analizy elementów poddanych bezpośredniemu ścinaniu (próby POST) pozwoliły na potwierdzenie założenia, że wielkość zębów nie wpływa na nośność połączenia ścinanego, oraz pokazały, że wpływa ona na zdolność do poślizgu. Zbudowano złożone modele numeryczne, które pozwalają na symulację zniszczenia, zarówno stali, jak i betonu (w połączeniu) i tym samym na symulację próby POST, czyli pozwalają na wirtualne określanie nośności granicznej [32]. Na podstawie analiz numerycznych próby NPOT kształtu CL stwierdzono zgodność między modelem wirtualnym a rzeczywistym w zakresie przemieszczeń, poślizgów oraz odkształceń stali. Za pomocą próby NPOT kształtu PZ udowodniono możliwość powstawania i, co jest kluczowe, propagacji pęknięć zmęczeniowych; szczegółowe badania pękniętego elementu [11] wykazały obecność przełomu zmęczeniowego. Wykorzystując modele wirtualne wykonane na potrzeby badań, przeprowadzono analizy numeryczne i wyprobowano podstawowe zależności opisujące stan naprężeń w podstawie zęba od

trzech wpływów tj. L , G oraz U . Sprawą zasadniczą było pokazanie, jaki jest model przenoszenia sił na zęby stalowe, gdyż model zakładający istnienie sił odrywających będących efektem przyjęcia modelu kratownicowego [20], zdaniem autora, nie był prawdziwy. Udowodnienie przez niego sformułowanej tezy prowadziłoby do eliminacji wpływu U (występujące niewielkie odrywanie łączników typowe dla konstrukcji zespolonych to inne zjawisko i nie stanowi ono problemu, ze względu na niewielką wartość występujących sił przy jednocześnie korzystnym przebiegu funkcji U , rys. 84). W tym celu należało przeanalizować zachowanie się zęba jako fragmentu konstrukcji belki, a występowanie odrywania potwierdzić lub wykluczyć przez całkowanie naprężeń w przekroju poziomym zęba na podstawie badań belek i odczytów z tensometrów w konfrontacji z wynikami analiz numerycznych.

7. Analiza belek

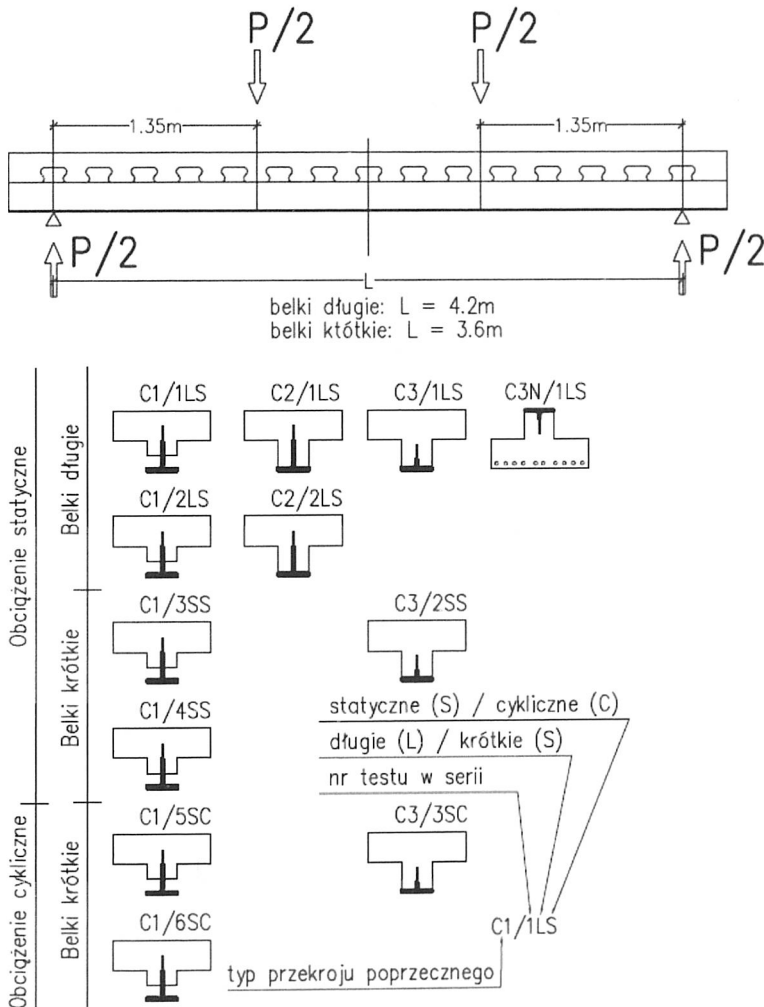
Ponieważ przepływ sił w belce jest inny niż w próbie POST i NPOT, wykonano analizy numeryczne i badania belek. Podstawową kwestią było sprawdzenie stanu odkształceń występującego w rzeczywistości podczas badań i porównanie go z uzyskanym z analiz numerycznych. Na tej podstawie możliwe jest wnioskowanie o przepływie sił w belce, a zwłaszcza określenie wpływu U , czyli odrywania. Przedstawiono wybrane wyniki badań autora istotne z punktu widzenia założonego celu, jakim jest zbudowanie koncepcji nośności sprężystej. Wykorzystano te z nich, które obejmowały badania niszczące 12 belek zespolonych, w tym 3 pod obciążeniem cyklicznym (2 mln cykli) wraz z nieliniową analizą za pomocą zaawansowanych modeli numerycznych. Zaprezentowano wyniki badań dwóch belek oraz analizy numeryczne, ograniczone do liniowych modeli materiałów zastosowanych w konstrukcji. Przedstawione wybrane wyniki badań dwóch belek są wystarczające, żeby potwierdzić tezy stawiane przez autora, wyniki badań wszystkich belek można znaleźć w pracy [44].



Rys. 105. Schemat belek do badań oraz stosowane przekroje poprzeczne

Na rysunku 105 pokazano schemat statyczny badanych belek oraz przekroje poprzeczne – analizowano przekroje C2 i C3, ponieważ głównym celem było określić

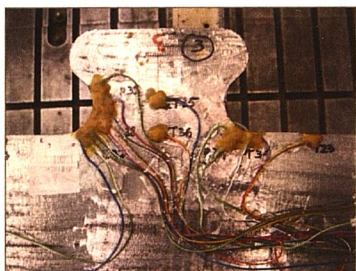
nie wpływu U (odrywania) w przyjętym modelu kratownicowym belki. Belki, które zostały wzięte pod uwagę, poddane były zginaniu dodatniemu, dlatego podczas rozpatrywania pojedynczych zębów, należy dopatrywać się analogii do próby NPOT. Program badań belek wraz z oznaczeniami elementów przedstawiono na rys. 106, a na rys. 107–109 przygotowanie elementów badawczych (zastosowano zróżnicowane układy tensometrów do oceny stanu odkształceń i przemieszczeń występujących w belkach). Elementy badane były na dwóch niezależnych stanowiskach (rys. 110). Na rysunku 111 pokazano belkę C3/2LS podczas badań. Model numeryczny belki (model B1) zilustrowano na rys. 112.



Rys. 106. Konfiguracja programu badań belek



Rys. 107. Belki stalowe i oprzyrządowanie do pomiaru odkształceń



Rys. 108. Tensometry elektrooporowe na belce stalowej i zbrojeniu

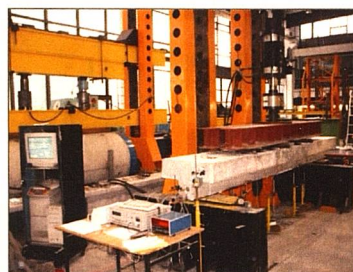


Rys. 109. Elementy składowe konstrukcji przygotowane do zabetonowania oraz stalowe belki z wysokim i niskim średnikiem na tle wykonanej belki zespolonej o przekroju C3

a)



b)



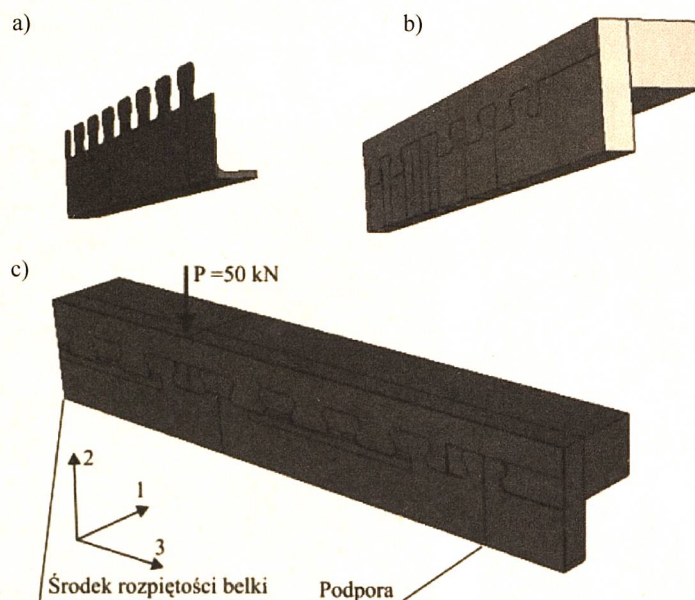
Rys. 110. Belka podczas badań pod obciążeniem: a) statycznym, b) cyklicznym



Rys. 111. Belka C3/2LS podczas badań jako kluczowa ze względu na KNS:

- a) oprzyrządowanie na belce stalowej (belka z lewej strony), b) tensometry na zębie D4,
- c) widok ogólnej belki po zniszczeniu, d) poślizg stali w stosunku do betonu na końcu belki po zniszczeniu, e) schemat zarysowania i miejsce odkucia betonu środkiem przy zębie D3,
- f) widok miejsca odkucia po usunięciu luźnych fragmentów betonu, g) widok miejsca odkucia po usunięciu prętów i rozkuciu betonu zasłaniającego ząb, h) zaznaczone linie zarysowania żendry walcowniczej w wyniku uplastycznienia stali zęba D3 oraz widoczny poślizg stali względem betonu

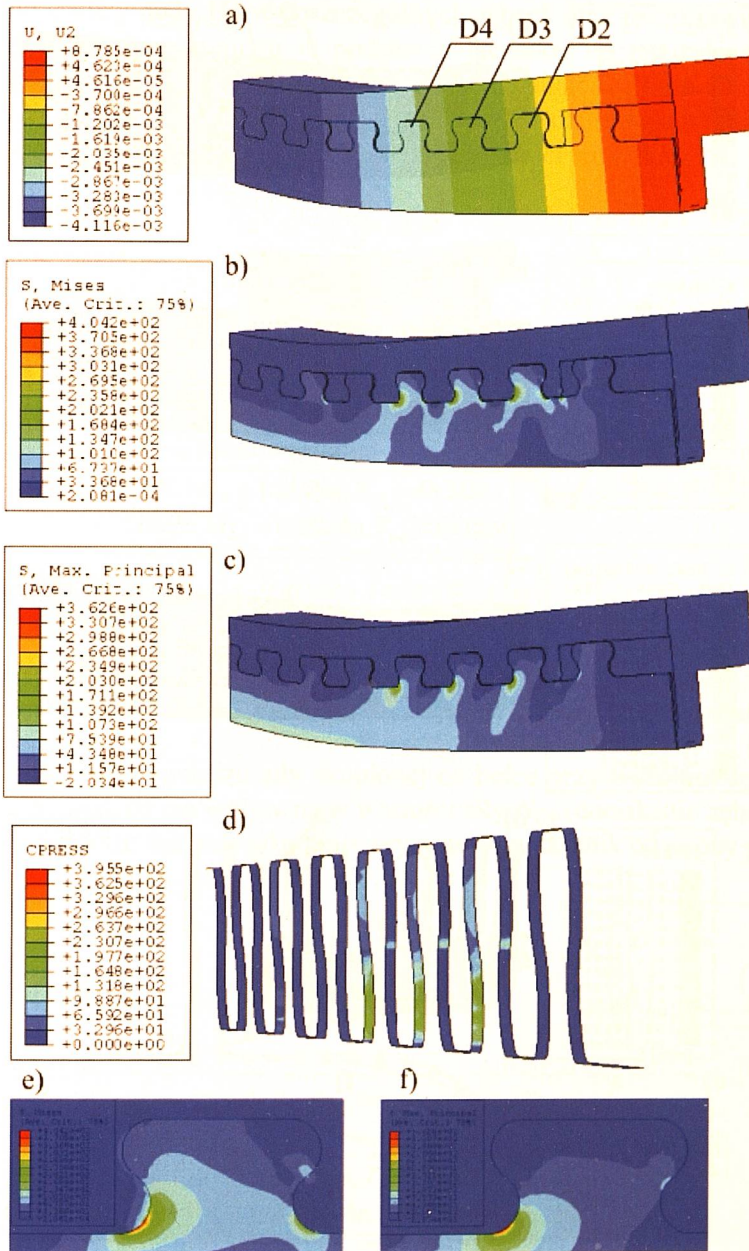
Belki zamodelowano podobnie jak elementy POST oraz NPOT, wykorzystano symetrię układu w dwóch płaszczyznach, stosując odpowiednie warunki brzegowe. Model belki określono jako B1. Analizy wykonano z uwzględnieniem kontaktu na styku stal–beton, przyjmując liniowe zależności dla materiałów modelujących belkę. Ponadto wprowadzono już na etapie modelowania geometrii układ rys zbliżony do uzyskanego w trakcie badań w przedziale obciążeń odpowiadających SLS. Model obciążano siłą 50 kN, co odpowiada sile na belce P wynoszącej 200 kN. Obliczenia wykonano jako nieliniowe ze względu na warunki kontaktu na styku stal–beton. Ponieważ materiały są liniowe, a przy modelowaniu kontaktu zastosowano podejście z tzw. małym poślizgiem, wyniki można interpretować tak samo jak te uzyskane z analizy liniowej, co oznacza, że przemieszczenia czy naprężenia zmieniają się liniowo w funkcji siły. Sam poziom siły przyjętej do obliczeń należy traktować jako umowną siłę jednostkową, ale o realnej wartości – w trakcie badań przy belkach o przekroju C1, w przybliżeniu przy tym poziomie, pojawiała się zarysowanie betonu.



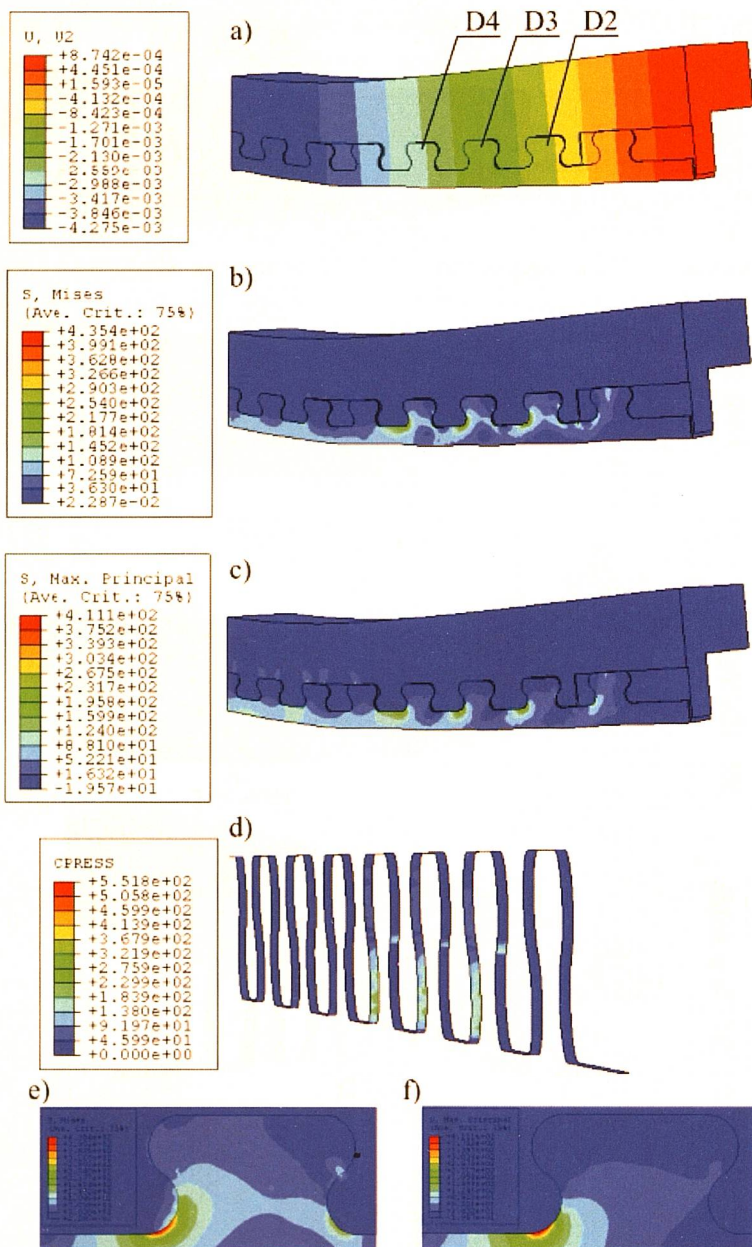
Rys. 112. Model numeryczny belki B1:

a) część stalowa, b) część betonowa, c) model belki zespolonej

Wybrane wyniki obliczeń MES przedstawiono na rys. 113–122 odpowiednio dla belki o przekroju C2 oraz C3. W dalszej części odnoszono się do łączników oznaczonych: D2, D3 i D4, co należy interpretować jako drugi, trzeci i czwarty ząb stalowy od osi podparcia belki. Należy mieć na uwadze, że belki zostały tak skonstruowane, aby tylko te trzy zęby przenosiły siłę ścinającą.

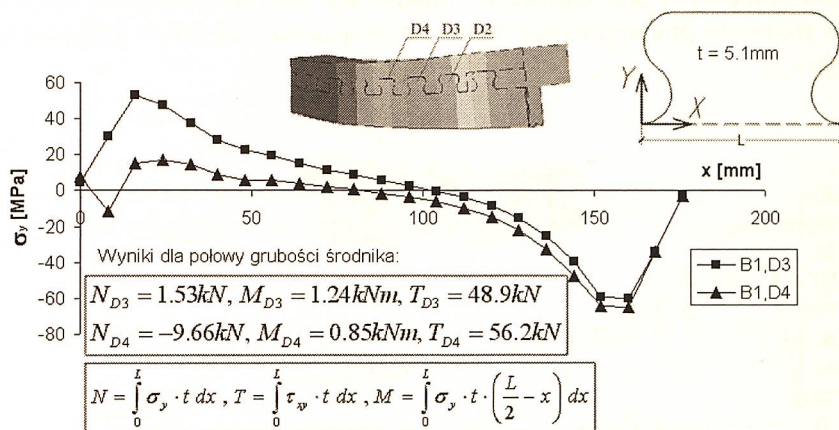


Rys. 113. Wyniki obliczeń numerycznych dla belki o przekroju C2: a) przemieszczenia pionowe wraz z oznaczeniem zębów, b) układ naprężeń zredukowanych, c) układ naprężeń głównych (maksymalne rozciąganie), d) naprężenia docisku na powierzchni kontaktu na styku stal-beton (pokazano w aksonometrii czołową powierzchnię kontaktu między stalą a betonem, patrząc od strony podpory), e) naprężenia zredukowane w zębie D3, f) naprężenia główne (maksymalne rozciąganie) w zębie D3



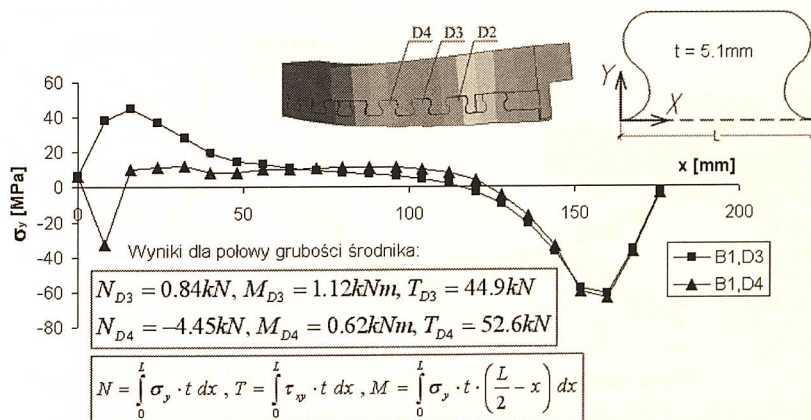
Rys. 114. Wyniki obliczeń numerycznych dla belki o przekroju C3: a) przemieszczenia pionowe wraz z oznaczeniem zębów, b) układ naprężeń zredukowanych, c) układ naprężeń głównych (maksymalne rozciąganie), d) naprężenia docisku na powierzchni kontaktu na styku stal–beton (pokazano w aksonometrii czołową powierzchnię kontaktu między stalą a betonem, patrząc od strony podpory), e) naprężenia zredukowane w zębie D3, f) naprężenia główne (maksymalne rozciąganie) w zębie D3

Dokonano analizy naprężeń w poszczególnych zębach oraz przedstawiono rozkład naprężeń w przekroju poziomym w podstawie łącznika, co pozwala wnioskować o przepływie sił w belce. Naprężenia scałkowano, uzyskując wartości sił działających na łączniki (N – siła osiowa, M – moment zginający, T – siła ścinająca). Siły są odniesione do grubości blachy w modelu, tj. do połowy grubości środnika.



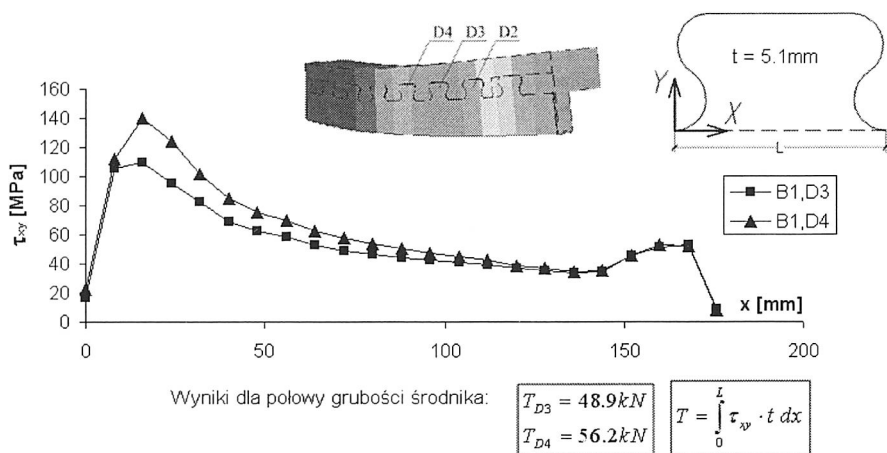
Rys. 115. Układ naprężeń normalnych w przekroju w poziomie podstawy zębów D3 i D4 wraz z wyznaczonymi na jego podstawie siłami działającymi na łącznik – belka o przekroju C2

Ząb D4 położony w pobliżu siły skupionej na belce przy wysokim środniku jest dociskany do betonu, co ma wpływ na wartości siły N_{D4} (dociskanie zęba). Ponadto przenosi nieco większe ścinanie jako pierwszy pracujący łącznik od strony przęsła.

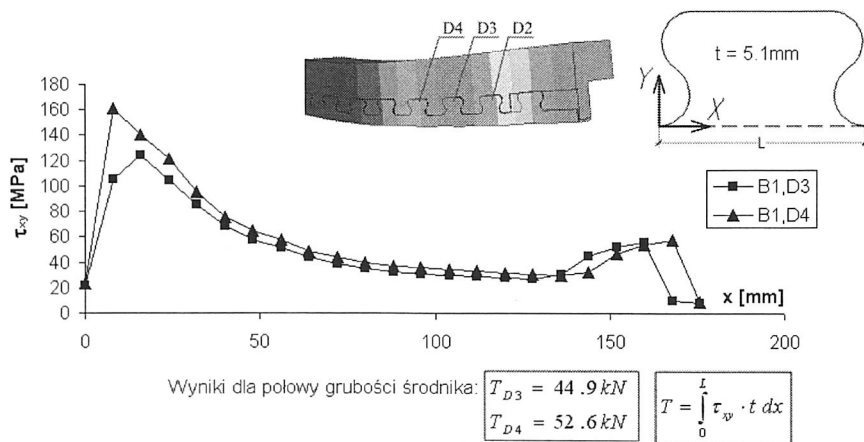


Rys. 116. Układ naprężeń normalnych w przekroju w poziomie podstawy zębów D3 i D4 wraz z wyznaczonymi na jego podstawie siłami działającymi na łącznik – belka o przekroju C3

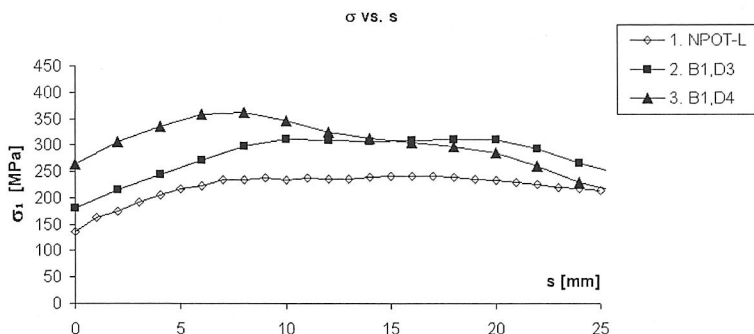
Podobnie jak w przypadku belki o przekroju C2, również w belce o przekroju C3 ząb D4 położony w pobliżu siły skupionej na belce jest dociskany do betonu, co oddziałuje na wartości siły N_{D4} (dociskanie zęba). Ze względu na mniejszą sztywność giętą część stalowej w porównaniu do belek z wysokim średnikiem, wartość siły jest tu odpowiednio mniejsza (poza tym siła skupiona rozkłada się przez beton na większej długości części stalowej). Ponadto ząb D4 przenosi nieco większe ściskanie jako pierwszy pracujący łącznik od strony przęsła, tak jak w przypadku belki o przekroju C2.



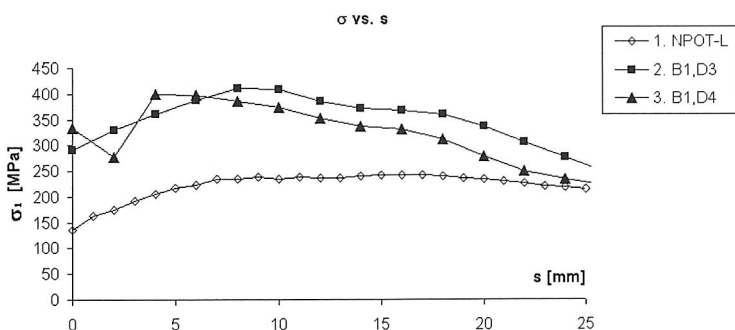
Rys. 117. Układ naprężeń stycznych w przekroju w poziomie podstawy zębów D3 i D4 wraz z wyznaczonymi na jego podstawie siłami ścinającymi działającymi na łącznik – belka o przekroju C2



Rys. 118. Układ naprężeń stycznych w przekroju w poziomie podstawy zębów D3 i D4 wraz z wyznaczonymi na jego podstawie siłami ścinającymi działającymi na łącznik – belka o przekroju C3

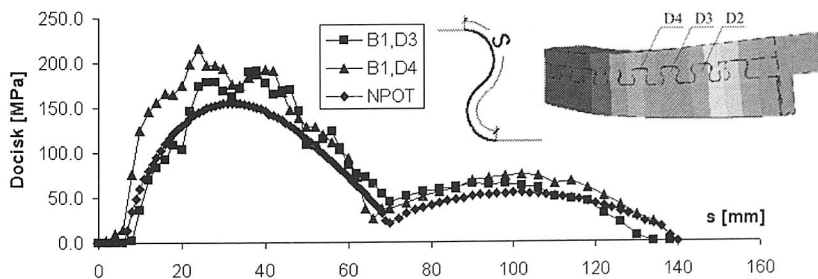


Rys. 119. Naprężenia na krawędzi strefy czołowej łączników (s zgodnie z rys. 83) D3 i D4 oraz odpowiadające naprężenia pochodzące z badań elementu NPOT – belka o przekroju C2



Rys. 120. Naprężenia na krawędzi strefy czołowej łączników (s zgodnie z rys. 83) D3 i D4 oraz odpowiadające naprężenia pochodzące z badań elementu NPOT – belka o przekroju C3

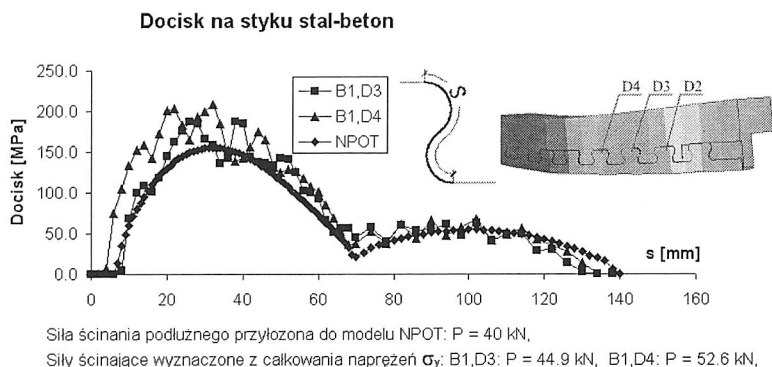
Docisk na styku stal-beton



Siła ścinania podłużnego przyłożona do modelu NPOT: $P = 40$ kN,

Siły ścinające wyznaczone z całkowania naprężeń σ_y : B1,D3: $P = 48.9$ kN, B1,D4: $P = 56.2$ kN,

Rys. 121. Docisk na styku stal-beton dla zębów D3 i D4 oraz odpowiadające naprężenia pochodzące z badań elementu NPOT – belka o przekroju C2



Rys. 122. Docisk na styku stal-beton dla zębów D3 i D4 oraz odpowiadające naprężenia pochodzące z badań elementu NPOT – belka o przekroju C3

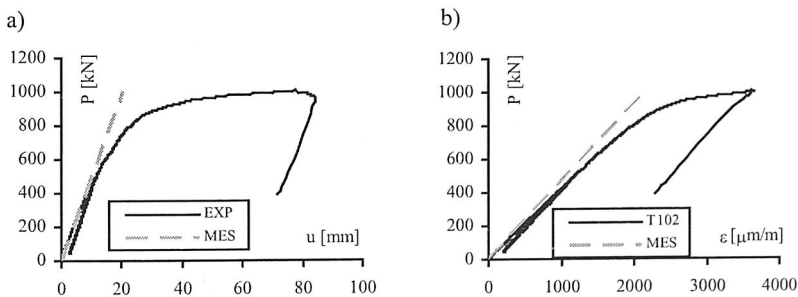
Tabela 2. Zestawienie wyników analiz numerycznych i obliczeń projektowych belek zgodnie z rys. 113–118

1	2	3	4	5	6
Wielkość	Jednostki	Przekrój C2	Przekrój C3	Stosunek 3 do 4	Opis wielkości
T_{D3}	kN	48,9	44,9	1,09	Siła ścinająca ząb D3, zgodnie z rys. 113–118
T_{D4}	kN	56,2	52,5	1,07	Siła ścinająca ząb D4, zgodnie z rys. 113–118
T_v	kN	43,5	39	1,12	Siła ścinająca jeden ząb przy założeniu pręta pryzmatycznego
N_{D3}	kN	1,53	0,84	1,82	Siła odrywająca ząb D3, zgodnie z rys. 113–116
M_{D3}	kNm	1,24	1,12	1,11	Moment zginający ząb D3, zgodnie z rys. 113–116
M_{D4}	kNm	0,85	0,62	1,37	Moment zginający ząb D4, zgodnie z rys. 113–116
$e_{D3} = M_{D3}/T_{D3}$	m	0,025	0,025		Położenie siły wypadkowej T liczone od bazy (rys. 36) zęba stalowego D3
$e_{D4} = M_{D4}/T_{D4}$	m	0,015	0,012		Położenie siły wypadkowej T liczone od bazy (rys. 36) zęba stalowego D4
$\text{tg}\alpha_{D3} = N/T$	–	0,031	0,019		Tangens kąta nachylenia wypadkowej siły dla zęba D3

W tabeli 2 zestawiono wyniki analiz numerycznych: T – siła ścinająca ząb, M – moment zginający ząb, N – siła odrywająca ząb (numeracja zębów z rys. 113 i 114). Siłę ścinającą T_v na jeden łącznik wyznaczono przy założeniu belki pryzmatycznej, czyli mnożąc siłę poprzeczną przez moment statyczny odciętej części prze-

croju (część stalowa) i dzieląc przez sprowadzony moment bezwładności przekroju zespolonego (przemnożone przez liczbę wszystkich zębów podzieloną przez liczbę zębów aktywnych na odcinku ścinania). Występuje dobra zgodność z modelem MES, w przypadku zęba D3 zachodzi zależność $T_{D3} > T_v$, co jest zgodne z oczekiwaniami, ponieważ w modelu MES wprowadzono nieciągłości modelujące zarysowany beton. W podsumowaniu można stwierdzić, że model numeryczny odzwierciedla pracę elementu jako belki (modele zaprojektowano, mając na uwadze umowne graniczne proporcje belki $L/h = 4,2/0,4 = 10,5 > 10$). Analiza przedstawionych wyników obliczeń numerycznych umożliwia wysunięcie następujących wniosków:

- efekt U (odrywanie) nie występuje, gdyż N/T jest bliskie zero (stosunek siły odrywającej łącznik do siły ścinającej łącznik),
- na podstawie wartości e_{D3} można uznać, że ramię siły wypadkowej względem środka łącznika u jego podstawy wynosi 25% wysokości łącznika,
- profil docisku na styku stal–beton jest praktycznie we wszystkich przypadkach bardzo podobny,
- różnica między siłami ścinającym łącznik dla belki wysokiej i niskiej jest jedynie efektem różnych ilorazów momentu statycznego części stalowej i momentu bezwładności przekroju zespolonego, tj. S/I ,
- wyniki obliczeń modelu NPOT odbiegają nieco od uzyskanych dla belek (zaniżone są wartości naprężeń), konieczne jest więc uwzględnienie w modelu co najmniej dwóch sąsiednich łączników (nie należy „obcinać” modelu za łącznikiem), czyli należy zbudować nowy model do wyznaczenia efektów L i G ,
- potwierdzono wpływ zginania globalnego na zwiększenie naprężeń u podstawy łącznika (wpływ G) – dla s bliskiego zero (początek wykraglenia u podstawy łącznika) naprężenia dla belek niskich są większe niż dla wysokich, wraz ze wzrostem s krzywe zbliżają się do siebie.

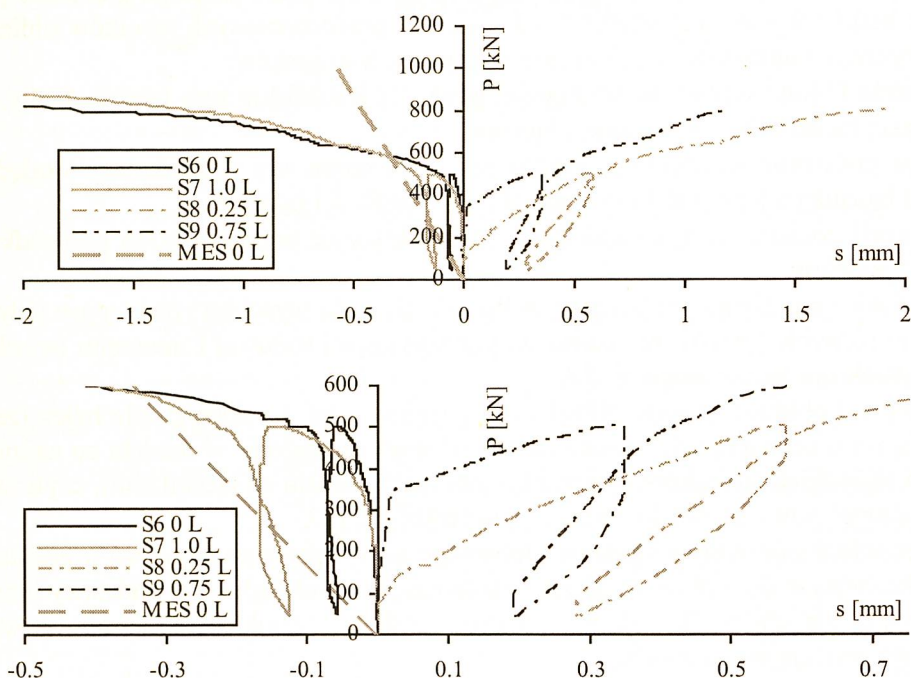


Rys. 123. Podstawowe wyniki badań belki C2/1LS:

a) przemieszczenie w środku rozpiętości, b) odkształcenie pasa dolnego

Celem potwierdzenia wyników uzyskanych teoretycznie za pomocą MES zestawiono je z wybranymi wynikami badań, tj. przemieszczeniami i odkształceniami, po-

mierzonymi podczas badań belek C2/1LS oraz C3/1LS. Wyniki badań pozostałych belek są zbieżne z przedstawianymi (oczywiście w ramach badań danej grupy belek o tym samym przekroju poprzecznym). Na rysunku 123 pokazano przemieszczenie w środku rozpiętości i odkształcenia w pasie dolnym belki C2/1LS, a na rys. 124 poślizgi między stalą i betonem, wszystkie poślizgi są w tym samym kierunku, znaki na wykresie zmieniono, by poprawić jego czytelność.

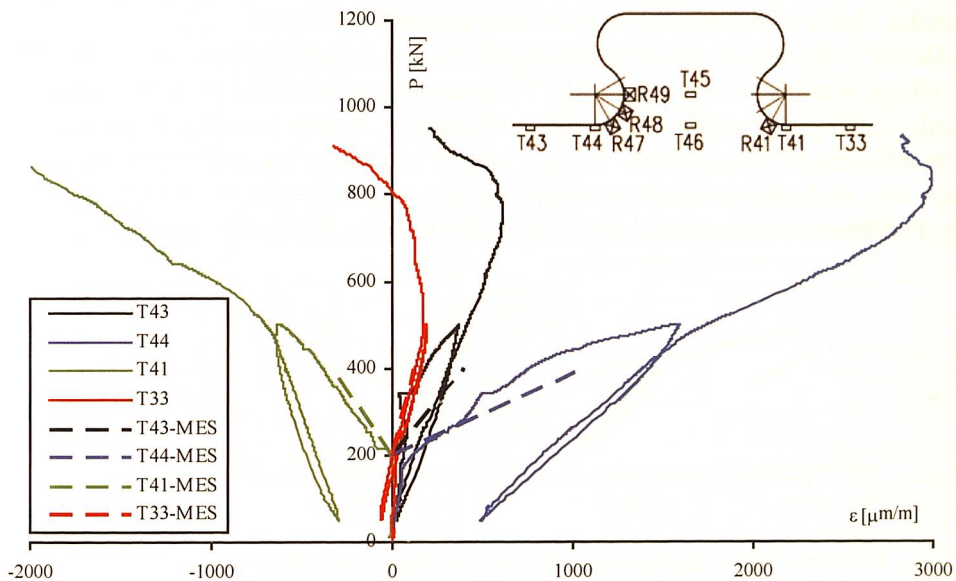


Rys. 124. Poślizg między stalą i betonem dla belki C2/1LS

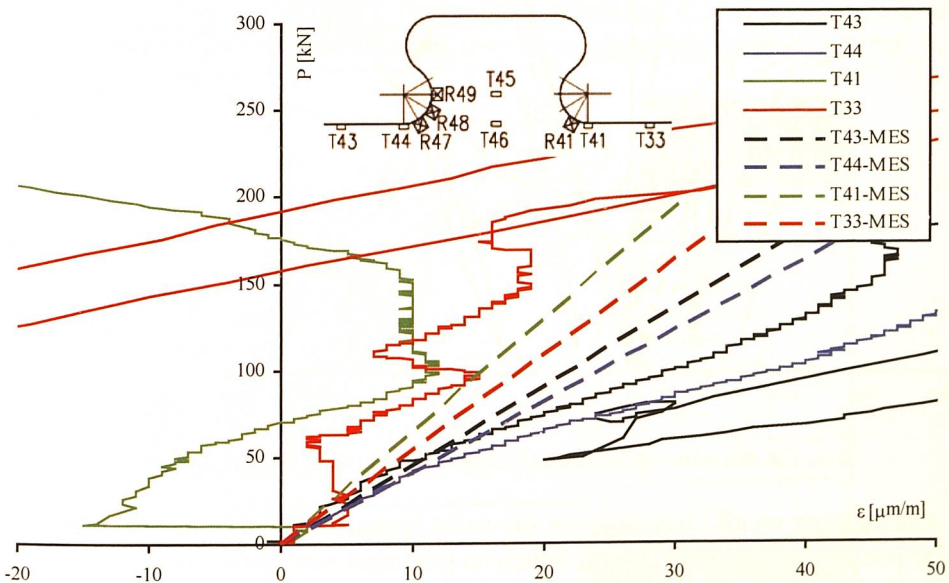
Uzyskano bardzo dobrą zbieżność dla przemieszczeń w środku rozpiętości i odkształceń w pasie dolnym. Analiza poślizgu na końcach belki wskazuje na znaczny udział kohezji i tarcia w przenoszeniu siły ścinającej w początkowej fazie pracy belki. Po uwzględnieniu innych wyników założono na potrzeby dalszej analizy porównawczej, że siłę do poziomu 200 kN przenosi tarcie i kohezja, a zasadnicza praca zespolenia zaczyna się po przekroczeniu wartości 200 kN, co jest jednocześnie poziomem obciążenia, przy którym belka ulega zarysowaniu. Następnie przedstawiono wybrane wyniki odkształceń mierzonych tensometrami w stali w okolicy zębów stalowych.

Na rysunkach 125 i 126 pokazano wybrane wyniki odkształceń dla zęba D4 w całym zakresie obciążeń, porównując je z modelem numerycznym – przy czym siłę równą zero przyjęto w przypadku krzywych numerycznych na poziomie 200 kN. Analizując krzywe eksperymentalne, widoczny jest wpływ kohezji i tarcia, ponadto

widoczna jest zmiana położenia osi zerowych naprężeń przekroju zespolonego w końcowej fazie pracy belki.



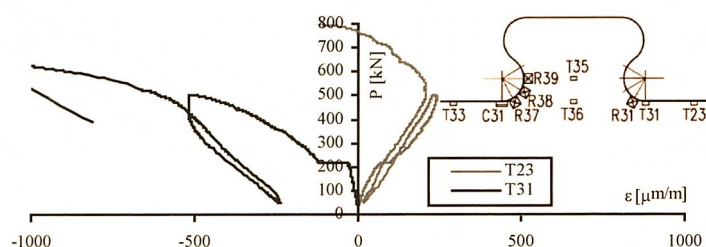
Rys. 125. Odształcenia łącznika D4 belki C21LS



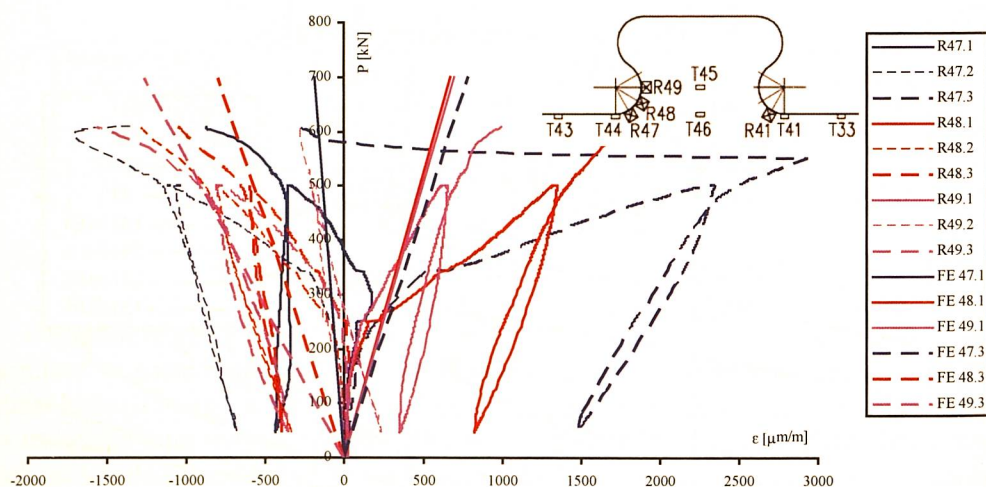
Rys. 126. Odształcenia łącznika D4 belki C21LS w początkowym zakresie obciążeń

Poza tym przeanalizowano początkową część wykresu i zestawiono wyniki z rezultatami obliczeń MES wykonanymi przy założeniu całkowitej współpracy betonu ze stalą na bocznej powierzchni środnika kształownika stalowego (połączenie węzłów środnika i betonu ciałem sztywnym na całej powierzchni styku).

Można wnioskować, że skoro tensometry 43 i 44 pracują podobnie do około 200 kN i wyniki są podobne do wyników T41 i T33 – oznacza to, że do około 200 kN łączniki nie pracują, a siła jest przenoszona przez kohezję i tarcie. Należy pamiętać, że przekroczenie tarcia statycznego występuje na długości belki w różnych miejscach przy różnych wartościach siły, stąd często charakterystyczne kształty wykresów przypominające pętlę histerezy. Podobna sytuacja ma miejsce w przypadku łącznika D3, co zilustrowano na rys. 127.



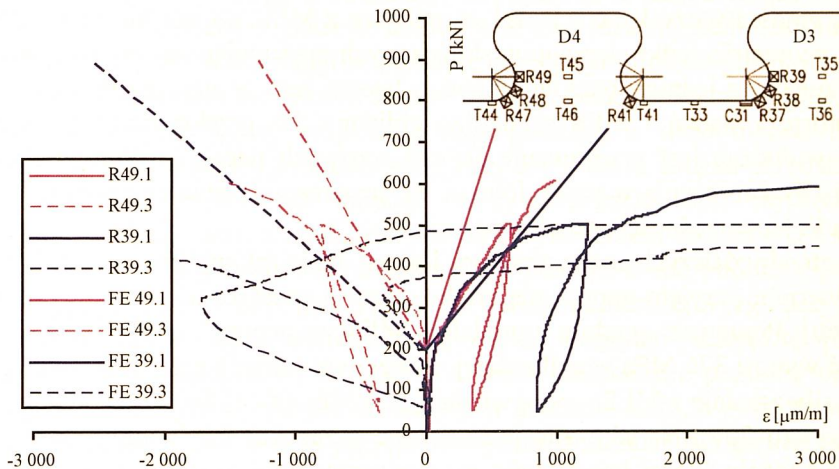
Rys. 127. Wybrane odkształcenia łącznika D3 belki C21LS



Rys. 128. Wybrane odkształcenia łącznika D3 belki C21LS mierzone rozetami

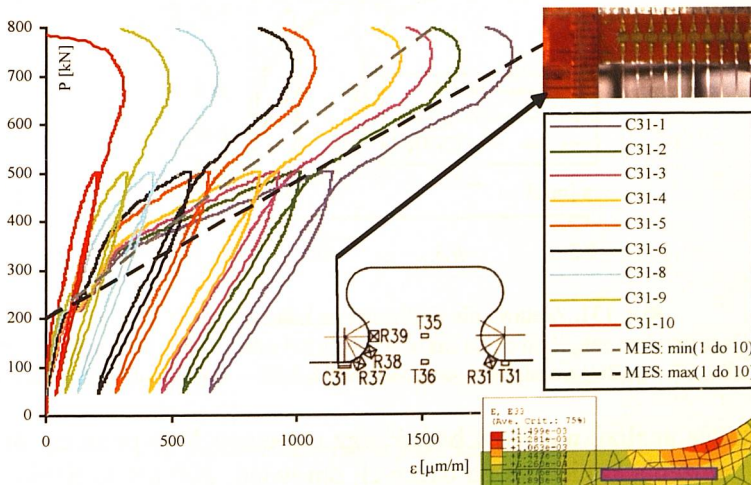
Analogiczne wyniki uzyskuje się dla rozet (przedstawiono je na rys. 128), przyjmując początek krzywych numerycznych na poziomie zero. Również tu widoczny jest wpływ tarcia i kohezji, dlatego zabieg podniesienia krzywych numerycznych w celu porównywania wyników wydaje się uzasadniony.

Wybrane wyniki dla rozet położonych najwyżej dla dwóch sąsiednich zębów przedstawiono na rys. 129, zastosowano już tutaj zabieg podniesienia krzywych numerycznych o 200 kN.



Rys. 129. Wybrane odkształcenia łącznika D3 i D4 belki C21LS mierzone rozetami

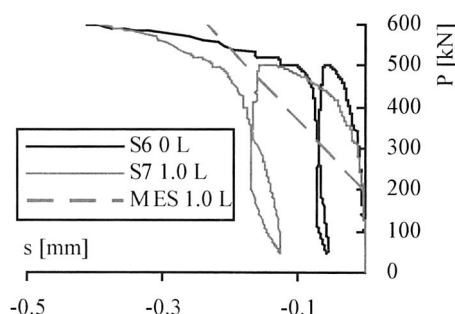
Widoczne jest, że wyniki badań pokrywają się z wynikami z MES. Najbardziej wiarygodny jest tu łącznik środkowy D3, a odczyt R39.1 przedstawia odkształcenia na kierunku pionowym (rozciąganie). Porównanie z belkami C3, w których zespolenie położone jest niżej, pozwoli wnioskować o występowaniu odrywania.



Rys. 130. Odkształcenia w strefie koncentracji przy zębie D3 belki C21LS

Na rysunku 130 pokazano wyniki dla łańcucha tensometrów, tj. wyniki uzyskane z wielu bardzo małych tensometrów położonych w jednej linii blisko siebie. Są one zbieżne z MES po przekroczeniu wartości około 200 kN (kohezja i tarcie). Potwierdzają, że występuje znaczna koncentracja naprężeń przy początku wyokrąglenia. Większe gradienty uzyskano z badań, a mniejsze z MES, co jest logiczne, patrząc na przyjętą geometrię siatki elementów skończonych oraz mając na uwadze, że zastosowano elementy z jednym punktem Gaussa. Istotne jest, że najbardziej odchylone od pionu proste z badań i MES są bardzo zbliżone. Po przekroczeniu poziomu siły 650 kN widoczne jest przesuwanie się osi zerowych naprężeń. Ponieważ przy tej wartości siły naprężenia w pasie dolnym nie przekraczają granicy plastyczności, potwierdza to utratę nośności przez zespolenie.

Na potrzeby dalszych analiz znaczące jest ustalenie zakresu pracy sprężystej belek. Jako kryterium przyjęto naprężenia zredukowane i przekroczenie wartości 500 MPa (stal S460). Ponieważ, zgodnie z modelem MES, w przypadku siły 200 kN wartość naprężeń wynosi 376 MPa w najbardziej wyężonym miejscu przy podstawie łącznika, wartość siły zgodnie z MES – odpowiednio $500/376 \cdot 200 = 266$ kN. Dlatego, że wcześniej przyjęto 200 kN, jako siłę przenoszoną przez kohezję i tarcie, wartość siły, po przekroczeniu której konstrukcja przestaje pracować sprężysto, można przyjąć $266 + 200 = 466$ kN. Zestawiając tę daną z wynikami dotyczącymi poślizgów z eksperymentu i z modelu MES (numeryczne przesunięte o 200 kN), można uzyskać potwierdzenie słuszności takiego rozumowania, co zostało przedstawione na rys. 131 – prosta numeryczna i krzywe eksperymentalne (dla końca i początku belki) belek przecinając się na poziomie około 500 kN.

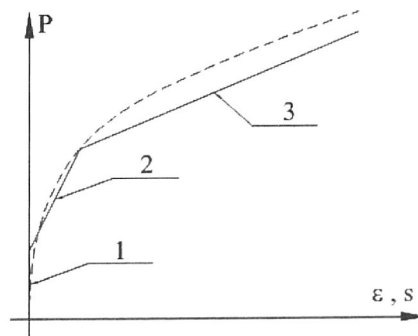


Rys. 131. Zestawienie poślizgów na końcach belki C2/1LS

potwierdzające przyjęte założenia co do zakresu sprężystej pracy belki (S6 – poślizg pomierzony na początku belki, S7 – poślizg pomierzony na końcu belki, MES – poślizg obliczony za pomocą MES)

Na podstawie analizy wyników badań oraz uzyskanych za pomocą MES przyjęto następujące założenia konieczne do dalszych omówień: 200 kN to poziom siły przenoszonej przez tarcie i kohezję, 500 kN – granica sprężystej pracy konstrukcji i jednocześnie początek uplastyczniania stali łączników. Poziom siły 500 kN można też bez-

piecznie przyjąć jako obciążenie, przy którym zespolenie przestaje pracować w pełni i zaczyna częściowo, 1000 kN natomiast to taki poziom obciążenia, przy jakim nastąpiło zniszczenia belki, czemu towarzyszyły poślizgi 10 mm na końcach belki. Zespolenie jest więc ciągliwe. Ponieważ odkształcenia pomierzone tensometrami i obliczone za pomocą MES są zbieżne w zakresie do 500 kN, stwierdza się, że model numeryczny dobrze oddaje pracę konstrukcji w obszarze sprężystym i może posłużyć do określenia krzywych nośności łączników. Podsumowując: pracę belki ze względu na odkształcenia stalowych zębów zespolenia oraz poślizgi, a więc dwóch istotnych z punktu widzenia koncepcji nośności sprężystej czynników, można przedstawić jak na rys. 132 – linia przerywana obrazuje rzeczywiste zachowanie się konstrukcji, a linia ciągła złożona z trzech odcinków jest jej przybliżeniem modelowym. Odcinek 1 odpowiada fazie pracy, w której zespolenie nie pracuje, a siłę podłużną przenoszą tarcie i kohezja, odcinek 2 odpowiada sprężystej pracy konstrukcji i jego dotyczy koncepcja nośności sprężystej, a odcinek 3 odpowiada sprężysto-plastycznej pracy zespolenia. Wykres przedstawiony na rys. 132 można uzupełnić o poziomy odcinek 4 (nośność graniczną), jednak nie jest on istotny w aspekcie KNS, a ponadto w trakcie badań belki ulegały zniszczeniu w przeszle po wyczerpaniu nośności giętej i nie osiągnano nośności granicznej łączników. Problem występowania i zasięgu odcinka 1 jest dyskusyjny, więc na etapie omawianej analizy, a następnie w projektowaniu nie uwzględnia się go, zakładając od początku pracę zespolenia (sprężystą). Udowodnienie istnienia odcinka 1 z perspektywy obciążeń cyklicznych mogłoby być istotne w odniesieniu do projektowania konstrukcji ze względu na zmęczenie, gdyż możliwe jest, że przy pewnych niskich amplitudach siły ścinania podłużnego prawie nie pojawiają się efekty w postaci naprężeń obliczanych zgodnie z KNS (a takie niskie wartości amplitudy związane są z dużą liczbą cykli i tym samym istotne przy sumowaniu Minera).

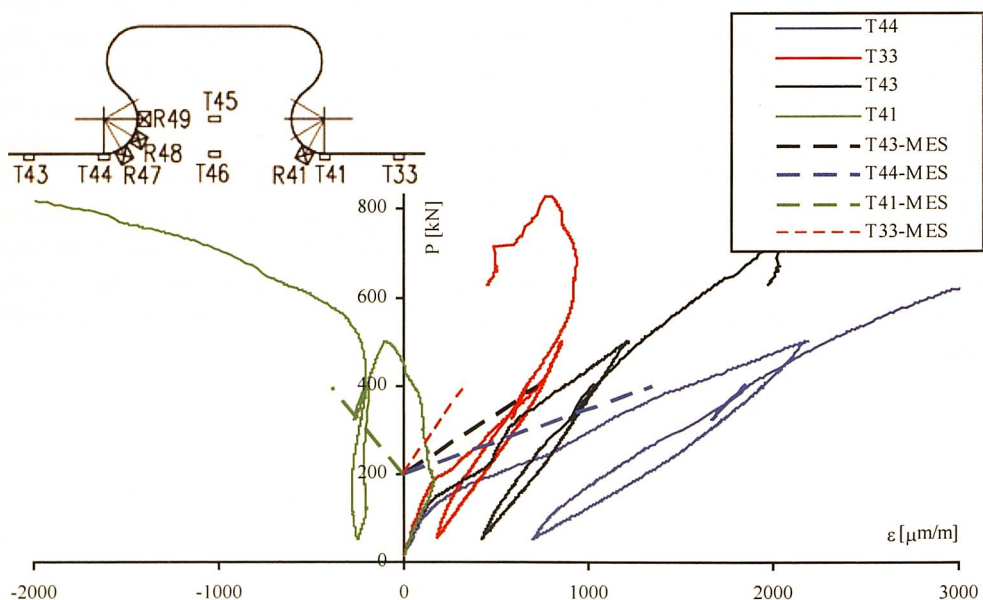


Rys. 132. Charakterystyka pracy zespolenia w belce

Na podstawie zaprezentowanej analizy porównawczej stwierdzono, że model numeryczny dobrze odzwierciedla pracę rzeczywistej konstrukcji. Aby zbadać występo-

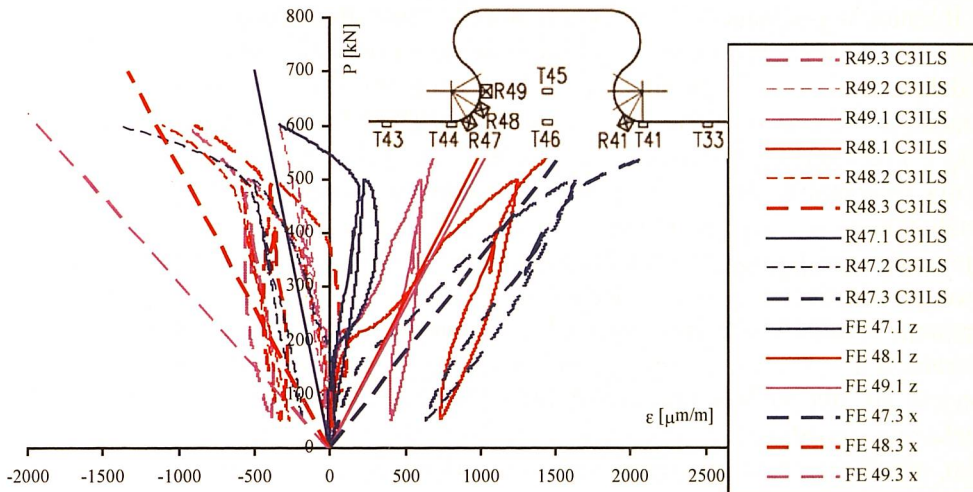
wanie odrywania, przeanalizowano wybrane wyniki dla belki C3/1LS. Belka C3/1LS w stosunku do belki C2/1LS różni się tym, że zespolenie jest położone niżej w odniesieniu do środka ciężkości przekroju zespolonego, tzn. zastosowano mniejszą wysokość środka. W założeniu [20] odrywanie miało być funkcją odległości poziomu zespolenia od środka przekroju zespolonego. Przy tym założeniu musiałyby występować inne odkształcenia pomierzone za pomocą rozety 49 (rys. 125–129) na kierunku pionowym.

Na rysunku 133 przedstawiono wybrane wartości odkształceń, stosując opisane wcześniej podniesienie krzywych numerycznych o 200 kN. Po przeanalizowaniu wykresów można stwierdzić, co jest zgodne z oczekiwaniami, że wpływ kohezji i tarcia w przypadku belki C3/1LS jest mniejszy niż belki C2/1LS (mniejsza powierzchnia kontaktu stali z betonem). W zakresie pracy sprężystej konstrukcji natomiast, tj. dla przyjętego wcześniej przedziału 200–500 kN, wyniki z badań i numeryczne są zbieżne (bardzo zbliżone pochylenie krzywych eksperymentalnych i prostych numerycznych).



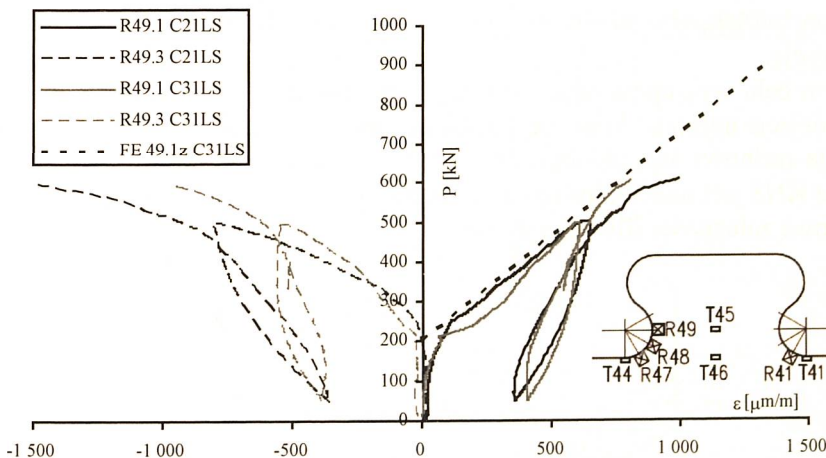
Rys. 133. Odształcenia łącznika D4 belki C3/1LS

Na rysunku 134 zostały zaprezentowane wybrane wyniki dla rozet. Również one potwierdzają poprawność zbudowanego dla belki C3/1LS modelu numerycznego. Można powiedzieć, reasumując, że przyjęte modele numeryczne dla belek z różnym poziomem zespolenia dobrze odzwierciedlają ich rzeczywistą pracę w obu przypadkach.



Rys. 134. Wybrane odkształcenia łącznika D4 belki C3/1LS mierzone rozetami

Na rysunku 135 zestawiono zarówno wyniki odkształceń w punkcie, w którym znajduje się rozeta R49 dla belek C2/1LS i C3/1LS, jak i te uzyskane z modelu MES dla C3/1LS. Belkę C3 wybrano jako reprezentatywną dla wyników numerycznych ze względu na ten konkretny punkt (49.1), gdyż dla belki C2 uzyskuje się zaniżone wartości odkształceń, co jest spowodowane lokalnym przyłożeniem siły w modelu jako punktowej, powodującej ściskanie w zębie w rzeczywistości niewystępujące (opisane wcześniej przy analizie wyników numerycznych). Wyniki z rys. 135 pozwalają bardzo precyzyjnie wnioskować o odrywaniu.



Rys. 135. Zestawienie wyników odkształceń w punkcie 49 dla belek C2/1LS i C3/1LS

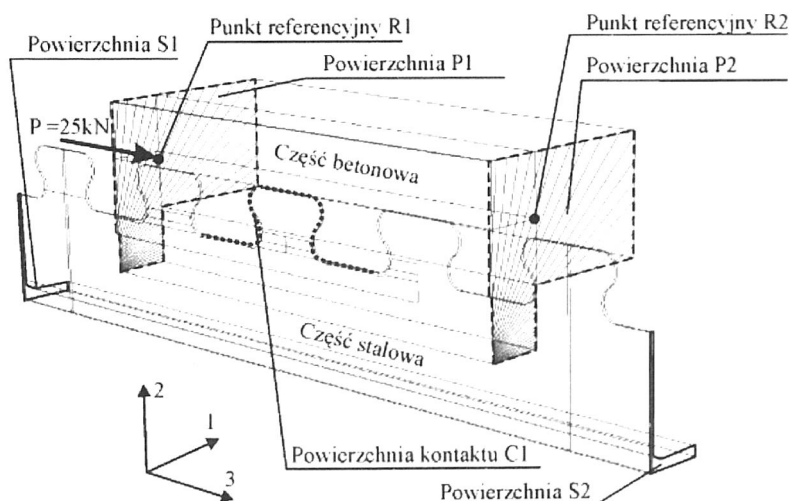
Różnice w podłużnej sile ścinającej w zespoleniu dla belki o przekroju C2 w stosunku do C3, wyznaczone według klasycznej teorii belkowej na etapie projektowania modeli, a także różnice w siłach określonych na podstawie scałkowanych naprężeń w modelu MES są podobne i wynoszą około 10%. Większe ścinanie występuje dla belki o przekroju C2. Interpretując przebieg krzywych z rys. 134, można stwierdzić, że dla tensometru 49.1, mierzącego odkształcenia pionowe w miejscu najbardziej wrażliwym na potencjalne odrywanie, krzywe dla C2 i C3 są bardzo podobne i występuje znakomita korelacja z wynikami numerycznymi dla belki C3. Zachowana jest nawet prawidłowość, że odkształcenia dla C2 są większe niż dla C3. Podsumowując – korelacja wyników pomiaru odkształceń pionowych w punkcie 49 dla obu belek i korelacja z wynikami numerycznymi prowadzi do wniosku, że zjawisko odrywania przyjęte jak dla modelu kratownicowego [20] nie występuje, tzn. na zęby stalowe przekazuje się jedynie siła pozioma, czyli siła pochodząca wprost od ścinania podłużnego, oraz siła odrywająca będąca efektem ugięć (zgodnie z teorią konstrukcji zespolonych). Przyjęty w pracy [20] model kratownicowy można traktować jako poprawny z uwagi na środnik betonowy, ale założone w nim pierwotnie przekazywanie się siły na łączniki stalowe (z betonu na podstawę zęba, a następnie z zęba na strzemię) nie jest poprawne. Z analizy autora wynika, że pionowa składowa siły z wirtualnego „krzyżulca betowego” modelu S-T przechodzi bezpośrednio na strzemię w rdzeniu betonu wypełniającego, a na ząb stalowy przekazywana jest jedynie składowa pozioma oraz oczywiście siła odrywająca będąca skutkiem ciągłości ugięć elementu zespolonego. Oznacza to, że nie ma efektu U w zespoleniu, co jest kluczowym stwierdzeniem z perspektywy dalszej analizy. Wyniki uzyskane z badań i za pomocą MES są zbieżne, można zatem wykorzystać zbudowane modele numeryczne jako podstawę do wykonania dalszych analiz, których efektem mają być ogólne wzory do wyznaczania naprężeń w stalowych zębach. Należy rozdzielić wpływy G i L pod kątem uzyskiwanych naprężeń tak, aby można je było traktować niezależnie i stosować odpowiednią superpozycję.

W tym celu wykonano odpowiednie przekształcenia matematyczne, a zaproponowane podejście nazwano koncepcją nośności sprężystej (KNS). W przeciwieństwie do określania nośności zespolenia na podstawie obciążenia granicznego i próby POST podstawą KNS jest analiza naprężeń, zakłada się przy tym sprężystą pracę konstrukcji oraz liniowe zależności siła–naprężenie.

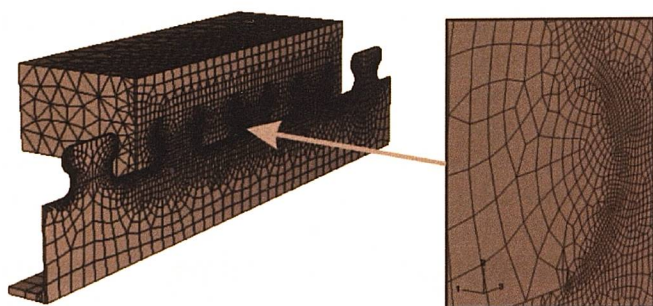
8. Koncepcja nośności sprężystej

8.1. Określenie wpływów L i G

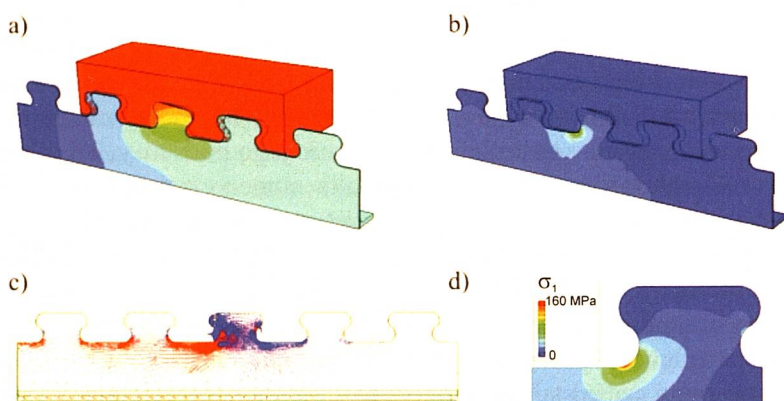
Na podstawie wykonanych analiz można stwierdzić, że na układ naprężeń w zębie ma wpływ geometria belki, której jest on fragmentem – nie można zatem rozpatrywać zęba myślowo wyciętego z konstrukcji w poziomie jego podstawy. W celu określenia wpływów L i G należało wykonać wiele analiz numerycznych, aby ustalić wpływ poszczególnych czynników na pracę zęba, a następnie przyjąć pewne założenia co do dalszej analizy. Zbudowano model M1 (rys. 136, 137) stanowiący wycinek modelu B1 z warunkami brzegowymi przyjętymi w taki sposób, aby odzwierciedlić możliwie dokładnie warunki panujące w belce. Model ten posłużył do wyznaczenia wpływu L ; do wyznaczenia wpływu G postąpiono jak w przypadku modelu próby NPOT (model N), tj. analizowano samą część stalową modelu rozciąganą naprężeniami 50 MPa przyłożonymi do powierzchni P2 przy zamocowanej powierzchni P1 (rys. 136).



Rys. 136. Model M1



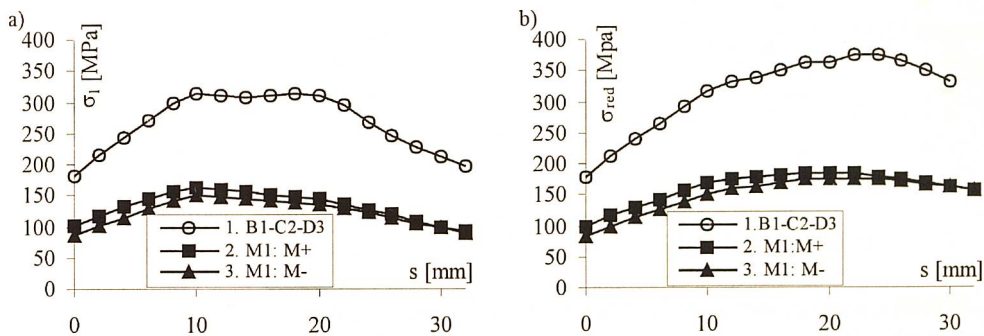
Rys. 137. Siatka elementów skończonych modelu M1



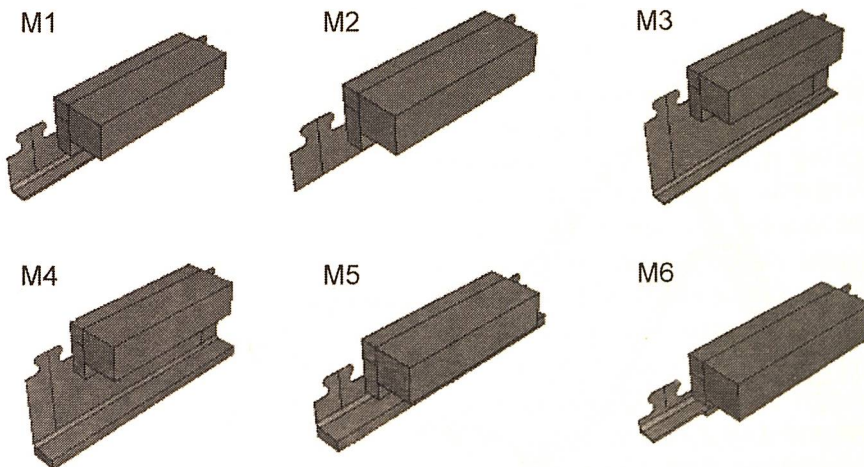
Rys. 138. Wyniki obliczeń dla modelu M1: a) przemieszczenia na kierunku działania siły P ,
 b) naprężenia zredukowane w modelu, c) kierunki naprężeń głównych w środku,
 d) naprężenia główne σ_1 w zębie

Warunki brzegowe oznaczono, stosując następującą nomenklaturę: U_i – zablokwane przemieszczenie na kierunku i , R_i – rotacja względem osi i . W modelu M1 obok symetrii w płaszczyźnie 2–3 (rys. 136) zastosowano następujące warunki brzegowe podane w odniesieniu do oznaczeń z rys. 136: powierzchnia S1 – przesuw U_3 , punkty referencyjne R1 oraz R2 – rotacje $\varphi_1 + \varphi_2$, spód pasa dolnego – przesuw U_2 . Ponadto zastosowano ciała sztywne łączące wszystkie punkty powierzchni P1 z punktem referencyjnym R1 i odpowiednio powierzchni P2 z punktem referencyjnym R2. Powierzchnia kontaktu C1 występuje tylko dla jednego zęba (jak na rys. 136). Siłę poziomą o wartości 25 kN przyłożono w punkcie referencyjnym R1. Opisana sytuacja ma miejsce w belce w strefie momentu dodatniego. Model stosowany w analizie parametrycznej ma rozmiar elementu u podstawy zęba $e_1 = 2$ mm, ostatecznie natomiast do wyznaczenia naprężeń potrzebnych do wyznaczenia współczynników do projektowania przyjęto rozmiar elementu u podstawy zęba $e_1 = 1$ mm. Wyniki obliczeń pokazano na rys. 138.

Aby określić wpływ efektu G (rozciąganie środnika) na L (ściananie podłużne), ale w odniesieniu do jednego tylko zęba (co w zasadzie należy traktować jako składnik L), wykonano analizę dwóch schematów podparcia, tj. obok podstawowego opisanego wcześniej i modelującego przepływ sił w strefie momentu dodatniego (M^+) przeanalizowano model z podparciem U3 na powierzchni S2 zamiast S1. Wyniki w postaci naprężeń i w zestawieniu z wynikami dla modelu B1 przedstawiono na rys. 139. Widoczne jest charakterystyczne zmniejszenie naprężeń dla M^- w stosunku do M^+ . Ponadto kształt wykresów pokrywa się z uzyskanym dla modelu B1. Do dalszej analizy przyjęto podstawowy schemat (M^+). Krzywa dotycząca modelu B1 jest położona wyżej niż modelu M1, ponieważ w modelu B1 siła przekazywana na ząb jest około dwa razy większa w porównaniu z modelem B1.

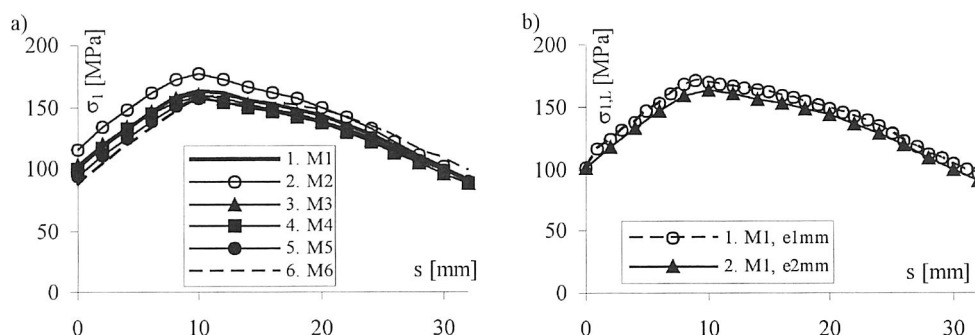


Rys. 139. Wartości naprężeń na krawędzi czołowej dla modeli M1 w zależności od schematu podparcia części stalowej oraz dla modelu B1: a) główne, b) zredukowane



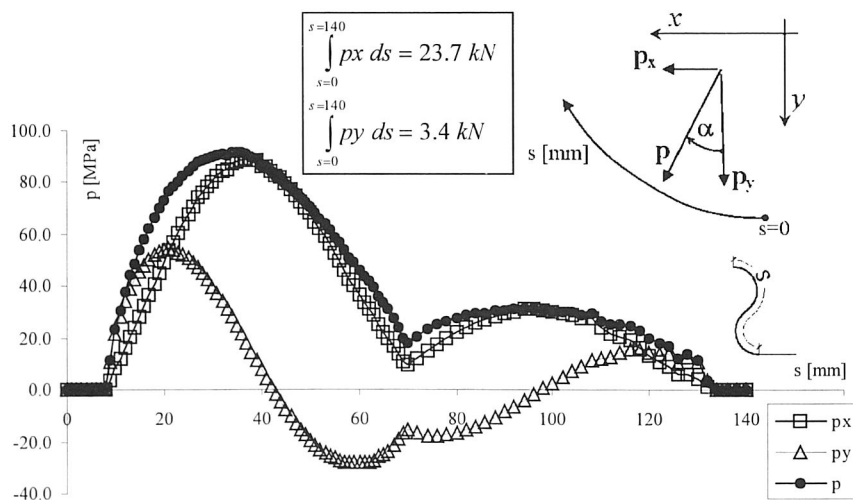
Rys. 140. Modele wykonane do analizy wpływu wysokości środnika i pola pasa dolnego na zmianę wartości naprężeń w zębie

Aby przeanalizować wpływ wysokości środnika i pola pasa dolnego na zmianę wartości naprężeń w zębie wykonano oprócz podstawowego modelu M1 modele M2–M6 przedstawione na rys. 140. Różnią się one między sobą grubością pasa i wysokością środnika. Ponadto przeanalizowano model M1 z dwoma rozmiarami elementów w strefie podstawy zęba, tj. $e_1 = 2$ mm i $e_1 = 1$ mm, wyniki przedstawiono na rys. 141.



Rys. 141. Wartości naprężeń na krawędzi czołowej:
a) dla modeli M1–M6, b) dla modelu M1 w zależności od rozmiaru elementu

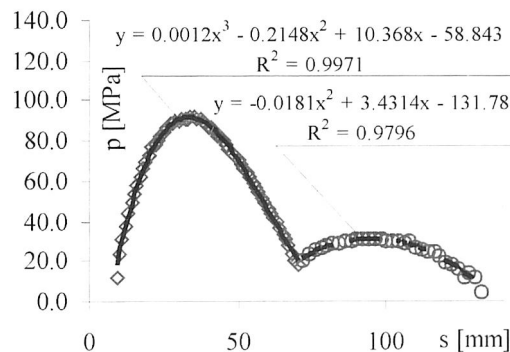
Występuje duża zbieżność wyników niezależnie od geometrii pasa i środnika, dlatego wyniki dla modelu M1 można przyjąć za reprezentatywne. Podobnie można mówić o zbieżności zróżnicowanych rozmiarów elementów. Do dalszej analizy przyjęto model z elementami $e = 1$ mm.



Rys. 142. Wartości ciśnienia na styku stal–beton dla modelu M1

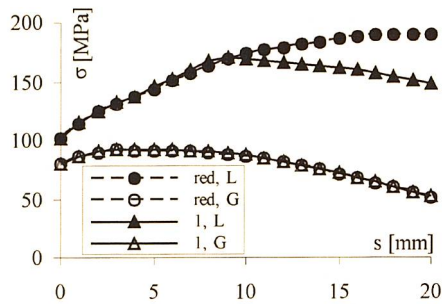
Wyznaczono profil ciśnień występujący między stalą a betonem na powierzchni kontaktu w czołowej części zęba (rys. 142). Umożliwia to potencjalne wykonanie analiz bez konieczności modelowania części betonowej oraz dokonanie analiz porównawczych z innymi modelami i badaniami, takimi jak belki B czy próby NPOT. Scałkowano składowe ciśnienia na kierunku pionowym i poziomym. Całka na kierunku poziomym jest nieco mniejsza od przyłożonej siły, gdyż niewielka jej część jest przenoszona przez tarcie (w modelu współczynnik tarcia $R = 0,3$). Całka na kierunku pionowym nie jest równa zeru, ponieważ kontakt zamodelowano nie tylko na powierzchni czołowej, ale na całym obszarze przydzielonym jednemu zębowi (co jest zgodne z prawdą), i tak np. występuje niewielki docisk z tyłu zęba w miejscu przegięcia przy $s = 70$ mm. W ostatecznym rozrachunku jest to zgodne z założeniem, że efekt U nie występuje.

Wyznaczone w ten sposób wartości ciśnienia można aproksymować wielomianami w dwóch przedziałach, tj. do punktu przegięcia i powyżej punktu przegięcia krzywizny powierzchni czołowej (rys. 143).



Rys. 143. Aproksymacja wielomianami rozkładu ciśnienia na styku stal–beton dla modelu M1

Z perspektywy przyszłego wykorzystania opracowanej koncepcji projektowania korzystne jest, aby była możliwie prosta, ale jednocześnie dobrze odzwierciedlająca rzeczywiste zachowanie konstrukcji. Powstaje zatem pytanie, czy odnosić się do naprężeń głównych czy zredukowanych. Ponieważ rozpatrujemy punkty leżące na powierzchni czołowej, a jednocześnie pracę zęba w płaskim stanie naprężenia, u podstawy zęba naprężenia zredukowane są zasadniczo równe naprężeniom głównym maksymalnym dla wpływu G , a dla wpływu L do wartości $s = 8$ mm. W przypadku $s > 8$ naprężenia zredukowane są większe od głównych, gdyż dochodzi wpływ dużego gradientu ciśnień w tej strefie. Uwzględniając jednak ekstrema tych krzywych oraz mając na uwadze, że do wymiarowania zmęczenia istotne będą naprężenia główne, przyjęto do dalszej analizy naprężenia główne z jednoczesnym założeniem, że dla $s < 10$ mm można je utożsamiać z naprężeniami zredukowanymi (rys. 144).

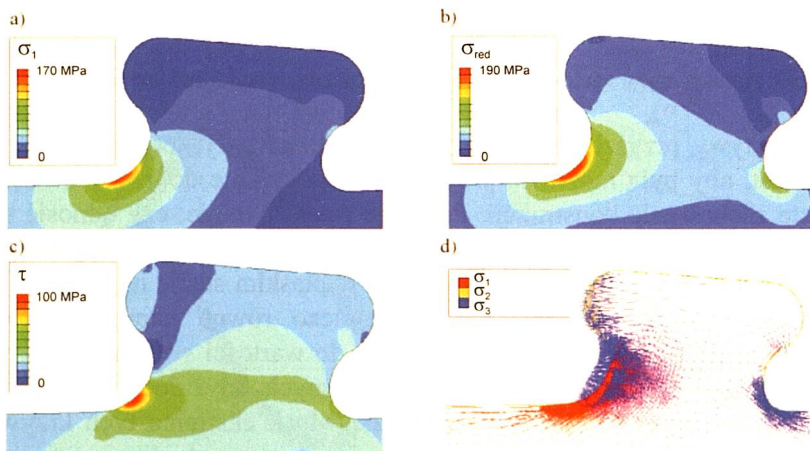


Rys. 144. Wartości naprężeń zredukowanych oraz głównych σ_1 na krawędzi czołowej dla efektów L i G

Ostatecznie przedstawiono wybrane wielkości uzyskane z modelu M1 wraz z aproksymacją wielomianami. Jako uzasadnione przyjęto rozpatrywanie tylko wartości s od 0 do 20 mm, ponieważ w tym przedziale odpowiednie funkcje osiągają swoje ekstrema. Jednocześnie umożliwia to właściwą aproksymację wielomianami drugiego rzędu, co ma istotny wpływ na dalsze przekształcenia matematyczne

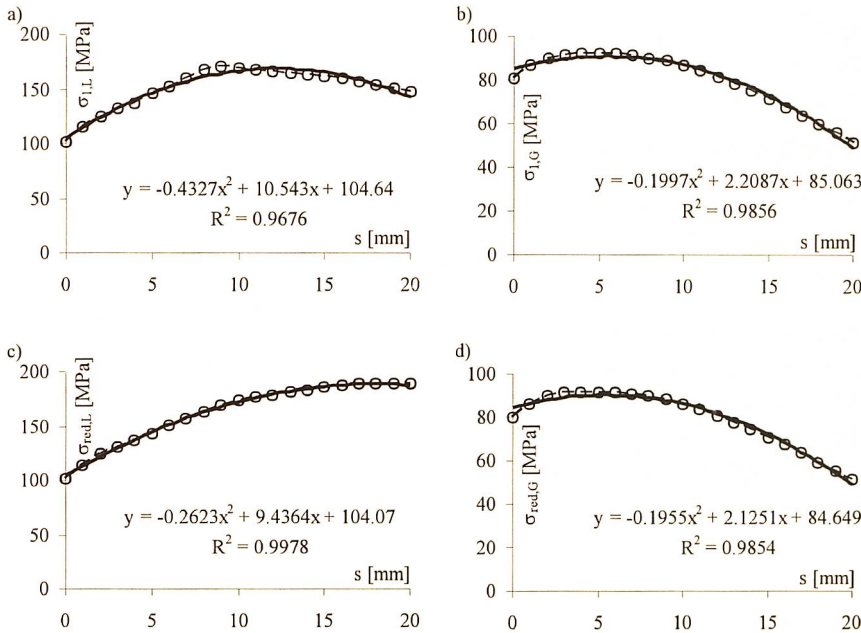
$$\sigma_i = A_i s^2 + B_i s + C_i, \quad \text{dla } i = L, G \quad (24)$$

Na rysunku 145 przedstawiono wartości naprężeń dla wpływu L . Funkcje opisujące naprężenia główne (rys. 146a, b) przyjęto do dalszej analizy jako podstawę koncepcji nośności sprężystej. Wykorzystując podane funkcje (rys. 146c, d), w taki sam sposób można przeprowadzić postępowanie dla naprężeń zredukowanych, jeżeli zasłaby taka potrzeba, co obecnie wydaje się jednak mało uzasadnione.



Rys. 145. Mapy naprężeń dla modelu M1:

a) główne σ_1 , b) zredukowane, c) ścinające, d) kierunki naprężeń głównych



Rys. 146. Wartości naprężeń na krawędzi czołowej dla wpływów L i G z aproksymacją wielomianami:

- a) naprężenia główne σ_1 dla wpływu L , b) naprężenia główne σ_1 dla wpływu G ,
c) naprężenia zredukowane dla wpływu L , d) naprężenia zredukowane dla wpływu G

8.2. Krzywe interakcyjne

Założono, że naprężenia sumują się od wpływów G i L , uzyskując w pewnym punkcie s wartość maksymalną. W takim przypadku możliwe jest znalezienie tego punktu przez odpowiednie różniczkowanie, a następnie wyznaczenie nośności interakcyjnej. Definiując v_L jako ścinanie podłużne na metr długości połączenia ścinanego (efekt L) oraz σ_N jako naprężenia nominalne w środku w poziomie podstawy łącznika od zginania i siły osiowej w belce (efekt G), określono funkcję $f(s)$ opisującą naprężenia wzdłuż łuku oraz jej pochodną $g(s)$. Stosując odpowiednie przekształcenia matematyczne:

$$f(s) = \frac{v_L}{t_w} L_f(s) + \sigma_N G_f(s) \quad (25)$$

$$\partial_s f(s) = 0 \rightarrow s = g\left(\frac{v_L}{t_w}, \sigma_N\right) \quad (26)$$

$$f\left(\frac{\sigma_N}{f_y}, \frac{v_L}{t_w f_y}\right) = 1 \quad (27)$$

otrzymuje się dwa rozwiązania w postaci

$$\frac{v_L}{t_w f_y} = A - B \frac{\sigma_N}{f_y} \pm C \sqrt{D - E \frac{\sigma_N}{f_y} - \left(\frac{\sigma_N}{f_y}\right)^2} \quad (28)$$

z czego drugi pierwiastek (znak +) opisuje bezwymiarową nośność zębów na ścinanie względem bezwymiarowej nośności środnika z zębami na rozciąganie, z uwzględnieniem efektów koncentracji naprężeń.

Przejścia z konkretnego modelu MES, tutaj M1, na ogólny opis zagadnienia dokonuje się z uwzględnieniem odpowiednich współczynników k_L i k_G zdefiniowanych następującymi wzorami:

$$k_L = \frac{e t_m}{P_m} \quad (29)$$

$$k_G = \frac{1}{\sigma_m} \quad (30)$$

w których:

e – rozstaw zębów,

t_m – grubość blachy modelującej środnik w modelu M1,

P_m – siła przyłożona do modelu M1 do analizy efektu L ,

σ_m – naprężenia przyłożone do modelu M1 do analizy efektu G .

Dla przyjętej aproksymacji wielomianami drugiego rzędu zgodnie z równaniem (24) określa się macierze:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} A_L & A_G \\ B_L & B_G \\ C_L & C_G \end{bmatrix} \quad \mathbf{M} = \begin{bmatrix} k_L & k_G \\ k_L & k_G \\ k_L & k_G \end{bmatrix} \quad \mathbf{X} = \begin{bmatrix} s^2 \\ s \\ 1 \end{bmatrix} \quad (31)$$

a następnie dokonuje przekształceń:

$$\mathbf{C} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{M} \quad (32)$$

oraz

$$\mathbf{F} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{X} \quad (33)$$

W przypadku tak określonej macierzy $\mathbf{F}$ suma składników pierwszej kolumny oraz suma składników drugiej kolumny stanowią mnożniki będące składnikami funkcji $f(s)$,

odpowiednio L i G . Uzyskana macierz ma wymiar 2×3 , ponieważ występują dwa efekty L oraz G . Występowanie trzeciego efektu (U), którego obecność wykluczono na podstawie analiz numerycznych i badań doświadczalnych, doprowadziłoby do macierzy o wymiarze 3×3 i nie byłoby możliwe zbudowanie interakcyjnej nośności w przestrzeni dwuwymiarowej. Ponadto pochodna funkcji naprężeń dla efektu U jest funkcją rosnącą w badanym przedziale, w przeciwieństwie do L oraz G . Efektem tego byłyby zatem nie tylko konieczność interpretacji w przestrzeni trójwymiarowej, ale również brak możliwości sprowadzenia zagadnienia do problemu liniowego w końcowej fazie.

$$L_f(s) = \sum_{i=1}^3 \mathbf{F}_{1,i} \quad (34)$$

$$G_f(s) = \sum_{i=1}^3 \mathbf{F}_{2,i} \quad (35)$$

Dla przyjętych danych wejściowych z modelu M1:

$$e = 0,30 \text{ m} \quad t_m = 0,0051 \text{ m} \quad P_m = 25 \text{ kN} \quad \sigma_m = 50 \text{ MPa}$$

oraz

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -0,4327 & -0,1997 \\ 10,543 & 2,2087 \\ 104,64 & 85,063 \end{bmatrix} \quad (36)$$

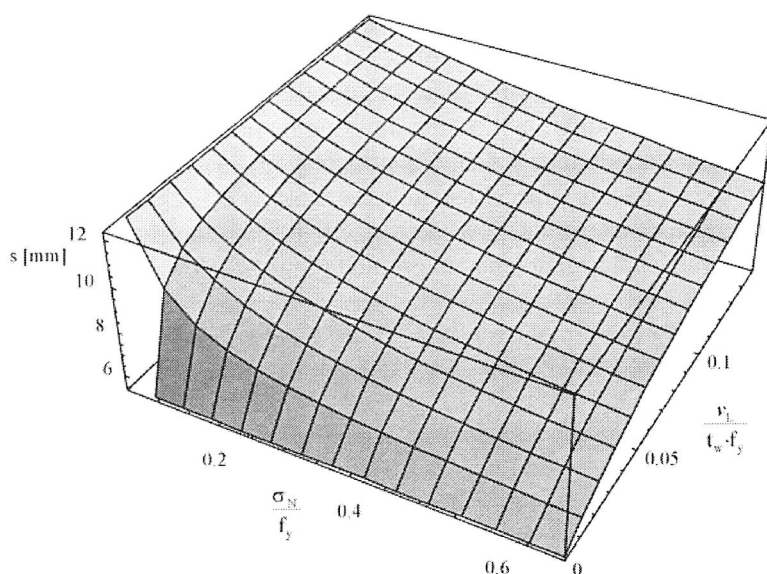
otrzymuje się funkcję

$$f(s) = (-0,026481s^2 + 0,645232s + 6,40397) \frac{v_L}{t_w} + (-0,003994s^2 + 0,044174s + 1,70126) \sigma_N \quad (37)$$

a po jej zróżniczkowaniu i przyrównaniu pochodnej do zera następujące rozwiązanie dla s , które jest funkcją bezwymiarowej nośności na ścinanie i bezwymiarowej nośności na rozciąganie

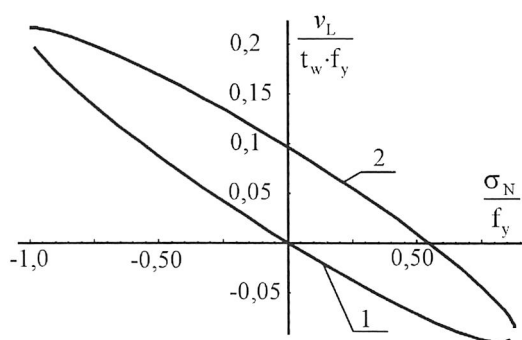
$$s = \frac{0,044174 \frac{\sigma_N}{f_y} + 0,645232 \frac{v_L}{t_w f_y}}{0,007988 \frac{\sigma_N}{f_y} + 0,052962 \frac{v_L}{t_w f_y}} \quad (38)$$

Przedstawiając rozwiązanie na wykresie, można odczytać, że dla dowolnej kombinacji ścinania z rozciąganiem możemy oczekiwać największych naprężeń w przedziale s od 5 do 12 mm, co jest zgodne z położeniem ekstremów funkcji (rys. 147).



Rys. 147. Położenie punktu maksymalnych naprężeń w funkcji bezwymiarowej nośności na ścinanie i bezwymiarowej nośności na rozciąganie

Przechodząc z tym rozwiązaniem do funkcji f (dzielenie przez granicę plastyczności stali f_y i przyrównanie do jedności), otrzymuje się nieliniowe równanie, w którym jako zmienne występują wartości bezwymiarowej nośności na ścinanie i na rozciąganie, co syntetycznie można wyrazić równaniem (27) jego rozwiązaniem są dwa pierwiastki w postaci (28), które przedstawiono na rys. 148.

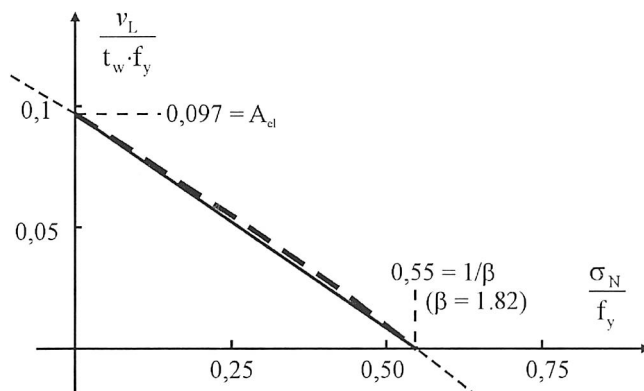


Rys. 148. Rozwiązanie równania (28) – pierwiastki

Stałe w równaniu (28) wynoszą:

$$A = 0,0483822; \quad B = 0,15508; \quad C = 0,050615; \quad D = 0,91372; \quad E = 0,160707.$$

Ostatecznie drugi pierwiastek równania (ze znakiem +) jest rozwiązaniem problemu. Należy pamiętać, że rozwiązanie jest poprawne tylko dla dodatnich wartości bezwymiarowych nośności na ścinanie i na rozciąganie.



Rys. 149. Interakcja bezwymiarowej nośności na ścinanie i bezwymiarowej nośności na rozciąganie jako podsumowanie koncepcji nośności sprężystej

Liniowa aproksymacja rozwiązania jest jak najbardziej uzasadniona i w ten sposób A_{el} jest współczynnikiem kształtu odnoszącym się do efektu L (czyli podłużnego ścinania w zespoleniu), a β jest współczynnikiem kształtu odnoszącym się do efektu G (czyli współczynnikiem karbu dla rozciągania pochodzącego od zginania lub rozciągania belki). Oba współczynniki są współczynnikami kształtu i zależą jedynie od kształtu łącznika, a nie zależą od jego wielkości. W ten sposób z wykresu na rys. 149 można odczytać bezwymiarową nośność na ścinanie na jednostkę długości zespolenia przez bezwymiarową nośność na rozciąganie w sytuacji, gdy kryterium stanowi przekroczenie wartości f_y w odniesieniu do naprężeń głównych w podstawie zęba stalowego.

W najprostszym przypadku przy braku efektu G , czyli przy czystym ścinaniu, rozwiązanie (rys. 149) wyraża po prostu charakterystyczną nośność zespolenia na ścinanie zgodnie z równaniem (12), a współczynnik kształtu dotyczący efektu L można przedstawić jako

$$A_{el} = A + C\sqrt{D} \quad (39)$$

Analogicznie do sytuacji, gdy nie ma ścinania podłużnego, a występuje jedynie rozciąganie środknika, zagadnienie sprowadza się do sprawdzania nośności naprężeń geometrycznych w rozciąganej blasze (czyli z uwzględnieniem współczynnika koncentracji naprężeń).

Rozwiązanie może być alternatywnie wyrażone przez naprężenia (40) w celu porównania z odpowiednimi wartościami normowymi (np. $\Delta\sigma_c = 125$ MPa dla zmęczenia [42] lub f_y dla stanów granicznych innych niż zmęczenie)

$$\sigma_s = \sigma_L + \sigma_G = \frac{v}{A_{el} t_w} + \beta \sigma_N \quad (40)$$

a dla belki w układzie płaskim można je przedstawić w postaci równania

$$\sigma_s = \frac{1}{A_{el}} \left(\mathbf{V} \frac{S_y}{I_y t_w} \right) + \beta \left(\mathbf{M} \frac{z}{I_y} + \mathbf{N} \frac{1}{F} \right) \quad (41)$$

w którym:

V – siła poprzeczna,

M – moment zginający,

N – siła osiowa w belce,

I_y – moment bezwładności przekroju zespolonego,

S_y – moment statyczny stalowej części przekroju,

F – pole przekroju zespolonego,

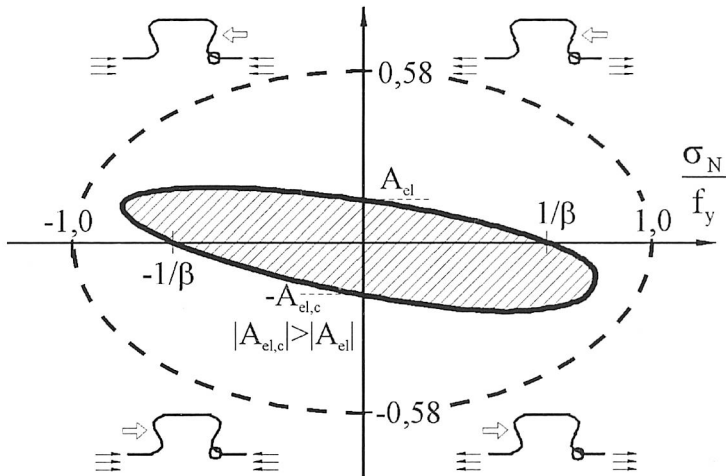
t_w – grubość środnika stalowego,

z – odległość poziomu podstawy zęba od osi bezwładności przekroju zespolonego.

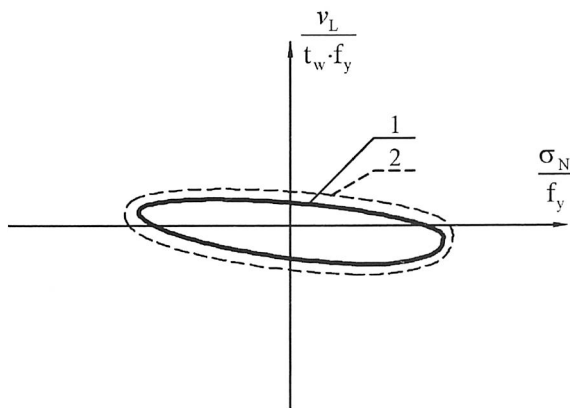
Jakkolwiek wyprowadzone rozwiązanie dla dodatnich wartości bezwymiarowych nośności na ścinanie i na rozciąganie jest najbardziej istotne w aspekcie projektowania konstrukcji, ogólne rozwiązanie w całej przestrzeni dwuwymiarowej jest możliwe przy zastosowaniu odpowiednich funkcji aproksymujących dla naprężeń i odpowiednich znaków w równaniach, tok postępowania pozostanie ten sam. Należy oczekiwać rozwiązania przedstawionego na rys. 150, na którym jednocześnie pokazano krzywą opisującą obwiednię nośności na podstawie naprężeń zredukowanych w blasze bez karbów poddanej ścinaniu i rozciąganiu. Punktem odniesienia przy czystym ścinaniu może być też punkt na osi pionowej o wartości 0,29. Odzwierciedla to sytuację czystego ścinania, bez uwzględnienia karbów, gdy pole blachy jest zredukowane o połowę, jak ma to w przybliżeniu miejsce przy symetrycznym wycinaniu zębów stalowych. Taka sytuacja jest oczywiście czysto teoretyczna, jednak można w ten sposób określić górne ograniczenie wartości współczynnika A_{el} .

Rozwiązanie problemu przedstawiono na przykładzie kształtu PZ, tymczasem im lepszy wytrzymałościowo kształt wycięcia, tym większe pole ograniczone obwiednią. Przykładowo, dla kształtu typu MCL należy oczekiwać obwiedni zaznaczonej na rys. 151 linią przerywaną (obecnie istnieje rozwiązanie teoretyczne dla dodatniej ćwiartki), podczas gdy rozwiązanie dla kształtu PZ przedstawiałaby linia ciągła. Dla takich kształtów iloraz A_{ult}/A_{el} będzie mniejszy niż dla kształtu PZ. Oczywiście dla żadnego realnego kształtu iloraz A_{ult}/A_{el} nigdy nie będzie mniejszy niż f_u/f_y dla stali, z której wycięto zęby.

Funkcje pokazane na rys. 151 dotyczą różnych kształtów łączników, odległość między krzywymi (przerywaną i ciągłą) nie jest zatem stała, lecz może zmieniać się



Rys. 150. Obwiednia interakcyjnej nośności łącznika



Rys. 151. Porównanie łączników o różnych kształtach

wzdłuż przebiegu krzywej. Należy mieć na uwadze, że poza kształtem PZ w dodatniej ćwiartce przedstawione na rys. 151 rozwiązania są tylko przewidywaniami i rzeczywiste funkcje należałoby określić, tak jak zrobiono to w przypadku dodatniej ćwiartki dla kształtu PZ.

9. Podsumowanie

W monografii przedstawiono zagadnienia dotyczące wyznaczania nośności stalowych łączników otwartych w połączeniu typu *composite dowels* oraz zasady, którymi kierowano się przy opracowywaniu tego innowacyjnego połączenia ścinanego, w kontekście kształtowania części stalowej elementu zespolonego. Podsumowano stan wiedzy, identyfikując problemy i pokazano, w jaki sposób zespolenie listwowe ewoluowało od rozwiązania opracowanego przez Leonharda na początku lat 80. ubiegłego wieku, do postaci w formie tzw. *composite dowels*. Przedstawiono prowadzone przez innych badania, analizy teoretyczne i wyciągnięte wnioski oraz zagadnienia, które nie zostały rozwiązane w tym, będący przedmiotem monografii, problem określania nośności części stalowej połączenia ścinanego. Następnie przeprowadzono szeroką analizę – podstawą był obszerny program badań elementów zespolonych oraz skomplikowane obliczenia metodą elementów skończonych. Zaprezentowano własne podejście do zagadnienia nośności części stalowej zespolenia – przeprowadzone analizy pozwalają sformułować następujące wnioski:

1. Przy sprężystej pracy konstrukcji u podstawy zębów stalowych mogą pojawiać się pęknięcia zmęczeniowe, które następnie propagując w stronę pasa dolnego, mogą prowadzić do całkowitego wyczerpania nośności belki przez gwałtowne pęknięcie pasa dolnego (rozdz. 3).

2. Występowanie pęknięć zmęczeniowych (i ich konsekwencji) powoduje, że istotne jest precyzyjne określenie stanu naprężeń w zębach stalowych i opracowanie koncepcji wyznaczania nośności na podstawie naprężeń (rozdz. 3).

3. Nośność sprężysta zębów stalowych na jednostkę długości zależy jedynie od ich kształtu, a nie od wielkości (rozdz. 4, wzór (12)).

4. Wniosek 3 można rozszerzyć na nośność graniczną części stalowej, a zdolność do poślizgu połączenia ścinanego jest liniową funkcją odwrotności wielkości zębów (rozdz. 6, rys. 99).

5. Rozgraniczając pojęcie kształtu od pojęcia proporcji, możliwe jest określenie właściwej linii wycięcia przez narzucenie kształtu (np. kryterium może stanowić możliwie mała wartość współczynnika koncentracji naprężeń) i obliczenie odpowiednich proporcji, np. metodą elementów skończonych (rozdz. 4).

6. Model przekazywania sił na zęby w belce polega na tym, że pionowa składowa siły z wirtualnego „krzyżulca betowego” modelu S-T przekazuje się bezpośrednio na strzemię w rdzeniu betonu wypełniającego, a na ząb stalowy przekazywana jest jedynie składowa pozioma oraz oczywiście siła odrywająca będąca efektem ciągłości ugięć elementu zespolonego (rozdz. 7).

7. Przyjęte i potwierdzone eksperymentalnie założenia pozwalają na opracowanie podejścia umożliwiającego określenie nośności części stalowej połączenia ścinanego, którego podstawą jest analiza naprężeń, zakłada się przy tym sprężystą pracę konstrukcji oraz liniowe zależności siła–naprężenie; podejście to nazwano koncepcją nośności sprężystej – KNS (rozdz. 8).

8. KNS sprowadza się do sprawdzenia, w najbardziej wyłożonym punkcie w podstawie zęba, naprężeń będących superpozycją naprężeń od ścinania podłużnego zespolenia i od rozciągania środnika będącego np. efektem zginania przekroju zespolonego (rozdz. 8, wzór (40)).

9. KNS charakteryzują dwa współczynniki kształtu A_{el} i β (rozdz. 8, rys. 149).

10. Wprowadzono pojęcie bezwymiarowej nośności zębów stalowych w postaci interakcji bezwymiarowej nośności na ścinanie zębów i bezwymiarowej nośności na rozciąganie środnika z uwzględnieniem koncentracji naprężeń (rozdz. 8, rys. 149).

11. KNS pozwala określać wartości naprężeń geometrycznych dowolnego typu (np. głównych, zredukowanych), a w zależności od przyjętego kryterium i odpowiadających wartości współczynników, wyznaczanych za pomocą MES, może być stosowana do oceny zmęczenia, wprowadzając jako wartość graniczną np. kategorię zmęczeniową, lub do sprawdzenia kryterium uplastycznienia materiału, wprowadzając jako wartość graniczną nominalną granicę plastyczności (rozdz. 8).

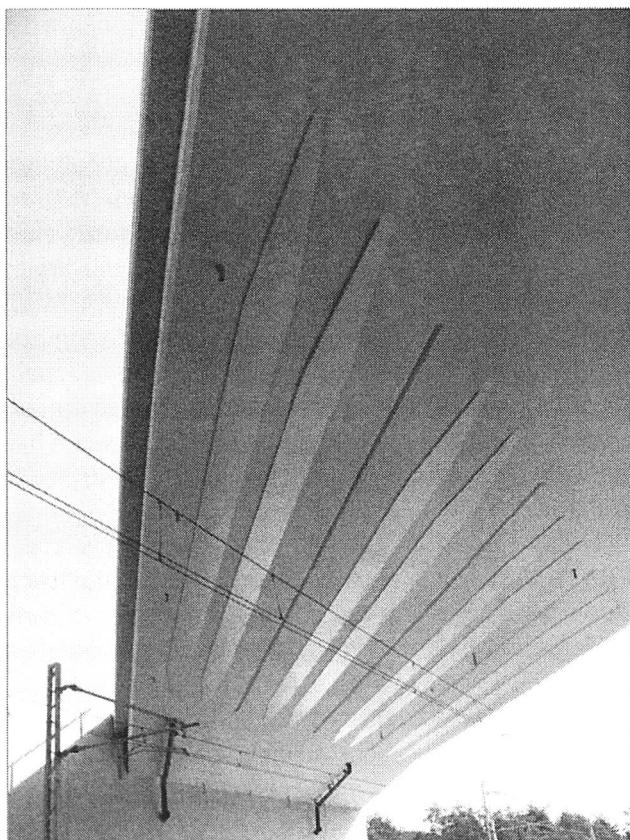
12. Cykliczne obciążenie powoduje przyrost poślizgów trwałych, który da się opisać funkcją logarymiczną, a zjawisko to może być istotne w aspekcie trwałości zmęczeniowej łącznika stalowego.

Autor przedstawił własne podejście do problemu kształtu łączników oraz metod obliczania konstrukcji. Przyjęte założenia potwierdzone badaniami doprowadziły do powstania koncepcji projektowania konstrukcji zespolonej opartej na kryterium naprężeniowym w odniesieniu do części stalowej. Koncepcja ta oraz późniejsze opracowanie technologii wytwarzania symetrycznych kształtów typu CL (ze względu na nieco zmodyfikowany kształt narzucony technologią wytwarzania zwanych również MCL) są obecnie podstawą projektowania i realizacji nowatorskich konstrukcji zespolonych w kraju i za granicą [49].

W tym miejscu należy ponadto zwrócić uwagę na zagadnienie naprężeń własnych oraz samego kształtowania konstrukcji stalowej (rozciecie i nadanie podniesienia wykonawczego), co przedstawiono w [26]. O ile problem zmiany geometrii belek stalowych po wykonaniu klasycznych łączników sworzniowych z główką [31] bywa istotny jedynie ze względu na nadania dźwigarom właściwego podniesienia wykonawczego, o tyle w przypadku rozcinania dźwigarów walcowanych w celu ukształtowania ciągłych łączników otwartych deformacje rozciętych belek są nie

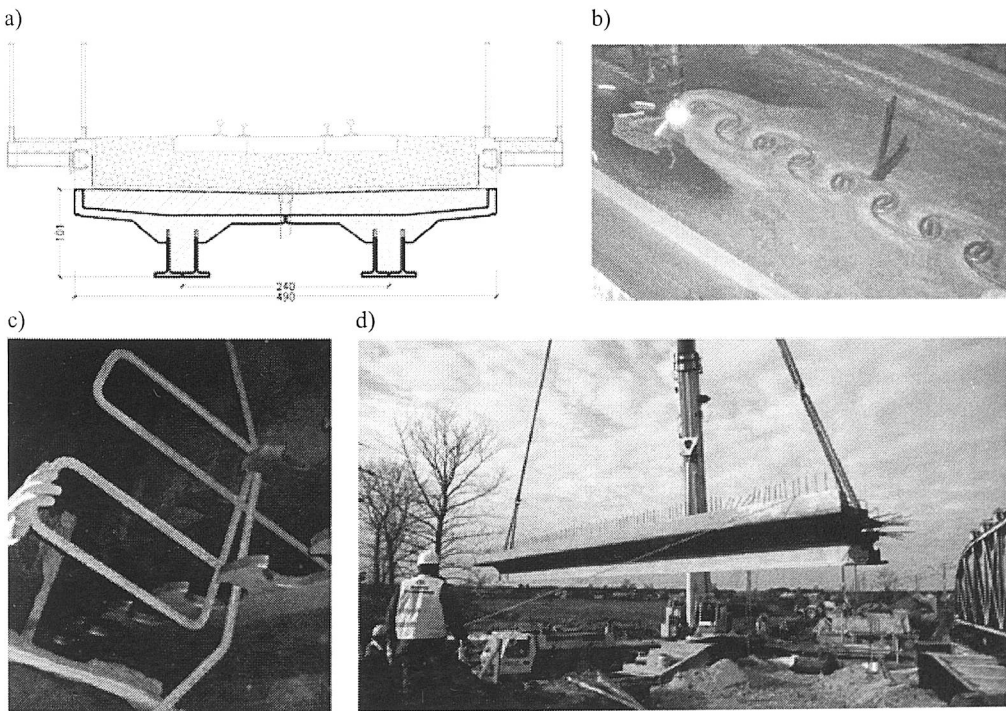
tylko bardzo znaczącą kwestią na poziomie realizacji, ale też mają swoje odzwierciedlenie w stanie naprężeń w stalowych łącznikach otwartych.

Nowy typ zespolenia umożliwia swobodne kształtowanie konstrukcji, co w połączeniu z przemysłanymi technologiami budowy i stosowaniu prefabrykacji prowadzi do uzyskania ciekawych i ekonomicznych rozwiązań konstrukcyjnych. Przykładem może być ramowa konstrukcja wiaduktu drogowego (rys. 152), w której stalowe kształtowniki prefabrykowanych belek zespolonych znajdują się tylko w strefie dodatnich momentów zginających – jest to przypadek swobodnego kształtowania konstrukcji zespolonej zarówno na poziomie przekroju poprzecznego, jak i w odniesieniu do całej konstrukcji. To jednocześnie pierwszy zrealizowany na świecie obiekt mostowy z zespoleniem o kształcie MCL.

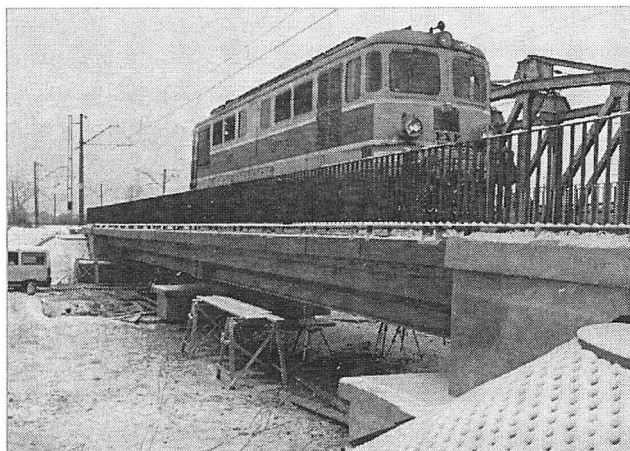


Rys. 152. Konstrukcja wiaduktu drogowego zrealizowana z belek prefabrykowanych z zespoleniem typu *composite dowels* – rozmieszczenie stalowych teowników odpowiada klasycznym zasadom rozmieszczania zbrojenia wiotkiego w konstrukcjach betonowych (wiadukt WD4 przeprowadzający drogę ekspresową S5, odcinek Stryszek–Białe Błota)

Kolejnym przykładem zrealizowanego obiektu jest most kolejowy (rys. 153, 154), w którym przęsła wykonano z dźwigarów VFTWIB® zaprojektowanych w taki sposób, że do ukształtowania konstrukcji zespolonej wykorzystuje się jedynie rozcięte kształtowniki walcowane, zbrojenie oraz beton – konstrukcję zespoloną uzyskano bez wykonywania ani jednej spoiny oraz ani jednego dodatkowego łącznika, takiego jak śruby czy sworznie [24]. Obiekt ten jest pierwszym na świecie mostem kolejowym wybudowanym w technologii VFTWIB® będącej atrakcyjną alternatywą dla powszechnie stosowanych dźwigarów obetonowanych, a jego realizację poprzedziły badania prototypu dźwigara pod obciążeniem cyklicznym przeprowadzone w ramach projektu M3M koordynowanego przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów i finansowanego w ramach przedsięwzięcia ministra nauki i szkolnictwa wyższego *Inicjatywa Technologiczna I*.



Rys. 153. Realizacja konstrukcji mostu kolejowego z zastosowaniem zespolenia z ciągłych łączników otwartych w dźwigarach VFTWIB® [49], [24]:
a) przekrój poprzeczny, b) rozcinanie dwuteownika HE1000x438 ze stali S460ML,
c) podstawowe zbrojenie dla przenoszenia ścinania,
d) prefabrykat zespolony podnoszony na placu budowy (Intop Tarnobrzeg);
(linia nr 61 Kielce–Fosowskie, km 23.0+93)



Rys. 154. Most kolejowy [49], [24] podczas obciążenia próbnego realizowanego przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów (Intop Tarnobrzeg)

Dalsze perspektywy rozwoju przedstawianych wcześniej technologii dotyczą konstrukcji zintegrowanych, w odniesieniu do obiektów mostowych, oraz stosowania betonu o wysokiej wytrzymałości i sprężenia konstrukcji w odniesieniu do stropów w budynkach, a także wybranych konstrukcji mostowych.

Literatura

- [1] ABAQUS Theory Manual, 2004.
- [2] Adrian P., Lorenc W., Kubica E., *Theoretical analysis of partially composite beams with chosen examples of connector density*, Stud. Geotech. Mech., 2006, Vol. 28, No. 1, s. 75–85.
- [3] *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-39: Kombi-Verdübelung*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin 2000.
- [4] Barthellemey J., Hechler O., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E., *Premiers résultats du projet de recherche européen Precobeam de connexion par découpe d'une tôle*, Construction Métallique, CTICM, 2009, Vol. 46, No. 3, s. 3–26.
- [5] Barthellemey J., Seidl G., *La connexion et les poutres PRÉCO: une solution économique pour les petites portées, objet d'un programme de recherche européen*, Bulletin Ouvrages d'Art du CTOA du Sétra, mars 2007.
- [6] Budka E., Lorenc W., Rabciga J., *Causes of cracks and the realized repair of main girder of steel railway viaduct, Steel bridges: advanced solutions & technologies*, 7th International Conference on Steel Bridges, Conference proceedings, Paulo J. S. Sruz, Luis Simoes da Silva, Falko Schroter (red.), Guimaraes, Portugal, 4–6 June 2008. Brussels: ECCS-European Convention for Constructional Steelwork 2008.
- [7] Bode H., Künzel R., *Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Verbundmittels – Untersuchungen für die Anwendung als Schwertaufleger*, Untersuchungsbericht 4/88, Universität Kaiserslautern 1988.
- [8] Bode H., Künzel R., *Schwerversuche zum Verbundverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit Zahndübeln als Verbundmittel, Dritte Teilserie, bemessungswerte für große Zahndübel*, Universität Kaiserslautern, Okt. 1989.
- [9] Bode H., Schanzenbach J., *Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausenhmungen als Verbundmittel*, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern 1988.
- [10] CEB-FIB, *Model Code 1990*, Comité Euro-International du Béton, London 1993.
- [11] Dudziński W., *Badania metalograficzne fragmentu konstrukcji stalowej wykonanej metodą spawania uszkodzonej po badaniach wytrzymałościowych*, Raport Instytutu Materiałoznawstwa i Mechaniki Technicznej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2008.
- [12] Fink J., Ondris L., *New Shear Connectors for Composite Girders – Experiences with ABAQUS Push-Out Test Simulation*, in: C. Ionescu, F. Paulet-Crainiceanu, R. Scienteie, A. Nicuta (red.), Proceedings of the International Symposium *Computational Civil Engineering*, 2007, Iasi, Romania, s. 379–395.
- [13] Fink J., Petraschek Th., *Innovativer Kronendübel für Stahl-Beton Verbundkonstruktionen*, Stahlbau, 76, H. 11, 2007.
- [14] Fink J., Petraschek Th., *Neubau der Straßenbrücke Vigaun, Versuchsbericht Teil I und II der TU Wien im Auftrag der Österreichischen Bundesbahnen + Schmitt Stumpf Frühauf und Partner*, TU Wien 10/2006.
- [15] Fink J., Petraschek Th., *Novel shear connectors experimental investigations and numerical comparisons*, [in:] R. Eligehausen, G. Genesio, W. Fuchs, P. Grosser (red.), Proceedings of the 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete 2007, Stuttgart, s. 1327–1336.

- [16] Fink J., Petraschek Th., *Push-out tests VFT-VIB statish. Neubau Straßenbrücke bei Vigaun ÖBB Strecke Salzburg – Wörgl km 23,135*, Technische Universität Wien, 2006.
- [17] Fink J., Petraschek Th., Ondris L., *Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector*, in: *Projekte an den zentralen Applikationsservern, Berichte 2006*, Zentraler Informatikdienst (ZID) der Technischen Universität Wien, Wien 2007, s. 131–153, <http://www.zid.tuwien.ac.at/projekte>
- [18] Furtak K., *Mosty zespolone*, PWN, Warszawa 1999.
- [19] Grelu H., *Association dans les ponts de la précontrainte et de la charpente métallique*, Bulletin de liaison “ponts métallique”, No. 6, 1975.
- [20] Hechler O., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E., *Continuous shear connectors in bridge construction*, Composite Construction VI Conference, USA, Colorado 2008.
- [21] Hegger J., Rauscher S., *Shear Connectors in Steel Fibre Reinforced Ultra High Performance Concrete*, Proceedings ICSCS 07, Manchester, UK.
- [22] Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong, *Experimental investigation on behaviour of steel – concrete composite bridge decks with perfobond ribs*, Journal of Constructional Steel Research, 62, 2006, s. 463–471.
- [23] Kołakowski T., Kosecki W., Lorenc W., *Polskie doświadczenia z realizacji obiektów w technologii VFT. Przyspieszenie budowy dróg ekspresowych w programie rządowym*, „Infrastruktura i Środowisko”, IBDiM, Warszawa 2007.
- [24] Kołakowski T., Lorenc W., Seidl G., *Nowoczesne konstrukcje zespolone w mostach kolejowych, Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w kolejnictwie*, Zeszyty Naukowo-Techniczne SITK RP, Oddział w Krakowie, nr 91, z. 149, Kraków 2009.
- [25] Kozłowski A., *Konstrukcje stalowe. Przykłady obliczeń według PN-EN 1993-1. Cz. 1. Wybrane elementy i połączenia*, Oficyna Wydawnicza PRz, Rzeszów 2009.
- [26] Kubica E., Rykaluk K., Lorenc W., Kożuch M., *Kształtowanie rozciętych dwuteowników walcowanych pod kątem stosowania w belkach zespolonych*, Zespolone konstrukcje mostowe, Kraków 2009.
- [27] Kucharczuk W., Labocha S., *Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków*, Arkady, Warszawa 2007.
- [28] Leonhard F. et al., *Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit; New advantageous shear connection for composite structures with high fatigue strength*, Beton- und Stahlbetonbau, H. 12, 1987.
- [29] Lorenc W., *Boundary approach in shape study of composite dowel shear connector*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. IX, No. 4, 2009, s. 55–66.
- [30] Lorenc W., *Wymiarowanie konstrukcji zespolonych*, w: *Konstrukcje stalowe w budownictwie. Projektowanie. Wykonanie. Montaż*, Jan Gierczak (red.), Dashofer, Warszawa 2008.
- [31] Lorenc W., Ignatowicz R., Kubica E., *Zmiany geometrii belek stalowych w skutek przypawania łączników sworzniowych z główką*, Zesz. Nauk. PRzesz., 2008, nr 256, Bud. Inż. Śr., z. 50, s. 193–199, Bezmiechowa 2008.
- [32] Lorenc W., Ignatowicz R., Kubica E., Seidl G., *Numerical model of shear connection by concrete dowels*, Recent Developments in Structural Engineering Mechanics and Computation, Millpress, Rotterdam, Netherlands, 2007.
- [33] Lorenc W., Kołakowski T., Kosecki W., Seidl G., *VFT-WIB – prefabrykowane dźwigary zespolone z innowacyjnym połączeniem stali i betonu*, „Nowocz. Bud. Inż.”, 2008, nr 6, s. 70–73.
- [34] Lorenc W., Kubica E., *Behaviour of composite beams prestressed with external tendons: experimental study*, Journal of Constructional Steel Research, 2006, Vol. 62, s. 1353–1366.
- [35] Lorenc W., Kubica E., *Load capacity of composite beams prestressed with external cables in aspect of adoption of initial prestressing force value*, Progress in Steel Aluminium Structures, Proceedings of the 11th International Conference on Metal Structures, Rzeszów, 21–23 June 2006, Ed. by M.A. Giżejowski et al., Taylor & Francis Group, London 2006.

- [36] Lorenc W., Kubica E., *Nonlinear modelling of composite beams prestressed with external tendons*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2004, Vol. IV, s. 83–93.
- [37] Lorenc W., Kubica E., Adrian P., *Analiza zachowania się belek zespolonych sprężonych kablami zewnętrznymi*, Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa, XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Warszawa-Krynica, 14–19 września 2003 r.
- [38] Łagoda M., *Stan graniczny podatności łączników w konstrukcjach zespolonych*, praca doktorska, Politechnika Wrocławska, Wrocław 1981.
- [39] Mareczek J., Chromiak P., Studnicka J., *Numerical model of perforated shear connector. Progress in steel, composite and aluminium structures*, Proceedings of the 11th International Conference on Metal Structures, Rzeszów, 21–23 June 2006, Ed. by M. A. Giżejowski i in., Taylor & Francis Group, London 2006.
- [40] Ondris L., kontakty prywatne 2006–2007.
- [41] PN-EN 10025-4/2004 *Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych*, cz. 4, *Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych drobnosiarnistych spawalnych po walcowaniu termomechanicznym*.
- [42] PN-EN 1993-1-9 Eurokod 3: *Projektowanie konstrukcji stalowych*, cz. 1–9, *Zmęczenie*.
- [43] PN-EN 1994-1-1 Eurokod 4: *Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych*, cz. 1–1, *Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- [44] PreCo-Beam: *Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission*, Final Report (2009). Research Fund for Coal and Steel, Contract No. RFSR-CT-2006-00030. 01/07/2006–30/06/2009.
- [45] Rykaluk K., *Pęknięcia w konstrukcjach stalowych*, DWE, Wrocław 2000.
- [46] Schmitt V., Seidl G., Doss W., Gebeshuber A., Friedrich N., Weizenegger M., *VFT-Bauweise – Entwicklung von Verbundfertigteilen im Brückenbau*, Beton- und Stahlbetonbau, 69, H. 4, 2001.
- [47] Schmitt V., Seidl G., Hever M., Zapfe C., *Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*, Stahlbau 06/2004.
- [48] Seidl G., *Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders*, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Raport serii PRE nr 4/2009, rozprawa doktorska.
- [49] Seidl G., Lorenc W., Kołakowski T., *Innovative composite bridges*. Zespolone konstrukcje mostowe, Kraków 2009.
- [50] Seidl G., Schmitt V., Lorenc W., *Shear Transmission of Fibre Reinforced Concrete Dowels*, The 7th German–Japanese Bridge Symposium, 30 July–1 August, 2007, Osaka, Japan.
- [51] Standfuß F., Naumann J., *Brücken in Deutschland II für Straßen und Wege*, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Deutscher Bundesverlag, Berlin 2007.
- [52] Thomann M., *Connexions par Adhérence pour les Ponts Mixtes Acier-Béton*, École Polytechnique Fédérale de Lousanne, Thésis Nr. 3381, 2005.
- [53] *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe*, AiF 13867N, FOSTA P621, Abschlussbericht 2007, RWTH Aachen.
- [54] Valente I., Cruz P.J.S., *Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete*, Journal of Constructional Steel Research, 60, 2004, s. 465–479.
- [55] Veríssimo G.S., Paes J.L.R., Valente I., Cruz P.J.S., Fakury R.H., *Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures*, 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 16–19 July 2006, Porto, Portugal.
- [56] Wurzer O., *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München 1998.
- [57] Zapfe C., *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München 2001.
- [58] *Zulassungsbescheid Z-26.1-23: Perfobond-Leiste*, Institut für Bautechnik, Berlin 1991.

The design concept for the steel part of composite dowel shear connection in steel-concrete composite structures

Behavior and load bearing capacity of steel dowels in steel–concrete composite girders with shear connection by composite dowels was described. A conception that describes the system of stresses in the steel teeth from the external loads was proposed. Based on that conception, formulas critical to the design were introduced. In this way, the basis of describing the resistance of the steel parts of a shear connection was established.

The composite dowel shear connection is combined out of a steel dowel and a concrete dowel. Steel dowels are made by cutting a steel sheet in such a way that the curve of the cut forms the element of a shear connection. The pouring of concrete over such formed connectors causes the creation of an effective shear connection. The basic issue is the determination of the state of stresses in steel dowels and it is especially important in fatigue analysis.

The author presented the results of his research, which were attained, amongst others, with the research team being directed with consideration of the international project with acronym of PreCo-Beam. Being responsible for solving the problems associated with the resistance of steel parts of shear connection, the author noticed that the steel would determine the main problem in the dimensioning of connection, not the concrete as was originally planned for a concrete dowel type connection. The author proved that fatigue cracks, which appear at the base of steel dowel and propagate in the direction of the lower flange, may cause the total failure of a beam by sudden cracking of the lower shear flange. Hence, a theory is necessary that will allow the state of stresses in steel dowels to be assessed in conditions where the exertion of a shear connection is significantly smaller than its ultimate resistance for longitudinal shear under static load. Here, the author introduced the term: elastic load conception (KNS). Noticing that the elastic load of steel dowels per unit length is based solely on its shape, and not on its size, and eliminating from consideration the size factor and then dividing the general conception of shape into the shape and proportions brought about the problem of shape solution since the analysis of appropriate proportions is an elementary issue. The introduction of appropriate model of loads acting on steel dowels under serviceability conditions, proven later on by research, caused the problem to be described with two shape coefficients that make up the basis of KNS. The stresses were determined by the finite element method and confirmed by research with the help of a large amount of strain gauges. A function that describes the stress variability was introduced along the edge of the base of steel dowel and its derivative was analyzed. While carrying out the appropriate mathematical transformation, the concept of dimensionless resistance of steel dowels was determined. Such an approach allows determination of geometric stress values and depending on the adopted criterion and the values of coefficients it can be used both for fatigue check and for yielding. On such basis, one can introduce the designing formulas, which is a purely technical task.

Composite dowels in their current form were introduced into bridge engineering as a basis of VFT-WIB® system. Its further development is considered, among others, as a joint contribution of the PreCo-Beam project participants. The elementary form of the currently used shape was proposed by J. Barhellemly. The procedures used for the dimensioning on concrete were provided by G. Seidl. The procedures for the dimensioning of steel and the manufacturing technology of shape being currently used were developed by the author.

Spis treści

Wykaz oznaczeń	5
1. Wstęp	9
2. Podsumowanie stanu wiedzy	14
3. Złożona praca połączenia ścinanego typu <i>composite dowels</i> pod obciążeniem	35
4. Poszukiwanie optymalnego kształtu	46
5. Modele numeryczne	50
6. Analiza elementów ścinanych	58
6.1. Badania elementów typu NPOT	58
6.2. Analiza pęknięcia oraz struktura stali w strefie wpływu ciepła po przecięciu palnikiem	68
6.3. Analiza numeryczna elementu typu NPOT	72
6.4. Współczynniki kształtu	74
6.5. Próby POST	78
7. Analiza belek	90
8. Koncepcja nośności sprężystej	111
8.1. Określenie wpływów L i G	111
8.2. Krzywe interakcyjne	117
9. Podsumowanie	124
Literatura	129
Streszczenie w języku angielskim	132



16,50

PRACE NAUKOWE INSTYTUTU BUDOWNICTWA
(wydane w latach 1998–2010)

- Nr 70, Konferencje nr 23, *Budownictwo betonowe w energetyce*. I Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1998
- Nr 71, Konferencje nr 24, *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym*. VIII Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1998
- Nr 72, Monografie nr 31, H. Nowak, *Oddziaływanie ciepłego promieniowania środowiska zewnętrznego na budynek*, Wrocław 1999
- Nr 73, Monografie nr 32, A. Ubysz, *Odształcenia plastyczne i samonapężenia w żelbetonowych konstrukcjach prętowych*, Wrocław 1999
- Nr 74, Konferencje nr 25, *Problemy projektowania oraz optymalizacja rozwiązań materiałowych i technologii wykonywania obiektów w aspekcie trwałości i ochrony przed korozją*. XI Konferencja OKTRA '99, Wrocław 1999
- Nr 75, Konferencje nr 26, *Materiały kompozytowe – właściwości, wytwarzanie, zastosowanie*. II Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 1999
- Nr 76, Monografie nr 33, J. Hoła, *Napężenia inicjujące i krytyczne a destrukcja naprężeniowa w betonie ściśkanym*, Wrocław 2000
- Nr 77, Monografie nr 34, Z. Hejducki, *Sprężenia czasowe w metodach organizacji złożonych procesów budowlanych*, Wrocław 2000
- Nr 78, Konferencje nr 27, *Problemy eksploatacji, remontów i wznoszenia budowlanych obiektów energetycznych*. II Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2000
- Nr 79, Konferencje nr 28, *Diagnostyka, utrzymanie, remonty, modernizacje oraz budowa obiektów budowlanych na terenie Lubńskiego Zagłębia Miedziowego*, Wrocław 2001
- Nr 80, Konferencje nr 29, *Materiały kompozytowe – właściwości, wytwarzanie, zastosowanie*. III Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2001
- Nr 81, Konferencje nr 30, *Budownictwo w energetyce*. III Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2002
- Nr 82, Konferencje nr 31, *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych*, Wrocław 2002
- Nr 83, Monografie nr 35, E. Hotała, *Nośność graniczna nieuźebrowanych cylindrycznych płaszcz-siłosów stalowych*, Wrocław 2003
- Nr 84, Konferencje nr 32, *Budownictwo w energetyce*. IV Konferencja naukowo-techniczna, Wrocław 2004
- Nr 85, Monografie nr 36, J. Karyś, *Czynniki materiałowe i technologiczne warunkujące trwałość zbrojonych kompozytów z cementów glinowych w środowisku siarczanowym*, Wrocław 2005
- Nr 86, Studia i Materiały nr 17, *Budownictwo w energetyce*, Wrocław 2006
- Nr 87, Studia i Materiały nr 18, *Technologia i zarządzanie w budownictwie*, Wrocław 2006
- Nr 88, Monografie nr 37, J. Pędziwiatr, *Podstawowe zagadnienia przyczepności stali i betonów w elementach żelbetonowych*, Wrocław 2007
- Nr 89, Monografie nr 38, B. Hoła, *Modelowanie jakościowe i ilościowe wypadkowości w budownictwie*, Wrocław 2008
- Nr 90, Studia i Materiały nr 19, *Budownictwo w energetyce*, Wrocław 2008
- Nr 91, Studia i Materiały nr 20, *Technologia i zarządzanie w budownictwie*, Wrocław 2008
- Nr 92, Monografie nr 39, B. Stawiski, *Ultradźwiękowe badania betonów i zapraw głowicami punktowymi*, Wrocław 2009



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

349532 LM

W książce przedstawiono koncepcje nowych łączników otwartych w połączeniu z *posiite dowels*, stosowanym w nowoczesnych konstrukcjach dźwigarów zespolonych stalowo-betonowych.

Łączniki w formie stalowych zębów powstają przez przecięcie blachy stalowej, w domyśle średnika belki, w taki sposób, że krzywa przecięcia formuje jednocześnie element zespolenia – zabetonowanie tak uformowanych łączników powoduje utworzenie skutecznego połączenia ścinanego. Naprężenia u podstawy zęba stalowego są superpozycją naprężeń pochodzących od ścinania podłużnego połączenia ścinanego oddziałującego bezpośrednio na zęby stalowe oraz naprężeń będących efektem zginania dźwigara oraz siły osiowej w dźwigarze.

Zaproponowano oryginalne podejście pozwalające określić układ naprężeń w zębach stalowych od obciążeń zewnętrznych i tym samym nośność części stalowej połączenia ścinanego. Określenie sposobu obciążenia zębów stalowych w połączeniu ścinanym sprowadziło problem do określenia dwóch współczynników kształtu stanowiących podstawę wymiarowania konstrukcji.

Książka jest przeznaczona dla inżynierów budownictwa specjalizujących się w zagadnieniach dotyczących konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych.



Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej
są do nabycia w księgarni „Tech”
plac Grunwaldzki 13, 50-377 Wrocław
budynek D-1 PWr., tel. 71 320 29 35
Prowadzimy sprzedaż wysyłkową
zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl

ISSN 0324-9875